



Universidad de Valladolid



**ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES**

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

ESCUELA DE INGENIERIAS INDUSTRIALES

Grado en Ingeniería en Tecnologías Industriales

**Metodología de análisis estructural de
una nave industrial en un entorno BIM**

Autor:

Diego Cabrero, Alfonso

Tutor:

**Zulueta Pérez, Patricia
Departamento
CMeIM/EGI/ICGF/IM/IPF**

Valladolid, julio de 2019.



Resumen / Abstract

BIM (Building Information Modeling) ha pasado de ser la tecnología incipiente que era hace unos años, a convertirse hoy en día en una necesidad para los sectores de arquitectura, ingeniería y construcción. El potencial que ofrece en cuanto a gestión e información de proyectos, y las grandes posibilidades de mejora en el flujo de trabajo colaborativo durante el proceso de diseño y construcción, ha supuesto su implantación en cada vez más países a nivel global.

En este Trabajo de Fin de Grado se ha realizado un ejemplo del funcionamiento dentro de este entorno a la hora de llevar a cabo el análisis estructural de una edificación industrial. Se tratará de profundizar en el uso de esta metodología de trabajo, empleando software de modelado y de cálculo estructural. Se comprobarán sus beneficios, y también los aspectos con margen de mejora.

BIM (Building Information Modeling) has gone from being the incipient technology that was a few years ago, to becoming today a necessity for the architecture, engineering and construction sectors. Its potential in terms of project and information management, and the possibilities of improving the workflow during the design and construction process, has led to its implementation in more and more countries worldwide.

This end of degree project contains an example of the operation in this environment when carrying out the structural analysis of an industrial building. We will try to deepen the use of this work methodology, using modeling and structural calculation software. We will check its benefits, and also the aspects with room for improvement.

Palabras clave / Keywords

BIM, Revit, Robot Structural Analysis, Cálculo estructural, Estructuras de hormigón

BIM, Revit, Robot Structural Analysis, Structural calculation, Concrete structures



Índice

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | Introducción y objetivos | 8 |
| 2 | Características BIM | 9 |
| 2.1 | ¿Qué es BIM? Conceptos generales | 9 |
| 2.2 | Origen de BIM y situación actual | 10 |
| 2.3 | Niveles de detalle y de información en BIM | 13 |
| 2.4 | Ventajas e inconvenientes de trabajar con BIM | 15 |
| 3 | Modelado arquitectónico y estructural | 18 |
| 3.1 | Motivación y consideraciones iniciales | 18 |
| 3.2 | Emplazamiento | 19 |
| 3.3 | Descripción elementos constructivos | 21 |
| 3.3.1 | Movimientos de tierra | 21 |
| 3.3.2 | Cimentaciones | 21 |
| 3.3.3 | Soleras | 22 |
| 3.3.4 | Forjados | 23 |
| 3.4 | Estudio de posibilidades de soluciones estructurales | 24 |
| 3.4.1 | Estructura | 24 |
| 3.4.2 | Cubierta | 28 |
| 3.4.3 | Cerramientos laterales | 30 |
| 3.4.4 | Aislamientos | 31 |
| 3.5 | Elección elementos estructurales | 32 |
| 3.5.1 | Edificio oficinas | 32 |
| 3.5.2 | Edificio nave industrial | 33 |
| 3.6 | Descripción zonas y dependencias | 37 |
| 3.6.1 | Edificio oficinas | 37 |
| 3.6.2 | Nave almacenaje | 41 |
| 3.6.3 | Zona exterior | 43 |
| 3.7 | Normativa | 44 |
| 4 | Cálculo estructural | 46 |
| 4.1 | Consideraciones iniciales | 46 |
| 4.2 | Posibilidades de software para cálculo estructural en BIM | 48 |
| 4.3 | Cálculo de cargas según la normativa aplicable. Acciones en la edificación | 50 |
| 4.3.1 | Acciones permanentes | 51 |



| | | |
|----------|---|------------|
| 4.3.2 | Acciones variables | 55 |
| 4.3.3 | Acciones accidentales | 65 |
| 4.4 | Combinaciones de cargas | 66 |
| 4.4.1 | Estados Límite Últimos (ELU) | 67 |
| 4.4.2 | Estados límite de servicio (ELS) | 68 |
| 4.5 | Preparación del modelo analítico | 69 |
| 4.6 | Exportación a Robot..... | 71 |
| 4.7 | Configuración inicial modelo Robot..... | 72 |
| 4.7.1 | Grupos | 72 |
| 4.7.2 | Secciones | 73 |
| 4.7.3 | Espesores | 74 |
| 4.7.4 | Materiales..... | 76 |
| 4.7.5 | Apoyos..... | 77 |
| 4.8 | Introducción de cargas | 78 |
| 4.8.1 | Peso propio..... | 78 |
| 4.8.2 | Peso permanente de uso | 79 |
| 4.8.3 | Sobrecarga de uso | 80 |
| 4.8.4 | Nieve | 81 |
| 4.8.5 | Viento | 82 |
| 4.9 | Combinaciones de carga | 84 |
| 4.10 | Análisis de la estructura | 89 |
| 4.11 | Dimensionamiento..... | 90 |
| 4.12 | Cálculo armadura pilares | 93 |
| 4.13 | Exportación a Revit | 99 |
| 5 | Conclusiones..... | 102 |
| 6 | Bibliografía..... | 104 |
| 7 | Anexos..... | 109 |
| 7.1 | Resultados Robot..... | 109 |
| 7.1.1 | Esfuerzos cortantes | 109 |
| 7.1.2 | Momentos flectores | 110 |
| 7.1.3 | Deformaciones | 111 |
| 7.1.4 | Mapas de barras | 114 |
| 7.1.5 | Armado..... | 117 |
| 7.2 | Fichas técnicas..... | 188 |



| | | |
|-------|--------------------|-----|
| 7.2.1 | Correas | 188 |
| 7.2.2 | Cubierta Deck..... | 189 |
| 7.3 | Planos | 190 |



1 Introducción y objetivos

El objetivo general del presente Trabajo de Fin de Grado es el diseño y la realización del modelado de un edificio industrial destinado a albergar un Centro Logístico online de comida saludable para centrarnos, posteriormente, en el objetivo específico del cálculo estructural. Todo ello en un entorno BIM (Building Information Modeling).

En primer lugar, se hará una breve descripción de las principales características de BIM y el crecimiento exponencial que ha desarrollado en los últimos años en su aplicación en ingeniería y arquitectura alrededor del mundo. Posteriormente, se llevará a cabo el modelado 3D del edificio utilizando el software Autodesk Revit, continuando con el dimensionamiento de la estructura mediante el programa Autodesk Robot Structural Analysis.

Con este trabajo, se pretende adquirir un flujo de trabajo optimizado respecto a los procesos que se practican habitualmente, fundamentalmente con CAD, para el proyecto de construcción de un edificio, empleando la metodología BIM, mostrando también alguna de las innovaciones recientes que se están implementando en los procesos de esta tipología de centros de distribución.

2 Características BIM

Como se ha comentado, para desarrollar los objetivos marcados, se empleará la metodología BIM. Por medio de software BIM obtendremos el diseño 3D del edificio y el cálculo estructural.

A continuación, se expone una introducción y una explicación sobre lo que representa BIM y lo que conlleva trabajar con esta metodología, así como una descripción de las diferentes opciones de software que hemos empleado.

2.1 ¿Qué es BIM? Conceptos generales

BIM se define como una metodología de trabajo colaborativa para el diseño y gestión de un proyecto de construcción. BIM es el acrónimo de *Building Information Modeling*, que traducido al español significa modelado de la información de la construcción. Es importante hacer hincapié en el término de “modelado”, ya que lo que se pretende es conseguir un modelo “as built” del proyecto que vamos a realizar, con el máximo nivel de detalle y profundidad de cada elemento que lo integre. Sin embargo, una de sus características diferenciales es la “información” puesto que el edificio virtual se convierte, realmente, en una base de datos de todos y cada uno de los elementos y familias que lo componen.

Con tecnología BIM, el proyecto se definirá de forma exacta y precisa, dedicando gran parte del trabajo a la construcción de un modelo virtual. Podríamos decir que se lleva a cabo una construcción virtual anterior a la real, es decir, se construye primero un prototipo en el ordenador, y posteriormente un segundo modelo semejante al anterior y ya optimizado.

Esta tecnología se fundamenta en la aplicación de métodos de trabajo eficientes, como son *Lean* y IPD, *Integrated Project Delivery*. *Lean* es un sistema de producción desarrollado por la Toyota Motors Company para proporcionar un producto final con el máximo valor para el cliente, eliminando desperdicios y tareas improductivas. IPD se traduce como entrega del proyecto integrado. Consiste en enfocar los proyectos desde el primer momento como una colaboración entre personas, sistemas, y prácticas empresariales, aprovechando los conocimientos y los puntos de vista de todos los participantes, con el fin de optimizar el resultado final y maximizar la eficiencia en todas las fases del proyecto. [1]

BIM engloba varias dimensiones que van desde 3D que comprende el diseño con el mencionado Revit o también con Archicad, Bentley, etc.;

pasando por el cálculo de estructuras con programas como Tekla Structures, Cype, o Robot; y el modelado y cálculo de las instalaciones del edificio; hasta la planificación de la construcción con Navisworks, Synchro o Vico, entre otros, y los aspectos económicos, en la dimensión 4D y 5D; analizando asimismo los aspectos relativos a la sostenibilidad incluidos en la dimensión 6D; para finalizar con el mantenimiento de la edificación a través de su dimensión 7D. Todos los programas informáticos BIM, se relacionan por medio del formato IFC, Industrial Foundation Classes, que es el estándar de comunicación entre software BIM. [1]

La tecnología BIM consiste en generar y gestionar datos del edificio. Permite crear cualquier elemento en tiempo real en la vista activa, modificándose las demás vistas del proyecto. Además, estos elementos constructivos son creados con los materiales que se colocarán en obra, incluyendo su geometría, características y coste, es decir, con todos sus datos asociados. Pero el uso de BIM abarca mucho más que la fase de diseño, integrando también la ejecución del proyecto y extendiéndose a lo largo del ciclo de vida del edificio, interviniendo en la gestión y mantenimiento del mismo, y reduciendo los costes de operación.

En lo que atañe a la fase de construcción del edificio, este sistema de trabajo supone un salto de calidad significativo, ya que simplemente con una tableta o un ordenador, se puede comprobar con el modelo 3D que la obra se realiza según lo establecido. Esta característica facilita la resolución de problemas, y hace que la toma de decisiones se realice de una forma más eficiente.

2.2 Origen de BIM y situación actual

Una buena manera de entender el origen de la tecnología BIM y su desarrollo desde los primeros pasos hasta nuestros días, es resaltar una serie de hitos históricos que han marcado su evolución.

En 1975 el profesor Charles Eastman, de la Georgia Tech Institute of Technology de EEUU, introduce el concepto del modelo de información de edificación, en el que las secciones y plantas podrían derivarse del modelo 3D con el uso de ordenadores. Se indica el desarrollo de un sistema de descripción de un edificio o BDS, *Building Description System*, obtenido con la agregación de elementos gráficos 3D capaces de contener información respecto de geometría y materiales. [2]

Posteriormente en 1984, la empresa húngara Graphisoft implementa el concepto de edificio virtual (*Virtual Building*) en su programa Archicad, lo que le convierte en el primer software de CAD capaz de crear dibujos en 2D y en 3D. Pero no sería hasta 1992 cuando se haría referencia por



primera vez al término BIM, en un artículo de Van Nederveen y Tolman, de la Delft University of Technology en los Países Bajos. [2]

El siguiente paso en el desarrollo del concepto de BIM llega en 1994, año en que se crea la IAI (*International Alliance of Interoperability*) en los Estados Unidos, con el fin de crear un consorcio de empresas que asesoraran el desarrollo de aplicaciones de software integradas, basadas en lenguaje C++. El trabajo de este grupo de empresas da lugar al IFC (*Industry Foundation Classes*), el primer estándar de intercambio. [2]

Más adelante, en 2003, las organizaciones estadounidenses GSA (General Services Administration), PBS (Public Building Service) y OCA (Office of Chief Architect), establecen el Programa Nacional 3D-4D-BIM en EEUU para apoyar y favorecer el uso de BIM en proyectos públicos. En 2005 la IAI de EEUU modifica su nombre por Building Smart. [6]

En 2007 la GSA comienza a exigir que se entregue, como mínimo, el modelo 3D en BIM para proyectos importantes que vayan a percibir financiación pública. A partir de este momento, y gracias al impulso estadounidense, comienzan a elaborarse planes de requerimientos de BIM en diferentes países, y tiene lugar un crecimiento exponencial de esta tecnología. [7,]

En 2011, en Reino Unido, donde el Cabinet Office UK elabora el Plan Nacional para la utilización de BIM en todos los proyectos públicos, con la finalidad de alcanzar un nivel 2 de BIM en 2016. [3]

Los países escandinavos han sido adelantados también en cuanto a la migración a BIM. No en vano, en 2012, Building Smart Finlandia publica el COBIM, Common BIM Requirements, con el propósito de exponer los requerimientos BIM para proyectos de nueva construcción y renovaciones. Mientras que, en Suecia, en 2014 se creó la BIM Alliance para unificar estándares, de forma que ahora casi todas las empresas en ese país emplean BIM. [3]

En Suiza, en 2017 se creó una Guía BIM que recoge estándares y regulaciones, y en Alemania se emplea mayormente por el sector privado, con una cifra de alrededor del 90% de los proyectos realizados en BIM, bastante superior a la recomendada por el gobierno, que no exige obligatoriedad BIM para proyectos públicos. Así mismo, en 2019 está previsto que el uso de BIM sea obligatorio para proyectos financiados por el gobierno ruso. [3]

En cuanto al desarrollo en nuestro país, en el año 2012 se funda la Building Smart Spanish Chapter. Para 2018 se estableció que los proyectos públicos con un presupuesto superior a 2M €, deben realizarse

en BIM en las fases de Diseño y Construcción, con la previsión de implantarlo en todas las fases en el año 2020, incluyendo el mantenimiento. [2]

Si nos fijamos en los países asiáticos, Singapur lidera la migración a BIM. En este país, en el año 2012, la BCA (Building and Construction Authority) publica la Guía BIM, por medio de la cual establece la obligación de presentar los proyectos en BIM para el año 2013 en el área de arquitectura, y para 2014 en materia de estructuras e instalaciones. También desde el año 2013 es exigida la metodología BIM para grandes proyectos públicos en Dubai. [3]

China ya ha desarrollado una Guía BIM en un Plan Nacional, y se espera que para 2019, el 30% de los proyectos públicos se realicen en este estándar. Por su parte, Corea del Sur lleva desde 2016 empleando BIM con carácter obligatorio para proyectos públicos de presupuesto superior a 50M \$. [3]

Por citar un último ejemplo, los países oceánicos Australia y Nueva Zelanda ofrecen una Guía BIM desde 2014 para sector público, consultores y contratistas, y pretenden realizar todos los proyectos con BIM en un máximo de 15 años. [3]

Para ilustrar la incipiente importancia de BIM en el diseño y gestión de la construcción, podemos poner como ejemplo dos proyectos importantes a nivel global que han sido realizados con esta metodología:



Figura 1. Estadio Wanda Metropolitano, Madrid. Proyecto realizado por Cruz y Ortiz Arquitectos. Fuente: Plataforma Arquitectura



Figura 2. One World Trade Center, Nueva York. Proyecto realizado por el estudio Skidmore, Owings & Merrill. Fuente: Skyscraper Center

2.3 Niveles de detalle y de información en BIM

Una cuestión importante a tener en cuenta a la hora de realizar un proyecto en BIM, es la necesidad de decidir lo que se va a modelar y lo que no. No siempre va a hacer falta definir todos los datos de cada elemento del proyecto hasta el último detalle, ese nivel de profundidad en el modelado irá determinado por las necesidades y objetivos que tengamos.

Este nivel de detalle se denomina como LOD. Sin embargo, estas siglas pueden referirse a dos conceptos distintos:

- *Level of Development*: significa nivel de desarrollo, y hace referencia a la información cualitativa que contiene el modelo, es decir la información que tiene relevancia en el proyecto a la hora de tomar decisiones. [4]
- *Level of Detail*: traducido como nivel de detalle, hace referencia a la riqueza de información de un elemento, sin definir la relevancia de esta en el proyecto. Si toda esa información es necesaria, los significados de nivel de detalle y nivel de desarrollo se corresponden. [4]

Los niveles básicos de desarrollo LOD son los siguientes [4]:

- **LOD 100**: concepto visual, 20% información. El elemento modelado refleja su apariencia física, sin ser necesaria su definición geométrica.
- **LOD 200**: diseño desarrollado o esquemático, 40% información. Es el nivel en el que se define geoméricamente el elemento, determinando sus necesidades espaciales dentro del modelo.
- **LOD 300**: documentación, 60% información. El elemento modelado posee una función determinada dentro del proyecto, y está definido geoméricamente en detalle respecto a forma, tamaño y ubicación.
- **LOD 400**: construcción, 80% información. Al elemento se le añaden datos específicos como fabricante, número de serie, coste, etc. Se incluye la detección de colisiones con otros elementos.
- **LOD 500**: elemento real, 100% información. El elemento modelado, además de lo anterior, contiene información concreta sobre los proveedores y fechas de compra y entrega.

Pero además de los niveles de desarrollo, también nos encontramos con otra clasificación que son los niveles de madurez de BIM. Este concepto se refiere al nivel de implantación de la metodología y de colaboración

dentro de un proyecto BIM. Con este criterio, se establece una escala de cuatro niveles progresivos, la cual fue definida inicialmente por Mervyn Richards y Mark Bew, que lo sintetizaron en esta imagen [7]:

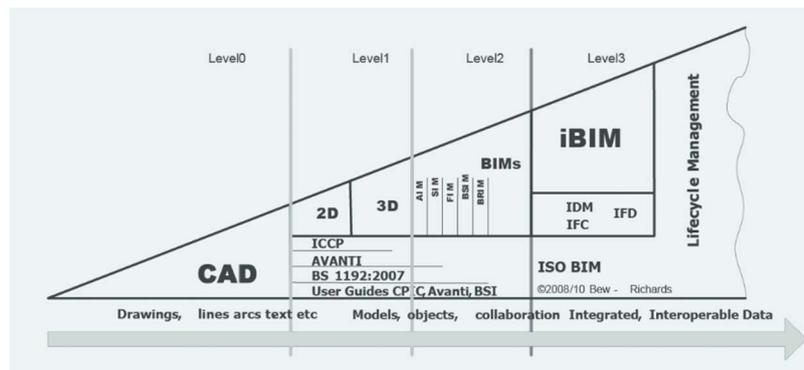


Figura 3. Niveles de madurez BIM. [7]

- **Nivel 0:** no hay ninguna colaboración, y el trabajo se realiza mediante un software que nos proporciona planos en 2D. Con esto obtenemos y manejamos la información en papel y con diferentes documentos electrónicos.
- **Nivel 1:** en este punto hay una combinación de trabajo en 3D para realizar el diseño conceptual, y en 2D para elaborar la documentación técnica. Se establece un sistema de compartición de datos, pero no se colabora entre los componentes del proyecto en la realización del trabajo.
- **Nivel 2:** aquí es cuando ya se empieza a colaborar entre las distintas partes, que trabajan sobre su propio modelo. Se generan archivos de formato común para que el resto de participantes empleen la información en sus modelos.
- **Nivel 3:** se corresponde con el mayor grado de colaboración entre los integrantes, que trabajan sobre un único modelo. Se eliminan problemas a la hora de unificar modelos. Es lo que se conoce como Open BIM.

En este sentido, como se ha comentado anteriormente, se habla también de ampliar las dimensiones del proyecto más allá del 3D, incluyendo 4D, que representa el análisis de la duración y de la planificación del proyecto, 5D correspondiente al análisis de costes, mediciones y presupuestos, 6D, referido a la evaluación de sostenibilidad, y 7D, que integra la gestión y mantenimiento a lo largo del ciclo de vida.

2.4 Ventajas e inconvenientes de trabajar con BIM

En la exposición de los principales conceptos que definen la metodología BIM, realizada en apartados anteriores, ya se han resaltado algunas de sus ventajas.

Pero existen muchos otros beneficios entre los que se encuentran los siguientes:

- **Mejora de la colaboración entre agentes:**

Trabajar con BIM permite la coordinación de todos los integrantes del proyecto, con el control y seguimiento de sus tareas por parte de un coordinador general o BIM Manager, y se pueden establecer nuevas técnicas de planificación colaborativa del proyecto más eficientes. Este es uno de los fundamentos principales de BIM, y que cambia por completo la metodología a la hora de abordar un proyecto. [1]

- **Reducción de costes:**

Esto se consigue debido a que con BIM, la fase de un proyecto que supone una mayor carga de trabajo es la fase de diseño, dado que en ella participan todos los agentes y es en donde se llevan a cabo los análisis del modelo y los cambios pertinentes. Esto contrasta con la metodología que se había empleado hasta ahora, en la que la mayoría de los cambios en el diseño se realizaba en la fase de obra, con el correspondiente aumento de costes que eso conllevaba. Este tipo de cambios son más fáciles de ejecutar y acarrear un coste significativamente menor cuanto más temprana sea la fase en la que se hagan. Para ilustrarlo, se muestra la conocida curva de Mac Leamy que compara el flujo de trabajo con BIM y con CAD. [6]

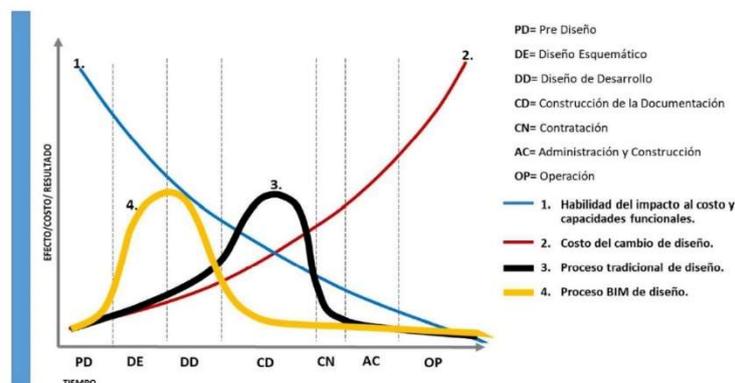


Figura 4. Curva Mac Leamy. [1]

De esta gráfica, se puede sacar como conclusión que, si se adelanta el momento de definición general del edificio a las fases de diseño, se puede conseguir añadir mejoras con un coste menor. Esto puede significar a la larga ahorro de tiempo y una mejora de la productividad.

- **Gestión de datos:**

Uno de los principales valores de BIM está en la información que se puede añadir al modelo y a la parametrización de esta información. Se tiene la posibilidad de añadir datos de los elementos del proyecto con diversos grados de detalle, como ya se indicó anteriormente con los niveles LOD. Estos parámetros que se van añadiendo, aportan además una serie de posibilidades a la hora de trabajar con ellos. Manejando bien la información del modelo, se pueden obtener mediciones de elementos constructivos, la ubicación de cualquier elemento dentro del modelo, entre otras cosas. En definitiva, el modelo es como una base de datos de diversa índole, de la cual se puede extraer la información que convenga en cada momento. [1]

- **Satisfacción del cliente:**

Con BIM se pueden obtener visualizaciones del modelo muy atractivas como renderizados o vídeos con recorridos por el modelo, con lo cual el cliente puede comprobar nítidamente y de manera clara, en fases tempranas, la coincidencia de lo que se está diseñando con sus requerimientos. Además, BIM permite realizar simulaciones de la construcción y el levantamiento virtual del edificio, permitiendo ver al cliente cómo se construye en cada fase del proyecto, y clarificándole el flujo de trabajo. Con un buen tratamiento de la información y los parámetros, como se mencionaba en el punto anterior, se puede también dar datos del proyecto de manera clara cuando el cliente los solicite. Cabe añadir que esta satisfacción se prolongará a lo largo del ciclo de vida y de uso del edificio, ya que, una vez terminada la construcción, el modelo está preparado para el *facility management*. [1]

Para constatar la realidad de estas ventajas en la industria, resulta interesante un estudio del año 2012, realizado por Mc Graw Hill Construction sobre la implantación de BIM en el sector AEC (Architecture, Engineering, Construction) en EEUU. En él se indica que hubo un aumento de usuarios de BIM en este sector, que fue desde el 28% en 2007 al 71% en 2012. [5] Según este informe, la principal ventaja que les reportaba a los usuarios era el hecho de que fuera un nuevo servicio que ofrecer a los clientes. También señalaban como importante el aumento de la productividad, y la resolución de conflictos y cambios que se evitaba en la fase de obra. En cuanto al trabajo en equipo, también se señala la

mejora de comunicación y entendimiento gracias al modelo tridimensional. Solo un 13% de los encuestados expresó no haber rentabilizado su inversión en BIM. [5]

Pero el BIM también tiene ciertos inconvenientes que vamos a exponer, ya que es una nueva tecnología que ha llegado para cambiar la metodología de los proyectos de construcción, y este cambio conlleva unas dificultades de adaptación palpables.

- **Adaptación de los usuarios de CAD a BIM:**

El BIM cambia totalmente la metodología de trabajo, lo cual requiere de un tiempo necesario para que las personas que van a empezar a trabajar con ello enfoquen de manera distinta los proyectos adoptando un punto de vista colaborativo. Además, este cambio conlleva el tener que diseñar en 3D a diferencia de los tradicionales planos en CAD, lo cual modifica el flujo de trabajo. [5]

- **Coste de formación y de software:**

Es evidente que la implantación de una nueva metodología conlleva un aprendizaje por parte de los equipos que lo van a utilizar, lo cual supone un coste ya sea para estudiantes que quieran dirigir su carrera laboral en esta área, o para profesionales y empresas que quieran cambiarse a BIM. Esto unido al coste del propio software BIM, provoca la necesidad de realizar una fuerte inversión, con la posibilidad de tener una pérdida de productividad durante la fase inicial de adaptación a la metodología. [5]

Cabe destacar que según un estudio [6], las empresas que han implantado BIM destacan que los principales problemas con los que se han encontrado han sido la falta de demanda de esta nueva tecnología por parte de los clientes, la imposibilidad de evaluar la implantación por cuestiones de tiempo, algún desajuste entre las posibilidades del software y las necesidades de los usuarios, y el coste del software.

También puede haber una colaboración entre las dos metodologías a la hora de llevar a cabo remodelaciones, o en ocasiones en que se quiera construir un edificio del que se dispone de documentos 2D, en cuyo caso sería interesante importar esa información a BIM para modelar a partir de esas referencias. No es este el caso de edificios de nueva creación, en los cuales lo lógico es modelar en BIM desde el primer momento. [1]

3 Modelado arquitectónico y estructural

3.1 Motivación y consideraciones iniciales

Volviendo al objetivo del presente trabajo, este consiste en la realización del proyecto de un centro logístico de distribución, mediante modelado BIM y llevar a cabo el análisis estructural de la edificación. Este centro logístico estaría destinado al almacenamiento y distribución de alimentación saludable, y las ventas se realizarían de forma online. El centro se dedicaría a las funciones de almacenamiento de los productos, preparación de los pedidos, gestión de planes nutricionales para particulares, y gestión del transporte y distribución de los pedidos.

En primer lugar, la motivación para realizar este trabajo fue el poder realizar un proyecto con BIM, empleando Revit para el modelado y realizando el cálculo estructural con un programa dentro del entorno BIM, debido a la creciente importancia de esta metodología en el sector AEC - Ingeniería, Arquitectura y Construcción-.

Es muy importante destacar que el hecho de elegir un centro logístico de distribución como edificación a realizar, vino determinado, fundamentalmente, por una etapa de investigación inicial en la cual se observó que BIM está siendo utilizado cada vez con más frecuencia en proyectos de construcción de almacenes, con empresas de primer nivel apostando por esta forma de trabajo. Tal es el caso de Onilsa, empresa dedicada a los servicios de construcción en los sectores industrial, logístico y comercial. En su página web se realiza una interesante difusión de sus proyectos y obras realizadas explicando ampliamente la utilización de BIM y los beneficios que aporta esta metodología [24]. Esto llevó a conocer el concepto de W-BIM (Warehouse BIM), que significaría la construcción de almacenes logísticos en BIM. El por qué de este concepto se explica debido a que la construcción logística tiene ciertas particularidades diferentes a otras tipologías de edificación. Estas edificaciones tienen una geometría más sencilla y definida, por lo que se puede profundizar mucho en el desarrollo de su modelado, y enfocar el mismo hacia el análisis de espacios, cumplimiento de normativas, eficiencia energética, y protección contra incendios, tan importante en este tipo de edificaciones. [23]

En cuanto a la decisión de la funcionalidad del centro logístico, para distribuir y vender online productos alimenticios saludables, ésta partió de la necesidad a día de hoy de favorecer una dieta sana en la población, ya que una mala dieta es uno de los principales factores de riesgo de las

enfermedades cardiovasculares, tales como infartos de miocardio, ictus o diabetes, entre otras, y que suponen la primera causa de muerte en España. [25] Por eso sería beneficioso que hubiera iniciativas de este tipo para favorecer dietas más saludables en la población y ayudar a las personas a llevar una alimentación sana. Esta venta se realizaría online, y cada cliente contaría con un plan nutricional individual, donde se especificarían las necesidades nutricionales a satisfacer durante un tiempo determinado, y en función de las compras realizadas, se llevaría un registro de las necesidades nutricionales que estuvieran cubiertas y las que faltaran por cubrir. Todo ello iría recogido en una base de datos interna, gestionada por el departamento de informática y bases de datos, y los planes nutricionales correrían a cargo de los médicos y nutricionistas del departamento.

Con el fin de dar una definición de lo que es un centro logístico de distribución, debemos entender que las redes logísticas existen para solucionar las problemáticas relacionadas con la demanda, el almacenamiento y el transporte de productos. Para este fin surgen los almacenes y centros de distribución, destinados a la ubicación de productos y a equilibrar la oferta y la demanda. En ellos se reciben los productos, se transportan internamente y se almacenan, a la espera de ser demandados y enviarse a su destinatario final. [26]

El mercado al que se destinaria este servicio sería a la ciudad de Madrid, debido a su amplio número de habitantes y por tanto una mayor probabilidad de éxito de este concepto de venta online en una gran ciudad. Se pondría énfasis en clientes individuales en riesgo de padecer enfermedades cardiovasculares, quienes vinieran derivados de algún médico o algún nutricionista.

El transporte se realizaría en furgonetas especiales de tres temperaturas, para productos secos, frescos y congelados. Estos vehículos estarían proporcionados por empresas especialistas en carrocerías, en colaboración con especialistas en equipos de frío.

3.2 Emplazamiento

El centro de distribución estará ubicado dentro del término municipal de Getafe, concretamente en el Polígono de los Gavilanes, en la Calle Rachel Carson 5.

La parcela seleccionada tiene la referencia catastral 2392136VK4528N0001ME, y comprende una superficie de 50.000 m², de los cuales 22.500 m² estarán ocupados por nuestra edificación y los accesos, delimitados por la valla perimetral. Tiene forma trapezoidal, y

limita al norte, al este y al oeste con otras parcelas del polígono, y al sur con la Calle Rachel Carson.

La elección de esta ubicación ha venido determinada por varios factores. En primer lugar, es una zona muy bien comunicada, encontrándose este polígono en el cruce entre la autovía A-4 y la circunvalación M-50, teniendo acceso inmediato a dichas vías, lo cual aporta rapidez a la hora de enviar pedidos y facilidad para la conexión con cualquier zona del núcleo urbano de Madrid. El precio de las parcelas en esta zona se encuentra en torno a los 250 €/ m², lo cual resulta económico contando con la posición privilegiada de este polígono. Hay que decir que, para este tipo de centro, la logística y la rapidez en el transporte de productos es clave, ya que con una buena comunicación ahorramos en combustible de los vehículos que realizan los pedidos, por lo que es el principal factor a la hora de decidir. Cabe decir que este polígono ha sido elegido para la ubicación de sus centros logísticos por varias empresas líderes en el sector del comercio online y en distribución de alimentos.

Esta parcela dispone de suministro energético y de agua, así como de acometida de aguas residuales. La topografía es prácticamente horizontal, sin ningún relieve ni accidente geográfico destacable, por lo que no consideramos tener en cuenta las curvas de nivel en el proyecto.



Figura 5. Vista Street View de la parcela, donde podemos ver su topografía horizontal y regular, y algunas naves adyacentes. Fuente: Google Maps Street View.

La normativa aplicable a las condiciones de edificación en la parcela, comprende principalmente el PGOU (Plan General de Ordenación Urbana) de Getafe [22], que nos determina las siguientes condiciones:

- Altura máxima de fachada, para edificaciones de uso industrial y almacenes, de 17 m.
- Coeficiente de edificabilidad de 0.85 m²/m² para uso industrial.
- Ocupación máxima de parcela de 60 % en uso industrial.
- Los retranqueos mínimos serán: a linde frontal a vía pública de acceso, 5 metros, y en los restantes, 3 metros.

También nos especifica el vallado perimetral, que deberá tener 0.65 m de zona opaca, pudiendo llegar hasta los 2 m con reja metálica y/o vegetación, así como otros aspectos como el hecho de que todos los espacios libres sin función concreta se ajardinarán de acuerdo con la vegetación existente en los alrededores.

3.3 Descripción elementos constructivos

3.3.1 Movimientos de tierra

La ubicación elegida es un solar sin edificar, por lo tanto, no habrá que efectuar ninguna demolición previa.

La primera tarea que se llevará a cabo será el desbroce, incluyendo la limpieza y evacuación de arbustos, maleza y vegetación en general. Todos estos materiales innecesarios se enviarán a un vertedero o a una planta de reciclaje mediante camiones.

Se compactará el terreno mediante maquinaria pesada como motoniveladoras o planchas compactadoras, a fin de tener una superficie óptima para el sustento de los cimientos.

Se realizará un vallado perimetral de seguridad alrededor de la obra, para evitar el acceso de personal ajeno a la obra y la posibilidad de robos. Este vallado permanecerá instalado hasta la culminación de las obras.

Posteriormente se realizará el replanteo, revisando el trazado original de los pilares que figura en los planos, y a continuación comenzarán las tareas de excavación del terreno, para acondicionar el mismo de cara a la realización de las cimentaciones.

3.3.2 Cimentaciones

Una vez finalizado el movimiento de tierras, se comenzará la cimentación, formada en nuestro caso por zapatas aisladas, losas de cimentación, y vigas riostras de unión, cuyas medidas figuran en el Plano de Cimentación.

Estos elementos estructurales de cimentación deberán cumplir con el Estado Límite Último, referido a la seguridad a la rotura, y con el Estado Límite de Servicio, referente al adecuado funcionamiento en su vida útil.

Para cumplir con los estados límites últimos se deberán verificar diversos factores. El primero es el hundimiento, que se produce cuando la carga que transmite la cimentación al terreno es mayor a la capacidad de soporte de este. El deslizamiento, cuando las tensiones en el punto de contacto entre la zapata y el terreno son mayores a la resistencia de ese contacto. La estabilidad general del conjunto de la estructura y los cimientos.

En cuanto a los estados límites de servicio, hay que comprobar que la estructura pueda soportar los posibles movimientos del terreno.

Las zapatas tendrán unas medidas de 1,5x1,5 metros, con 1 metro de profundidad, y las vigas de atado serán rectangulares de 0,5x0,5 metros de sección, La losa de cimentación tendrá al igual que las zapatas aisladas 1 metro de profundidad, y las dimensiones indicadas en el correspondiente Plano de Cimentación.

El tipo de hormigón empleado tanto para las zapatas aisladas, las vigas de atado y la losa de cimentación, será HA-25 N/mm². Se verá previamente una capa de hormigón de limpieza de 10 cm. Los elementos mencionados llevarán una armadura de acero tipo B-500-S, con redondos de 10 cm de diámetro.

Se dejará una armadura vertical saliente de la zapata para la unión con el pilar, en el cual se realizará una armadura de ferralla en la parte inferior. Así se transferirán correctamente los esfuerzos del pilar a la zapata.

3.3.3 Soleras

La solera es el revestimiento del suelo natural, compuesta generalmente por hormigón en masa, quedando la superficie vista o con revestimientos para mejorar el acabado.

Son importantes las juntas de retracción y de dilatación, que separan las diferentes superficies de la solera, y la aíslan de los elementos estructurales como pilares, muros y cimentaciones.

Es muy importante en edificación industrial su resistencia para soportar el tránsito de máquinas, así como para aguantar el peso de los elementos almacenados. También hay que poner énfasis en el control de la ejecución para evitar fisuras en el proceso de fraguado, y ejecutar y sellar correctamente las juntas de dilatación y retracción.

La realización de las soleras suele realizarse primero vertiendo y extendiendo el hormigón, posteriormente añadiendo los materiales necesarios como cemento o cuarzo, y por último empleando maquinaria especializada para uniformizar la superficie. Se puede aplicar en último lugar acabados ya sean finos, semifinos o antideslizantes, en función de las necesidades. [20]

Las capas que suele tener una solera industrial son en primer lugar sobre el suelo natural una base compactada de encachado de grava, sobre la cual se infiere una lámina de polietileno para dificultar el paso de agua, y sobre esto, se vierte el hormigón, con un mallado en la parte superior de la capa, y acabado superficial mediante fratasado mecánico, a lo cual se puede añadir los acabados antes mencionados. [21]

El espesor total de la solera suele estar en torno a los 20 cm, con armado de redondos de acero B500 de 8 mm con cuadrícula de 150x150 mm, y hormigón HA-25 para la capa superior.

3.3.4 Forjados

El forjado es el elemento estructural que separa las plantas de una edificación, compuesto por vigas y diferentes piezas que soportan las cargas.

Los forjados pueden ser unidireccionales, bidireccionales, colaborantes, de placas alveolares, entre otros.

Los forjados unidireccionales normalmente se componen de vigas de hormigón armado, bovedillas y hormigón en masa para compactar el sistema. En esta tipología las cargas se transmiten longitudinalmente a los pilares perimetrales.



Figura 6. Forjado unidireccional. Fuente: Viguetas Encinas

Los forjados bidireccionales habitualmente están compuestos por casetones formando cuadrículas, sobre los que se montan barras de acero bidireccionalmente, rellenando el conjunto con hormigón en masa. Las cargas son transmitidas mediante capiteles a los pilares perimetrales.



Figura 7. Forjado bidireccional. Fuente: Viguetas Encinas

Hasta luces de aproximadamente 5 metros y procurando que los pilares estén alineados, es más económico el unidireccional.

Las principales premisas a la hora de elegir el tipo de forjado son:

- Coste del sistema: es más caro el bidireccional, al ser más complejo técnicamente y emplear tipologías estructurales más laboriosas como casetones.
- Magnitud de luces y cargas: para luces pequeñas el unidireccional es suficiente y adecuado, mientras que para luces de a partir de 6 metros es mejor el bidireccional.
- Calidad del hormigón en función de los materiales y medios disponibles, necesitaremos emplear más cantidad en forjados bidireccionales y el precio será mayor.

3.4 Estudio de posibilidades de soluciones estructurales

3.4.1 Estructura

Las naves industriales se componen por lo general por una estructura principal, la cual da soporte a las correas, que soportan a su vez la cubierta de la edificación. Las diferentes configuraciones estructurales

para este tipo de naves que otorgan un espacio interior con el menor número de pilares intermedios son:

a. Estructuras rígidas, con pórticos y celosías.

Se construyen por medio de uniones rígidas entre las vigas y pilares. Es más eficiente a la hora de resistir cargas que la estructura de uniones articuladas. Básicamente pueden ser de dos tipos: con pórticos o celosías.

b. Estructuras articuladas de vigas y pilares.

La configuración se realiza a base de una serie de vigas paralelas, sustentadas por pilares en sus extremos. Las uniones entre ambos grupos deben ser articuladas, siendo más flexibles estas que las rígidas. Las vigas pueden ser secciones laminadas en caliente, vigas armadas, vigas aligeradas o alveolares, y cerchas.

c. Cubiertas sustentadas por tirantes.

En este tipo de estructuras, los tirantes, que pueden ser cables o barras, sustentan la estructura junto a las vigas, las cuales de este modo pueden tener una sección más reducida. Dichos tirantes están sujetos a pilares o mástiles, que a su vez se sustentan con otros tirantes. Su uso está destinado para situaciones de vanos de luces entre 30 y 90 metros.

d. Cubiertas en arco.

Las cargas en este tipo de estructura se transmiten por compresión en los arcos, y los momentos flectores son normalmente reducidos. Las fuerzas de compresión se suelen compensar en la cimentación con esfuerzos horizontales.

Para las tres primeras posibilidades se puede optar por una cubierta plana o inclinada. Veremos las diferencias entre estas dos opciones en el apartado de cubiertas.

En función del canto y de la distancia de luz que haya que salvar, se pueden emplear diferentes tipos de vigas. En estructuras articuladas, las principales posibilidades son las vigas sencillas, vigas soldadas, vigas alveolares y cerchas a dos aguas, todas ellas para un rango de luces de entre 20 y 45 metros, y para luces más elevadas, de hasta 100 metros, se suelen emplear las cerchas planas. [10]

En cuanto al material estructural a elegir para nuestra estructura, nos encontramos principalmente con cuatro posibilidades:

a. Estructura metálica

El tiempo de ejecución es reducido, debido a que los elementos estructurales llegan a obra ya prefabricados en taller, y preparados para montarse. Esto además asegura una mayor exactitud en la elaboración de los perfiles. Solo se precisa su ensamblado y no hay que esperar entre la instalación de los elementos, y no necesita muchos trabajos a pie de obra. [11]

En lo referente al montaje, cabe reseñar que el control de la construcción de la estructura es relativamente sencillo y suele tener menos errores. Sin embargo, hay que controlar los posibles riesgos y llevar a cabo una buena revisión del proceso. Es necesario una mano de obra especializada, fundamentalmente para la realización de uniones y soldaduras. [12]

Con las estructuras formadas por cerchas metálicas se tiene la posibilidad de obtener luces en vanos de grandes dimensiones, así como espacios diáfanos y más iluminados, al necesitarse menos apoyos. [16] Esto está relacionado con las características mecánicas del acero, el cual tiene una gran resistencia por unidad de peso, lo cual permite estructuras más ligeras y que los elementos estructurales tengan unas dimensiones menores. [10]

El acero es un material que destaca por su ductilidad, su gran resistencia y la homogeneidad de sus propiedades a lo largo de las piezas fabricadas. Dispone de una gran capacidad de laminación, pudiendo obtenerse varios tamaños y formas de las piezas. Sufre grandes deformaciones antes de llegar a la rotura, lo cual sirve de aviso y es beneficioso. [14]

Todas estas buenas propiedades mecánicas redundan en una reducción de la sección de los elementos y por tanto del material a emplear, lo que supone una disminución del precio de las vigas. [12]

Sin embargo, hay que decir que las estructuras metálicas no tienen un buen comportamiento frente al fuego, y necesitan un recubrimiento con pintura ignífuga contra el fuego, así como revisiones periódicas, para cumplir satisfactoriamente con la normativa de incendios. [11] También puede dar problemas con la corrosión, dependiendo del lugar y los agentes corrosivos externos, por lo cual también necesita una protección anticorrosiva. Todo esto hace que a veces, aunque las vigas metálicas sean más económicas, el coste global de la estructura acabe siendo mayor que con otras posibilidades de materiales, debido a este coste añadido en protección y mantenimiento contra el fuego y la corrosión. [13]

También es importante destacar que las estructuras metálicas son una opción sostenible, por la posibilidad de reciclar el acero en caso de desmontarse la estructura, el cual no pierde sus propiedades mecánicas ni calidad en el proceso de reutilización. Además, se producen muy pocos residuos en las tareas a pie de obra al ser solo trabajos de montaje. [10]

La estructura puede ser fácilmente ampliada y modificada, teniendo una gran capacidad de adaptación a necesidades futuras. Así mismo, el hecho de prefabricar los elementos en taller, reduciendo los trabajos a pie de obra, y reduciendo el transporte necesario, hace que disminuya el impacto ambiental. [10]

b. Estructura de hormigón armado in situ

Las naves de hormigón armado in situ son las más económicas, sin embargo, requieren más tiempo de construcción debido al proceso de conformación de la viga y fraguado del hormigón.

Son más rígidas, se logran nudos hiperestáticos más fácilmente, y el material es más pesado. Pero tienen a su favor un buen comportamiento frente al fuego, y el hecho de no necesitar tratamientos contra la oxidación ni la corrosión. [15]

En su montaje es necesaria menos mano de obra que para otras opciones, pero requiere un mayor control de la ejecución, ya que se suelen cometer más errores que por ejemplo en la realización de estructuras metálicas. [11]

Su mantenimiento requiere un control regular de calidad de las probetas de hormigón. Si se quieren conseguir grandes vanos con este método, se eleva mucho el coste y es preciso unos encofrados de máxima calidad. [16]

c. Estructura de hormigón prefabricado

Este tipo de estructuras, formadas por elementos construidos en fábrica previamente a su traslado a obra, están ganando peso en el mundo de la construcción y sobre todo en su aplicación a naves industriales. Se puede fabricar de esta manera viguetas, bovedillas y casetones, placas para forjados, así como jácenas y cerchas prefabricadas, y por supuesto pilares estructurales. [18]

La principal tecnología de producción de hormigón prefabricado para estructuras es mediante hormigón pretensado, en el que se somete al hormigón a esfuerzos de compresión previos a su puesta en servicio, mediante el tensado de sus armaduras. Dentro del hormigón pretensado, este puede ser pretesado y postesado.

Permiten un proceso de construcción relativamente sencillo y ágil, al solo ser necesario conectar los elementos, con lo que se reduce la mano de obra y la realización de trabajos auxiliares, mejorando la precisión en el montaje. Se trata de un proceso industrializado ya que los prefabricados son hechos a medida en fabrica y ofrecen las máximas garantías de calidad y fiabilidad. Esta disminución de tareas además se traduce en un ahorro económico a lo largo de todo el proceso.

Se obtienen unas mejores características mecánicas, tanto en resistencia como en durabilidad. Su calidad está garantizada durante todo el ciclo de vida del producto, gracias a los materiales que se utilizan en su elaboración en planta, y a los controles de calidad que se efectúan. [17]

Tienen un excelente comportamiento frente al fuego, sin requerir tratamientos ni recubrimientos especiales, lo cual les hace muy atractivos para su aplicación en estructuras destinadas a almacenaje. Así mismo son buenos aislantes térmicos y acústicos. [17]

Los prefabricados de hormigón son aplicables a diversas configuraciones estructurales, siendo muy competitivos a la hora de emplearse en naves con geometría regular.

Con la utilización de hormigón prefabricado se tiene un mayor control del impacto ambiental durante la construcción y posterior ciclo de vida del producto, siendo globalmente una elección sostenible en términos ambientales, económicos y sociales. [17]

d. Estructuras mixtas

Las estructuras mixtas consisten en una combinación de estructuras de acero y hormigón, con lo cual se pueden conseguir geometrías variadas optimizando el coste total. Por lo general, teniendo solo en cuenta el computo de las vigas y elementos estructurales, su coste es mayor que las estructuras metálicas y menor que las de hormigón.

Su principal atractivo es la disminución de los tiempos de ejecución, ya que mientras se ejecutan procesos de conformado del hormigón, ya sea armado o pretensado, se puede montar simultáneamente la estructura metálica. [16]

3.4.2 Cubierta

Uno de los principales objetivos que buscamos a la hora de elegir nuestra cubierta es en lo respectivo al aislamiento, ya que por la propia función

de nuestro edificio necesitamos una cubierta que nos proteja de las variaciones de temperatura del exterior y evite calores y fríos excesivos en el interior. También nos interesa que tenga una buena estanqueidad, es decir, que sea impermeable a la acción de las precipitaciones y las inclemencias meteorológicas, y tenga una buena evacuación de aguas. Así mismo, otro objetivo importante es el poder contar con el máximo posible de iluminación natural, para lo que necesitaremos que nuestra cubierta sea fácilmente adaptable a la instalación de exutorios y lucernarios.

Los principales tipos de cubiertas que podemos nombrar en general en la construcción de naves industriales son los siguientes:

- Cubiertas simples de chapa metálica. Generalmente formadas por acero galvanizado o prelacado. Es la opción más económica. Además, nos garantiza la estanqueidad, y su montaje es relativamente sencillo. Para su uso industrial requiere un buen aislamiento térmico. Pueden sufrir dificultades bajo condiciones adversas climatológicas o de fuertes vientos. [15]
- Cubiertas de panel sándwich, ya sea prefabricado o realizado in situ. Es de las opciones más empleadas para uso industrial. Cuentan con dos placas, normalmente de chapa, una interior y otra exterior, y un aislante en la capa intermedia. Proporcionan un mayor control acústico y de la temperatura interior. Son interesantes para asegurar la impermeabilización y un acabado más estético. [15]
- Cubiertas tipo Deck, muy similares a los paneles sándwich, también formadas por dos chapas metálicas con aislamiento por medio, y muchas veces con el añadido de una lámina impermeabilizante exterior, asfáltica o sintética. Este detalle hace que su impermeabilización sea completa, aunque encarece el producto. Muy buen aislamiento tanto térmico como acústico. De fácil montaje, y adaptables a la colocación de accesorios en cubierta, como pueden ser exutorios y lucernarios. Ofrece buenas prestaciones en cubiertas planas para grandes superficies. [15]
- Cubiertas autoportantes. Con este sistema no existe estructura portante de cubierta, la placa metálica se fija directamente a la viga de carga. Es una solución que posibilita un montaje más rápido y sencillo, y reduce el número de elementos estructurales. Proporciona una buena impermeabilización al facilitar el deslizamiento de las precipitaciones, y cumple con la protección térmica y acústica. [15]

- Otros tipos: otros mecanismos más específicos, pero también de uso industrial, son por ejemplo las cubiertas curvas, bien sea de chapa simple o panel sándwich in situ, las cubiertas translúcidas, que permiten una mayor iluminación natural y son más ligeras y estéticas, o las cubiertas engatilladas. [15]

Un factor importante que no debemos pasar por alto es el de la inclinación de la cubierta. Normalmente las cubiertas industriales pueden ser planas o inclinadas.

Hay que tener en cuenta que cuanto mayor es la inclinación, los pilares soportan una carga mayor, y la viga de carga horizontal se ve sometida por tanto a menores esfuerzos de carga, por lo que el perfil requerido para dicha viga de carga será menor, pero mayor será el de los perfiles. Y de manera opuesta y por el mismo motivo, a menor inclinación, mayor será la sección del dintel horizontal y menor la de los pilares.

Además, una mayor inclinación de la cubierta hace que la incidencia del viento sobre la sección transversal sea mayor al aumentar la superficie, y, al contrario, a menor inclinación, menor acción del viento.

Por lo general en la construcción industrial, las cubiertas planas se emplean en grandes superficies al ser capaces de sustentar pesadas cargas por tener un mayor perfil. Pero en ellas es muy importante garantizar la estanqueidad, y esto es que sea una cubierta impermeable al agua almacenada, por lo que muchas veces en cubiertas planas se requiere instalar una membrana impermeable adicional. Tienen la ventaja de poder ser transitables, y de ser mejores de cara a la estética.

Así mismo, las cubiertas inclinadas favorecen el drenaje del agua y proporcionan un mayor aislamiento térmico, ya que el sol no incide tan directamente. Resisten solicitaciones más pequeñas al tener un perfil más pequeño en el dintel, siendo mayor el de los pilares. [15]

3.4.3 Cerramientos laterales

Los cerramientos laterales que empleemos cumplirán una función muy importante debido sobre todo a la función del edificio, que es almacenar productos alimenticios, y por tanto la primera premisa es un buen aislamiento térmico y buena impermeabilización contra las inclemencias exteriores. También debemos tener en cuenta factores a la hora de la ejecución del cerramiento como son la rapidez de montaje, la economía y la seguridad. La medida aplicada deberá estar en sintonía con la estética del edificio, tener un buen acabado, formas geométricas sencillas y un diseño versátil.

En general, las configuraciones de cerramientos laterales más empleadas en naves industriales son las siguientes:

- Chapa simple metálica, formadas normalmente por un perfil grecado de acero galvanizado o prelacado, con diferentes espesores y mucha versatilidad en la forma de colocación. Es la opción más sencilla y económica. [19]
- Paneles sándwich in situ o prefabricados. Se componen de dos placas metálicas de acero galvanizado o prelacado, con una placa de aislamiento en función de la necesidad. Aportan rapidez y facilidad a la hora de realizar el montaje. [18]
- Paneles de hormigón, generalmente prefabricados y con configuraciones de losas alveolares, que ofrecen economía de materiales, y disminución de la mano de obra y el tiempo de montaje. Opción segura y sencilla. [18]
- Fachadas ventiladas, formadas por un soporte, un sistema de rastreles, una cámara de aire y una capa exterior que puede ser de diferentes materiales, bien metálicos, cerámicos, composites, fenólicos, etc. La cámara de aire trabaja en circulación de forma constante y aporta un ahorro energético de en torno al 30%. Se evitan problemas de humedad y se garantiza la impermeabilidad. Son de rápido montaje, y aportan un diseño estético. Están más pensadas sobre todo para edificios de servicios, oficinas y viviendas. [18]
- Muros cortina. Sistemas autoportantes que aportan sobre todo un componente estético, una economía de materiales por su estructura ligera y acristalada, y su aislamiento térmico puede incrementarse en función de su espesor. Interesantes para favorecer la iluminación natural de las edificaciones. [19]

3.4.4 Aislamientos

El aislamiento que utilizemos es un factor clave en nuestra edificación para mantener los alimentos en su temperatura idónea de conservación en el interior, sin que les influyan los cambios de frío o calor del exterior. En los tipos de cerramientos que hemos visto, en cuanto a cubierta los dos tipos que llevan aislamiento son los paneles sándwich y las cubiertas tipo Deck, y en los cerramientos laterales, los paneles sándwich.

Los principales tipos de aislamiento que se emplean hoy en día en edificaciones industriales son el aislamiento tipo PUR (poliuretano), tipo PIR (poli-isocianurato) y la lana de roca. [18]

Los paneles PUR y PIR proporcionan un poco más de aislamiento que la lana de roca, siendo el PIR un poco superior. El PIR tiene mejor

comportamiento en emisión de humos en caso de incendio, mientras que el PUR puede dar lugar a un aumento de las llamas por su condición de compuesto orgánico. Ambos tipos tienen buena estabilidad y resistencia mecánica. [18]

La lana de roca, aislante fabricado a partir de roca volcánica, igualmente es un excelente aislante térmico y acústico, y tiene un buen comportamiento frente al fuego al ser inorgánico, por lo que es recomendable para almacenes. Se suele emplear en uso residencial, pero también en naves industriales con requerimientos de aislamiento y con instalaciones de cámaras frigoríficas. Sin embargo, requiere mayor experiencia en la mano de obra para el montaje y la instalación. [18]

3.5 Elección elementos estructurales

3.5.1 Edificio oficinas

El edificio de oficinas tendrá dos plantas, y la estructura estará formada por pilares de hormigón prefabricado. El forjado será unidireccional, formado por viguetas de hormigón y bovedillas cerámicas, junto con una losa superior de hormigón en masa vertido en obra y armaduras de redondos de acero de 10 mm de diámetro. Se colocarán unas vigas de soporte de forjado, de hormigón de 30 x 30 cm, dispuestas cada 5 m y en la dirección indicada en Planos. El forjado estará conforme a la legislación vigente marcada en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). Esta opción es más económica y adecuada de acuerdo a las luces que tenemos de 5 metros entre pilares, y nos proporciona un mejor acabado que los forjados bidireccionales de casetones.

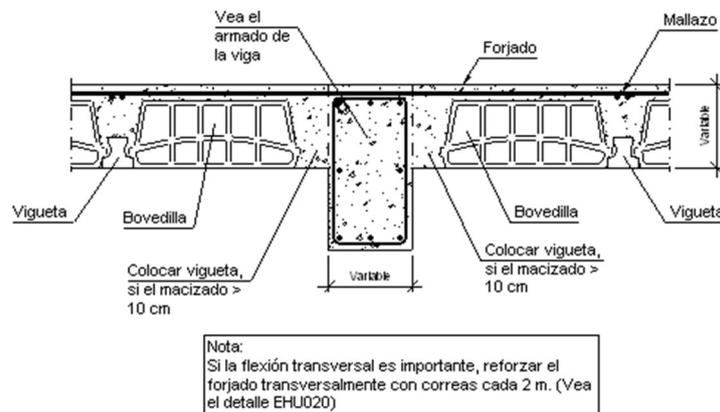


Figura 8. Detalle vista forjado unidireccional. Fuente: Detalles constructivos CYPE

El cerramiento lateral estará formado mayormente por muro cortina con las medidas indicadas en Planos, y en los espacios restantes se colocarán paneles de hormigón. Esta medida nos asegura un mayor uso de luz natural en las oficinas, a la vez que dotamos de una mayor estética al edificio.



Figura 9. Vista general de la edificación en Revit. Fuente: elaboración propia.

La cubierta será plana transitable con protección de grava, con un espesor de 0,59 m y las medidas indicadas en Planos. Estará formada por una capa inicial de hormigón, otra de mortero, una membrana impermeable, y el acabado en grava. Tendrá incorporados 9 paneles solares fotovoltaicos sobre su superficie. Se podrá acceder a ella desde la puerta que conecta con la nave.

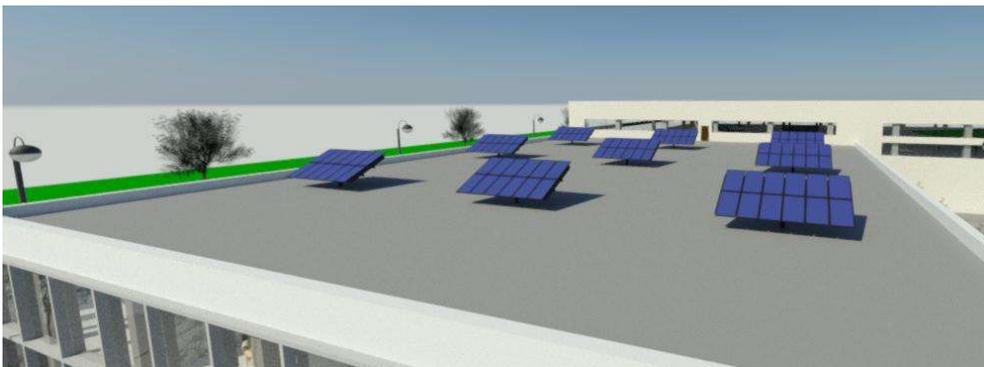


Figura 10. Vista cubierta oficinas modelo Revit. Fuente: elaboración propia.

3.5.2 Edificio nave industrial

Estructura

La nave industrial estará formada por una doble viga delta, de 25 m de luz cada una, y con una separación entre los pilares transversales de 5,5

m como se indica en Planos. Las vigas serán vigas delta de hormigón prefabricado pretensado, de 25 m de longitud, con las medidas indicadas en Plano.

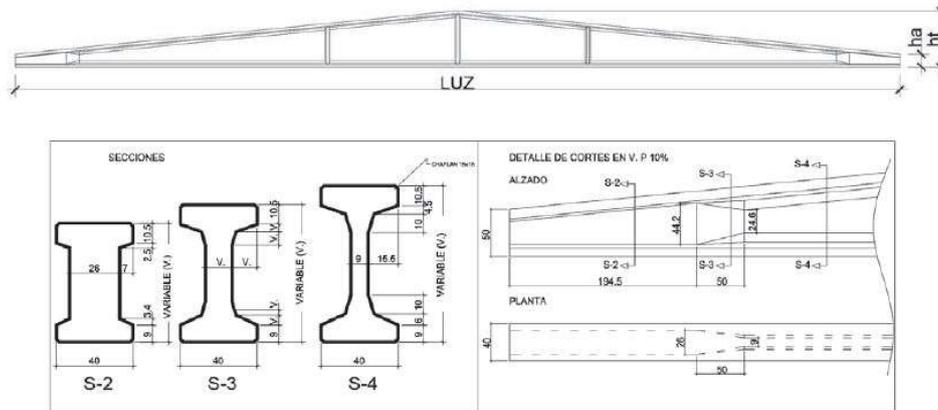


Figura 11. Viga delta. Fuente: Prefabricados Alve

Los pilares serán de hormigón armado, prefabricado también. Se colocarán correas de hormigón prefabricado sobre las vigas delta. La altura de la nave será de 9,7 m, cumpliendo la normativa del PGOU. Se ha elegido componer la estructura con hormigón fundamentalmente por su buena resistencia al fuego y su precio económico ya que no requiere tratamientos especiales.



Figura 12. Vista de estructura desde el interior de la nave modelo Revit. Fuente: elaboración propia.

Cabe mencionar que al ser elementos prefabricados el tiempo de ejecución es reducido, y las tareas a pie de obra se reducen al montaje de la estructura. Además, la geometría de nuestra nave es idónea para este tipo de composición estructural. Las luces entre pilares de la doble viga hacen que nos sea más beneficioso optar por una viga delta prefabricada, en detrimento de una cercha metálica, que al ser una luz de una dimensión considerable, nos aumentaría el gasto en material para poder soportar las cargas. A continuación, podemos observar una

muestra del tipo de pilar que vamos a emplear, un pilar de hormigón prefabricado con un hueco de apoyo para el encaje con la jácena delta.



Figura 13. Pilar apoyo jácena delta. Fuente: Prefabricados Alve

Las correas que van a ir apoyadas sobre las vigas delta y que van a soportar la cubierta, son unas viguetas tubulares de hormigón prefabricado, de modelo TB300_03. Estarán dispuestas cada una sobre dos vanos, y la separación entre ellas será de 1.35 m. Irán fijadas a las vigas por medio de anclajes metálicos, de la manera que se indica a continuación en el detalle de la unión de cubierta con los parapetos:

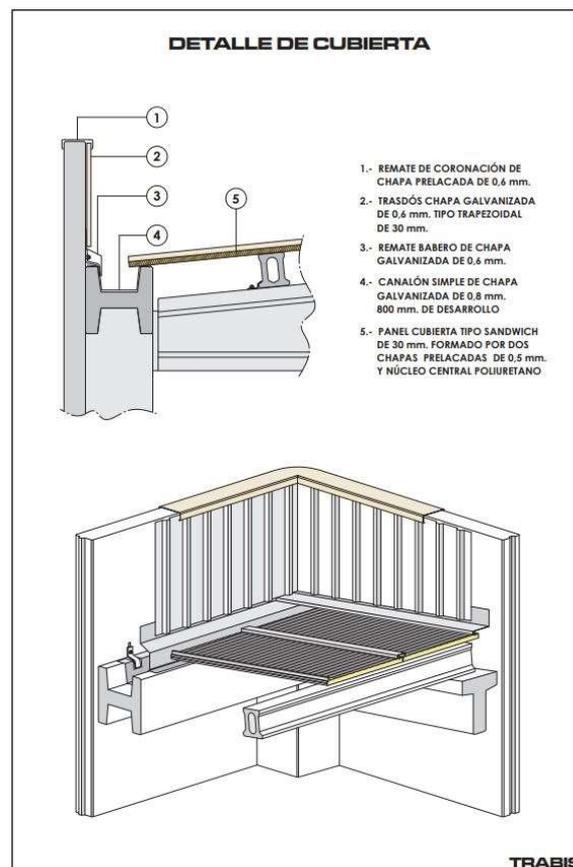


Figura 14. Detalle unión correas y cubierta.

Cerramientos laterales

El cerramiento lateral estará formado por un panel sándwich con aislamiento de lana de roca. Hemos elegido esta opción por ser la más idónea para nuestros requerimientos de aislamiento térmico, y además por el buen comportamiento al fuego que nos ofrece, incluido el aislamiento de lana de roca. Esto es importante sobre todo en almacenes donde hay bastante riesgo de incendio, que suele producirse por fallos eléctricos y por malas condiciones de orden y limpieza.

Cubierta

La cubierta elegida es una cubierta tipo Deck formada por una chapa metálica grecada, con una capa intermedia de aislamiento de lana de roca, una capa impermeabilizante formada por una lámina asfáltica, y una capa de protección de grava de canto rodado de tamaño 16-32 mm, y espesor 50 mm. Hemos elegido esta opción por su capacidad de aislamiento térmico, su buen comportamiento impermeabilizante, garantizándonos la estanqueidad, por su buen comportamiento frente al fuego, y por su adaptabilidad para el montaje de exutorios, los cuales nos interesa colocar en su superficie de cara a la iluminación natural de la nave.

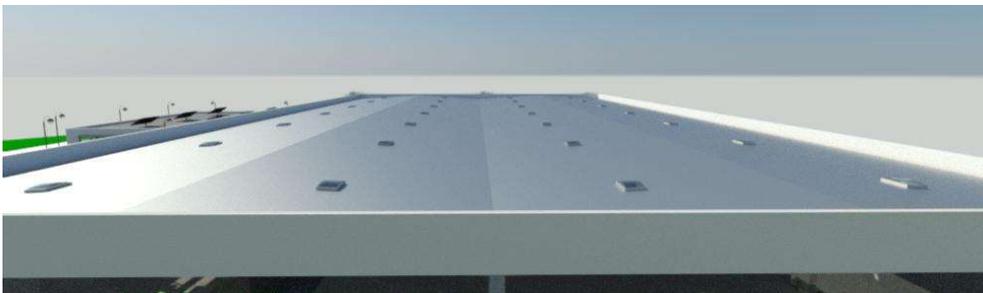


Figura 15. Vista cubierta nave modelo Revit. Fuente: elaboración propia.

La elección del aislamiento de lana de roca se debe a su facilidad y rapidez de instalación, buenas prestaciones de aislamiento, la seguridad que aporta en caso de incendio, así como su excelente comportamiento mecánico. Además, el aislamiento de lana de roca tiene un buen comportamiento con el agua, y es un producto inerte que respeta el medio ambiente. Es una solución habitual de aislamiento térmico y acústico en paneles de cubierta con inclinaciones muy reducidas, como la nuestra.

Es una doble cubierta levemente inclinada para ayudar a la evacuación de aguas y favorecer el aislamiento térmico, al incidir el sol de manera menos directa sobre ella. Con la cubierta inclinada disminuimos también

el impacto de la acción del viento sobre la sección transversal de la cubierta.

3.6 Descripción zonas y dependencias

El complejo formado por el centro de distribución contará con dos edificaciones adosadas, un edificio de oficinas y una nave para almacenaje. Estarán situadas en una parcela en la que habrá una calzada de acceso y un parking para turismos, así como un acceso para furgonetas y vehículos de transporte en general. A continuación, describiremos la distribución general de las zonas.

3.6.1 Edificio oficinas

Es un edificio de dos plantas, de 2.50 m de altura cada una. La superficie ocupada es de 1050 m², con unas dimensiones de 35x30 m. Ya hemos descrito anteriormente los componentes estructurales de esta edificación, por lo que vamos a pasar a la descripción de las estancias que componen el interior.

- Planta baja:
 - Hall de entrada: con una superficie de 225 m², es la estancia a la que da acceso la puerta principal, y alberga un ascensor acristalado para facilitar el acceso de personas con movilidad reducida y las escaleras de subida a la primera planta. Tiene una zona de espera con mobiliario adecuado.
 - Recepción: se sitúa contigua al hall y se accede desde él, tiene 37.5 m² y el mobiliario adecuado para albergar hasta a dos recepcionistas.
 - Sala exposiciones: con una superficie de 100 m², y capacidad para unas 15 personas, está destinada a la realización de charlas, exposiciones o cualquier tipo de reunión. Se accede desde el hall.
 - Sala reuniones: de 50 m² y con capacidad para unas 8 personas, destinada a reuniones con clientes o proveedores, y el acceso se realiza desde el hall.
 - Vestuarios: dos vestuarios independientes, para hombres y mujeres respectivamente, con una superficie total de 150 m² cada uno, con 3 lavabos y 12 duchas disponibles, y capacidad para 30 personas en total (15 hombre y 15 mujeres). Se accede a ellos desde el pasillo que comunica el hall y la nave.
 - Comedor: tiene una superficie de 100 m², capacidad para unas 20 personas, máquinas expendedoras de bebidas y alimentos, y microondas. Se accede desde el pasillo de comunicación de la nave y el hall, y tiene una puerta de salida

al exterior, donde hay mesas para el esparcimiento al aire libre.

- Sala espera transportistas: de 50 m² de superficie y acceso desde el pasillo, está destinada a los transportistas de los vehículos que se encuentren en espera de carga, y cuenta con mobiliario y TV para el descanso, así como accesos desde el comedor y el pasillo.
- Aseos: dos aseos adaptados, para mujeres y hombres, incluidos personas con movilidad reducida, de 12.5 m² cada uno, con acceso desde el pasillo entre el hall y el comedor.
- Planta primera:
 - Zona de espera: subiendo las escaleras o por el ascensor desde la planta baja llegamos a una zona abierta, con sofás y demás mobiliario, y una apertura en parte de la planta para dar mayor luminosidad y estética al hall y a la zona de entrada de la planta baja en general. Tiene una superficie total de 150 m².
 - Sala de reuniones (2): contamos con 2 salas de reuniones inicialmente previstas para reuniones entre integrantes de la empresa. Se accede desde la zona de espera, y cuentan cada una con 50 m² de superficie.
 - Oficina 1: destinada al departamento de nutrición, en el que habrá dos médicos especialistas y dos nutricionistas. Tiene acceso desde la zona de espera y desde el pasillo, y una superficie de 150 m².
 - Oficina 2: destinada al departamento de logística y gestión de pedidos, donde habrá dos trabajadores. Se accede desde el pasillo, y tiene una superficie de 100m².
 - Oficina 3: alberga el departamento de informática y gestión de bases de datos, y tendrá dos trabajadores y una superficie de 100 m².
 - Oficina 4: destinada al departamento de dirección y administración, con capacidad para tres trabajadores y una superficie total de 150 m².
 - Aseos: dos aseos adaptados, para mujeres y hombres, incluidos personas con movilidad reducida, de 12.5 m² cada uno, y acceso desde el pasillo.

El pasillo de esta planta primera va a dar a unas escaleras de acceso a la nave de almacenaje.



Figura 16. Vista escaleras conexión oficinas-nave modelo Revit. Fuente: elaboración propia.

El edificio está rodeado por una acera de 4 m de ancho, con vegetación, e iluminación proporcionada por farolas. Hay bancos y un estacionamiento de bicicletas al lado de la puerta principal.

A continuación, se muestran unos renderizados del modelo para poder apreciar gráficamente las estancias.



Figura 17. Vista exterior acceso oficinas. Fuente elaboración propia.



Figura 18. Vista hall entrada oficinas modelo Revit. Fuente: elaboración propia.



Figura 19. Vista hall primera planta y hueco ascensor. Fuente: elaboración propia.



Figura 20. Vista interior comedor. Fuente: elaboración propia.



Figura 21. Sala de exposiciones. Fuente: elaboración propia.

3.6.2 Nave almacenaje

La nave de almacenaje es una edificación formada por una doble viga delta, y unas dimensiones de 82.50 m de largo por 50 m de ancho indicadas en Planos lo que hace una superficie total de 4125 m², con los componentes estructurales previamente descritos. Estará rodeada por una acera de 1 m de ancho.

Las estancias que contiene la nave son las siguientes:

- Almacén de limpieza y sala de bombas: dependencia de 25 m² situada adyacentemente al edificio de oficinas, con útiles de limpieza y un cuarto de contadores para abastecer el edificio de oficinas.
- Cuarto eléctrico: con una superficie de 25 m², y situado de forma contigua al almacén de limpieza, contiene los cuadros eléctricos de la nave.
- Almacén auxiliar: estancia de 100 m² destinada a almacenar alimentos provenientes de devolución de pedidos, de alimentos que no pasen el control de calidad, de alimentos fuera de stock, o cualquier otro inconveniente.
- Garaje carretillas: con una superficie de 150 m², está destinado al estacionamiento de las carretillas elevadoras que no estén en funcionamiento, y cuenta con capacidad para 6 carretillas.

Además de estas estancias, la nave cuenta con tres zonas definidas:

- Zona de almacenaje: comprende un total de 3000 m² de superficie. En esta zona están dispuestas las distintas estanterías de almacenamiento de alimentos y productos secos, sumando un total de 108 estanterías. También se encuentra aquí la cámara frigorífica para productos frescos y congelados, la cual tiene una superficie de 275 m², dos puertas de acceso, y una organización perimetral de los productos para evitar que los trabajadores tengan que acceder al interior de la misma. Esta zona de almacenaje tiene accesos desde el edificio de oficinas, desde las dos de sus plantas. Tiene conexión con el exterior por medio de dos portones situados en la fachada noroeste, así como dos salidas de emergencia situadas en las fachadas noreste y suroeste respectivamente. Los recorridos están debidamente señalizados para el tránsito seguro y simultaneo de carretillas elevadoras y de peatones, por medio de flechas y de zonas peatonales marcadas.
- Zona de recepción y control de calidad: contigua a la zona de almacenaje, y a la zona de expediciones que explicaremos

después, se sitúa esta área, destinada a la recepción y almacenamiento temporal de pedidos, previo a su recogida por parte de las carretillas elevadoras y su disposición en la zona de almacenaje. Tiene una superficie total de 425 m². Cuenta con cuatro líneas de recepción, conectadas con sus respectivos muelles de carga, colocados en la fachada sureste de la nave, y que tienen una separación de 5.5 m entre ejes. En cada una de las líneas hay una cinta transportadora en la que se procede al control de calidad de los productos recibidos, comprobando si su estado es óptimo y procediendo a su marcado por medio de tecnología RFID.

- Zona de expediciones: contigua a las dos zonas anteriormente mencionadas, al sur de la zona de recepción de pedidos, se encuentra esta área donde las carretillas elevadoras depositan los productos que van a conformar un pedido y los operarios realizan el picking automático y preparan el pedido en cajas dividiendo los productos en secos, frescos y congelados, para su posterior incorporación a las furgonetas o vehículos de transporte a través de las cuatro líneas que van a dar a los muelles de carga. Su superficie es de 425 m².

A continuación, se muestran algunos renderizados de la zona de la nave del modelo Revit.



Figura 22. Vista interior de la nave, garaje carretillas. Fuente: elaboración propia.

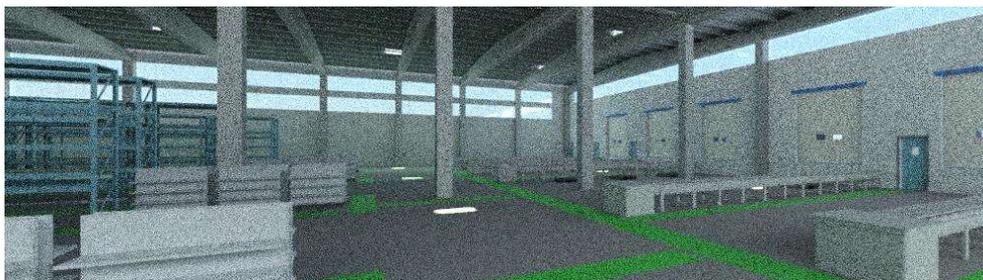


Figura 23. Vista zona de recogida de pedidos. Fuente: elaboración propia.



Figura 24. Vista exterior muelles de carga. Fuente: elaboración propia.

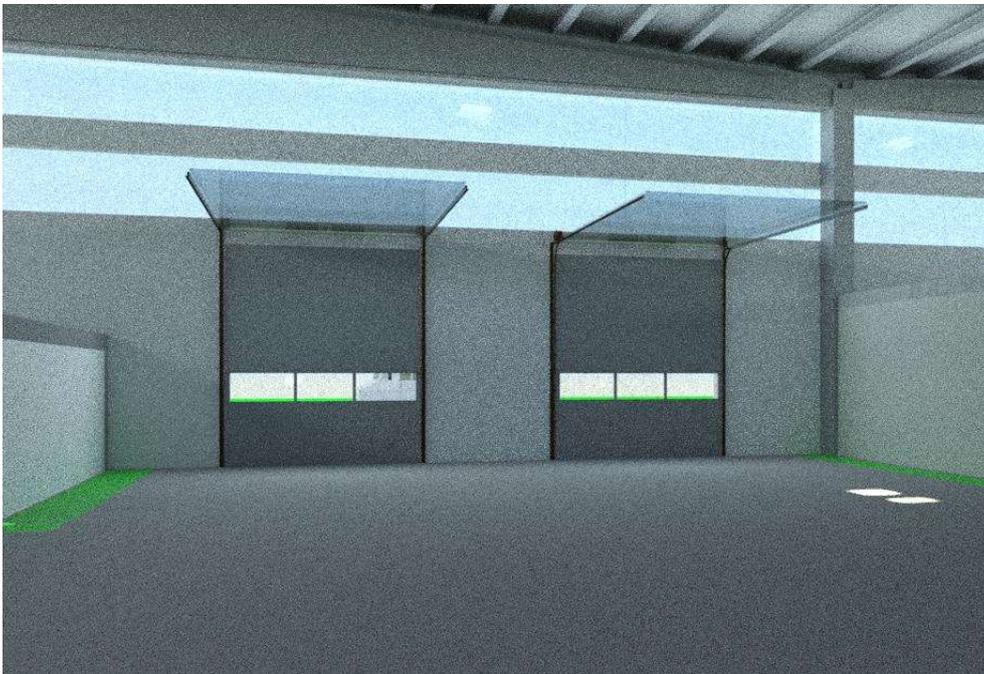


Figura 25. Portones acceso nave por parte trasera. Fuente: elaboración propia.

3.6.3 Zona exterior

El resto de superficie ocupada de la parcela está compuesta por zonas ajardinadas y ocupadas por vegetación autóctona conforme a normativa, y por los accesos al edificio. El recinto ocupado por los accesos, y la calzada que rodea a la edificación, estará rodeado por una valla perimetral, la entrada al recinto se realizará desde la zona sur como se indica en el Plano de Ubicación y Emplazamiento, a través de una puerta corredera de metal, y con un control de acceso. Se ha dejado una distancia suficiente entre las fachadas y la valla perimetral para facilitar la accesibilidad de camiones y furgonetas, pero siempre cumpliendo con

la normativa municipal de retranqueos. En la zona de los muelles de carga se ha procurado una distancia desde la fachada a la valla perimetral de 50 m para el correcto acceso de vehículos. Así mismo, hay un parking de vehículos particulares situado junto al edificio de oficinas, con capacidad para 30 vehículos y 6 plazas para discapacitados. También se cuenta con un parking de espera para vehículos de transporte en la zona de muelles de carga. Ambos parkings están conectados con el edificio de oficinas mediante una acera de 2 m de ancho. La calzada que rodea tanto al edificio de oficinas como a la nave de almacenaje, estará formada por una subbase de zahorra de 20 cm sobre explanación, una lámina drenante, una solera base de 15 cm con hormigón HA-25 y mallazo de 5 mm 15x15, con pavimento de hormigón semipulimentado de 10 cm y acabado de asfalto betún. La superficie total de la parcela que está edificada, restando las zonas ajardinadas, suma un total de 22500 m², cumpliendo la normativa del PGOU.

3.7 Normativa

El CTE nos marca las exigencias y requisitos básicos que tiene que tener nuestra edificación, en materia de seguridad en los lugares de trabajo, seguridad en caso de incendio, seguridad de utilización, higiene, protección del medio ambiente, aislamiento térmico y acústico, y nos otorga procedimientos para que las soluciones adoptadas cumplan los requisitos con suficientes garantías y niveles de calidad.

Este código es de obligado cumplimiento y en este proyecto, las soluciones adoptadas están acorde a los documentos básicos correspondientes. Los apartados del CTE en los cuales se basa nuestra edificación son, entre otros:

- CTE-DB-SE: seguridad estructural.
- CTE-DB-SI: seguridad en caso de incendio.
- CTE-DB-HS: salubridad.
- CTE-DB-HR: protección frente al ruido.
- CTE-DB-HE: ahorro de energía y aislamiento térmico.
- CTE-DB-SUA: seguridad de utilización y accesibilidad.

Además, nos afectan también otras normativas específicas como:

- RD 486/1997 sobre la seguridad en lugares de trabajo.
- RD 2267/2004 sobre seguridad contra incendios en edificios industriales.
- Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental.
- RD 1627/1997 sobre las disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.



- NSCE-02 Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación.
- RD 1247/2008 Instrucción EHE-08 de hormigón estructural

4 Cálculo estructural

4.1 Consideraciones iniciales

Como hemos dicho al comienzo, el software empleado para el modelado de la estructura es Revit de Autodesk, así como Robot Structural Analysis para el cálculo de la estructura. Se ha ido mostrando el resultado del modelado de la nave objeto del trabajo en alguno de los renderizados expuestos. No se va a entrar en detalle de los pasos realizados ni los detalles a la hora de modelar la edificación, pero sí se considera importante exponer algunos criterios de modelado que han sido necesarios para adaptar dicho modelo al cálculo estructural.

En primer lugar, se debe aclarar que los muros de cerramiento no son muros portantes, ni en el caso de los de la nave industrial, así como tampoco los del edificio de oficinas. Por tanto, no van a ser incluidos en el cálculo estructural. Además, hay que tener en cuenta que, en nuestro caso, el programa Robot Structural Analysis ya tiene en cuenta el peso propio de la estructura y lo calcula automáticamente, por tanto, tampoco habrá que tener en cuenta el peso de los pilares, vigas y forjados. Esto es muy importante ya que ninguno de los muros que modelemos en Revit va a ser de la categoría Muro Estructural. Siempre serán Muros Arquitectónicos, ya que los estructurales llevan implícitamente consigo un muro analítico, el cual se exporta al software de cálculo y se incluye en el análisis.

Por otra parte, debemos tener en cuenta el modelado de los forjados, que se modelarán como Suelos Estructurales, con su modelo analítico implícito, a efectos de simplificar el análisis y de que el software de cálculo reconozca los elementos que le enviemos del modelo. Aquí aparece la importancia del LOD o nivel de detalle que se explicó en capítulos anteriores. Nuestro forjado es un forjado unidireccional, formado por viguetas y bovedillas cerámicas, con una capa de hormigón en masa de relleno. Pero modelar todos estos elementos no es ni necesario ni eficiente. En primer lugar, por la dificultad de que el software de cálculo reconozca elementos constructivos tan específicos como las viguetas de forjado, y, por otra parte, por el hecho de que el propio programa de Revit no está ideado para un modelado tan en detalle. La idea y principal característica de Revit es su versatilidad, y para el detallado de elementos, si bien en Revit hay algunas herramientas, normalmente se emplean otros programas de software destinados al detallado estructural. Por lo tanto, adoptaremos esta solución de cálculo.

Es importante a la hora de modelar, hacerlo en función de los objetivos que tengamos, en este caso el análisis estructural.

También conviene hablar del modelado de las correas. Se han colocado en el modelo como viguetas estructurales, pero como se explica posteriormente en el apartado de cálculo de cargas, no las vamos a considerar en el cálculo estructural por no ser reconocido su perfil por la base de datos de Robot. Realizaremos su cálculo estructural manualmente comprobando su capacidad portante, e incorporaremos sus efectos como acciones permanentes de peso propio de la estructura sobre las vigas delta de la nave industrial. Por tanto, lo que debemos hacer es desactivar el modelo analítico de estas correas para que no se transfieran al software de cálculo, y así podremos mantenerlas en el modelo geométrico de Revit. Para ello, en el modelo de Revit y con todas las correas seleccionadas, dentro de la paleta Propiedades, en el apartado Estructura, desactivamos la casilla que dice “Activar modelo analítico”.

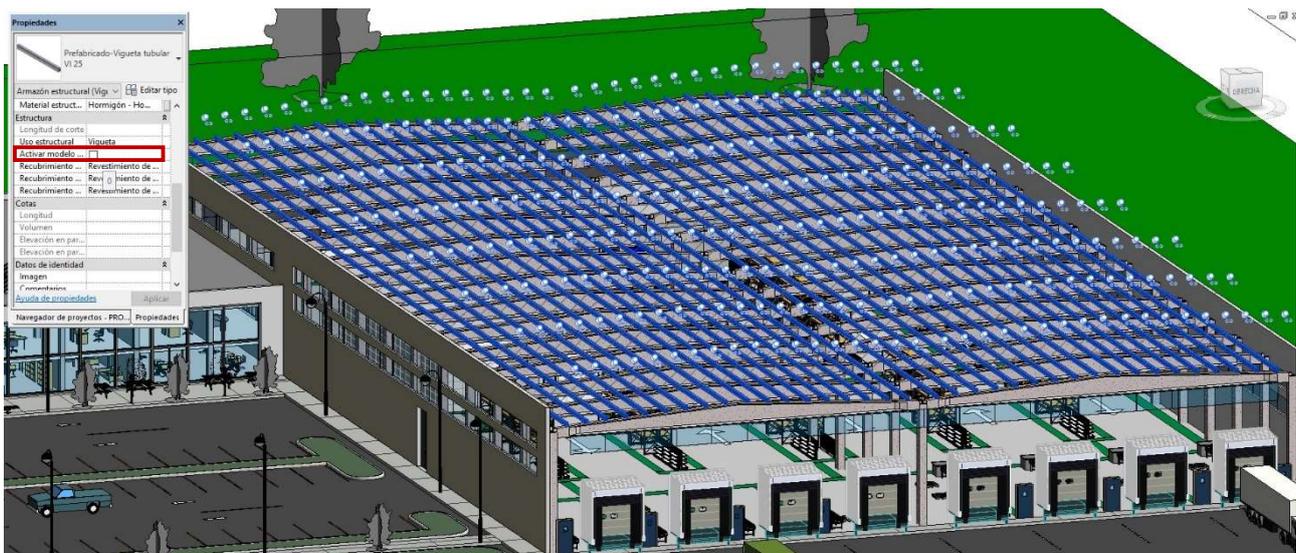


Figura 26. Desactivación modelo analítico correas. Fuente: elaboración propia

Por lo demás, en los demás elementos que conforman la estructura portante como los pilares y vigas, bastará con tener activado el modelo analítico para exportar al software de cálculo. Profundizaremos en la definición del modelo analítico posteriormente.

4.2 Posibilidades de software para cálculo estructural en BIM

Vamos a hacer una breve exposición sobre las posibilidades que ofrece BIM, y más concretamente las posibilidades que se ofrecen al modelo realizado en Revit, para el cálculo estructural, de cara a abrir el abanico de posibilidades a la hora de elegir el software de cálculo, y para exponer las razones de nuestra elección de Robot Structural Analysis.

El análisis de la estructura modelada en Revit, se puede realizar bien exportándolo a otros programas de cálculo de estructuras, que es la opción habitual, o utilizando las herramientas disponibles en el propio Revit. Hay tres caminos para esta exportación desde Revit [28]:

- Mediante la exportación a un programa de cálculo de estructuras en formato IFC. Todos los programas del entorno BIM son capaces de reconocer y generar archivos IFC. Se transmite el modelo geométrico.
- Mediante la exportación a un programa de cálculo de estructuras con conexión directa desde Revit. Para emplear este método es necesaria la existencia de un plugin específico para el entendimiento entre Revit y el programa de cálculo. Se transmite el modelo analítico.
- Mediante el cálculo en la nube directamente desde Revit, solo disponible para versiones previas a 2018, y siendo requerida la instalación de un plugin específico. Se trabaja con el modelo analítico.

En el intercambio con programas de cálculo mediante IFC, el formato recoge toda la información estructural del modelo, si bien no la analítica. Los datos que se exportan son puramente geométricos, y los objetos importados no son nativos del programa, lo cual supone un problema. La exportación a un archivo IFC se realiza de manera sencilla desde la R de Revit, entrando en “Exportar”, y seleccionando “Guardar como IFC”. La preparación del modelo de Revit para la exportación dependerá del programa de cálculo al que se exporte. [28]

En el intercambio con programas de cálculo mediante conexión directa, cada programa de cálculo tiene un plugin que debe ser ejecutado para que se instale en Revit. Estos plugins suelen encontrarse en las webs de los programas correspondientes. Con cada programa hay diversas capacidades de importación y exportación, y en todos los casos hay un primer proceso de “mapeado” o comparación entre las bases de datos de los programas, para entenderse en cuanto a materiales y secciones de elementos. El modelo transmitido es el analítico y no el geométrico.

Algunos ejemplos de estos plugins son CSixRevit, que conecta bidireccionalmente SAP2000, ETABS y SAFE con Revit, SI Xchange, que conecta bidireccionalmente STAAD.Pro con Revit. [28]

A continuación, vamos a mostrar los principales programas de cálculo estructural que se pueden emplear en BIM.

- Tricalc de Arktec. El intercambio entre Revit y Tricalc es mediante archivos de formato IFC, y la información a intercambiar es puramente geométrica. No reconoce cimentaciones, ni tampoco cargas ni apoyos. La importación se realiza creando un archivo nuevo, abriendo el modelo IFC, y una vez revisado este, se crea el modelo Tricalc a partir de él. Se apaga el modelo IFC y se empieza a trabajar con el modelo Tricalc. Se necesitará ajustar la geometría y meter apoyos y cargas. Una vez analizada y dimensionada la estructura, pueden transmitirse los datos al modelo manualmente o pueden transmitirse vía IFC. Los elementos que aparecen en Revit al importar el modelo IFC son como masas y no elementos nativos de Revit, por lo que es útil para comprobaciones geométricas pero no para obtener planos o listados. [28]
- CYPECAD de CYPE. El intercambio es mediante archivos IFC. Este programa solo lee barras, nudos y perfiles, interpretando su sección transversal. Reconoce la geometría de los elementos de la estructura. No reconoce cargas, ni apoyos, y tampoco las características de los materiales. Sí reconoce las medidas de las secciones. La importación se realiza creando un archivo nuevo y abriendo el modelo IFC. Se realiza una introducción automática del IFC, teniendo que redefinir los elementos que no haya reconocido, aunque los muros quedan como plantilla CAD para ayuda. Una vez analizada y dimensionada la estructura, pueden transmitirse los datos al modelo manualmente o pueden transmitirse vía IFC. Los elementos que aparecen en Revit al importar el modelo IFC son como masas y no elementos nativos de Revit, por lo que es útil para comprobaciones geométricas, pero no para obtener planos o listados. [28]
- Robot Structural Analysis de Autodesk. El intercambio entre Revit y Robot es directo, con ambos programas instalados en el mismo ordenador, o mediante archivos de formato propio .smxx. Es necesario tener instalado el “Revit Analysis Toolkit” de la versión de Revit correspondiente. Se intercambia el modelo analítico, con toda la información opcional de cargas. También la información de materiales con sus características mecánicas, y la geometría de sus secciones. Se pueden introducir los datos de cargas en un programa u otro. Este es el programa que hemos elegido, por lo

tanto, se realizará la explicación del trabajo con él detalladamente más adelante. [28]

- SAP2000/ETABS de CSI. El intercambio entre Revit y los programas SAP2000 y ETABS de CSI es mediante el plugin “CSIxRevit”, que es de pago con versiones de evaluación gratuitas. El intercambio es bidireccional con ETABS y solo unidireccional para SAP2000. Se intercambia el modelo analítico, con toda la información de cargas. También la información de materiales con sus características mecánicas y la geometría de sus secciones. Se pueden introducir las cargas en Revit o en uno de estos dos programas. Se realiza un proceso de mapeado de materiales y secciones al principio de la exportación. Si una sección de Revit no se encuentra en la base de datos, se crea una con la misma forma. [28]

El programa elegido ha sido Robot Structural Analysis por el hecho de ser de Autodesk al igual que Revit, lo que nos aporta más fiabilidad a la hora de intercambiar formatos y elementos, así como por el hecho de que el intercambio es directo entre ambos programas si están instalados en el mismo ordenador, lo cual hace muy cómodo el trabajo. Además, el plugin es gratuito siendo solo necesario descargarlo desde la página de Autodesk, y al instalarlo aparece automáticamente en la pestaña Analizar de Revit.

4.3 Cálculo de cargas según la normativa aplicable.

Acciones en la edificación.

Las cargas que actuarán sobre la estructura y en base a las cuales se realizará el cálculo, vienen establecidas en el CTE-DB-SE-AE Acciones en la edificación [30]. Es importante realizar un buen cálculo de las mismas para que el análisis estructural se realice conforme a una situación lo más real posible. Así podremos comprobar que la estructura responde correctamente a las solicitaciones, o en caso contrario redimensionar los componentes que sean necesarios.

Debido a la configuración del modelo, que se compone de dos edificaciones de distinta tipología, como son una nave industrial de almacenaje y un edificio de dos plantas destinado a oficinas, se ha tenido que diferenciar en algunos tipos de acciones los componentes de una y otra edificación, como se puede ver a lo largo de este cálculo.

Las acciones que se han considerado son las siguientes:

- Acciones permanentes
 - Peso propio de la estructura
 - Peso de la cubierta de la nave

- Peso de la cubierta del edificio de oficinas
- Acciones variables
 - Sobrecarga de uso
 - Nieve
 - Viento
- Acciones accidentales
 - Sismo
 - Impactos

4.3.1 Acciones permanentes

Según el apartado 2 del CTE-DB-SE-AE [30], diferenciamos las siguientes acciones sobre nuestra estructura:

4.3.1.1 *Peso propio*

En el CTE [30] se describe que “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.” [32].

4.3.1.1.1 *Peso propio de la estructura*

Como hemos expuesto anteriormente, en el software empleado, Robot Structural Analysis, se calcula automáticamente el peso propio de la estructura, por lo que no debemos introducir cargas debidas al propio peso de los elementos estructurales. En cuanto a acciones permanentes de peso propio de tabiquería, según el CTE-DB-SE-AE [30] en el apartado 2.1, que dice que en general en edificios de pisos basta considerar como peso propio de tabiquería 1 kN/m², cogeremos este valor. Y en cuanto a las acciones permanentes sobre la solera de la nave, calcularemos la influencia de las estanterías y las carretillas.

Tenemos 60 estanterías en total de aproximadamente 500 kg de peso cada una, y la superficie total de la nave es de 4125 m², por lo tanto, con estos valores podemos obtener la carga uniforme sobre la solera:

$$60 \times 500 \text{ kg} = 30000 \text{ kg} = 300 \text{ kN}$$

$$300 \text{ kN} / 4125 \text{ m}^2 = 0.073 \text{ kN/m}^2$$

En lo correspondiente a las carretillas, contaremos con 6 ejemplares, y el modelo que emplearemos será la carretilla elevadora eléctrica Toyota 7FBMF16, cuya ficha técnica figura en el Anejo correspondiente, y que tiene un peso total de 3500 kg.

$$6 \times 3500 \text{ kg} = 21000 \text{ kg} = 210 \text{ kN}$$

$$210 / 4125 = 0.051 \text{ kN/m}^2$$

Con lo cual, la sobrecarga de uso total sobre la solera de la nave, que irá aplicada como carga superficial, será:

$$0.073 + 0.051 = \underline{0.124 \text{ kN/m}^2}$$

Por lo tanto, las cargas debidas al peso propio que debemos calcular son el peso tanto de la cubierta de la nave como la de las oficinas, así como de las instalaciones colgadas sobre la estructura de la nave, y el peso de las correas, las cuales no incluiremos en el cálculo estructural y calcularemos a mano, aplicando su peso sobre las vigas delta de la nave como una acción permanente más.

4.3.1.1.2 Peso de la cubierta de la nave

En la siguiente figura se muestran los pesos específicos de elementos constructivos que nos aporta el CTE en su Anejo C [30], interesándonos fundamentalmente el de las cubiertas.

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

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

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

Tabla 1. Peso propio elementos constructivos

En el caso de la cubierta de la nave, hemos empleado una cubierta tipo Deck, modelo IM503 cuya ficha técnica se incluye en el Anejo correspondiente, y que tiene un peso de 0.25 kN/m². Suponemos un peso de las instalaciones eléctricas y de climatización colgadas sobre las vigas delta de 0.1 kN/m². Con lo que obtenemos un peso total de 0.35 kN/m².

Multiplicando por el ámbito de carga de las vigas delta (5.5 m de separación entre vigas). Tenemos la carga lineal sobre estas:

$$0.35 \text{ kN/m}^2 \times 5.5 = \underline{1.925 \text{ kN/m}}$$

La cubierta apoya sobre 36 correas de viguetas tubulares TB30 cuya ficha técnica se encuentra en el Anejo correspondiente, y las cuales tienen un peso de 0.89 kN/m. Cada correa representa una carga puntual, según el ámbito de carga, de:

$$0.89 \text{ kN/m} \times 5.5 = 4.895 \text{ kN}$$

Para transformar esta carga en repartida, sumamos la carga puntual de las 36 correas y dividimos por la longitud de las vigas de cubierta, siendo esta igual a 50 m, ya que, aunque las vigas tienen cierta inclinación, esta es despreciable y la distancia total aumenta con un orden de unos pocos centímetros. Por tanto:

$$4.895 \text{ kN} \times 36 = 176.22 \text{ kN} \quad 176.22 \text{ kN} / 50 \text{ m} = 3.52 \text{ kN/m}$$

Con lo cual, el peso lineal total de la cubierta sobre las vigas es:

$$1.925 \text{ kN/m} + 3.52 \text{ kN/m} = \underline{5.45 \text{ kN/m}}$$

Para las vigas situadas en los dos extremos de la nave, el ámbito de carga es la mitad de 5.5 m, por tanto, la carga es también la mitad:

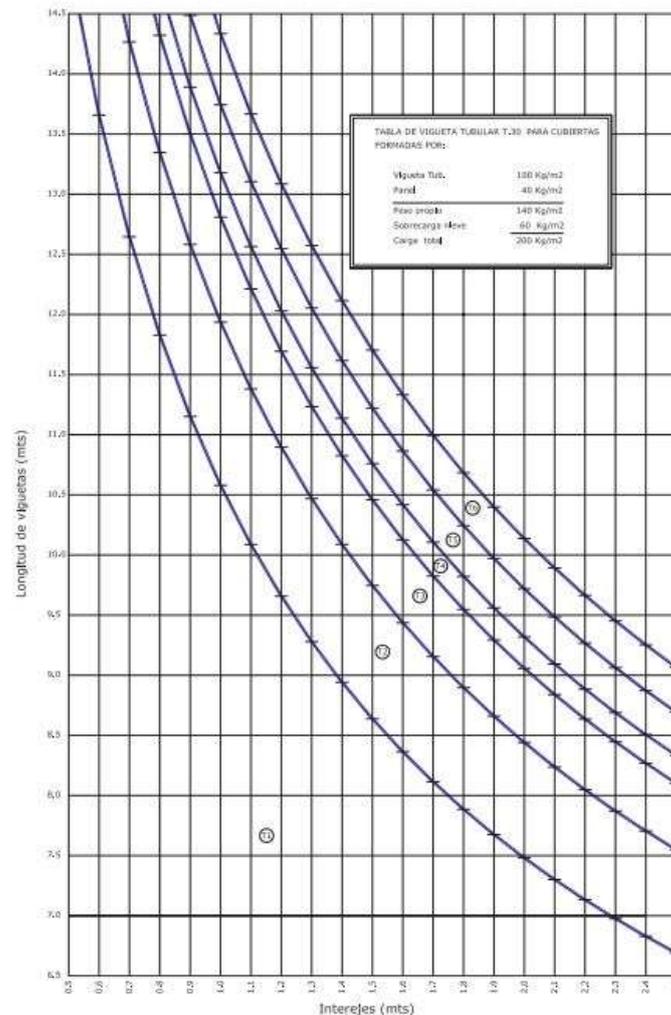
$$\text{Peso lineal sobre vigas delta de los extremos de la nave} = \underline{2.73 \text{ kN/m}}$$

El hecho de que tomemos el peso de las correas como carga de peso propio y no entremos a calcularlas con el software de cálculo, se debe principalmente al hecho de que el perfil tubular elegido no se reconoce en el programa Robot, ya que este software no reconoce perfiles tubulares de hormigón, y por tanto no podemos proceder a su cálculo. En su lugar, hemos calculado manualmente las correas y realizado las comprobaciones para verificar que aguantan las cargas que ejerce sobre ellas la cubrición.

El modelo de correa elegido son las viguetas tubulares pretensadas TB300_03, cuya ficha técnica figura en los Anexos. Las correas están dispuestas de forma que hay una cada dos vanos, es decir, cada una de ellas tiene tres apoyos. Así reducimos la flecha máxima respecto a la configuración de un vano y dos apoyos, y tenemos dimensionados más económicos. Hay que tener en cuenta que, en vigas continuas de dos

vanos iguales, la longitud máxima a transportar por carretera es de 12 m, lo cual no es problema para nosotros ya que las nuestras tendrán una longitud de 11 m, al ser 5.5 m la separación entre vigas delta. La separación entre correas es de 1.35 m. El fabricante nos proporciona un gráfico en el que se indica, para cada separación entre correas y la longitud de las mismas, el tipo de correa a emplear, como vemos en la siguiente figura:

Vigueta Tub. 30 < cuadro autorresistencias >



Gráfica 1. Relación entre longitud de vigueta tubular T30 y separación entre ejes

Como vemos, la gráfica está elaborada suponiendo una carga total de 200 kg/m², que es igual a 2 Kn/m². Nuestra cubierta, contando las instalaciones, tenía una carga de 0,35 kN/m², pero sumándole el 0.5 kN/m² de sobrecarga de nieve y las acciones del viento, el valor sobrepasa 1 kN/m². Por tanto, con la carga supuesta estamos del lado de la seguridad.

Atendiendo a la tabla, para nuestra distancia entre ejes de 1.35 m, y la longitud de nuestras correas de 11 m, el tipo de correa TB 30 que debemos escoger es el 3.

Por último, comprobamos que las correas cumplen a ELU (Estado Límite Último), cuyo requisito es que el momento flector máximo en la vigueta debe ser $M_{ed} = q \cdot L^2 / 8$ [29]. Yendo a la ficha técnica, vemos que el momento último para la correa tubular TB300_03 es $M_u = 63.65$ kN/m. La carga superficial de la cubrición sobre las correas, como hemos visto antes, es de 1 kN/m². Para obtener la carga lineal sobre cada correa, multiplicamos por el ámbito de carga [32], que en el caso de las correas es de 1.35 m, y obtenemos que $q = 1.35$ kN/m. Sabiendo que $L = 11$ m, sacamos M_{ed} :

$$M_{ed} = 1.35 \text{ kN/m} \times 11^2 / 8 = 20.42 \text{ kN.m}$$

Por tanto, no superamos el momento último de 63.65 kN.m y nuestro modelo de correa es válido.

4.3.1.1.3 Peso de la cubierta del edificio de oficinas

La cubierta situada sobre la nave de oficinas se trata de una cubierta plana invertida con acabado de grava, con lo cual sólo tenemos que irnos a la Tabla C.5 mencionada anteriormente, y consultar el peso para este tipo de cubierta:

| Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal) | kN / m ² |
|---|---------------------|
| Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros | 1,0 |
| Faldones de placas, teja o pizarra | 2,0 |
| Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros | 3,0 |
| Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida | 1,5 |
| Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava | 2,5 |

Figura 27. Peso cubierta oficinas. Fuente: CTE

Esta acción irá aplicada como carga superficial sobre el forjado de cubierta.

4.3.2 Acciones variables

Atendiendo al CTE diferenciamos para nuestra edificación las siguientes acciones variables.

4.3.2.1 Sobrecarga de uso

En el apartado 3.1 del CTE [30] se dice “La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso. (...) Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1.”. Por tanto, debemos

obtener las cargas por sobrecarga de uso atendiendo a la Tabla 3.1 del CTE-DB-SE-AE [30] mostrada a continuación:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

| 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) ⁽⁶⁾ | 0,4 ⁽⁴⁾ | 1 |
| | | G2 | Cubiertas con inclinación superior a 40° | 0 | 2 |

Tabla 2. Tabla sobrecarga de uso CTE

En el caso de la cubierta de la nave, la subcategoría de uso correspondiente sería la G1, “Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado)”, por tanto, nos corresponde una carga uniforme de 0.4 kN/m². Para obtener la carga lineal sobre cada viga, multiplicamos por el ámbito de carga [32]:

$$0.4 \text{ kN/m}^2 \times 5.5 \text{ m} = 2.2 \text{ kN/m}$$

Siendo la mitad de este valor (1.1 kN/m) la carga soportada por las vigas en los extremos, debido a que el ámbito de carga es la mitad como se ha explicado anteriormente.

En cuanto a la sobrecarga sobre la solera de la nave industrial, vamos a suponer un valor de 5 kN/m², que es lo correspondiente a la carga en grandes superficies según la tabla 3.1.

En lo correspondiente al edificio de oficinas, fijándonos en la tabla 3.1, la sobrecarga de uso sobre la cubierta será la correspondiente a la subcategoría G1 en el apartado de “Cubiertas con inclinación inferior a 20°”, igual a 1 kN/m². Y para el forjado de la primera planta y de la planta baja, adoptaremos el valor correspondiente a la subcategoría B, “Zonas administrativas”, de 2 kN/m².

4.3.2.2 Nieve

Según el CTE-DB-SE-AE [30] en su apartado 3.5, “En cubiertas planas de edificios de pisos situados en localidades de altitud inferior a 1.000 m, es suficiente considerar una carga de nieve de 1,0 kN/m². En otros casos o en estructuras ligeras, sensibles a carga vertical, los valores pueden obtenerse como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , siendo $q_n = \mu \cdot s_k$.”

Por lo tanto, para el edificio de oficinas, en base a lo anterior, será suficiente considerar una carga de nieve sobre la cubierta de valor 1 kN/m². Mientras que, para la carga de nieve sobre la cubierta de la nave industrial, deberemos aplicar la fórmula indicada.

Para el coeficiente de forma μ , según el apartado 3.5.3 del CTE-DB-SE-AE [30], “el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30°”. Luego, en nuestro caso, siendo nuestra cubierta cada uno de los cuatro faldones de una pendiente de 3°, $\mu = 1$.

En cuanto a la obtención del valor de s_k , debemos ir al Anejo E [30], y en la tabla E.2 obtenemos la sobrecarga de nieve según nuestra zona de clima invernal y la altitud de nuestra ubicación geográfica.



Figura 28. Mapa zonas climáticas España. Fuente: CTE

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

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

Tabla 3. Sobrecarga de nieve CTE

Como podemos observar en el mapa, nuestra ubicación, Getafe, se encuentra en la zona 4, y a una altitud de aproximadamente 600 m. Por lo tanto, el valor que nos corresponde de s_k es 0.5 kN/m². Por tanto, el valor de la carga de nieve sobre la cubierta de la nave es:

$$q_n = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

Repitiendo el proceso para la obtención de la carga lineal sobre cada viga, multiplicamos por el ámbito de carga [32]:

$$0.5 \text{ kN/m}^2 \times 5.5 = \underline{2.75 \text{ kN/m}}, \text{ siendo la mitad, } 1.38 \text{ kN/m} \text{ la carga en las vigas de los extremos.}$$

4.3.2.3 Viento

Según el CTE [30], la acción del viento es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, denominada presión estática y expresada como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

Siendo q_b la presión dinámica del viento, c_e el coeficiente de exposición, y c_p el coeficiente eólico o de presión. Realizaremos un cálculo de viento pormenorizado para cada una de las dos edificaciones.

El valor de q_b es similar tanto para la nave industrial como para el edificio de oficinas, y se obtiene yendo al Anejo D del CTE-DBSE-AE, en función de la zona geográfica. Para nuestra zona, el valor de presión dinámica q_b que aplica es 0.42 kN/m².

En cuanto al coeficiente de exposición c_e , según el CTE [30] "su valor se puede obtener de la tabla 3.4, siendo la altura del punto considerado la

medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento.”
Atendiendo a la tabla 3.4:

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

| 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 4. Valores coeficiente de exposición

Obtenemos, para un grado de aspereza IV por ser zona industrial, y dadas las alturas de la nave, de 9.7 m, y del edificio de oficinas, de 6 m, los valores de:

Nave industrial: $c_e = 1.7$

Edificio oficinas: $c_e = 1.4$

En cuanto al coeficiente eólico c_p , con respecto al edificio de oficinas, el CTE [30] nos dice que “en edificios de pisos, con forjados que conectan todas las fachadas a intervalos regulares, con huecos o ventanas pequeños practicables o herméticos, y compartimentados interiormente, para el análisis global de la estructura, bastará considerar coeficientes eólicos globales a barlovento y sotavento, aplicando la acción de viento a la superficie proyección del volumen edificado en un plano perpendicular a la acción de viento. Como coeficientes eólicos globales, podrán adoptarse los de la tabla 3.5.”. Además, nos dice “en edificios con cubierta plana la acción del viento sobre la misma, generalmente de succión, opera habitualmente del lado de la seguridad, y se puede despreciar.”. Conforme a esto, sabiendo que debemos comprobar la acción del viento en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos, y atendiendo a la configuración estructural del edificio de oficinas, obtendremos una carga de presión y succión para cada una de las 3 fachadas que dan al exterior, excluyendo evidentemente la contigua a la nave.

La esbeltez de cada una de las fachadas es un valor mucho menor de 0,25, al tener 6 m de altura el edificio y 30 m y 35 m respectivamente a cada lado, y por tanto los coeficientes que obtenemos son $c_p = 0.7$ y $c_s = -0.3$. Con lo que las cargas de viento, de presión y succión, que tenemos

para cada una de las 3 fachadas, empleando la fórmula de la presión estática, con la presión dinámica y los coeficientes calculados, son:

$$q_{ep} = 0.42 \times 1.4 \times 0.7 = 0.41 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{es} = 0.42 \times 1.4 \times (-0.3) = -0.18 \text{ kN/m}^2 \text{ (succión)}$$

En cuanto a la nave industrial, se aplica el apartado 3.3.5 referente al coeficiente eólico de naves y construcciones diáfnas, que nos obliga a calcular la carga q_e según lo expuesto en el Anejo D.3 [30]. Analizaremos los 4 casos de carga, correspondientes a las dos direcciones ortogonales de la nave en los dos sentidos.

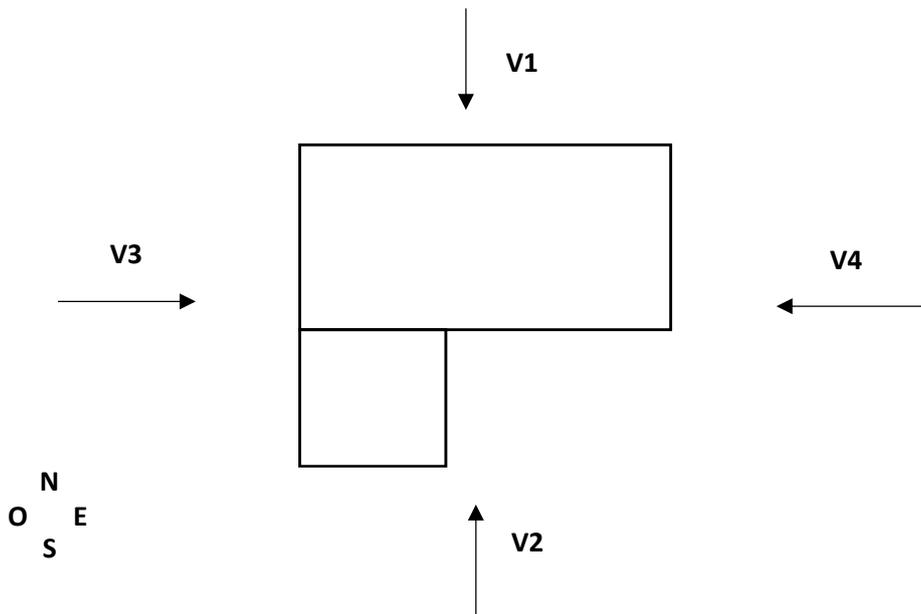
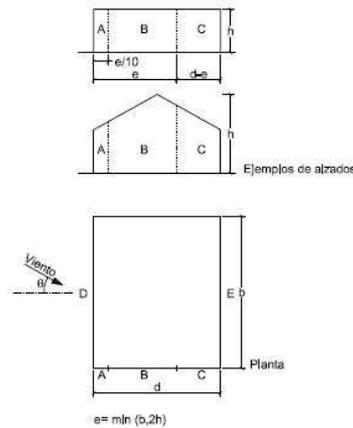


Figura 21. Direcciones consideradas carga de viento. Fuente: elaboración propia

VIENTO DIRECCIÓN SUR (1)

Comenzamos por calcular la acción del viento en los paramentos verticales, que se corresponden con los pilares de la nave. Según la tabla D.3:

Tabla D.3 Paramentos verticales



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

Tabla 5. Coeficientes eólicos paramentos verticales

En primer lugar, nuestras dimensiones son $b = 82.5$ m, $h = 9.7$ m, $d = 50$ m. Con esto obtenemos el valor e , que es el mínimo entre b y $2h$, luego $e = 19.4$. Con este valor obtenemos las dimensiones de $A = e/10 = 1.94$, $B = e = 19.4$, y $C = d - e = 30.6$. Los dos únicos pilares que tenemos en las zonas A, B o C se encuentran a 25 m cada uno, en ambas fachadas respectivamente, desde el comienzo de la zona A, luego ambos corresponden a la zona C.

Con respecto al área tributaria (A) de los pilares, considerando su altura de 8 m, y la separación entre cada viga delta de 5.5 m, $A = 8 \times 5.5 = 44$ m² ≥ 10 . Y conforme a las dimensiones de nuestra nave, el parámetro $h/d = 0.194 \leq 0.25$. Luego nuestros coeficientes son $A = -1.2$, $B = -0.8$, $C = -0.5$, $D = 0.7$, y $E = -0.3$.

Por tanto, obtenemos los siguientes valores de carga lineal para cada pilar, en función de la presión estática, el área tributaria y el coeficiente correspondiente a cada zona [32]:

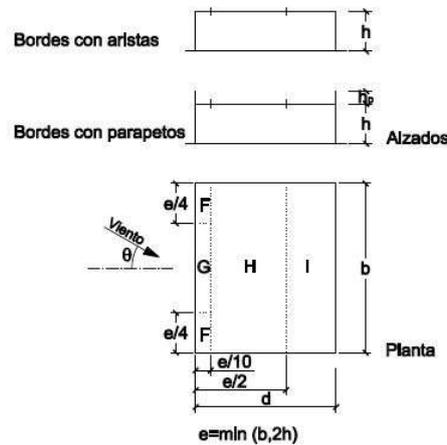
$$Q_{1D} = q_{e1D} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times 0.7 \times 5.5 = 2.85 \text{ kN/m (1.42 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{1E} = q_{e1E} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-0.3) \times 5.5 = -1.22 \text{ kN/m succión (-0.61 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{1C} = q_{e1C} \times 25 = 0.42 \times 1.7 \times (-0.5) \times 25 = -9.24 \text{ kN/m succión}$$

Continuamos calculando la acción del viento en la cubierta, para lo cual empleamos la tabla D.4 para cubiertas planas, ya que la pendiente de nuestra cubierta es de 3°, inferior a 5°. Según esta tabla:

Tabla D.4 Cubiertas planas



| | h_p/h | A (m ²) | Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$ | | | |
|--------------------|-----------|---------------------|--|------|-------------|-------------|
| | | | F | G | H | I |
| Bordes con aristas | | ≥ 10 | -1,8 | -1,2 | -0,7 | 0,2 -0,2 |
| | | ≤ 1 | -2,5 | -2,0 | -1,2 | 0,2 -0,2 |
| Con parapetos | 0,025 | ≥ 10 | -1,6 | -1,1 | -0,7 | 0,2 -0,2 |
| | | ≤ 1 | -2,2 | -1,8 | -1,2 | 0,2 -0,2 |
| | 0,05 | ≥ 10 | -1,4 | -0,9 | -0,7 | 0,2 -0,2 |
| | | ≤ 1 | -2,0 | -1,6 | -1,2 | 0,2 -0,2 |
| 0,10 | ≥ 10 | -1,2 | -0,8 | -0,7 | 0,2 -0,2 | |
| | ≤ 1 | -1,8 | -1,4 | -1,2 | 0,2 -0,2 | |

Nota: Se considerarán cubiertas planas aquellas con una pendiente no superior a 5°

Tabla 6. Coeficiente eólico cubiertas planas

Nos corresponde la fila de bordes con parapetos, siendo $h_p = 0.625$ en nuestro caso. El parámetro h_p / h nos queda igual a 0.069. El área de influencia A es ahora el referido a cada una de las vigas, luego teniendo en cuenta la longitud de cada una de ellas de 50 m y la separación transversal de 5.5 m, $A = 50 \times 5.5 = 275 \text{ m}^2 \geq 10$.

El valor e sigue siendo el mismo que antes, $e = 19.4$, si bien ahora las delimitaciones de zonas para cada exponente son diferentes. Para F corresponde una longitud $e/4 = 4.85$, para F y G en la dirección del viento corresponde una longitud $e/10$ de 1,94, para H es hasta $e/2 = 9.7$, y para I la longitud restante.

Según el apartado D.3 del Documento Básico en el que estamos [30], “si la zona tributaria del elemento se desarrolla en dos o más zonas de las establecidas en las tablas, como es el caso de análisis de elementos estructurales generales, el uso de los coeficientes tabulados opera del lado de la seguridad, toda vez que no representan valores simultáneos de la acción de viento.”. Esto es importante, ya que las vigas de la nave atraviesan varias zonas a la vez, por lo tanto, calcularemos la carga en cada zona y elegiremos la más desfavorable para estar del lado de la seguridad.

Con todo lo anterior y atendiendo a la tabla D.4, los coeficientes que obtenemos son $F = -1.3$, $G = -0.85$, $H = -0.7$ e $I = -0.2$. Luego nos quedaremos con F , G e I , que son los más desfavorables, y cuyas respectivas cargas actúan en las zonas descritas en la tabla. Calculamos dichas cargas en función de la presión estática y de los coeficientes y obtenemos:

$$Q_{1F} = q_{e1F} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-1.3) \times 5.5 = -5.1 \text{ kN/m succión (-2.55 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{1G} = q_{e1G} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-0.85) \times 5.5 = -3.34 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{1I} = q_{e1I} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-1.3) \times 5.5 = -0.8 \text{ kN/m succión (-0.4 kN/m en extremos)}$$

VIENTO DIRECCIÓN NORTE (2)

En la misma dirección y sentido contrario, calculamos este caso de carga. Como el área de influencia es el mismo, el parámetro h_p/h es el mismo, y las dimensiones son las mismas, los valores son iguales a los calculados con el viento en dirección sur, pero de sentido contrario. Por tanto, para los paramentos verticales:

$$Q_{2D} = q_{e2D} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times 0.7 \times 5.5 = 2.85 \text{ kN/m (1.42 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{2E} = q_{e2E} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-0.3) \times 5.5 = -1.22 \text{ kN/m succión (-0.61 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{2C} = q_{e2C} \times 25 = 0.42 \times 1.7 \times (-0.5) \times 25 = -9.24 \text{ kN/m succión}$$

Y para las cargas de cubierta:

$$Q_{2F} = q_{e2F} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-1.3) \times 5.5 = -5.1 \text{ kN/m succión (-2.55 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{2G} = q_{e2G} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-0.85) \times 5.5 = -3.34 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{2I} = q_{e2I} \times 5.5 = 0.42 \times 1.7 \times (-1.3) \times 5.5 = -0.8 \text{ kN/m succión (-0.4 kN/m en extremos)}$$

VIENTO DIRECCIÓN ESTE (3)

Obtenemos la acción del viento para este caso de carga con los mismos criterios que para las anteriores direcciones, y basándonos en las tablas D.3 y D.4.

Comenzamos con los paramentos verticales, atendiendo a la tabla D.3. En este caso, al actuar en una dirección distinta, nos cambian algunos parámetros. Ahora, $b = 50$ y $d = 82.5$. El parámetro e sigue siendo 19.4 , pero $h/d = 0.1175$, que sigue siendo ≤ 0.25 . El área tributaria [32] de los pilares de las zonas D y E es ahora 25 m, con lo que el área de influencia A para ellos es $A = 8 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 200 \text{ m}^2$, que sigue siendo mayor que 10 , y para los pilares de las fachadas laterales es de la misma forma. Con esto, los coeficientes que obtenemos son $A = -1.2$, $B = -0.8$, $C = -0.5$, $D = 0.8$ y $E = -0.7$. Calculamos seguidamente las cargas lineales para los pilares situados en cada una de las zonas:

$$Q_{3A} = 0.42 \times 1.7 \times (-1.2) \times 5.5 = -4.7 \text{ kN/m succión (-2.35 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{3B} = 0.42 \times 1.7 \times (-1.2) \times 5.5 = -3.14 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{3C} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.5) \times 5.5 = -1.96 \text{ kN/m succión (-0.98 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{3D} = 0.42 \times 1.7 \times 0.8 \times 25 = 14.28 \text{ kN/m (7.14 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{3E} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.7) \times 25 = -12.5 \text{ kN/m succión (-6.25 kN/m en extremos)}$$

Continuamos el cálculo con la acción del viento sobre la cubierta, volviendo a emplear la tabla D.4, y con los datos calculados para esta dirección. El área A sigue siendo mayor que 10 , y el parámetro h_p/h es el mismo, con lo cual tenemos los coeficientes $F = -1.3$, $G = -0.85$, $H = -0.7$ e $I = -0.2$. Con estos coeficientes, análogamente a como hemos hecho en los demás casos, calculamos la carga lineal correspondiente en función de su ámbito de carga:

$$Q_{3F} = 0.42 \times 1.7 \times (-1.3) \times 5.5 = -5.1 \text{ kN/m succión (-2.5 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{3G} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.85) \times 5.5 = -3.3 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{3H} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.7) \times 5.5 = -2.75 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{3I} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.2) \times 5.5 = -0.78 \text{ kN/m succión (-0.39 kN/m en extremos)}$$

VIENTO DIRECCIÓN OESTE (4)

En la misma dirección y sentido contrario, calculamos este caso de carga. Como el área de influencia es el mismo, el parámetro h_p/h es el mismo, y las dimensiones son las mismas, los valores son iguales a los calculados

con el viento en dirección este, pero de sentido contrario. Por tanto, para los paramentos verticales:

$$Q_{4A} = 0.42 \times 1.7 \times (-1.2) \times 5.5 = -4.7 \text{ kN/m succión (-2.35 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{4B} = 0.42 \times 1.7 \times (-1.2) \times 5.5 = -3.14 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{4C} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.5) \times 5.5 = -1.96 \text{ kN/m succión (-0.98 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{4D} = 0.42 \times 1.7 \times 0.8 \times 25 = 14.28 \text{ kN/m (7.14 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{4E} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.7) \times 25 = -12.5 \text{ kN/m succión (-6.25 kN/m en extremos)}$$

Y las cargas lineales sobre la cubierta quedan:

$$Q_{4F} = 0.42 \times 1.7 \times (-1.3) \times 5.5 = -5.1 \text{ kN/m succión (-2.5 kN/m en extremos)}$$

$$Q_{4G} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.85) \times 5.5 = -3.3 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{4H} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.7) \times 5.5 = -2.75 \text{ kN/m succión}$$

$$Q_{4I} = 0.42 \times 1.7 \times (-0.2) \times 5.5 = -0.78 \text{ kN/m succión (-0.39 kN/m en extremos)}$$

4.3.2.4 Acciones térmicas

Con base al artículo 3.4.1 en su apartado 3 del CTE-DB-SE-AE [30] en estructuras habituales de hormigón estructural o metálicas formadas por pilares y vigas, no es prescriptivo el estudio de acciones térmicas y reológicas, siempre que se dispongan juntas de dilatación a distancias inferiores a 40 m. Por tanto, conforme al cumplimiento de esta condición, no se ha contabilizado la acción de la carga térmica.

4.3.3 Acciones accidentales

4.3.3.1 Sismo

Según el apartado 4.1 del CTE-DB-SE-AE [30], las acciones sísmicas están reguladas en el NSCE-02 que es la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación. Conforme al apartado 1.2.3 de la NSCE-02, la norma no es de aplicación obligatoria a nuestra nave puesto que se trata de una construcción con aceleración sísmica básica (ab) inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.

Atendiendo al mapa de peligrosidad sísmica de la normativa NSCE-02, vemos que no estamos en zona geográfica de peligro, por lo que no es necesario tener en cuenta esta acción.



Figura 29. Mapa sísmico España NCSE-02

4.3.3.2 Impacto

Según el punto 2 del apartado 4.3.1 del CTE-DB-SE-AE [30], no se consideran acciones por el posible impacto de carretillas elevadoras o vehículos ya que se adoptan medidas de seguridad con el objetivo de reducir al máximo las posibilidades de impacto o atenuarlas al máximo en el caso de producirse.

4.4 Combinaciones de cargas

Según el CTE-DBSE [29], la comprobación estructural de un edificio requiere determinar las situaciones de dimensionado que resulten determinantes, y verificar que, para esas situaciones, no se sobrepasan los estados límite. Las situaciones de dimensionado, según este documento, se clasifican en:

- Persistentes, que se refieren a las condiciones normales de uso.
- Transitorias, referidas a condiciones aplicables durante un tiempo limitado.
- Extraordinarias, referidas a condiciones excepcionales en las que se puede encontrar el edificio (acciones accidentales).

Para cada situación de dimensionado, se determinan las combinaciones de acciones pertinentes. Las verificaciones correspondientes a las diferentes situaciones se harán con arreglo a los estados límite. Los estados límite son aquellas situaciones para las que, de ser sobrepasadas, se puede considerar que el edificio no cumple con los requisitos estructurales que debería.

Por un lado, tenemos los estados límite últimos, que son los que, de ser superados, suponen un riesgo para las personas, ya sea por poner fuera de servicio el edificio o por colapso total o parcial del mismo.

El otro tipo son los estados límite de servicio, que son los que de superarse, afectan al confort y bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento del edificio o a la apariencia de la construcción.

Según el CTE-DB-SE [29] en su apartado 3.5, “en el marco del método de los estados límite, el cumplimiento de las exigencias estructurales se comprobará utilizando el formato de los coeficientes parciales.”.

Luego, conforme al apartado 4 del CTE-DB-SE, las combinaciones de acciones que emplearemos serán las indicadas para las verificaciones basadas en coeficientes parciales.

4.4.1 Estados Límite Últimos (ELU)

Se tendrán en cuenta las verificaciones en cuanto a capacidad portante del edificio, según el apartado 4.2 del CTE-DBSE [29]. Tendremos en cuenta las situaciones de dimensionado persistentes y transitorias, cuyo valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondientes se determina mediante la combinación de acciones a partir de la expresión:

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

Es decir, considerando la acción simultánea de las acciones permanentes (G), una acción variable cualquiera (Q), debiendo adoptarse como tal una tras otra en sucesivos análisis, y el resto de acciones variables, en valor de cálculo de combinación.

Los valores de los coeficientes de seguridad, γ , se establecen en la tabla 4.1 para cada tipo de acción:

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

| 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 |
| | | desestabilizadora | estabilizadora |
| Estabilidad | Permanente | | |
| | Peso propio, peso del terreno | 1,10 | 0,90 |
| | Empuje del terreno | 1,35 | 0,80 |
| | Presión del agua | 1,05 | 0,95 |
| | Variable | 1,50 | 0 |

Tabla 7. Coeficientes parciales de seguridad

Los valores de los coeficientes de simultaneidad, ψ , se establecen en la tabla 4.2:

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

| | 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 8. Coeficientes de simultaneidad

4.4.2 Estados límite de servicio (ELS)

Se tendrán en cuenta las verificaciones en cuanto a la aptitud al servicio del edificio, según el apartado 4.3 del CTE-DBSE. Los efectos de las acciones se determinarán según la correspondiente combinación de acciones simultáneas. Se distingue, según el CTE, los efectos debidos a las acciones de corta duración, dividiéndolas en reversibles e irreversibles, y los debidos a las acciones de larga duración. [29]

Para los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden ser irreversibles, se realizará la combinación de acciones mediante la expresión:

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

Dicha fórmula considera la actuación simultánea de todas las acciones permanentes (G), una acción variable cualquiera (Q), debiendo adoptarse una tras otra en sucesivos análisis, y el resto de acciones variables en valor de combinación.

Para los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden ser reversibles, se realizará la combinación de acciones mediante la expresión:

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

Dicha fórmula considera la actuación simultánea de todas las acciones permanentes (G), una acción variable cualquiera (Q), debiendo adoptarse una tras otra en sucesivos análisis, y el resto de acciones variables en valor casi permanente.

Para los efectos debidos a las acciones de larga duración, se realizará la combinación de acciones mediante la expresión:

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

Dicha fórmula considera la actuación simultánea de todas las acciones permanentes (G), y todas las acciones variables en valor casi permanente.

Para estas tres fórmulas anteriores, los coeficientes de combinación y simultaneidad se obtienen de las tablas 4.4 y 4.2 del CTE-DBSE expuestas anteriormente, dado que son los mismos que para los estados límite últimos.

Este documento nos da también para el estado límite de servicio, el valor máximo admitido para las deformaciones de los elementos constructivos, determinando las flechas máximas y los desplazamientos horizontales máximos, según vienen expuestos en los apartados 4.3.3.1 y 4.3.3.2, respectivamente, del CTE-DBSE.

4.5 Preparación del modelo analítico

El modelo analítico es, digamos, la malla estructural que se genera paralelamente al modelado de elementos estructurales en Revit, y que se puede usar para realizar el análisis estructural de la edificación. [27]

Como hemos elegido el software de cálculo estructural Robot Structural Analysis, vamos a exportar el modelo analítico de nuestro edificio, por lo que debemos prepararlo para dicha exportación. Estos elementos analíticos deben ser verificados antes de calcular la estructura.

Para visualizar el modelo analítico, en Revit, se crea primero una vista 3D para ver la malla estructural. Estando con el modelo Revit abierto, se hace clic derecho en la vista 3D del Navegador de Proyectos, y yendo a Duplicar vista, le damos a Duplicar. Podemos llamar a esta nueva vista “3D Modelo analítico”. [8]

En esta nueva vista, yendo al menú Vista, Gráficos, hacemos clic en Visibilidad/Gráficos. En la ventana que se abre, vamos a la pestaña “Categorías de modelo”, y desactivamos la opción “Mostrar categorías de

modelo en esta vista”, con lo que ocultamos los elementos de modelo. En la pestaña “Categorías de modelo analítico”, activamos la casilla “Mostrar categorías de modelo analítico en esta vista”. De esta forma, vemos el modelo analítico de nuestra estructura. [8]

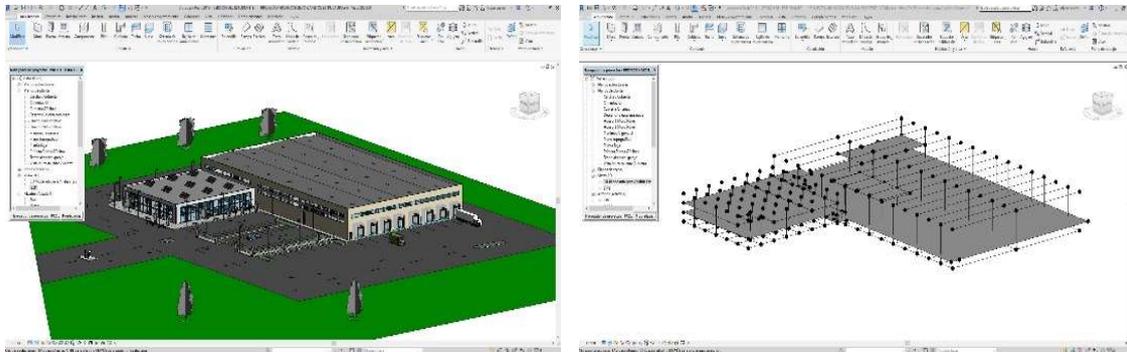


Figura 30. Comparación modelo geométrico y modelo analítico Revit. Fuente: elaboración propia

Ahora debemos ajustar el modelo analítico. Los criterios que debemos seguir al realizar este ajuste es que no haya nudos sueltos en el modelo, y que no haya elementos sin apoyo. Los apoyos se crean automáticamente al crear una cimentación. Esta es superficial para losas de cimentación y puntual para cimentaciones aisladas, por lo que en principio si modelamos la cimentación no debemos preocuparnos de poner apoyos. Con lo cual, la tarea de ajuste se reducirá a juntar los nudos que queden sueltos, empleando el orden Alinear dentro de Modificar, o moviendo los nudos con sus ejes. [28]

En el menú Analizar, en “Herramientas del modelo analítico”, seleccionando Ajustar el modelo analítico se vuelve editable.

Pinchando en un nodo, puede moverse libremente respecto a ejes de barra o ejes globales. Para variar la posición del plano analítico de muros y forjados, se debe ir a la paleta de Propiedades, en el apartado Alineación analítica, y en Método de alineación, cambiar de “Autodetectar” a “Proyección”, y elegir el plano deseado. Esto es importante, porque por defecto, se alinea el forjado analítico a su cara inferior, lo cual puede interesarnos cambiar en algunas ocasiones. En forjados, seleccionando el suelo analítico, y yendo a la paleta Propiedades, en el apartado Análisis Estructural, la casilla “Analizar como” se puede seleccionar unidireccional o bidireccional, para calcularlos de estas dos maneras. [28]

Para revisar el modelo analítico y verificar que todo está correcto y listo para la exportación a Robot, tenemos en el menú Analizar, en “Herramientas del modelo analítico”, las herramientas Soportes y Coherencia. La primera verifica que todos los elementos estructurales tienen apoyos, y la segunda verifica que haya unas distancias coherentes

entre el modelo analítico y el geométrico. Se pueden realizar estas comprobaciones tanto al final como al inicio del ajuste. Si se realizan al inicio, conviene guardar en un archivo de texto .html el resultado del análisis para poder consultarlo con detenimiento, ya que la herramienta Soportes solo puede emplearse una sola vez. [28]

4.6 Exportación a Robot

La idea del trabajo con Robot Structural es la de poder tener una bidireccionalidad entre el modelo de Revit y el de Robot, partiendo de un modelo predimensionado en Revit, que se analiza estructuralmente en Robot, realizándole las modificaciones pertinentes en función de la validez o no de los resultados, y enviando el modelo actualizado de nuevo a Revit, actualizándose los cambios de manera automática y pudiendo verlos en el modelo Revit.

Como explicamos al comienzo de este capítulo, la exportación a Robot desde Revit es mediante integración directa, y basta con tener los dos programas instalados en el mismo ordenador. Con el plugin de Robot instalado, como ya se indicó, nos vamos a la pestaña Análisis de Revit, y haciendo clic en el comando Robot Structural Analysis, escogemos la segunda opción “Vínculo de Robot Structural Analysis”.

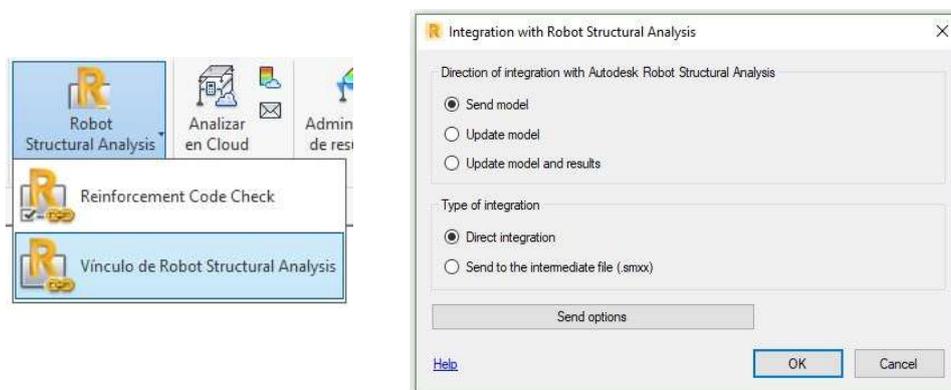


Figura 31. Integración con Robot. Fuente: elaboración propia

Clicamos en OK en la ventana que se abre, con las opciones especificadas, y el programa Robot se iniciara automáticamente. Una vez terminado el proceso de exportación, se nos abrirá una ventana donde podremos ver cualquier incidencia o error que se haya producido.

Si Robot no reconoce alguna de las familias o secciones de los elementos estructurales de nuestro modelo Revit, se nos abrirá una ventana donde tendremos que realizar un proceso de mapeado, asignando una sección de las bases de datos de Robot a dicho elemento. Estas bases de datos incluyen secciones y perfiles de diferentes catálogos internacionales, siendo fundamentalmente de elementos de acero y madera. [33]

Como nuestra estructura es de hormigón, no vamos a realizar el mapeado y asignación de secciones de esta manera, sino que crearemos nuestras propias secciones dentro de Robot, como explicaremos a continuación.

Después de la ventana de mapeado, se nos abre la interfaz de Robot con nuestro modelo recién exportado.

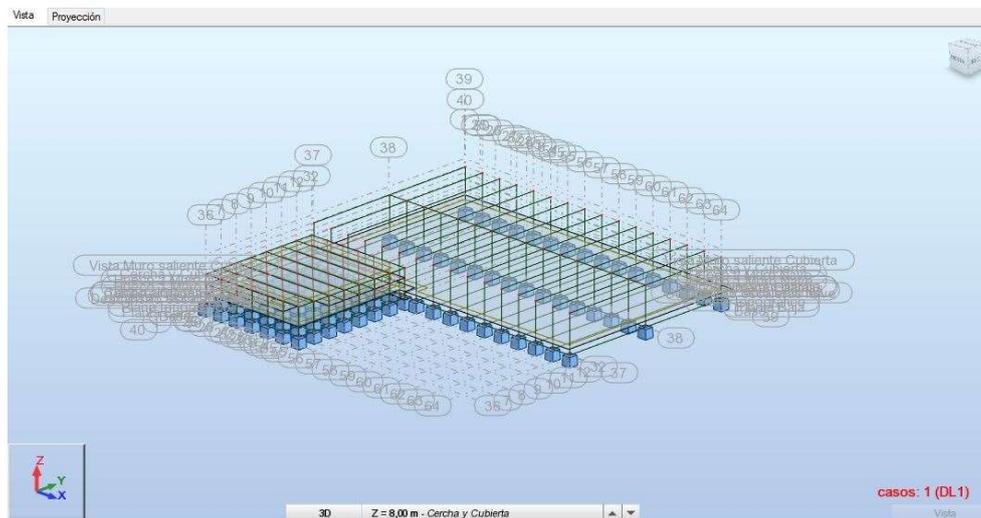


Figura 32. Modelo Robot recién exportado

4.7 Configuración inicial modelo Robot

Este primer modelo Robot que se ha visto no está preparado para ser sometido al cálculo estructural. Primero deben realizarse unas tareas de configuración y acondicionado, que incluyen la definición precisa de las secciones de los elementos estructurales, de los espesores de los forjados, así como de los diferentes tipos de hormigón empleados, y los apoyos de la estructura.

4.7.1 Grupos

Es importante generar grupos de elementos estructurales, lo cual nos permite seleccionar varios componentes a la vez. Esto será de gran ayuda en pasos posteriores, fundamentalmente a la hora de dimensionar las secciones de los perfiles. Se ha decidido generar cuatro grupos de elementos. Para ello, seleccionamos todos los elementos que queramos incluir en un grupo, y yendo a la ventana “Inspector de objetos”, hacemos clic en el botón “Crear grupo según selección”. Posteriormente le otorgamos el nombre que creamos conveniente. Podemos observar los grupos creados en la siguiente figura. [9]

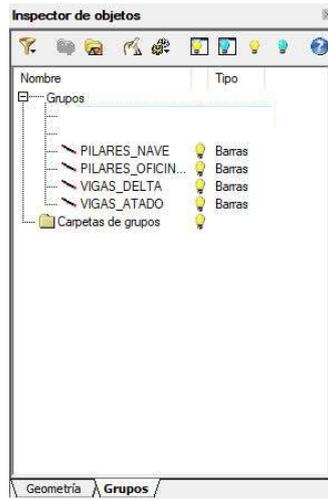


Figura 33. Grupos creados. Fuente: elaboración propia

4.7.2 Secciones

Para definir nuestras propias secciones, accedemos al comando Sección desde la barra de herramientas de la derecha.

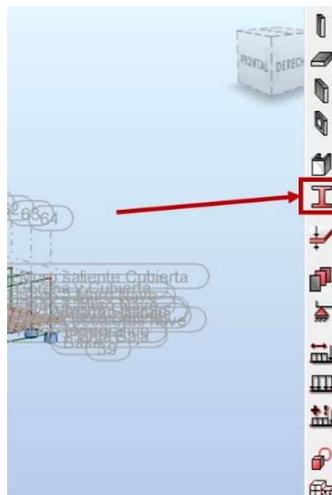


Figura 34. Comando Secciones. Fuente: elaboración propia

En la ventana de Nueva sección, podemos agregar perfiles ya existentes en las bases de datos, o crear los que queramos. Vamos a agregar todos los perfiles que creemos que serán necesarios para nuestro modelo. El único inconveniente es que no nos deja hacer cualquier geometría de perfil, por lo que en el caso de las vigas delta, crearemos un perfil rectangular de viga, dándole las dimensiones necesarias para que el volumen sea el mismo que el de las vigas del modelo de Revit, el cual se puede comprobar en la paleta de Propiedades de las vigas en dicho programa.

Los perfiles que crearemos serán:

- Pilares oficinas HA-40:
 - 30 x 30 cm
 - 20 x 20 cm
 - 40 x 40 cm
- Pilares nave HA-50:
 - 50 x 50 cm
 - 40 x 40 cm
 - 60 x 60 cm
- Vigas delta nave HA-45:
 - Tipo L16: 40 x 45 cm
 - Tipo L17: 40 x 47 cm
 - Tipo L19: 40 x 48 cm

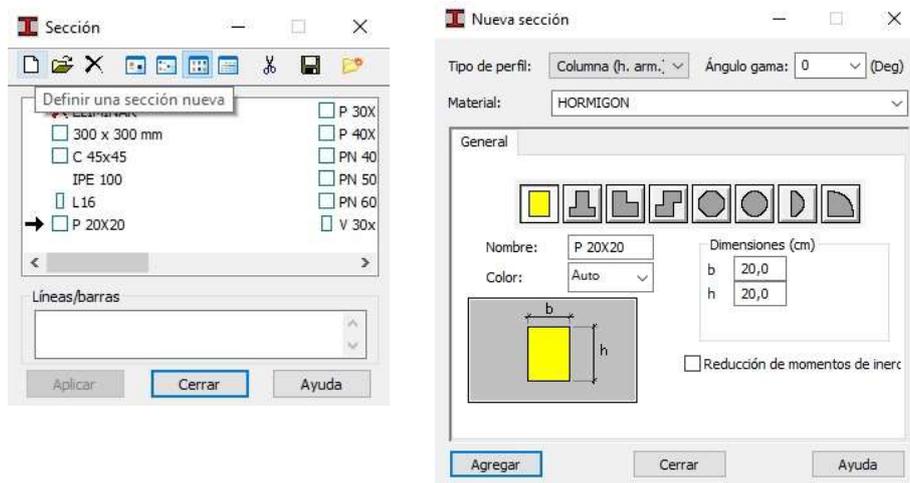


Figura 35. Creación nuevas secciones. Fuente: elaboración propia

Eligiendo, en tipo de perfil, viga o columna de hormigón, y en material, el hormigón correspondiente, introducimos las dimensiones, y clicamos en Agregar para cada una de las secciones listadas.

4.7.3 Espesores

En caso de que los suelos estructurales no se exporten correctamente, o para asignarles unos valores más fiables, podemos definir su espesor. Hacemos clic en Espesor en la barra de herramientas derecha.

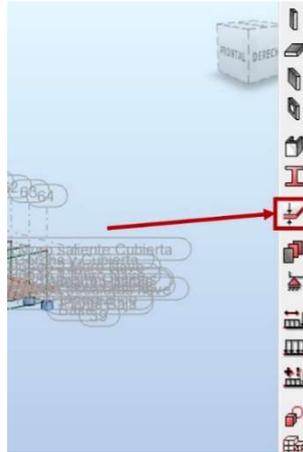


Figura 36. Comando espesor. Fuente: elaboración propia

En la pestaña de nuevos espesores, tenemos la opción de crear espesores uniformes u ortótropos, que serían para simular forjados unidireccionales o bidireccionales. Los espesores que agregamos son los siguientes:

- Solera oficinas y nave HA-25:
 - 20 cm
- Forjado unidireccional Planta Primera y Planta Baja:
 - 30 cm

En el caso de estos dos últimos forjados, les asignaremos un tipo de hormigón específico que crearemos manualmente, para poder indicar las características mecánicas correspondientes del forjado unidireccional de bovedilla cerámica. Para esto, nos dirigimos a la pestaña Herramientas, clicamos la opción Preferencias del proyecto, y en la ventana que aparece clicamos en Modificar, apareciendo la siguiente ventana:

| Definición del material | | |
|------------------------------------|------------|---------------------------------|
| Hormigón | | |
| Nombre: | H-125 | Descripción: Hormigón H-forjado |
| Elasticidad | | |
| módulo de Young, E: | 21316,78 | (MPa) |
| coeficiente de Poisson, v: | 0,2 | |
| coeficiente de Kirchoff, G: | 8881,98 | (MPa) |
| Resistencia | | |
| Característico: | 20,59 | (MPa) |
| Muestra: | Cilindrico | |
| Peso específico (densidad): | 23,52 | (kN/m3) |
| Dilatación térmica: | 0,000010 | (1/°C) |
| Coeficiente de amortiguamiento: | 0,04 | |

Figura 37. Definición material nuevo. Fuente: elaboración propia

Como vemos, en la pestaña Hormigón, agregamos los valores de las características mecánicas del forjado de bovedilla cerámica, interesándonos fundamentalmente el peso específico y la resistencia que determinarán su comportamiento estructural. Le asignamos el nombre que creamos oportuno y damos a OK. [34]

A continuación, y siguiendo con la creación de los espesores, en la ventana de Nuevo Espesor, definimos el espesor de la solera como Uniforme y el de los forjados como Ortótropo. Introducimos las dimensiones de espesor en centímetros y el material correspondiente, HA-25 para la solera y el tipo de hormigón específico recién creado para los forjados.

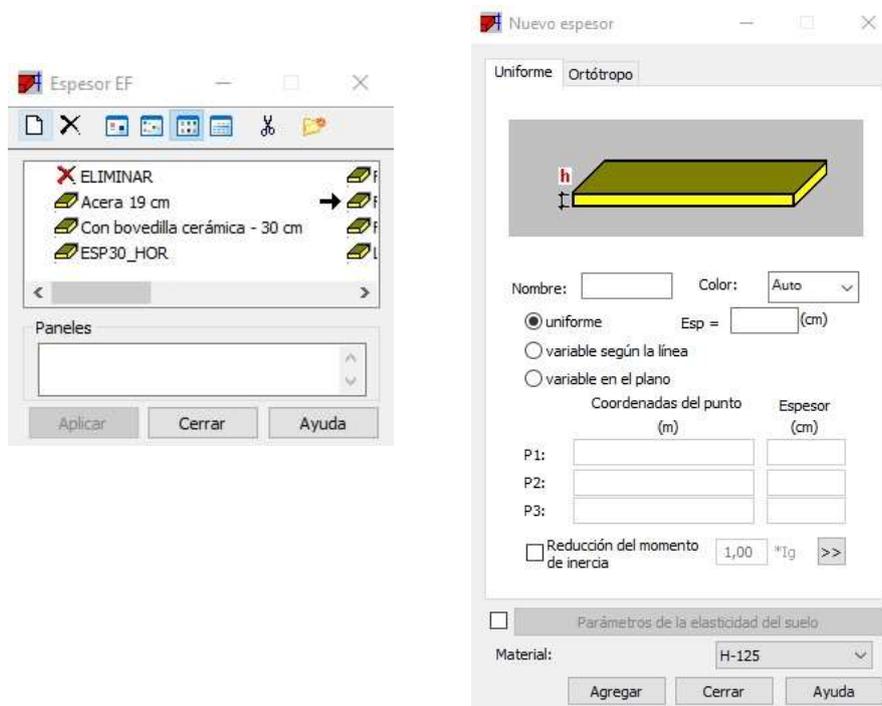


Figura 38. Creación nuevos espesores. Fuente: elaboración propia

4.7.4 Materiales

Vamos a agregar un determinado tipo de hormigón a cada elemento estructural del modelo predimensionado, en función de la resistencia que creemos va a tener cada uno de ellos. Para los pilares de oficinas un HA-40, para los pilares de la nave un HA-50, para las vigas delta un HA-45, para las vigas de atado de cimentación y las zapatas un HA-25, y para los forjados los materiales previamente mencionados.

Para asignar un tipo diferente de hormigón, o de cualquier material, seleccionamos el elemento y en el cuadro de Geometría a la izquierda de la interfaz del programa, buscamos el apartado Material. Lo

seleccionamos, y se nos abrirá una lista, de la cual seleccionamos el que sea pertinente. [34]

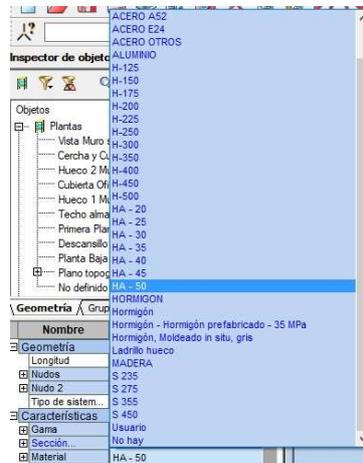


Figura 39. Lista de posibles materiales para elementos estructurales. Fuente: elaboración propia

4.7.5 Apoyos

En la exportación desde Revit sí que se han conservado los apoyos del modelo analítico, por lo que no tenemos que introducirlos, pero si cambiar la designación que les otorga Robot, para trabajar con mayor fiabilidad. La opción con la que llegan desde Revit es “Revit BC Fixed”, lo cual no nos da mucha seguridad ni certeza de que se vaya a comportar como queremos. Les catalogaremos a todos los apoyos como Empotramiento, y esto se realiza seleccionando cada uno de ellos y en el cuadro de Geometría, clicando la opción Apoyos, seleccionamos Empotramiento. [34]



Figura 40. Definición apoyos. Fuente: elaboración propia

Una vez definida esta configuración inicial del modelo, con las secciones de los perfiles correctas, los espesores de forjados apropiados, los materiales establecidos según nuestro criterio inicial, los apoyos

determinados, y los grupos pertinentes creados, podemos empezar a trabajar sobre el modelo de Robot.

4.8 Introducción de cargas

Se procede ahora a introducir las acciones en base a las cuales se analizará el comportamiento de la estructura, y que son las que se calcularon en base a la normativa del CTE como se vio anteriormente en el correspondiente capítulo.

Para esto, lo primero que hacemos es cambiar el espacio de trabajo de Geometría a Cargas, en la barra superior. Debemos empezar por introducir todos los casos de carga que hemos considerado. Esto se lleva a cabo en la ventana “Casos de carga”. [35]

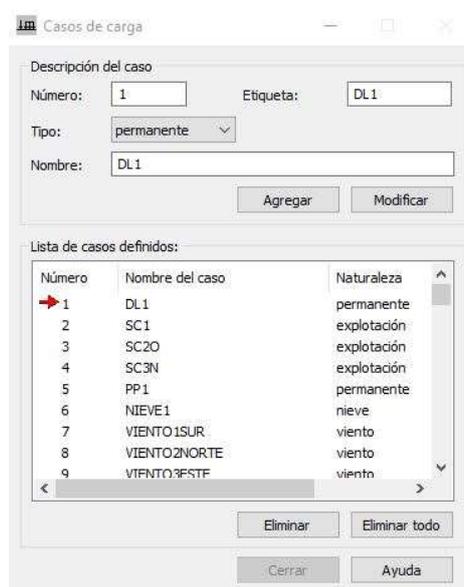


Figura 41. Ventana casos de carga. Fuente: elaboración propia

Podemos eliminar todos los casos de carga que aparecen por defecto ya que vamos a introducir los nuestros manualmente. Todos excepto el caso DL1, que corresponde al peso propio.

4.8.1 Peso propio

El peso propio de la estructura es calculado automáticamente por el programa. Para ello, seleccionamos el caso de carga DL1, con lo cual se nos abrirá su ventana correspondiente. En la barra de herramientas de la derecha o bien en la pestaña Herramientas, seleccionamos la opción Cargas.

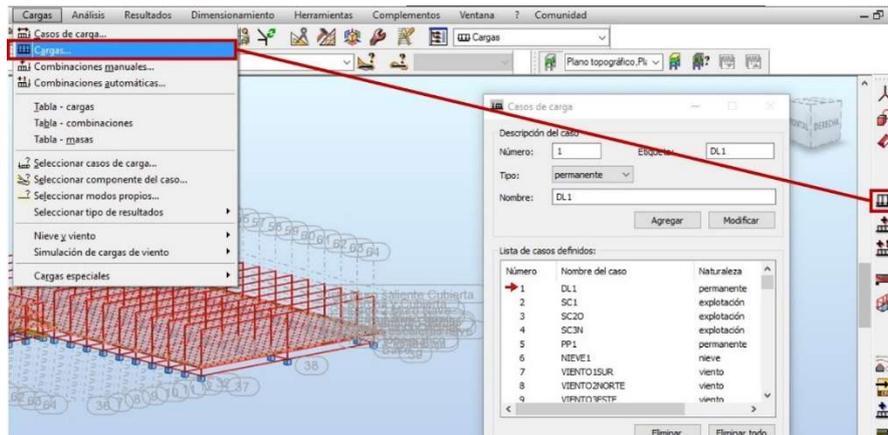


Figura 42. Comando introducción cargas. Fuente: elaboración propia

Se abrirá la ventana de introducción de cargas, y en la pestaña de “Peso y masa”, seleccionamos la opción “Peso propio – PZ sobre la estructura entera”:



Figura 43. Introducción peso propio. Fuente: elaboración propia

Se nos teñirá toda la estructura con color rojo, y con esto ya tenemos aplicada la carga del peso propio de la estructura.

4.8.2 Peso permanente de uso

Introducimos los valores obtenidos en el apartado de acciones en la edificación, referentes a las cargas de tabiquería en cada una de las dos plantas de oficinas, las estanterías y carretillas en la solera de la nave industrial, y los pesos de las cubiertas tanto de oficinas como de la nave.

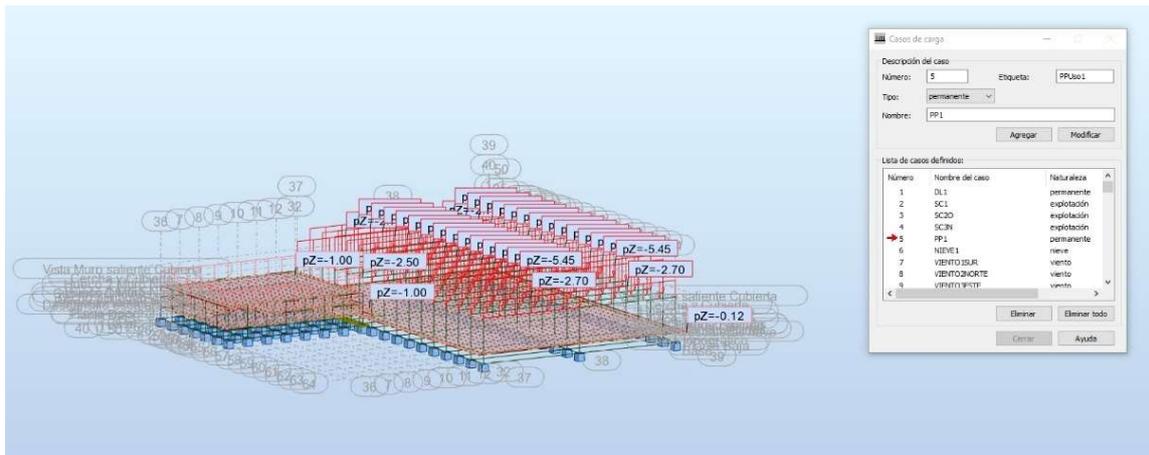


Figura 44. Cargas introducidas de peso permanente de uso. Fuente: elaboración propia

La introducción de las cargas se realiza análogamente a lo explicado para el peso propio de la estructura, pero en vez de “Peso y masa”, seleccionando la pestaña “Barra” o “Superficie” según convenga, pudiendo elegir cargas lineales, superficiales y de otras índoles.

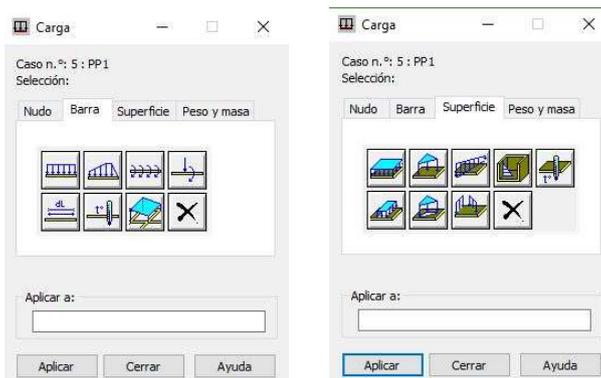


Figura 45. Introducción de cargas lineales y superficiales. Fuente: elaboración propia

4.8.3 Sobrecarga de uso

Introduciremos tres casos de sobrecarga de uso, debido a que por un lado tenemos la sobrecarga de uso en los forjados de las dos plantas de oficinas, por otro la sobrecarga de uso sobre la cubierta del edificio de oficinas, y por último la sobrecarga de uso en la cubierta de la nave. Además, según el CTE-DBSE-AE, en el apartado 3.1 de Sobrecarga de uso, indica que la sobrecarga de uso sobre las cubiertas del tipo G1 (las dos de nuestra edificación), no son concomitantes con el resto de acciones variables. Por lo tanto, introducimos los tres casos de carga estipulados con los valores obtenidos en el apartado de Acciones variables.

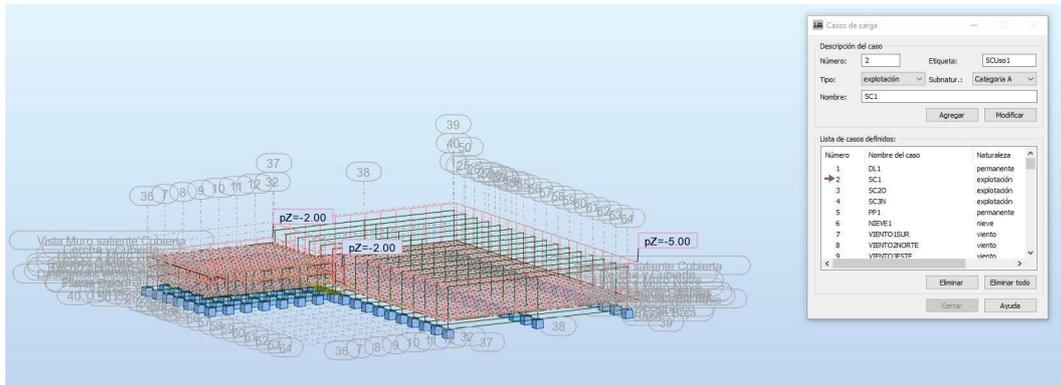


Figura 46. Sobrecarga de uso en forjados y solera nave Robot. Fuente: elaboración propia

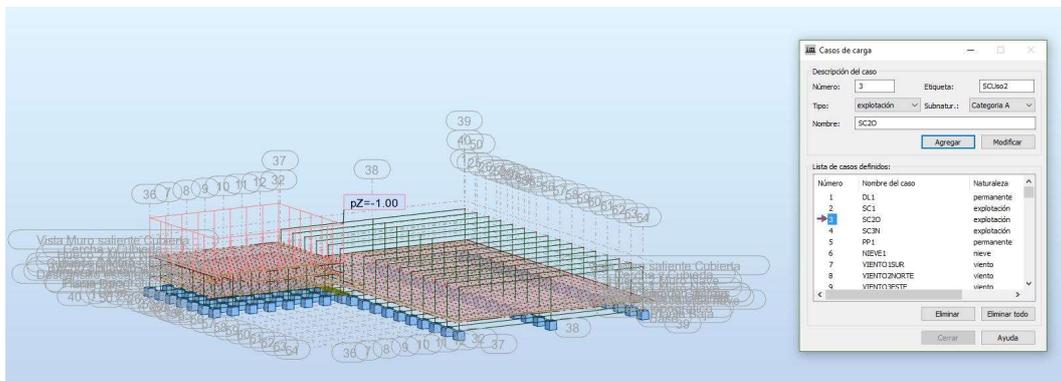


Figura 47. Sobrecarga de uso cubierta oficinas Robot. Fuente: elaboración propia

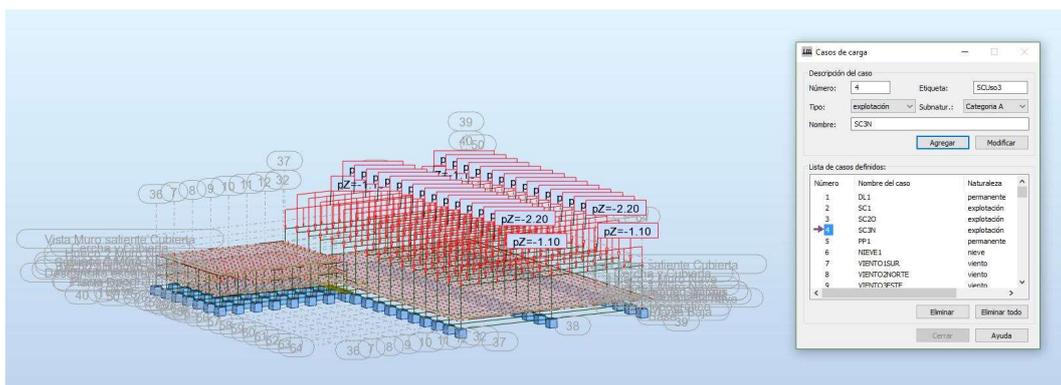


Figura 48. Sobrecarga de uso cubierta nave Robot. Fuente: elaboración propia

4.8.4 Nieve

Introducimos los valores calculados en el apartado de Nieve, como podemos ver en la siguiente figura:

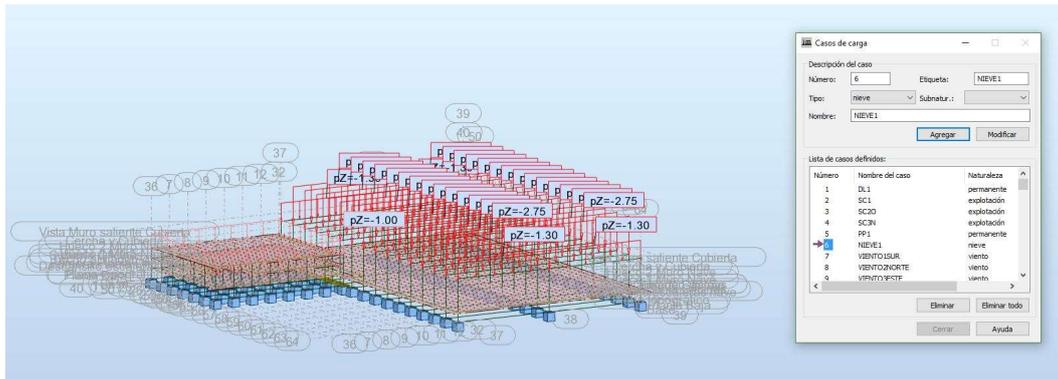


Figura 49. Carga de nieve Robot. Fuente: elaboración propia

4.8.5 Viento

En el caso de la carga de viento debemos crear cuatro casos de carga, acorde con los cálculos realizados en el apartado Viento, donde calculamos las cargas sobre la estructura en sus dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos en cada una. A continuación, vemos las cargas introducidas sobre la edificación, acorde con los valores calculados en cada caso:

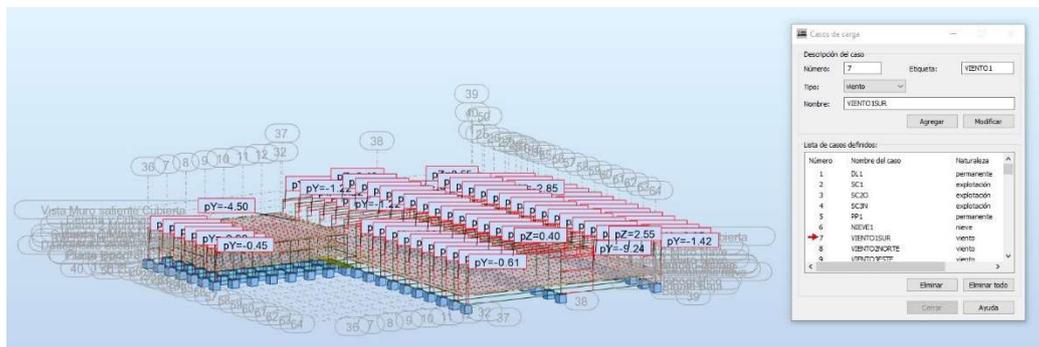


Figura 50. Carga viento dirección sur Robot. Fuente:

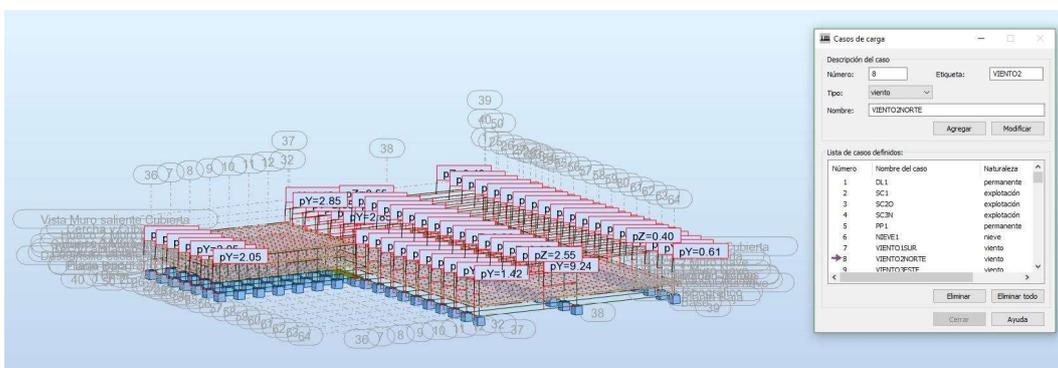


Figura 51. Carga viento dirección norte Robot. Fuente:

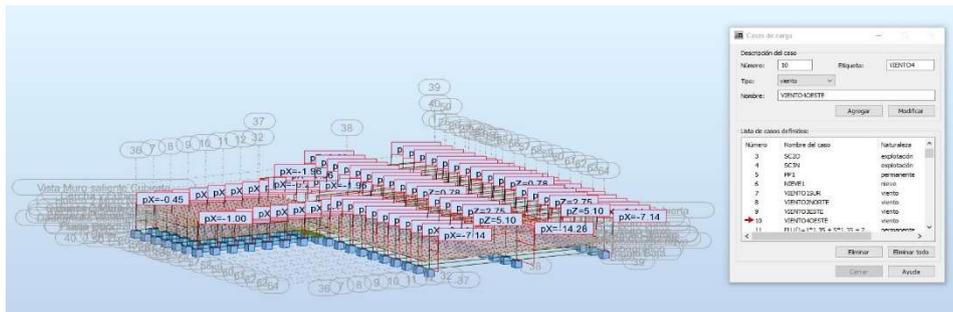


Figura 53. Carga viento dirección oeste Robot. Fuente:

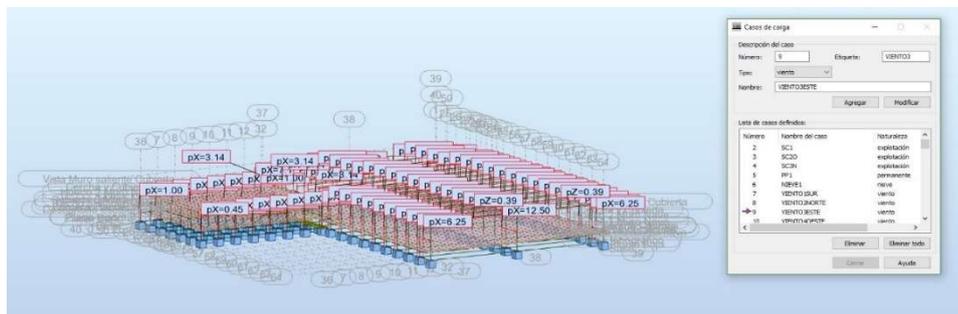


Figura 52. Carga viento dirección este Robot. Fuente:

Archivo Edición Ver Estructura Cargas Analisis Resultados Dimensionamiento Herramientas Complementos Ventana Comunidad

Vista - casos:1 (DL1)

3D Z = 8,00 m - Cero y Cubierta

-PZ kG
casos: 1 (DL1)

| Caso | Tipo de carga | Lista | Estructura en Z | Ccoef=100 | MEMO | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------|------------------------|-------------|------------------|-----------|-----------|---------|---------------|-----------|--------------|---------|--------|---------------|-----------|--------|--------|--------|-------|--|--|--|
| 1 DL1 | peso propio | 1A441 | Estructura ent-Z | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 PPI | (EF) uniforme | 426 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-2.50 | global | no proyectada | absolutos | Limitaciones | MEMO: | | | | | | | | | | |
| 2 PPI | (EF) uniforme | 422 424 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-1.00 | global | no proyectada | absolutos | Limitaciones | MEMO: | | | | | | | | | | |
| 2 PPI | (EF) uniforme | 423 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-0.12 | global | no proyectada | absolutos | Limitaciones | MEMO: | | | | | | | | | | |
| 2 PPI | sobrecarga uniforme | 104 105 135 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-2.70 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 2 PPI | sobrecarga uniforme | 107A134 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-5.45 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 3 SC1 | (EF) uniforme | 422 424 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-2.00 | global | no proyectada | absolutos | Limitaciones | MEMO: | | | | | | | | | | |
| 3 SC1 | (EF) uniforme | 423 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-5.00 | global | no proyectada | absolutos | Limitaciones | MEMO: | | | | | | | | | | |
| 4 NEVE1 | (EF) uniforme | 426 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-1.00 | global | no proyectada | absolutos | Limitaciones | MEMO: | | | | | | | | | | |
| 4 NEVE1 | sobrecarga uniforme | 104 105 135 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-1.30 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 4 NEVE1 | sobrecarga uniforme | 107A134 | PX=0.0 | PV=0.0 | PZ=-2.75 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 5 VENTO1SU | fuerza nodal | 8 | FX=0.0 | FV=0.0 | FZ=0.0 | CX=0.0 | CY=0.0 | CZ=0.0 | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | MEMO: | | | | | | | | |
| 5 VENTO1SU | sobrecarga uniforme | 8 56 | PX=0.0 | PV=-0.45 | PZ=0.0 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 5 VENTO1SU | sobrecarga uniforme | 16 48A54CA | PX=0.0 | PV=-0.90 | PZ=0.0 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 5 VENTO1SU | sobrecarga uniforme | 70 | PX=0.0 | PV=-0.61 | PZ=0.0 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 5 VENTO1SU | sobrecarga uniforme | 61A69 | PX=0.0 | PV=-1.22 | PZ=0.0 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | DY=0.0 | DZ=0.0 | MEMO: | | | | | | |
| 5 VENTO1SU | carga trapezoidal (2s) | | X1=7.50 | PX1=0.0 | PV1=-1.22 | PZ1=0.0 | X2=10.49 | PX2=0.0 | PV2=-1.22 | PZ2=0.0 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | MEMO: | | | |
| 5 VENTO1SU | carga trapezoidal (2s) | 106 | X1=7.50 | PX1=0.0 | PV1=-1.22 | PZ1=0.0 | X2=10.49 | PX2=0.0 | PV2=-1.22 | PZ2=0.0 | global | no proyectada | absolutos | AL=0.0 | BE=0.0 | GA=0.0 | MEMO: | | | |

Valores Edición en modo tabla Edición en modo texto Info Casos Cargas ficticias

Figura 54. Lista de cargas introducidas Robot. Fuente: elaboración propia

Cuando se ha terminado la introducción de las cargas, se puede ver una lista con todas ellas cambiando la interfaz a “Cargas” en la pestaña superior, donde nos aparecerá una tabla con cada una de las cargas introducidas en cada barra y superficie.

4.9 Combinaciones de carga

Una vez introducidos todos los casos de carga, debemos establecer las combinaciones entre los mismos, de acuerdo con la normativa aplicable. Esta normativa nos determina los coeficientes expuestos en el apartado 4.4 “Combinaciones de carga” del presente proyecto. Robot nos ofrece la posibilidad de trabajar con la normativa EHE99, la cual está desactualizada, pues corresponde al año 1999. También podemos emplear el Eurocódigo EN 1990-2002. Pero realizaremos el cálculo con la norma del CTE DB-SE 2006 por ser la normativa más actual, para estar del lado de la seguridad.

Para establecer estas combinaciones, nos dirigimos a la opción “Combinaciones según norma” en la pestaña de Cargas, con lo que nos aparecerá la siguiente ventana. [9]

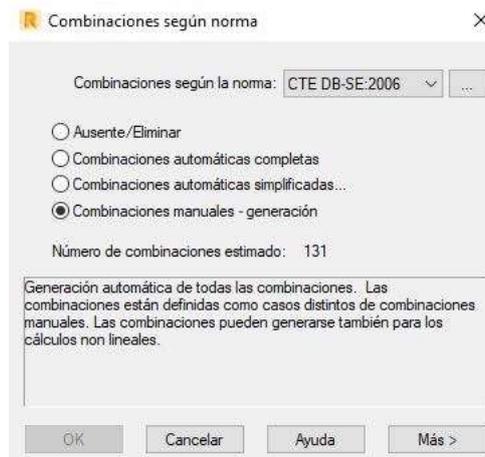


Figura 55. Ventana Robot combinaciones de carga (1). Fuente: elaboración propia

En nuestro caso, hemos tratado de emplear la opción “Combinaciones automáticas completas” y también “Combinaciones automáticas simplificadas”, pero no se generaban las combinaciones. Por tanto, hemos tenido que emplear la opción “Combinaciones manuales”. Hacemos clic en “Más >” y nos aparece la siguiente ventana:

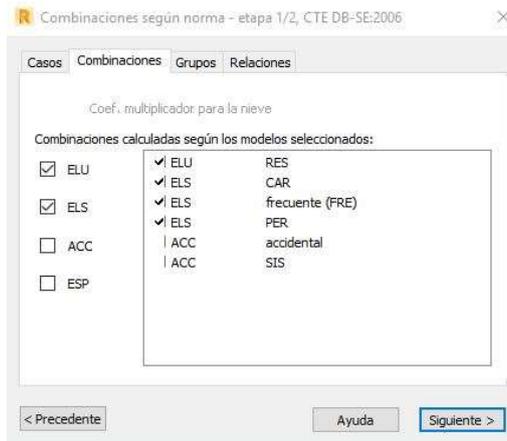


Figura 56. Ventana Robot combinaciones de carga (2). Fuente: elaboración propia

En ella seleccionamos los casos de ELU y ELS, que son los que nos establece la normativa. En esta ventana debemos configurar también la pestaña “Grupos”, debido a que el programa agrupa los casos de carga que tienen semejante naturaleza en un solo grupo, lo cual no es correcto, ya que tenemos algunos casos no concomitantes y que no se pueden calcular como acciones simultaneas, como las sobrecargas de uso en cubiertas, o los cuatro casos de carga de viento. Debido a esto, crearemos nuevos grupos para separar estos casos a la hora de generar las combinaciones. En la pestaña de “Grupos”, formamos para cada naturaleza de cargas un grupo independiente de casos, con la ayuda de las flechas y la opción “Formar un grupo de casos”. En las siguientes figuras podemos ver un ejemplo del resultado obtenido al crear un grupo para cada sobrecarga de uso, de la misma forma que habría que operar para los cuatro casos de viento.

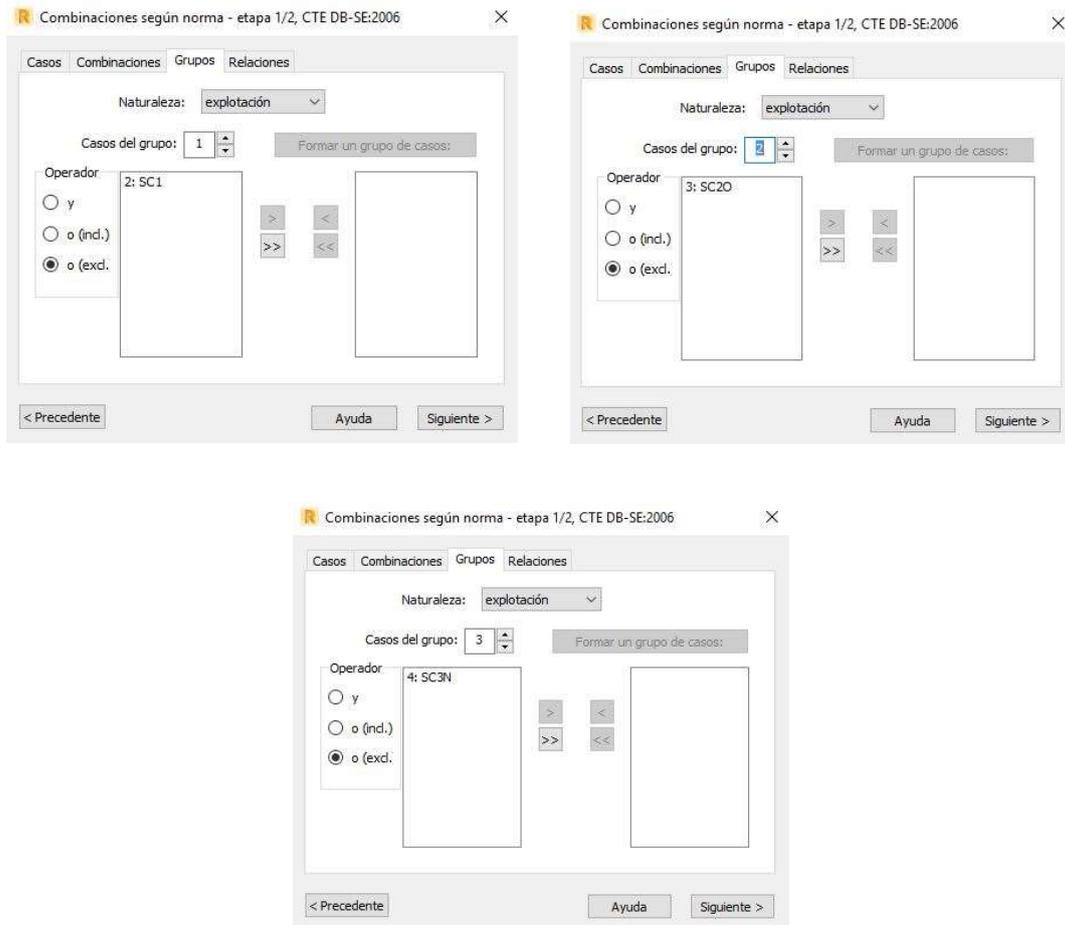


Figura 57. Ventana grupos para sobrecargas de uso. Fuente: elaboración propia

Por último, hay que establecer las relaciones entre los diversos casos de carga según su naturaleza. Para ello iremos a la pestaña “Relaciones” en la misma ventana. Para las cargas permanentes, todos los grupos actuarán simultáneamente, luego la relación será la siguiente:

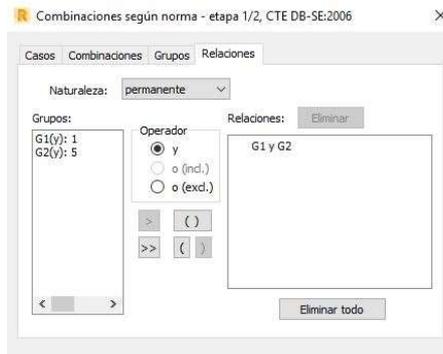


Figura 58. Ventana relaciones entre cargas. Fuente: elaboración propia

En el caso de las cargas de explotación, correspondientes a las sobrecargas de uso, debemos cambiar el operador “y” por “o (excl.)”, para indica que no son concomitantes.

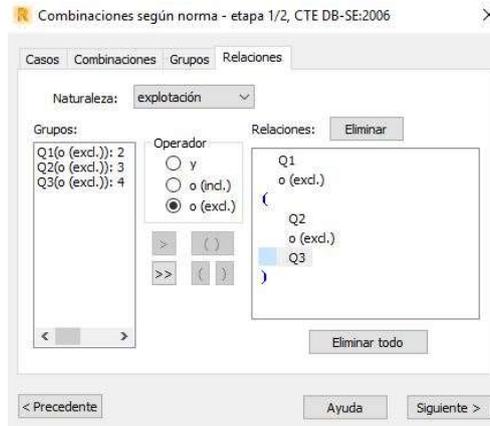


Figura 59. Ventana relaciones entre cargas explotación. Fuente: elaboración propia

En el caso de las relaciones entre las cargas de viento, habría que proceder de la misma forma, empleando el operador “o (excl.)”:



Figura 60. Ventana relaciones entre cargas de viento. Fuente: elaboración propia

Una vez que tenemos todos los grupos y relaciones definidas, hacemos clic en “Siguiete >” y accedemos a la siguiente ventana, donde nos aparecerán todas las combinaciones de cargas según ELU y ELS.

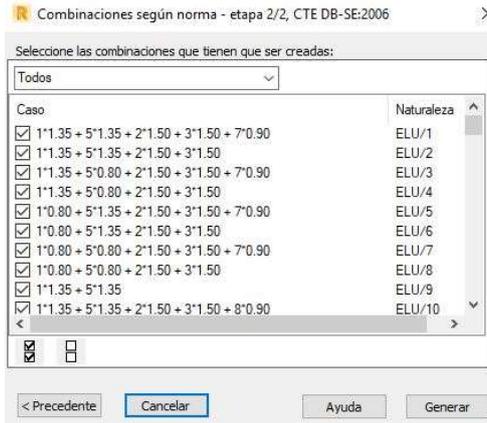


Figura 61. Ventana combinaciones de cargas empleadas. Fuente: elaboración propia

Seleccionamos las más desfavorables para estar del lado de la seguridad y hacemos clic en “Generar”, creándose las combinaciones de cargas. No se seleccionan todas las combinaciones debido a que varias son redundantes, y con las más desfavorables será suficiente para el cálculo. Además de que cuando el número de combinaciones es elevado el archivo se carga mucho, y es complicado trabajar. En esta figura podemos ver la tabla generada con las combinaciones que se van a emplear.

| Combinación | Nombre | Tipo de análisis | Tipo de | Naturaleza de caso | Definición |
|-------------|----------------|------------------|---------|--------------------|---------------------------------|
| 9 (C) | ELU/1=1*1.35 + | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+5*0.90+4*0.75 |
| 10 (C) | ELU/2=1*1.35 + | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+5*0.90 |
| 11 (C) | ELU/3=1*1.35 + | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+4*0.75 |
| 12 (C) | ELU/4=1*1.35 + | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50 |
| 13 (C) | ELU/5=1*1.35 + | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35 |
| 14 (C) | ELU/21=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90+4*0.75 |
| 15 (C) | ELU/22=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+6*0.90 |
| 16 (C) | ELU/29=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+7*0.90+4*0.75 |
| 17 (C) | ELU/30=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+7*0.90 |
| 18 (C) | ELU/37=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+8*0.90+4*0.75 |
| 19 (C) | ELU/38=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.50+8*0.90 |
| 20 (C) | ELU/45=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50+4*0.75 |
| 21 (C) | ELU/46=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+5*1.50 |
| 22 (C) | ELU/47=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+5*1.50+4*0.75 |
| 23 (C) | ELU/61=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+6*1.50+4*0.75 |
| 24 (C) | ELU/62=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+6*1.50 |
| 25 (C) | ELU/63=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+6*1.50+4*0.75 |
| 26 (C) | ELU/64=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+6*1.50 |
| 27 (C) | ELU/77=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+7*1.50+4*0.75 |
| 28 (C) | ELU/78=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+7*1.50 |
| 29 (C) | ELU/79=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+7*1.50+4*0.75 |
| 30 (C) | ELU/80=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+7*1.50 |
| 31 (C) | ELU/93=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+8*1.50+4*0.75 |
| 32 (C) | ELU/94=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+8*1.50 |
| 33 (C) | ELU/95=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+8*1.50+4*0.75 |
| 34 (C) | ELU/96=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+8*1.50 |
| 35 (C) | ELU/109=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+5*0.90+4*1.50 |
| 36 (C) | ELU/110=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+4*1.50 |
| 37 (C) | ELU/111=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+5*0.90+4*1.50 |
| 38 (C) | ELU/112=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+4*1.50 |
| 39 (C) | ELU/125=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+6*0.90+4*1.50 |
| 40 (C) | ELU/126=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+6*0.90+4*1.50 |
| 41 (C) | ELU/133=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+7*0.90+4*1.50 |
| 42 (C) | ELU/134=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+7*0.90+4*1.50 |
| 43 (C) | ELU/141=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+3*1.05+8*0.90+4*1.50 |
| 44 (C) | ELU/142=1*1.35 | Combinación lin | | permanente | (1+2)*1.35+8*0.90+4*1.50 |
| 45 (C) | ELS/2=1*1.00 + | Combinación lin | | permanente | (1+2+3)*1.00+5*0.60 |
| 46 (C) | ELS/3=1*1.00 + | Combinación lin | | permanente | (1+2+3)*1.00+4*0.50 |
| 47 (C) | ELS/4=1*1.00 + | Combinación lin | | permanente | (1+2+3)*1.00 |
| 48 (C) | ELS/6=1*1.00 + | Combinación lin | | permanente | (1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50 |
| 49 (C) | ELS/6=1*1.00 + | Combinación lin | | permanente | (1+2+3)*1.00+7*0.60+4*0.50 |
| 50 (C) | ELS/10=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+3)*1.00+6*0.60+4*0.50 |
| 51 (C) | ELS/12=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+5)*1.00+3*0.70+4*0.50 |
| 52 (C) | ELS/14=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+5)*1.00+4*0.50 |
| 53 (C) | ELS/16=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+6)*1.00+3*0.70+4*0.50 |
| 54 (C) | ELS/17=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+6)*1.00+3*0.70 |
| 55 (C) | ELS/18=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+6)*1.00+4*0.50 |
| 56 (C) | ELS/20=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+7)*1.00+3*0.70+4*0.50 |
| 57 (C) | ELS/24=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+8)*1.00+3*0.70+4*0.50 |
| 58 (C) | ELS/28=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+4)*1.00+3*0.70+5*0.60 |
| 59 (C) | ELS/32=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+4)*1.00+3*0.70+6*0.60 |
| 60 (C) | ELS/34=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+4)*1.00+3*0.70+7*0.60 |
| 61 (C) | ELS/36=1*1.00 | Combinación lin | | permanente | (1+2+4)*1.00+3*0.70+8*0.60 |

Tabla 9. Combinaciones de carga empleadas

4.10 Análisis de la estructura

Con las cargas introducidas y las combinaciones de carga generadas, el siguiente paso es proceder al cálculo de la estructura. En primer lugar, generamos el modelo de cálculo, accediendo a la pestaña “Análisis” y clicando “Generación del modelo de cálculo”. Con este comando se generará un mallado de la estructura y quedará preparada para realizar el cálculo por el método de elementos finitos. Se realizan unas comprobaciones de carácter geométrico, y si no hay ninguna incidencia reseñable, se puede proceder a calcular. [35]

En la pestaña “Análisis”, seleccionamos “Calcular”. Nos aparecerá una ventana como la siguiente mientras se realiza el proceso.

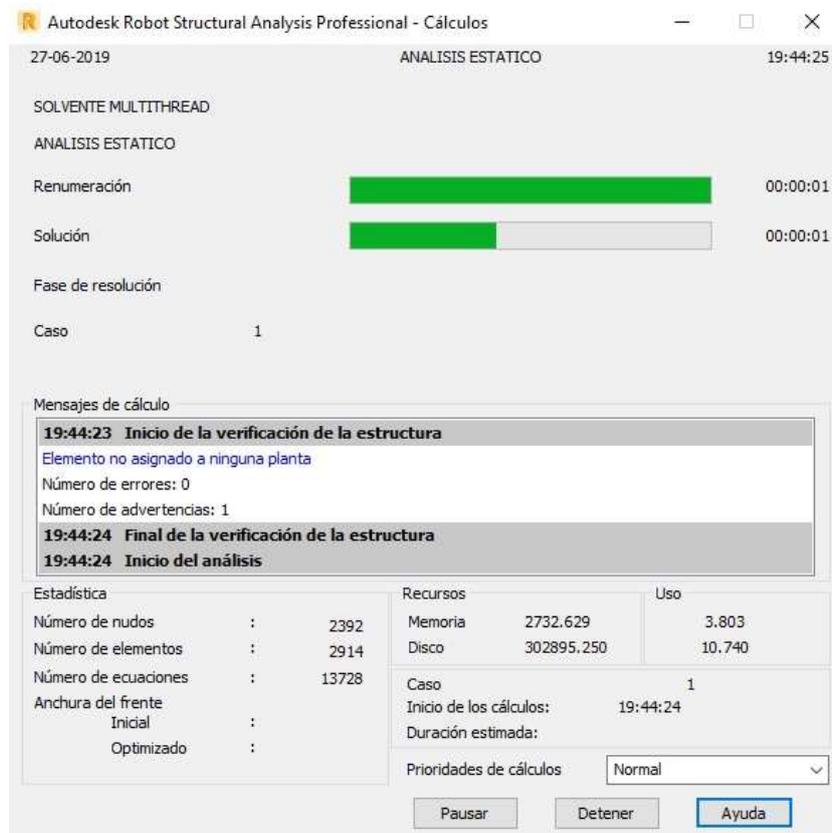


Figura 62. Ventana cálculo de la estructura. Fuente: elaboración propia

Una vez terminado el cálculo por el programa, nos aparece una ventana de advertencias y errores, y ya tenemos la estructura calculada. Si nos aparece algún aviso de inestabilidad, debemos revisar el modelo y realizar los cambios pertinentes [36]. A partir de aquí, podemos comprobar los resultados de esfuerzos y momentos con diferentes diagramas, accediendo a los mismos desde la pestaña “Resultados”,

donde podemos elegir una amplia variedad de diagramas. En el Anexo de Resultados se pueden comprobar los resultados del cálculo inicial.

4.11 Dimensionamiento

Una vez realizado el cálculo de la estructura, procedemos al dimensionamiento de los elementos estructurales, verificando si el modelo predimensionado con los elementos elegidos es correcto y estos son capaces de soportar las solicitaciones. En la pestaña “Dimensionamiento”, seleccionamos la opción “Armado teórico – vigas/muros de hormigón armado”. Calcularemos los pilares y las vigas según los grupos definidos previamente.

Vemos que en la nueva interfaz que aparece, se encuentra la ventana “Cálculos según la norma EHE 99”. Como hemos indicado antes, esta es la normativa de hormigón con la que trabaja Robot. Aunque está desactualizada, es la única que el programa nos ofrece para realizar el dimensionado. En el espacio en blanco de barras, incluimos cada uno de los tres grupos que tenemos. Para introducir cada uno, clicamos en el botón de la derecha con tres puntos, y se nos abrirá otra ventana donde seleccionamos el grupo.

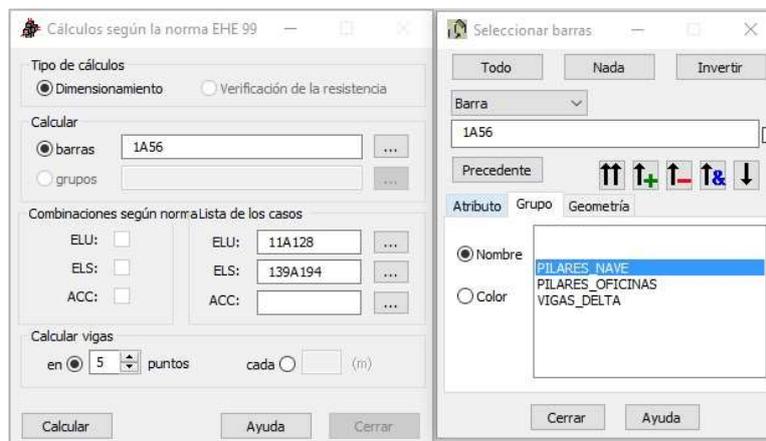


Figura 63. Ventana cálculo dimensionamiento teórico

De la misma forma seleccionamos las combinaciones correspondientes en los apartados de ELU y ELS. Hacemos clic en “Calcular” y obtendremos los resultados del dimensionado de los elementos.

En este dimensionado inicial, con los resultados que se obtienen concluimos que los pilares de las oficinas, correspondientes a las barras numeradas de la 1 a la 56, no son válidos, por lo cual aparecen en rojo en la lista de resultados.



| Barra | Armadura teórica según b (cm2) | Armadura según b - distribución | Armadura teórica según h (cm2) | Armadura según h - distribución | Armadura transversal - tipo/distribución |
|-------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|--|
| 1 | 817.19 | 41711E | 191.71 | 5411E | |
| 2 | 772.39 | 39511E | 135.53 | 6811E | |
| 3 | 778.59 | 39711E | 93.75 | 3911E | |
| 4 | 826.59 | 41211E | 119.43 | 5511E | |
| 5 | 743.78 | 37911E | 878.39 | 32911E | |
| 6 | 1223.34 | 59911E | 971.57 | 49411E | |
| 7 | 8257.42 | 311311E | 4985.58 | 249511E | |
| 8 | 723.14 | 36011E | 214.15 | 10711E | |
| 9 | 574.36 | 29811E | 93.52 | 5011E | |
| 10 | 539.21 | 31811E | 82.21 | 4111E | |
| 11 | 384.83 | 19211E | 32.47 | 1711E | |
| 12 | 359.12 | 19411E | 31.38 | 1611E | |
| 13 | 384.70 | 19211E | 27.38 | 1441E | |
| 14 | 385.18 | 19111E | 18.18 | 511E | |
| 15 | 395.41 | 29711E | 27.11 | 1431E | |
| 16 | 893.59 | 44511E | 241.37 | 12111E | |
| 17 | 339.78 | 16911E | 71.05 | 3611E | |
| 18 | 366.82 | 18311E | 59.99 | 2611E | |
| 19 | 378.53 | 18911E | 59.52 | 2611E | |
| 20 | 619.84 | 30411E | 103.58 | 5211E | |
| 21 | 1875.12 | 53511E | 145.24 | 7911E | |
| 22 | 342.48 | 17111E | 49.29 | 2911E | |
| 23 | 892.25 | 44411E | 181.36 | 5111E | |
| 24 | 369.41 | 19411E | 41.38 | 2111E | |
| 25 | 848.59 | 46911E | 123.53 | 4231E | |
| 26 | 863.85 | 46011E | 129.89 | 6511E | |
| 27 | 338.82 | 16911E | 33.37 | 1711E | |
| 28 | 351.27 | 17511E | 33.06 | 1711E | |
| 29 | 362.92 | 18111E | 33.35 | 1711E | |
| 30 | 367.28 | 18311E | 59.49 | 2611E | |
| 31 | 849.24 | 47211E | 122.89 | 4211E | |
| 32 | 351.77 | 16111E | 35.78 | 1911E | |
| 33 | 1079.12 | 39511E | 419.04 | 20411E | |
| 34 | 346.11 | 17311E | 36.75 | 1911E | |
| 35 | 2773.55 | 134511E | 797.19 | 39711E | |
| 36 | 811.71 | 41411E | 352.19 | 17611E | |
| 37 | 317.86 | 15911E | 20.73 | 1111E | |
| 38 | 329.41 | 16411E | 21.45 | 1111E | |
| 39 | 338.84 | 17011E | 21.49 | 1111E | |
| 40 | 343.10 | 17411E | 21.49 | 1111E | |
| 41 | 2826.91 | 149811E | 3421.84 | 179211E | |
| 42 | 304.81 | 15211E | 7.28 | 411E | |
| 43 | 6016.78 | 399211E | 192.18 | 8111E | |
| 44 | 338.11 | 16911E | 17.82 | 491E | |
| 45 | 13706.99 | 659411E | 434.31 | 21711E | |
| 46 | 17950.33 | 823411E | 2695.02 | 129611E | |
| 47 | 469.26 | 23411E | 32.75 | 1711E | |
| 48 | 772.82 | 38511E | 233.78 | 11711E | |
| 49 | 468.63 | 24811E | 5.99 | 311E | |
| 50 | 702.93 | 36511E | 222.25 | 11111E | |
| 51 | 429.85 | 20911E | 4.78 | 391E | |

Tabla 10. Armado teórico pilares oficinas

Los pilares de la nave, correspondientes a las barras numeradas entre la 57 y la 106, no aparecen en rojo, por lo que concluimos que sí son válidos, y podemos observar su armadura teórica.

| Barra | Armadura teórica según b (cm2) | Armadura según b - distribución | Armadura teórica según h (cm2) | Armadura según h - distribución | Armadura transversal - tipo/distribución |
|-------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|--|
| 55 | 114.27 | 10311E | 39.31 | 1711E | |
| 56 | 18.34 | 1011E | 19.75 | 1011E | |
| 57 | 23.96 | 1211E | 3.09 | 211E | 21E 175% 0 |
| 58 | 23.96 | 1211E | 3.09 | 211E | 21E 175% 0 |
| 59 | 23.96 | 1211E | 3.09 | 211E | 21E 175% 0 |
| 60 | 23.96 | 1211E | 3.09 | 211E | 21E 175% 0 |
| 61 | 23.17 | 1211E | 4.01 | 211E | 21E 175% 0 |
| 62 | 23.17 | 1211E | 4.01 | 211E | 21E 175% 0 |
| 63 | 23.17 | 1211E | 4.01 | 211E | 21E 175% 0 |
| 64 | 21.35 | 1111E | 6.13 | 411E | 21E 175% 0 |
| 65 | 21.35 | 1111E | 6.13 | 411E | 21E 175% 0 |
| 66 | 18.19 | 1011E | 5.86 | 311E | 21E 175% 0 |
| 67 | 18.19 | 1011E | 5.86 | 311E | 21E 175% 0 |
| 68 | 18.19 | 1011E | 5.86 | 311E | 21E 175% 0 |
| 69 | 18.19 | 1011E | 5.86 | 311E | 21E 175% 0 |
| 70 | 15.38 | 911E | 16.20 | 911E | 21E 175% 0 |
| 71 | 23.96 | 1211E | 3.09 | 211E | 21E 175% 0 |
| 72 | 18.73 | 1011E | 40.91 | 2111E | 21E 175% 0 |
| 73 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 74 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 75 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 76 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 77 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 78 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 79 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 80 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 81 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 82 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 83 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 84 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 85 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 86 | 16.01 | 911E | 43.12 | 2211E | 21E 175% 0 |
| 87 | 4.88 | 311E | 0.12 | 211E | 21E 175% 0 |
| 88 | 16.27 | 911E | 15.42 | 811E | 21E 175% 0 |
| 89 | 21.42 | 1111E | 6.05 | 411E | 21E 175% 0 |
| 90 | 21.42 | 1111E | 6.05 | 411E | 21E 175% 0 |
| 91 | 21.42 | 1111E | 6.05 | 411E | 21E 175% 0 |
| 92 | 23.17 | 1211E | 4.01 | 211E | 21E 175% 0 |
| 93 | 23.17 | 1211E | 4.01 | 211E | 21E 175% 0 |
| 94 | 23.17 | 1211E | 4.01 | 211E | 21E 175% 0 |
| 95 | 23.17 | 1211E | 4.01 | 211E | 21E 175% 0 |
| 96 | 21.35 | 1111E | 6.13 | 411E | 21E 175% 0 |
| 97 | 21.35 | 1111E | 6.13 | 411E | 21E 175% 0 |
| 98 | 20.25 | 1111E | 5.98 | 311E | 21E 175% 0 |
| 99 | 20.25 | 1111E | 5.98 | 311E | 21E 175% 0 |
| 100 | 20.25 | 1111E | 5.98 | 311E | 21E 175% 0 |
| 101 | 20.25 | 1111E | 5.98 | 311E | 21E 175% 0 |
| 102 | 16.34 | 911E | 15.34 | 811E | 21E 175% 0 |
| 103 | 21.42 | 1111E | 6.05 | 411E | 21E 175% 0 |
| 106 | 23.96 | 1211E | 3.09 | 211E | 21E 175% 0 |

Tabla 11. Armado teórico pilares nave



En cuanto a las vigas delta, obtenemos resultados positivos también, como podemos observar a continuación. Cada una de las vigas, tiene un armado teórico definido que varía en función de la zona de la viga.

| Barra/Posición (m) | Armadura teórica superior (My) (cm2) | Armadura superior - distribución (My) | Armadura teórica inferior (My) (cm2) | Armadura inferior - distribución (My) | Armadura transversal - tipodistribución |
|--------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|---|
| 104 | | | | | 2#6 52*16.0+52*16.0+52*16.0 |
| 104/ 0,40 | 16,79 | 9#16 | 4,33 | 3#16 | |
| 104/ 6,45 | 6,95 | 4#16 | 11,27 | 6#16 | |
| 104/ 12,50 | 4,39 | 3#16 | 13,82 | 7#16 | |
| 104/ 18,55 | 8,73 | 5#16 | 9,49 | 5#16 | |
| 104/ 24,60 | 23,60 | 12#16 | 6,46 | 4#16 | |
| 105 | | | | | 2#6 52*16.0+52*16.0+52*16.0 |
| 105/ 0,40 | 23,60 | 12#16 | 6,46 | 4#16 | |
| 105/ 6,45 | 9,11 | 5#16 | 9,11 | 5#16 | |
| 105/ 12,50 | 4,39 | 3#16 | 13,82 | 7#16 | |
| 105/ 18,55 | 6,95 | 4#16 | 11,27 | 6#16 | |
| 105/ 24,60 | 15,78 | 8#16 | 4,33 | 3#16 | |
| 107 | | | | | 2#6 83*10.0+52*16.0+83*10.0 |
| 107/ 0,40 | 21,55 | 11#16 | 9,83 | 5#16 | |
| 107/ 6,45 | 1,11 | 2#16 | 9,56 | 5#16 | |
| 107/ 12,50 | 3,17 | 2#16 | 18,45 | 10#16 | |
| 107/ 18,55 | 3,70 | 2#16 | 4,71 | 3#16 | |
| 107/ 24,60 | 32,11 | 16#16 | 32,11 | 16#16 | |
| 108 | | | | | 2#6 83*10.0+52*16.0+83*10.0 |
| 108/ 0,40 | 32,11 | 16#16 | 32,11 | 16#16 | |
| 108/ 6,45 | 3,70 | 2#16 | 4,70 | 3#16 | |
| 108/ 12,50 | 3,17 | 2#16 | 18,45 | 10#16 | |
| 108/ 18,55 | 1,11 | 2#16 | 9,56 | 5#16 | |
| 108/ 24,60 | 21,55 | 11#16 | 9,83 | 5#16 | |
| 109 | | | | | 2#6 83*10.0+52*16.0+83*10.0 |
| 109/ 0,40 | 21,55 | 11#16 | 9,83 | 5#16 | |
| 109/ 6,45 | 1,11 | 2#16 | 9,56 | 5#16 | |
| 109/ 12,50 | 3,17 | 2#16 | 18,45 | 10#16 | |
| 109/ 18,55 | 3,70 | 2#16 | 4,71 | 3#16 | |
| 109/ 24,60 | 32,11 | 16#16 | 32,11 | 16#16 | |
| 110 | | | | | 2#6 83*10.0+52*16.0+83*10.0 |
| 110/ 0,40 | 32,11 | 16#16 | 32,11 | 16#16 | |
| 110/ 6,45 | 3,70 | 2#16 | 4,70 | 3#16 | |
| 110/ 12,50 | 3,17 | 2#16 | 18,45 | 10#16 | |
| 110/ 18,55 | 1,11 | 2#16 | 9,56 | 5#16 | |
| 110/ 24,60 | 21,55 | 11#16 | 9,83 | 5#16 | |
| 111 | | | | | 2#6 83*10.0+52*16.0+83*10.0 |
| 111/ 0,40 | 21,55 | 11#16 | 9,83 | 5#16 | |
| 111/ 6,45 | 1,11 | 2#16 | 9,56 | 5#16 | |
| 111/ 12,50 | 3,17 | 2#16 | 18,45 | 10#16 | |
| 111/ 18,55 | 3,70 | 2#16 | 4,71 | 3#16 | |
| 111/ 24,60 | 32,11 | 16#16 | 32,11 | 16#16 | |
| 112 | | | | | 2#6 83*10.0+52*16.0+83*10.0 |
| 112/ 0,40 | 32,11 | 16#16 | 32,11 | 16#16 | |
| 112/ 6,45 | 3,70 | 2#16 | 4,70 | 3#16 | |
| 112/ 12,50 | 3,17 | 2#16 | 18,45 | 10#16 | |
| 112/ 18,55 | 1,11 | 2#16 | 9,56 | 5#16 | |
| 112/ 24,60 | 21,55 | 11#16 | 9,83 | 5#16 | |
| 113 | | | | | 2#6 83*10.0+52*16.0+83*10.0 |
| 113/ 0,40 | 21,55 | 11#16 | 9,83 | 5#16 | |
| 113/ 6,45 | 1,11 | 2#16 | 9,56 | 5#16 | |
| 113/ 12,50 | 3,17 | 2#16 | 18,45 | 10#16 | |
| 113/ 18,55 | 3,70 | 2#16 | 4,71 | 3#16 | |
| 113/ 24,60 | 32,11 | 16#16 | 32,11 | 16#16 | |

Tabla 12. Armado teórico vigas delta

En cuanto a las vigas de atado de cimentación, las comprendidas entre la numeración 137 y 301, el resultado es correcto también, como podemos observar en la tabla:

| Barra/Posición (m) | Armadura teórica superior (My) (cm ²) | Armadura superior - distribución (My) | Armadura teórica inferior (My) (cm ²) | Armadura inferior - distribución (My) | Armadura transversal - tipo/distribución |
|--------------------|---|---------------------------------------|---|---------------------------------------|--|
| 137 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 137/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 137/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 137/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 137/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 137/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 138 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 138/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 138/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 138/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 138/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 138/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 139 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 139/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 139/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 139/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 139/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 139/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 140 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 140/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 140/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 140/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 140/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 140/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 141 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 141/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 141/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 141/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 141/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 141/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 142 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 142/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 142/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 142/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 142/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 142/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 143 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 143/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 143/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 143/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 143/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 143/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 144 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 144/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 144/ 1,45 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 144/ 2,50 | 2,10 | 2F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 144/ 3,55 | 7,00 | 4F16 | 7,00 | 4F16 | |
| 144/ 4,60 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |
| 145 | | | | | 2B6 11*14.0+12*14.0+11*14.0 |
| 145/ 0,40 | 7,00 | 4F16 | 2,10 | 2F16 | |

Tabla 13. Armado teórico vigas atado

Por lo tanto, el problema lo tenemos en los pilares de las oficinas, que son los que vamos a tener que redimensionar. Hay que probar a modificar su sección y aumentar la resistencia del hormigón, hasta que los resultados sean positivos. Después de varias pruebas, los perfiles que se han seleccionado finalmente para los pilares de las oficinas son secciones 80x80 cm, y hormigón HA-50. El armado final de estos pilares se puede comprobar en el Anexo de Resultados.

4.12 Cálculo armadura pilares

Una vez definidas las secciones de los elementos estructurales, vamos a proceder a disponer las armaduras de los elementos de hormigón armado. Lo haremos tanto con los pilares del edificio de oficinas como con los de la nave, así como con las vigas de atado. No así con las vigas delta, ya que como hemos explicado previamente, hemos calculado con una disposición geométrica que no se asemeja a la real, siendo solo válida a efectos analíticos. Se explicará la metodología para realizar el cálculo del armado, y se expondrá el resultado de todos los elementos.

Para realizar este armado de elementos, se debe emplear el comando “Refuerzo proporcionado de elementos RC”, que se sitúa en la barra de herramientas de la derecha de la interfaz de Geometría. [27]

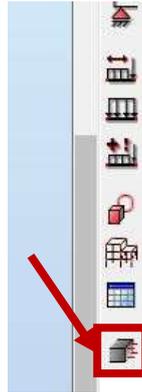


Figura 64. Comando Refuerzo elementos hormigón armado

Cogiendo como ejemplo el grupo PILARES_NAVES, debemos seleccionamos un pilar, yendo de uno en uno para cada uno de ellos. Se entra al comando de refuerzo y nos aparece en primer lugar una ventana para configurar los casos de carga y las combinaciones en base a los cuales se calcularán las armaduras.

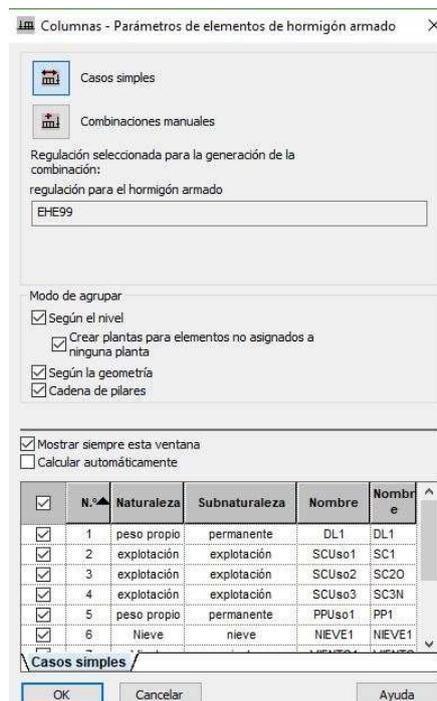


Figura 65. Ventana parámetros cálculo armado

A continuación, el programa entrará en la siguiente interfaz, la cual consta de una barra de herramientas a la derecha, con varias opciones de las cuales vamos a emplear las dos resaltadas.

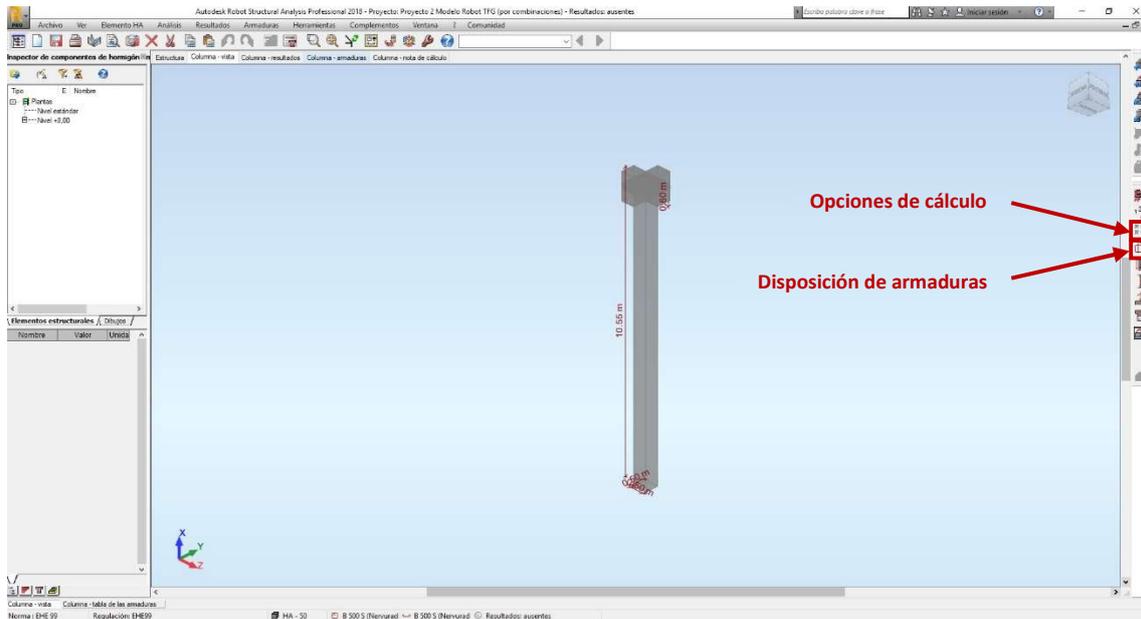


Figura 66. Interfaz cálculo de armado Robot

Vamos a proceder a configurar las dos opciones resaltadas como paso previo al cálculo del armado.

En primer lugar, empleamos el comando “Opciones de cálculo”, con el cual se nos abre una ventana con cuatro pestañas. En la primera, denominada “General”, se indica si la columna es prefabricada o no, así como el recubrimiento. En el caso de los pilares de la nave, indicamos que sí son columnas prefabricadas, y en el valor del recubrimiento introduciremos el que venía indicado en la paleta de Propiedades de los pilares en Revit, que era de 25 mm por cada cara. La segunda es para indicar el tipo de hormigón, que en el caso de los pilares de la nave es un HA-50. Y en cuanto a la tercera y la cuarta pestaña, en ellas se definen los tipos y dimensiones de las armaduras que vamos a utilizar, siendo barras corrugadas de tipo B 500 S como se especificó anteriormente. [27] En la pestaña “Arm. Longitudinales” deberemos quitar las dimensiones de armado menores que 12 mm, ya que la normativa EHE-08 de hormigón estructural establece que las armaduras longitudinales no pueden tener un diámetro menor que este. [38]

Cada una de las pestañas queda configurada de la siguiente forma para el grupo de pilares de la nave:

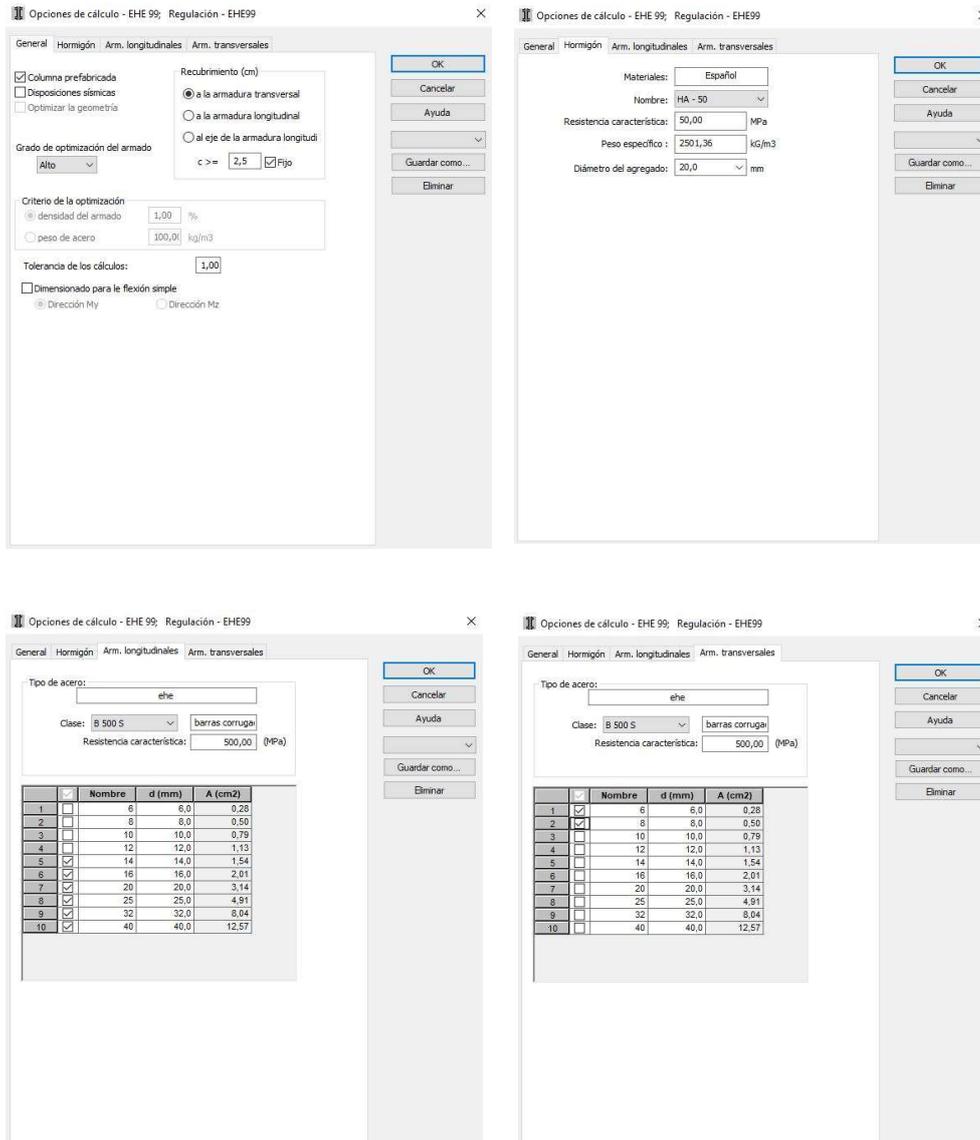


Figura 67. Configuración pestañas Opciones cálculo

Se puede guardar la configuración empleada con el botón “Guardar como...”.

Se continuará con la opción “Disposición de las armaduras”, desde la cual se abrirá una ventana con otras cuatro pestañas. Las pestañas “Barras longitudinales” y “Barras transversales” establecen la separación y el número de barras a emplear, pudiendo variar estos parámetros en función de los resultados del cálculo. En principio mantendremos los valores por defecto, e igualmente para las pestañas de “Esperas” y “Formas”. Al igual que la anterior ventana, se pueden guardar las configuraciones empleadas.

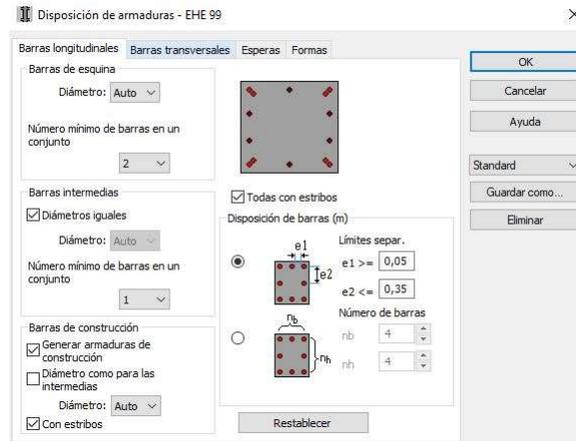


Figura 68. Configuración ventana Disposición armaduras

Lo siguiente que queda por hacer es calcular el armado, lo cual se realiza con el comando “Calcular” de la barra de herramientas. Los resultados se pueden comprobar en las pestañas de la parte superior de la interfaz, “Columna – resultados”, “Columna – armaduras” y “Columna – nota de cálculo”. Los resultados para los elementos de hormigón armado de nuestra edificación que hemos incluido en este cálculo de armado, pilares de la nave y pilares de oficinas, se pueden comprobar en el Anexo de Resultados. Aquí se muestra brevemente la visualización que obtenemos para cada elemento armado en 3D:

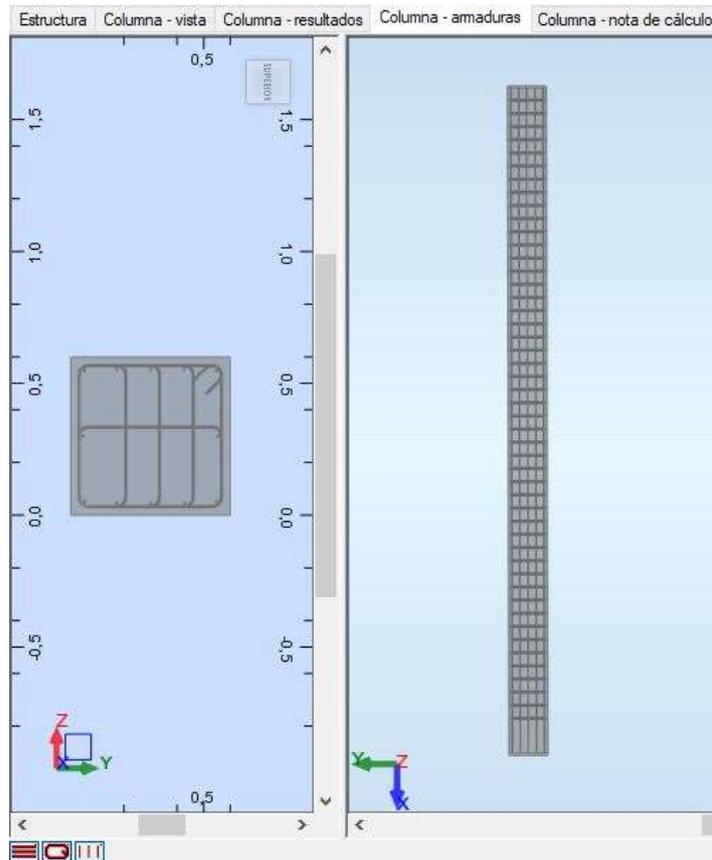


Figura 69. Visualización 3D armadura pilares

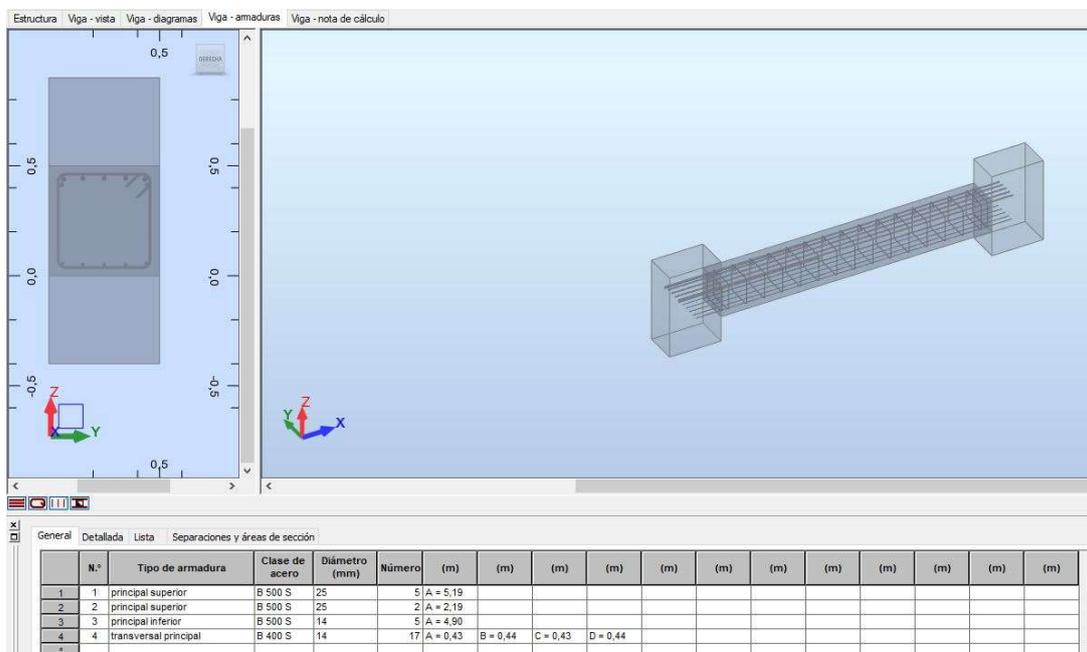


Figura 70 Visualización 3D armadura vigas

En caso de no ser válida la sección por no resistir las cargas, aparece la siguiente ventana, y el programa no proporciona ningún resultado. Según la normativa, la cuantía de armadura en una sección no puede superar el 8% [37].

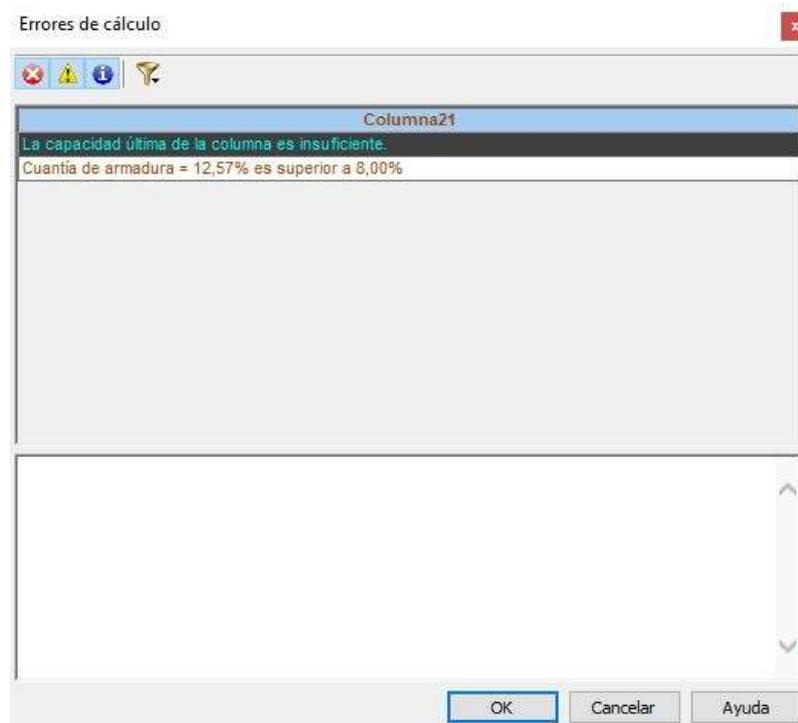


Figura 71. Ventana error de cálculo de armado

4.13 Exportación a Revit

Con el armado de los pilares y vigas calculado, se procede a enviar estos resultados a Revit. Se puede enviar o bien el modelo entero calculado, o bien una parte del modelo o unos elementos concretos a elección del usuario. En este caso, se va a enviar elementos de los que se ha calculado el armado, y no el modelo entero actualizado, ya que lo que nos interesa es poder visualizar ese armado en Revit. Integramos con Robot los pilares tanto de la nave como del edificio de oficinas.

Este proceso se debe realizar con los dos programas abiertos, tanto Robot evidentemente, como Revit, para la opción de integración directa, al contrario del flujo de Revit a Robot, donde no era necesario que este último estuviera ejecutándose. Además, es necesario que tengamos un proyecto en blanco, con plantilla estructural, abierto en Revit. Habiendo seleccionado previamente los elementos que queramos enviar, en nuestro caso los pilares de la nave y del edificio de oficinas, en la pestaña superior de “Complementos”, se accede a “Integración”, y “Autodesk Revit Structure”. Esta opción nos traslada a la siguiente ventana, en la

que seleccionaremos las opciones de “Enviar modelo y resultados” e “Integración directa”:

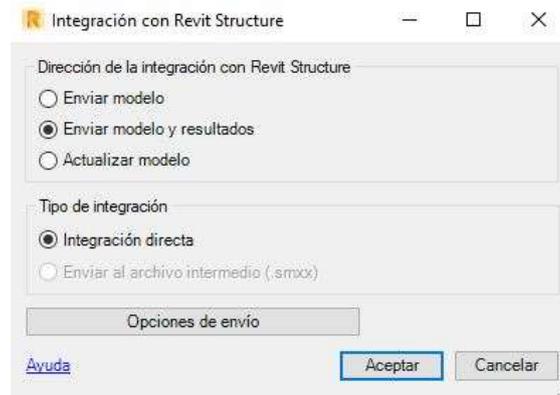


Figura 72. Ventana integración con Revit

En “Opciones de envío”, se deben configurar las opciones activando “Enviar solo la parte seleccionada de la estructura”, de modo que se envíen solamente los pilares seleccionados, y también la opción “Proyectos de refuerzo (vigas, pilares, cimentaciones aisladas)” para enviar los armados calculados.

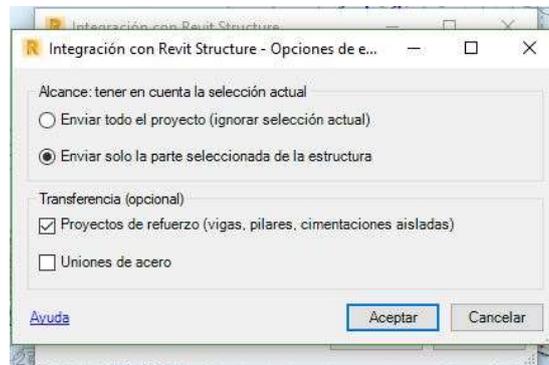


Figura 73. Ventana Opciones de envío integración Revit

Los resultados que se obtienen en Revit son los armados de los pilares ya calculados y modelados automáticamente desde el software de cálculo. Esto es una gran ventaja ya que de esta manera se evita tener que modelar las armaduras en Revit, con el beneficio añadido de que la armadura evidentemente está calculada y diseñada correctamente.

A continuación, vemos unas imágenes de cómo quedan los pilares armados que se obtienen en el archivo de Revit recién exportado.

Este es el aspecto que tiene el modelo recibido de Robot de los pilares, con las cargas incluidas.

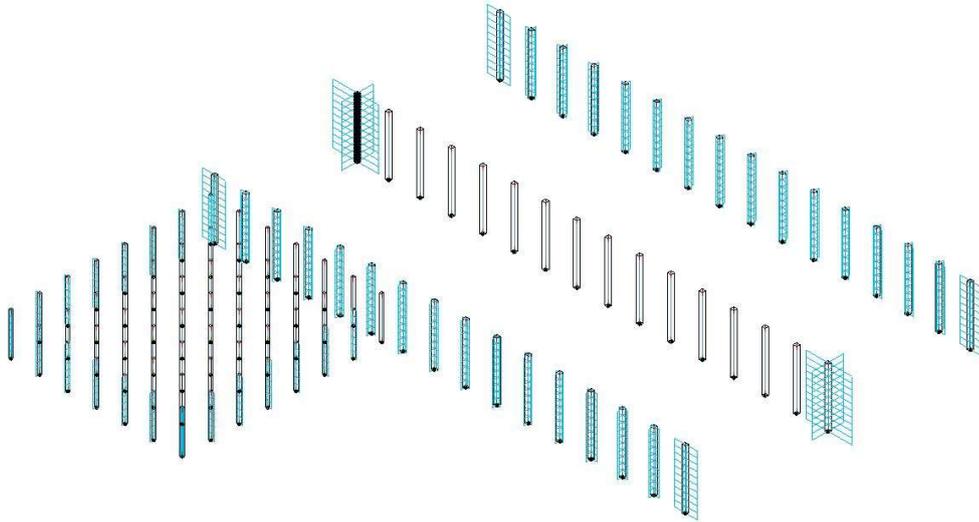


Figura 74. Pilares armados en Revit



Figura 75. Armadura pilares oficinas

Figura 76. Armadura pilar nave

5 Conclusiones

Una vez concluido el presente trabajo, se pueden sacar varias conclusiones en torno a la experiencia que ha supuesto su realización, evaluando los resultados obtenidos y el grado de satisfacción con respecto al cumplimiento de los objetivos.

- En todo el proceso de trabajo hemos operado dentro del entorno BIM, sin emplear otras metodologías, mediante los programas de software Revit y Robot y la conexión entre los mismos, pudiendo comprobar de primera mano las posibilidades que ofrece esta forma de trabajo, evaluando sus potenciales y comprobando las posibilidades de mejora.
- El objetivo prioritario de este trabajo se ha cumplido de manera satisfactoria, ya que se ha realizado el modelo de una edificación en Revit, y se ha podido llevar a cabo el cálculo estructural del mismo mediante Robot Structural Analysis, de acuerdo a la normativa vigente, obteniendo los resultados de dimensionado del edificio.
- En cuanto al modelado, se ha diseñado un almacén logístico en Revit, adquiriendo habilidades en el manejo del software BIM. Así mismo, se ha profundizado en los condicionantes interiores de un edificio para el uso indicado, adaptando el modelado a dichos requerimientos.
- Hemos realizado una definición exhaustiva de los elementos estructurales de la edificación, invirtiendo tiempo en recabar información y decidir los componentes de la edificación que más se ajustaban a las necesidades.
- Se han adquirido habilidades en el manejo del software Robot Structural Analysis, aprendiendo las posibilidades que ofrece en cálculo estructural en cuanto a métodos de cálculo, normativas, materiales, y también en cuanto a la conexión con Revit. De todo este proceso se ha dejado constancia en el presente trabajo, con un interés didáctico, para facilitar el trabajo a otros estudios posteriores.
- Se ha llevado a cabo un estudio de las cargas y acciones que actúan sobre la edificación, trabajando con la normativa vigente, y ajustándose a los requerimientos impuestos por el Código Técnico de la Edificación, lo cual ha supuesto una labor provechosa e instructiva.
- A la hora de integrar el modelo entre Revit y Robot, cabe destacar algunos inconvenientes que nos hemos encontrado, siendo el principal seguramente el hecho de no poder realizarse en Robot

análisis de estructuras de hormigón pretensado, siendo posible estructuras de acero, madera y hormigón armado.

- Se debe señalar el hecho de que la normativa a la que se ajusta Robot está desactualizada. Además, el programa no lee algunas familias concretas de Revit, fundamentalmente algunas de secciones variables, y no reconoce zapatas de cimentación como tal, exportándolas simplemente como apoyos sin propiedades geométricas. Así mismo, si se va a emplear esta metodología para realizar el análisis estructural, conviene emplear plantillas estructurales en Revit desde un primer momento.
- La conexión bidireccional entre Revit y Robot tiene bastante margen de mejora, encontrando el principal inconveniente a la hora de exportar el modelo de vuelta Revit una vez realizado el cálculo estructural, debido a que se obtiene un archivo pesado y la integración del modelo completo se hace muy complicada y emplea un tiempo inasumible para determinados tamaños de proyecto. En este sentido, se puede mencionar como solución la posibilidad que nos ofrece Robot de exportar únicamente partes concretas del modelo.
- Se han conocido mediante cursos educativos otras opciones dentro de BIM para realizar el cálculo estructural, explicándose de forma general la conexión de estos programas de software con Revit y las posibilidades que ofrecen en cuanto a métodos de trabajo. En este sentido, se ha podido probar la exportación de nuestro modelo a IFC, el formato estándar de comunicación entre software BIM, adquiriendo una visión global de las posibilidades de esta metodología en el área de cálculo estructural.
- BIM marca una forma de trabajo que aún tiene detalles por pulir, pero que cuenta con un gran potencial. A la hora de diseñar el edificio, la interfaz de Revit hace el proceso muy intuitivo, y la conexión directa con Robot, si bien es mejorable, es una opción interesante de cara al futuro, necesitando solventar algunos de los inconvenientes y perfeccionar el flujo de trabajo, pero marca una línea de actuación ambiciosa y que puede aportar muchos valores positivos a la forma de realizar proyectos técnicos.
- Resulta esencial continuar con la formación y el crecimiento en este entorno, sobre todo con el añadido fundamental de que en España desde 2018 todos los proyectos de la administración pública se deben entregar en BIM.

6 Bibliografía

[1] MANUEL REYES A., CORDERO P., CANDELARIO A. 2016 *BIM Diseño y Gestión de la Construcción*. Ed. Anaya. ISBN 9788441538177.

[2] CHOCLÁN GÁMEZ F., GONZÁLEZ MÁRQUEZ R., SOLER SEVERINO M. 2014 Introducción a la metodología BIM. *Spanish Journal of BIM*, n° 14/01, pp. 4-10. ISSN 23865784.

[3] SANZ BOHIGUES M.J. 2017. BIM en el mundo. Implantación de la nueva metodología en el sector de la arquitectura. En: *Blog Arquitectura y empresa*. [Consulta 10 marzo 2019]. Disponible en:

<https://www.arquitecturayempresa.es/noticia/bim-en-el-mundo-implantacion-de-la-nueva-metodologia-en-el-sector-de-la-arquitectura>

[4] ALONSO MADRID J. 2014. Nivel de desarrollo LOD. Definiciones, innovaciones y adaptación a España. *Spanish Journal of BIM*, n° 15/01, pp. 40-56. ISSN 23865784.

[5] FERRER GISBERT, P., FUENTES BARGUES, J.L., GALARZA NÁCHER, J., GÓMEZ DE BARREDA FERRAZ, C. Benefits and disadvantages of BIM for construction project management. In: *18th International Congress on Project Management and Engineering Alcañiz, 16-18th July 2014*, pp 188-196. Disponible en:

http://dspace.aepro.com/xmlui/bitstream/handle/123456789/169/CIDIP2014_0188_0196.pdf?sequence=1&isAllowed=y

[6] MCGRAW HILL CONSTRUCTION. 2012. The business value of BIM in North America. Multi-year trend analysis and user ratings (2007-2012), pp 18-22. [Consulta 28 enero 2019]. Disponible en:

<http://www.bimformasonry.org/pdf/the-business-value-of-bim-in-north-america.pdf>

[7] BIM INDUSTRY WORKING GROUP. Building Information Modeling (BIM) Working Party Strategy Paper for the Government Construction Client Group. [Consulta 28 enero 2019]. Disponible en:

<https://www.cdbb.cam.ac.uk/news/2011BIMStrategyPaper>

[8] MALLQUI SARAVIA, B.H. 2017. *Revit Structure*, Ed. Macro. ISBN 9788426724694

[9] SORROCHE VALLE, MIGUEL ÁNGEL. 2017. Cálculo de la superestructura de una pasarela ciclista para el término municipal de Alcalá la Real. SUÁREZ GUERRA, F. (dir.). Trabajo de Fin de Grado, Universidad de Jaén. [Consulta 10 junio 2019]. Disponible en:



<http://tauja.ujaen.es/handle/10953.1/5150>

[10] ARCELORMITTAL, PEINER TRAGER, CORUS. Guía de Edificios de acero de una sola planta. [Consulta 25 mayo 2019]. Disponible en:

<https://constructalia.arcelormittal.com/files/SSB01%20Guia%20del%20Arquitecto--50089dd6cbf5f262599931213349c246.pdf>

[11] BLOGDEAPA, TURORIALES DE CONSTRUCCIÓN Y ARQUITECTURA. Diferencias entre estructuras metálicas y estructuras de hormigón armado. [Consulta 3 junio 2019]. Disponible en:

<https://www.elblogdeapa.com/casos-constructivos/debate-estructura-metalica-vs-estructura-hormigon-armado/>

[12] MALLO ALONSO, DANIEL. 2011. Diseño y cálculo de una nave industrial para la fabricación de aerogeneradores. SANTIUSTE ROMERO, C. (dir.). Proyecto de Fin de Carrera, Universidad Carlos III de Madrid. [Consulta: 3 junio 2019]

[13] SOLOARQUITECTURA PORTAL DE ARQUITECTURA. Factores decisivos en la elección entre estructura prefabricada de hormigón o de acero para una nave industrial. [Consulta 3 junio 2019]. Disponible en:

<https://www.soloarquitectura.com/foros/threads/estructura-prefabricada-de-hormigon-o-de-acero-para-nave.42782/>

[14] GTM INGENIERÍA. Ventajas e inconvenientes de las estructuras metálicas. [Consulta 3 junio 2019]. Disponible en:

<http://gtmingeneria.blogspot.com/2012/03/estructuras-metalicas-ventajas-e.html>

[15] ESTRADA & PARTNERS, REAL STATE ADVISORS. Tipos de estructuras y cubiertas en naves industriales. [Consulta 3 junio 2019]. Disponible en:

<https://estradapartners.com/estructura-nave-industrial/>

[16] BALDER TECNICA, INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN. Tipos de estructuras en naves industriales. [Consulta 3 junio 2019]. Disponible en:

<http://www.baldertecnica.com/ES/138/menu-superior/noticias/tipos-de-estructuras%C2%A0para-naves-industrial.html>

[17] PREFABRICADOS ALBERDI. Principales ventajas de emplear prefabricados de hormigón. [Consulta 8 junio 2019]. Disponible en:

<http://www.prefabricadosalberdi.com/alberdi/de/cuales-son-las-principales-ventajas-de-emplear-prefabricados-de-hormigon.asp?nombre=2387&cod=2387&sesion=1>

[18] CONSTRUMÁTICA, METAPORTAL DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN. Tecnología de la Construcción – Estructuras,



Cerramientos y Materiales de Impermeabilización: Prefabricados Utilizados en Sistemas Estructurales. [Consulta 9 junio 2019]. Disponible en:

https://www.construmatica.com/construpedia/Tecnolog%C3%ADa_de_la_Construcci%C3%B3n_Estructuras,_Cerramientos_y_Materiales_de_Impermeabilizaci%C3%B3n:_Prefabricados_Utilizados_en_Sistemas_Estructurales

[19] CUALIMETAL EDIFICIOS INDUSTRIALES. Tipos de fachadas metálicas. [Consulta 9 junio 2019]. Disponible en:

<https://www.cualimetal.com/es/cubiertas-metalicasyfachadas-metalicasyfachadas-metalicachapaypanelrenovaciondefachadas/id/36>

[20] CONSTRUMÁTICA, METAPORTAL DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN. Soleras. [Consulta 10 junio 2019]. Disponible en:

<https://www.construmatica.com/construpedia/Soleras>

[21] ANDREU CAMARASA, RAMON. 2009. Diseño de una nave industrial sin uso específico en la localidad de Vilamalla. GRAU LANAU, R. (dir.). Trabajo de Fin de Grado, Universidad de Lleida.

[22] GETAFE, 2004. Plan General de Ordenación Urbana, Normas Urbanísticas. [Consulta 13 marzo 2019]. Disponible en:

https://sede.getafe.es/portalGetafe/sede/RecursosWeb/DOCUMENTOS/1/0_5399_1.pdf

[23] BIMCOMMUNITY. W-BIM, la especialización en construcción logística. [Consulta 10 junio]. Disponible en:

https://www.bimcommunity.com/news/load/270/w-bim-la-especializacion-en-construccion-logistica/view_original

[24] ONILSA DESIGN & BUILD. Proyectos de construcción y edificación.

<https://www.onilsa.com/proyectos-construccion-y-edificacion/>

[25] MORALES, F. 2018. Las enfermedades cardiovasculares son la primera causa de muerte en España. *Revista Expansión*. [Consulta 11 junio 2019]. Disponible en:

<http://www.expansion.com/sociedad/2018/09/29/5bafb9d4e2704ed8838b45c2.html>

[26] UNAL, UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA. Biblioteca digital. [Consulta 10 junio 2019]. Disponible en:

<http://www.docentes.unal.edu.co/wadarmej/docs/LOGISTICA/ALMACENAMIENTO.pdf>



[27] BENTUÉ BUENO, JAVIER. 2017. Modelización y cálculo de un edificio de hormigón con programas del entorno BIM. AYENSA PARDO, A. (dir.). Trabajo Fin de Máster, Universidad de Zaragoza. [Consulta 11 junio 2019]. Disponible en:

<https://zaguan.unizar.es/record/61015?ln=es>

[28] INGENIOEXPERT, AGULLÓ DE RUEDA, J. 2019. Curso online Revit para ingenieros de estructuras. [Consulta 1 junio 2019]. Disponible en:

<https://ingeoexpert.com/cursos/curso-de-revit-para-ingenieros-de-estructuras/?v=04c19fa1e772>

[29] GOBIERNO DE ESPAÑA, MINISTERIO DE FOMENTO, 2006. CTE DB-SE. Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural. [Consulta 15 junio 2019]. Disponible en:

<https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-seguridad-estructural.html>

[30] GOBIERNO DE ESPAÑA, MINISTERIO DE FOMENTO, 2006. CTE DB-SE-AE. Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural, Acciones en la edificación. [Consulta 15 junio 2019]. Disponible en:

<https://www.codigotecnico.org/index.php/menu-seguridad-estructural.html>

[31] MORET COLOMER, S. 2017. *Guía práctica de Revit. Volumen 1*. Ed. Ensenyem. ISBN 9781517066819

[32] DELGADO TRUJILLO, A. [et al.]. 2017. *Introducción a las estructuras de edificación, acciones en la edificación*. [Consulta 10 junio 2019]. Disponible en:

<http://personal.us.es/ejem/wp-content/uploads/2017/03/T05-Acciones-en-la-edificacion.pdf>

[33] AUTODESK KNOWLEDGE NETWORK. Documentación de Autodesk Robot Structural Analysis Professional. [Consulta 10 junio 2019]. Disponible en:

<https://knowledge.autodesk.com/es/support/robot-structural-analysis-products/getting-started/caas/simplecontent/content/autodesk-robot-structural-analysis-professional-documentation.html>

[34] AUTODESK KNOWLEDGE NETWORK. Materiales de aprendizaje de Robot Structural Analysis. [Consulta 10 junio 2019]. Disponible en:

<https://knowledge.autodesk.com/es/support/robot-structural-analysis-products/troubleshooting/caas/sfdcarticles/sfdcarticles/ESP/ROBOT-Webinars-Where-to-find-them.html>

[35] AUTODESK KNOWLEDGE NETWORK. Análisis estructural de una edificación utilizando Revit y Robot Structural Analysis. [Consulta 12 junio 2019]. Disponible en:



<https://knowledge.autodesk.com/es/support/robot-structural-analysis-products/getting-started/caas/simplecontent/content/an-C3-A1lisis-estructural-de-una-edificaci-C3-B3n-utilizando-revit-y-robot-structural-analysis-parte-1.html>

[36] AUTODESK KNOWLEDGE NETWORK. Tipos de inestabilidad en Autodesk Robot Structural Analysis. [Consulta 15 junio 2019]. Disponible en:

<https://knowledge.autodesk.com/es/support/robot-structural-analysis-products/troubleshooting/caas/sfdarticles/sfdarticles/ESP/ROBOT-instability-types.html>

[37] CÁLCULO CIVIL. EC2: Áreas mínimas y máximas de armadura. [Consulta 16 junio 2019]. Disponible en:

https://calculocivil.com/es/ec2/armado_minimo/base

[38] GOBIERNO DE ESPAÑA, MINISTERIO DE FOMENTO, 2008. EHE-08, instrucción de hormigón estructural. [Consulta 12 junio 2019]. Disponible en:

<https://www.fomento.gob.es/organos-colegiados/mas-organos-colegiados/comision-permanente-del-hormigon/cph/instrucciones/ehe-08-version-en-castellano>

7 Anexos

7.1 Resultados Robot

En este Anexo se exponen los resultados tanto del cálculo inicial llevado a cabo en el apartado 4.10 Análisis de la estructura, mostrando los momentos flectores, los esfuerzos axiales y cortantes, y las deformaciones en la edificación, además del resultado del dimensionamiento de los refuerzos del hormigón armado, calculados en el apartado 4.12 Colocación de armadura de los pilares.

También se muestran los resultados del armado de los pilares y las vigas de soporte de forjado, aportando para cada uno de los elementos su resultado final de cálculo de la armadura, con la nota de cálculo, el dibujo detallado con las medidas específicas, y los elementos representados con su armadura en 3D.

7.1.1 Esfuerzos cortantes

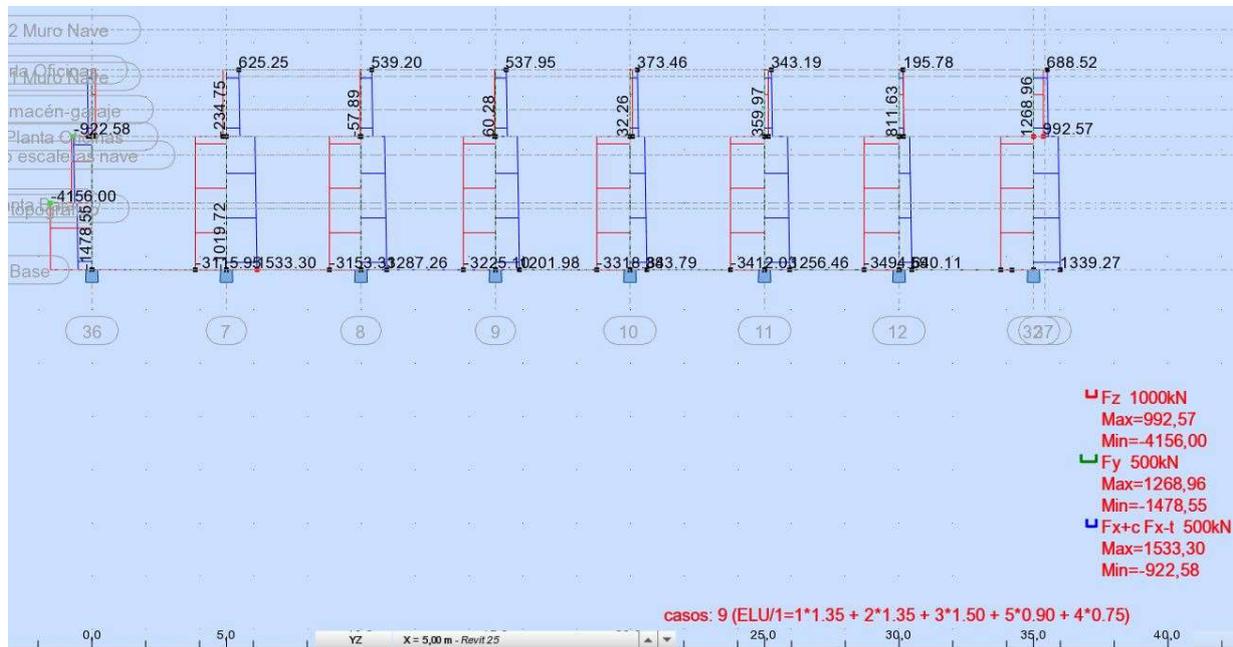


Figura 77. Esfuerzos cortantes en pórtico más desfavorable edificio oficinas

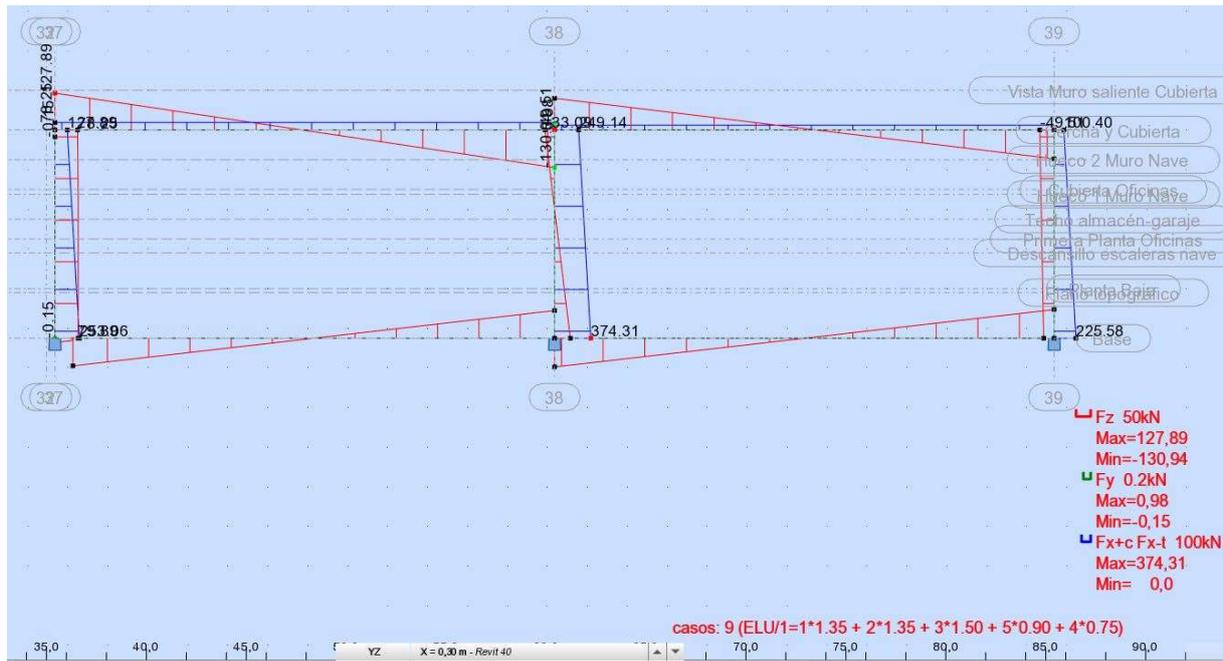


Figura 78. Esfuerzos cortantes en pórtico más desfavorable nave

7.1.2 Momentos flectores

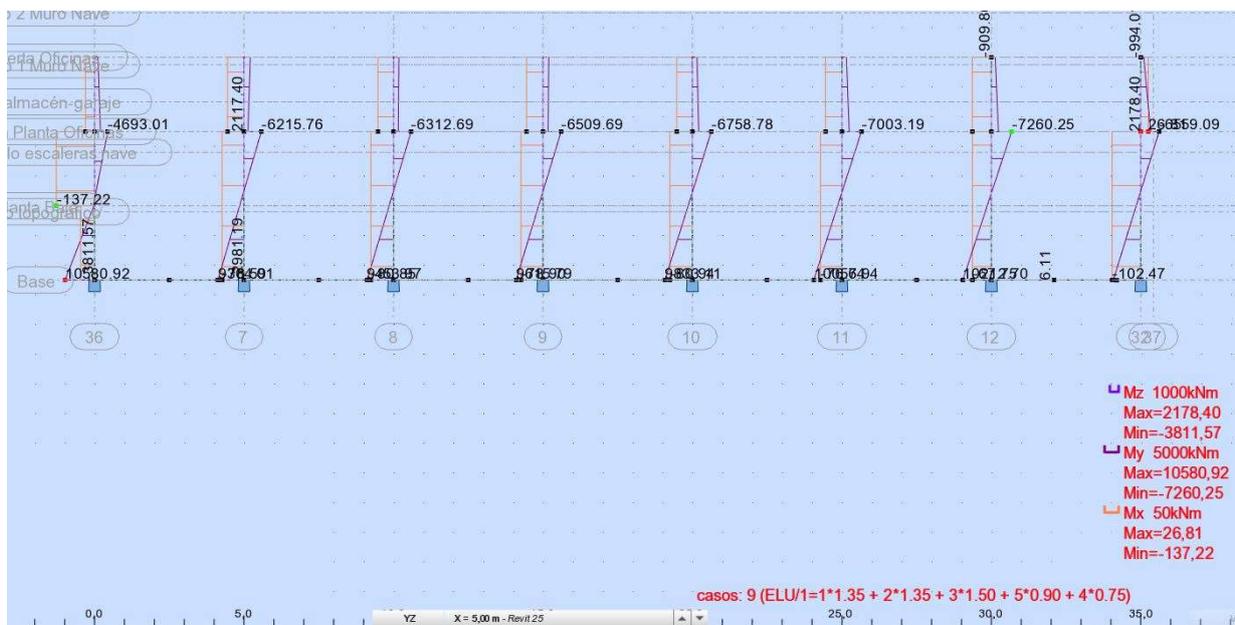


Figura 79. Momentos flectores en pórtico más desfavorable edificio oficinas

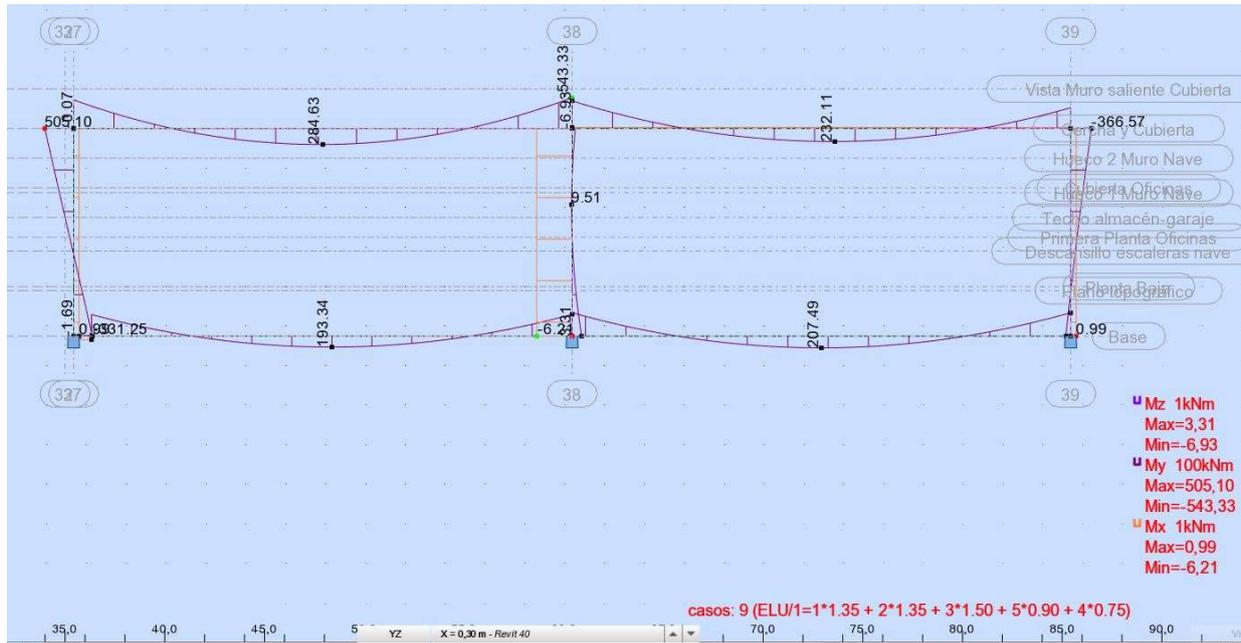


Figura 80. Momentos flectores en pórtico más desfavorable nave

7.1.3 Deformaciones

7.1.3.1 Diagramas de deformación en ELU

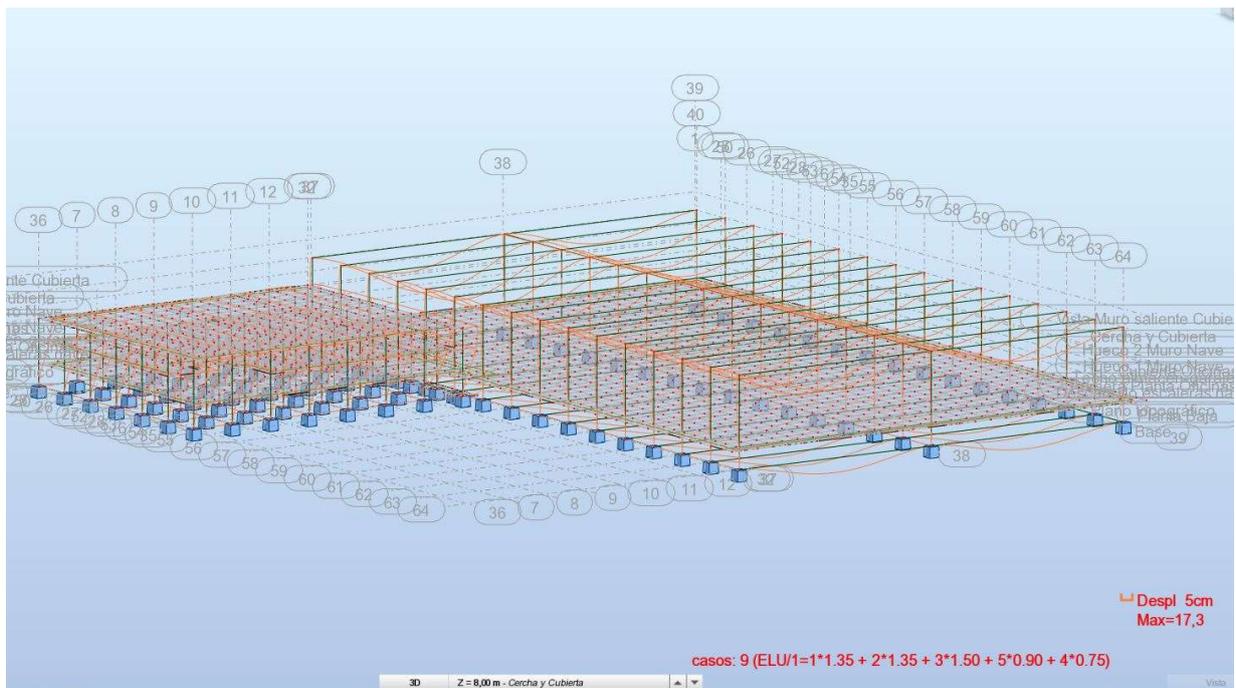


Figura 81. Deformación estructura en 3D para ELU

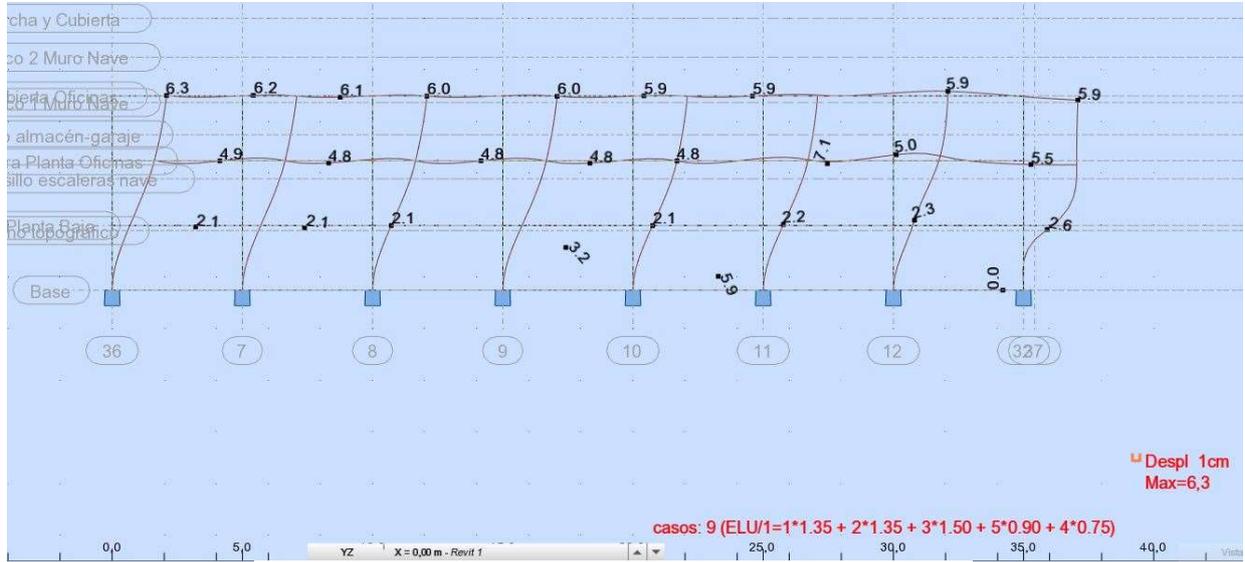


Figura 82. Deformación ELU en pórtico más desfavorable edificio oficinas

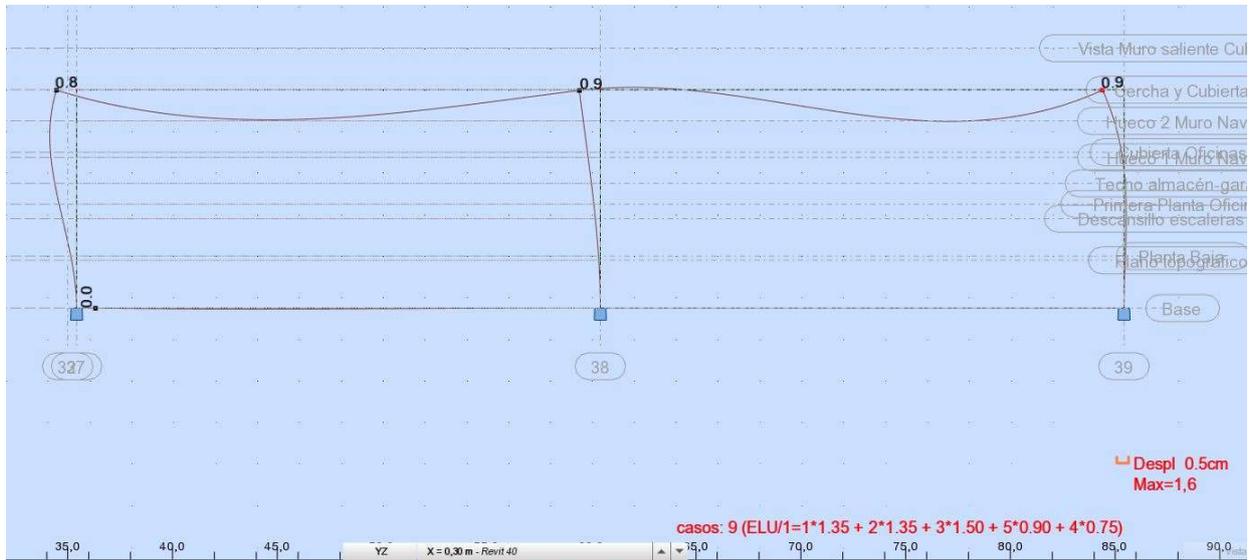


Figura 83. Deformación ELU en pórtico más desfavorable nave

7.1.3.2 Diagramas de deformación en ELS

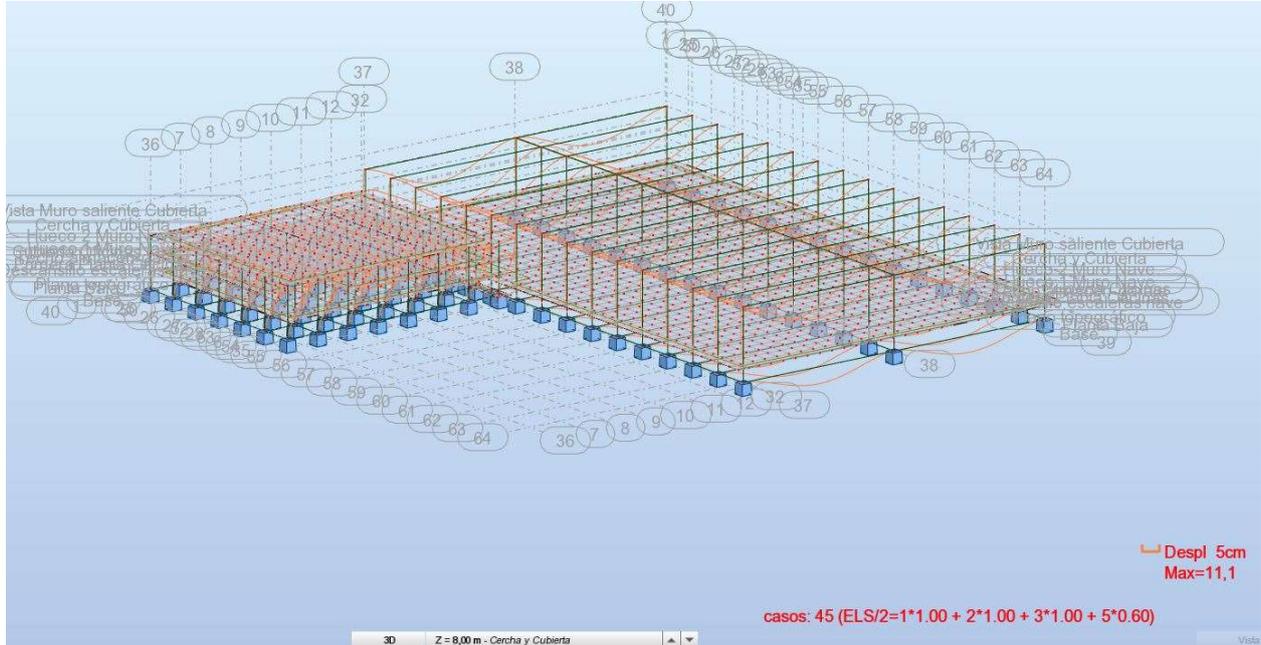


Figura 84. Deformación estructura 3D para ELS

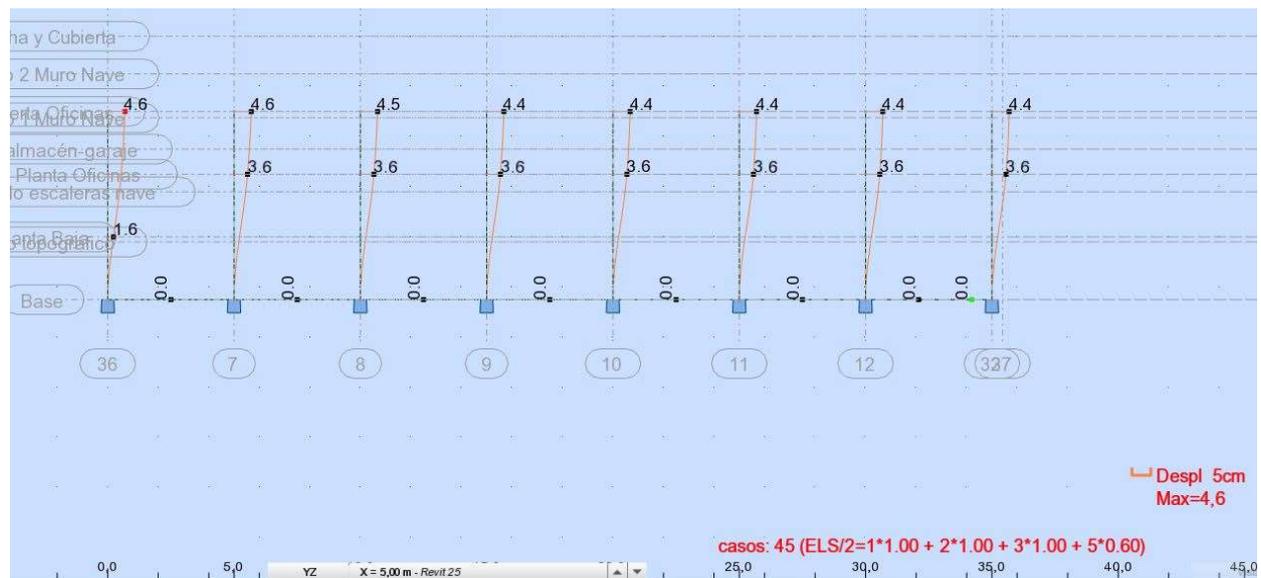


Figura 85. Deformación ELS en pórtico más desfavorable oficinas

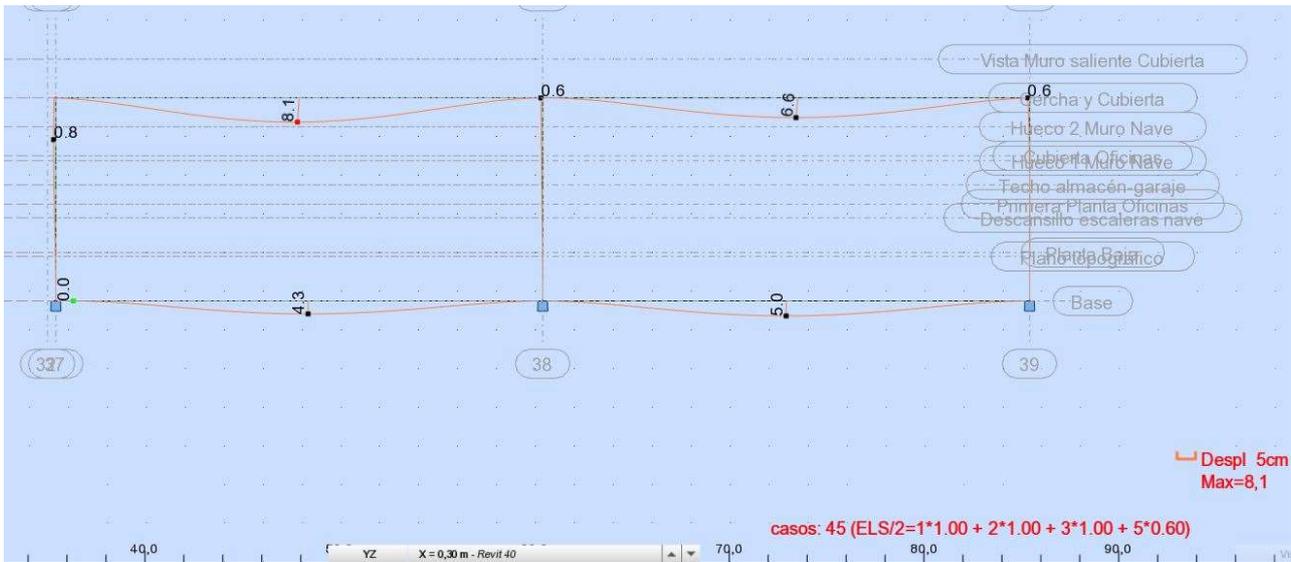


Figura 86. Deformación ELS pórtico más desfavorable nave

7.1.4 Mapas de barras

A continuación, vamos a visualizar unos mapas de barras que denotan mediante colores el comportamiento de cada elemento estructural en todos sus puntos, en función de la componente de esfuerzos que consideremos. Es una forma interesante de comprobar rápidamente cuales son las barras que más sufren, y en qué zonas. Se realizará la comprobación para ELU.

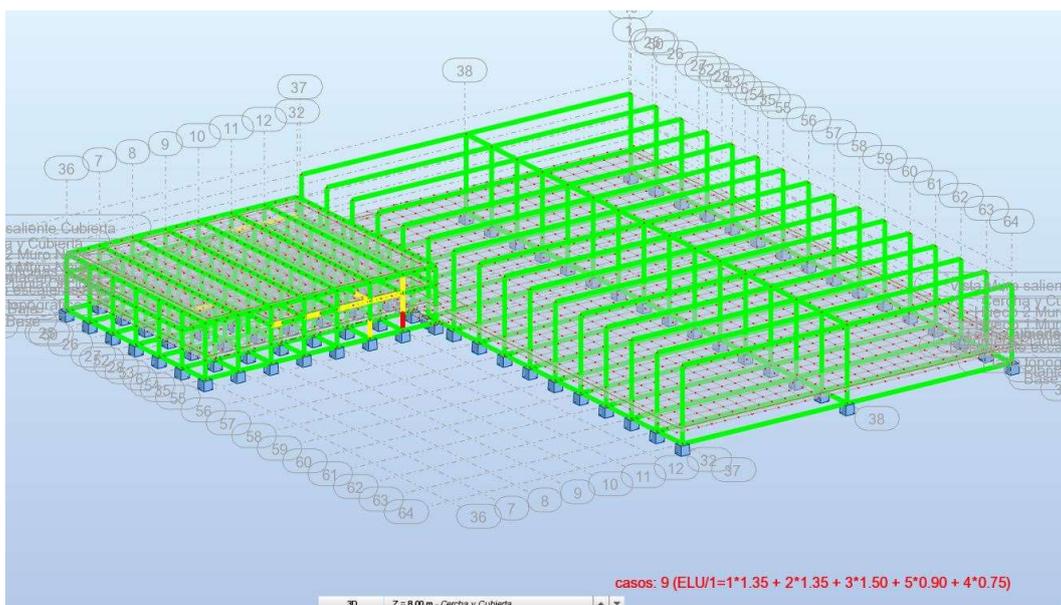


Figura 87. Mapa de barras para componente de esfuerzo Fx

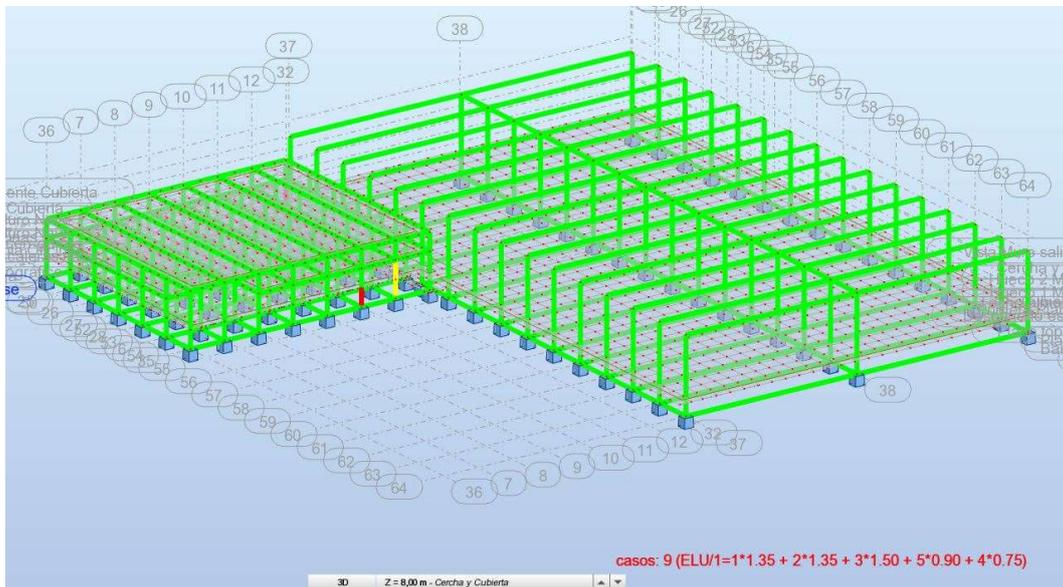


Figura 88. Mapa de barras para componente de esfuerzo Fy

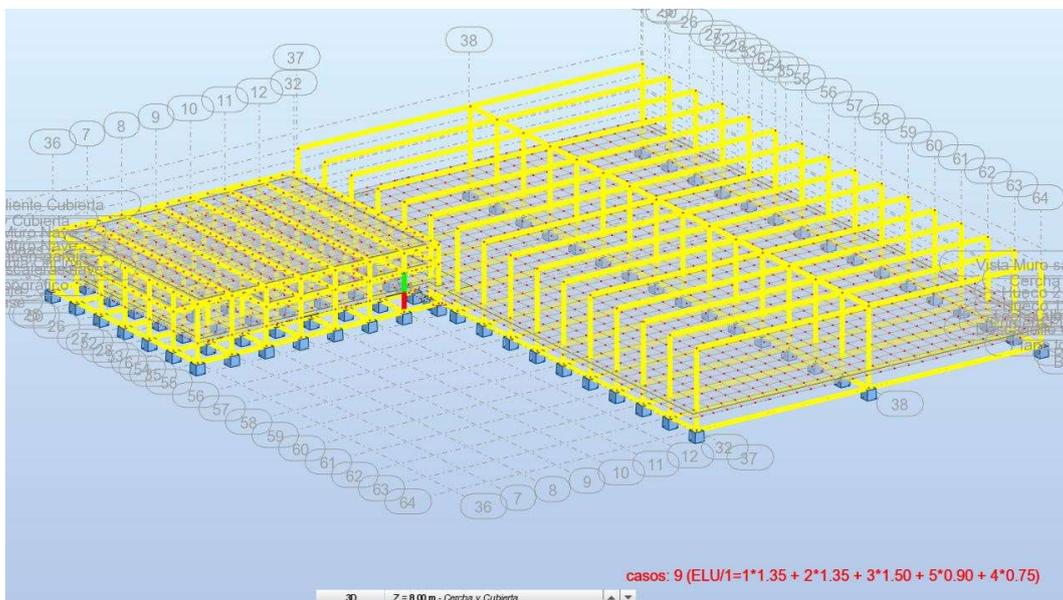


Figura 89. Mapa de barras componente de esfuerzo Fz

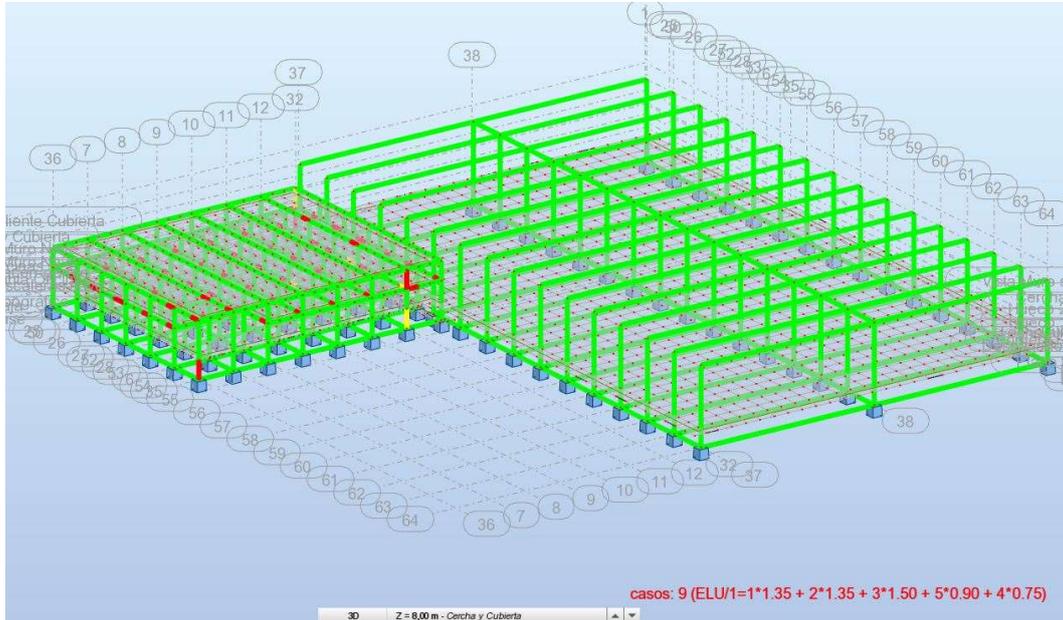


Figura 90. Mapa de barras componente de esfuerzo Mx

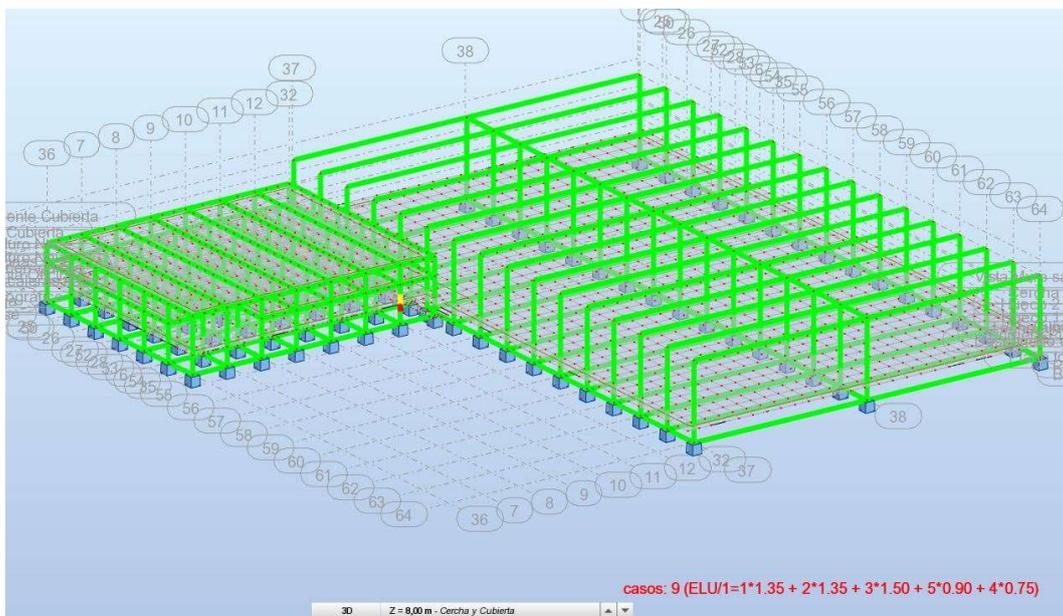


Figura 91. Mapa de barras componente My

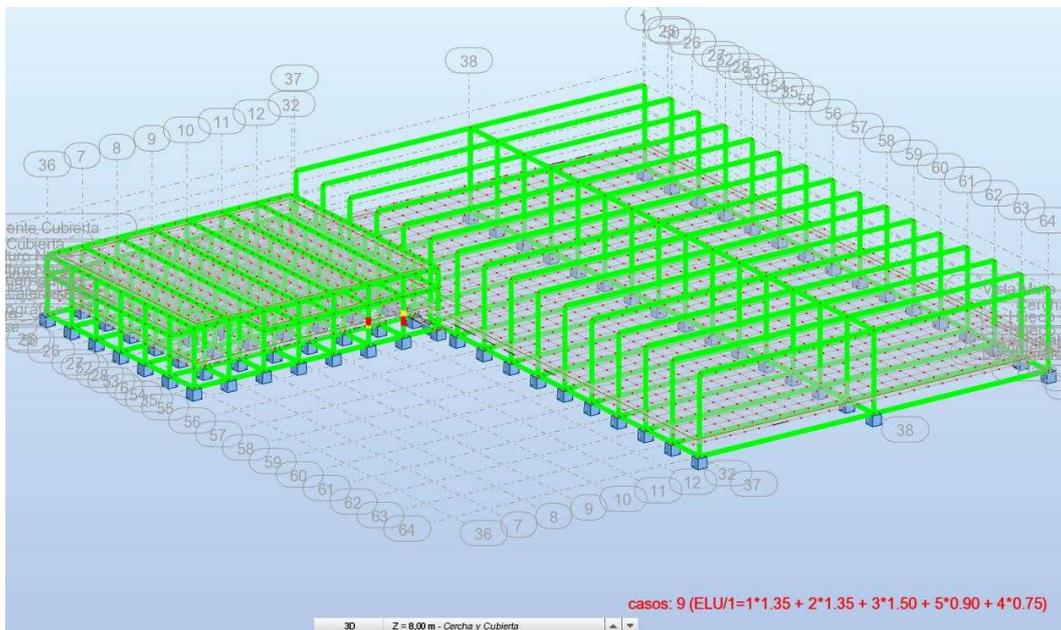


Figura 92. Mapa de barras componente Mz

Como podemos observar, en la mayoría de diagramas se ve cómo los pilares del edificio de oficinas son los que más sufren, y más concretamente los situados en la zona colindante con la nave industrial. La losa de cimentación que agrupa los cimientos de unos determinados pilares tanto de la nave como del edificio de oficinas, así como la junta de dilatación situada entre las dos diferentes soleras, generan una inestabilidad que afecta a los pilares de esa zona.

7.1.5 Armado

A continuación, se exponen los resultados de los cálculos de armado para los pilares de la nave, del edificio de oficinas, y las vigas de atado de cimentación. El cálculo del armado de las vigas delta de la nave no se ha llevado a cabo debido a que la geometría con la que las hemos calculado ha sido adaptada a efectos analíticos, y no se corresponde con la geometría real exacta.

Se mostrarán los resultados para los tres grupos mencionados, incluyendo la nota de cálculo y el dibujo detallado de armado. A efectos de no redundar en resultados similares, se ha decidido mostrar los resultados, en el caso de los pilares tanto de la nave como del edificio de oficinas, agrupando los pilares que tienen una sollicitación similar, y por tanto secciones y armaduras de las mismas dimensiones. Los pilares incluidos en estas agrupaciones, están numerados de acuerdo a la



numeración automática que les asigna Robot, y que viene indicada en el Plano Estructural de Pilares, del apartado de Anexos correspondiente.

Así mismo, se han expuesto los resultados de la misma forma para las vigas de atado de cimentación, en las que nos encontramos tres grupos diferenciados con el mismo resultado de armadura. Estos tres grupos se corresponden con las vigas de cimentación del edificio de oficinas, las vigas de cimentación transversales de la nave, y las vigas de cimentación longitudinales de la nave.

En la primera agrupación de pilares, se muestran los resultados para los pilares representados por los números del 1-6, 8-14, 16-46, 48, 50, 52, 54 y 56. Estos se corresponden con la mayor parte de los pilares del edificio de oficinas, que como se ha comprobado tienen una sollicitación similar y por tanto secciones similares, de 80x80 cm, y las armaduras obtenidas.

En segundo lugar, agruparemos los pilares 7, 15, 47, 49, 51, 53 y 55, que se corresponden con el restante de pilares del edificio de oficinas, también de sección 80x80 cm.

En tercer lugar, se muestra la agrupación formada por los pilares 58-69, 71, 89-101, 103 y 106, correspondientes a los pilares que ocupan las dos fachadas de mayor longitud de la nave, de sección 60x60 cm.

El cuarto grupo está formado por los pilares 74-85 y 87, que son buena parte de los situados en la fila central de la nave, de sección 60x60 cm.

El quinto grupo está compuesto por tres de los pilares situados en las esquinas de la nave, los cuales son el 70, 88 y 102, de sección también 60x60 cm.

Posteriormente, se muestran cinco pilares diferentes con distintas armaduras, los cuales son el 57, 72, 73 y 86, todos de sección 60x60 cm.



GRUPO 1

PILARES 1-6, 8-14, 16-46, 48, 50, 52, 54, 56

98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112

96 97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112

97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112

| | | | | | | |
|---|----|----|----|----|----|----|
| 6 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 |
| 5 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 |
| 4 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 |
| 3 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 |
| 2 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 |
| 1 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 |
| 0 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna1

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 80,0 x 80,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 7,40 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,14 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,30 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 1 | 1,35 | 82,74 | 418,47 | -3706,40 | -185,73 | |
| | 2155,45 | | | | | | | |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 1 | 1,35 | 53,75 | 11,15 | -89,85 | 16,75 | |
| | 50,80 | | | | | | | |
| SCUso1 | carga viva(Categoría A) | 1 | 1,50 | -76,96 | 425,14 | -3777,76 | -223,05 | |
| | 2203,79 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 1 | 1,50 | 13,21 | 0,38 | 0,31 | 8,81 | -0,11 |
| VIENTO1 | viento | 1 | 1,50 | 0,00 | -0,24 | 2,36 | 0,00 | 0,07 |
| VIENTO11 | viento | 1 | 1,50 | 0,02 | 0,55 | -5,38 | -0,01 | -0,16 |
| VIENTO111 | viento | 1 | 1,50 | -0,23 | -0,03 | 0,11 | -0,63 | 9,10 |
| VIENTO1111 | viento | 1 | 1,50 | 0,80 | 0,05 | -0,24 | 0,69 | |
| | -7,61 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante:

1.35DL1+1.35PPUso1+1.50SCUso1+0.90VIENTO111 (B)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 68,62 (kN) Msdy = -10791,48 (kN*m) Msdz = 6292,32 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior
 $N = 68,62$ (kN) $N^*etotz = -10791,48$ (kN*m) $N^*etoty = 6292,32$ (kN*m)

| | | |
|----------------|---------------------|--------------|
| Excentricidad: | e_z (My/N) | e_y (Mz/N) |
| estático | ee: -15726,3 (cm) | 9169,7 (cm) |
| mínimo | emin: 4,0 (cm) | 4,0 (cm) |
| inicial | ee: 4,0 (cm) | 9169,7 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: -15726,3 (cm) | 9169,7 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|----------------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | |
| 7,50 | 7,50 | 32,48 | 35,00 | Columna poco esbelta |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$M_2 = 1217,68$ (kN*m) $M_1 = -10791,48$ (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 $M_{sd} = -10791,48$ (kN*m)
 $ee = M_{sd}/N_{sd} = -15726,3$ (cm)
 $e_{min} = 4,0$ (cm)
 $ee = \max(ee; e_{min}) = 4,0$ (cm)
 $etot = ee = -15726,3$ (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

$M_2 = 6292,32$ (kN*m) $M_1 = -563,26$ (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 $M_{sd} = 6292,32$ (kN*m)
 $ee = M_{sd}/N_{sd} = 9169,7$ (cm)
 $e_{min} = 4,0$ (cm)
 $ee = \max(ee; e_{min}) = 9169,7$ (cm)
 $etot = ee = 9169,7$ (cm)

2.5.2 Armadura:

| | |
|-----------------------|------------------------------------|
| sección de acero real | $As_r = 502,65$ (cm ²) |
| Densidad del armado: | $\rho = 7,85$ % |

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 40 $\phi 40$ $l = 7,38$ (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 24 $\phi 14$ $l = 3,13$ (m)

horquillas 384 $\phi 14$ $l = 0,92$ (m)

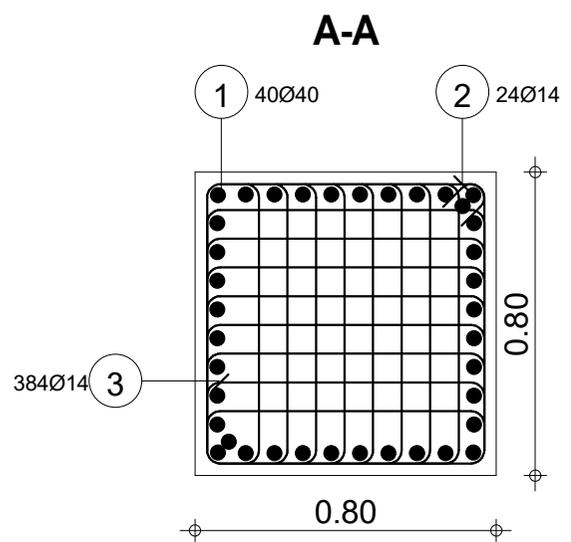
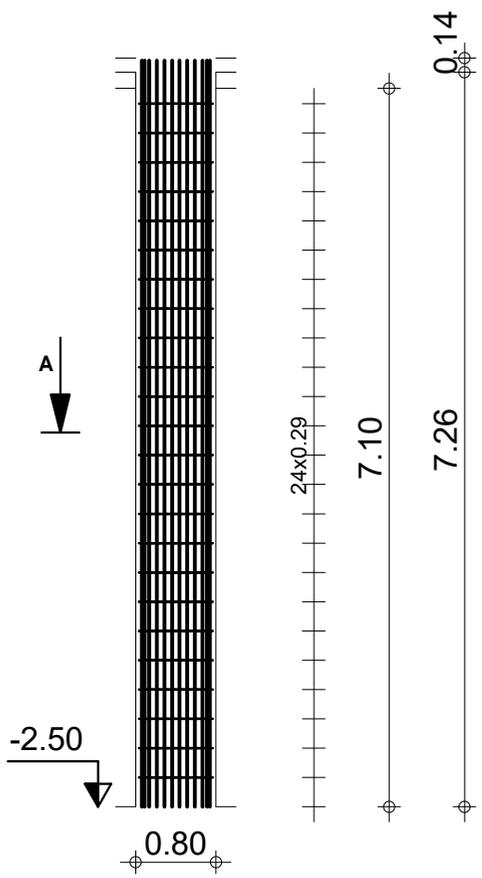
3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 4,54 (m³)
- Superficie de encofrado = 22,72 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 3427,15 (kG)

- Densidad = 754,21 (kG/m³)
- Diámetro medio = 24,6 (mm)
- Especificación de las armaduras:

| Diámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 0,92 | 1,11 | 384 | 425,18 |
| 14 | 3,13 | 3,79 | 24 | 90,92 |
| 40 | 7,38 | 72,78 | 40 | 2911,05 |

| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|----------------|--------------|---------|
| ① | 40Ø40 =7.38 | 7.38 | B 500 S |
| ② | 24Ø14 =3.13 | 0.75 0.13 | B 500 S |
| ③ | 384Ø14 =0.92 | 0.13 0.75 | B 500 S |



| | | | | | |
|--|---|--|-----------------------------|--|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 2910 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 4.54 m ³ | | Acero B 500 S = 516 kg | |
|  | Columna1 Sección 80x80 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 22.7 m ² | |
| | | Densidad = 755.5 kg/ m ³ | | Recubrimiento 2.5 cm | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | Escala para la vista 1/75 | | Página 1/1 |
| | | | Escala para la sección 1/20 | | |

GRUPO 2

PILARES 7, 15, 47, 49, 51, 53, 55

86 89 102 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102

86 72 87 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 72

57 104 71 50 52 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70

6 8 42 8 42 8 44 8 43 8 34 8 46 8

5 8 27 8 36 8 32 8 40 8 33 8 41 8

4 8 22 8 31 8 34 8 35 8 32 8 36 8

3 8 27 8 26 8 29 8 30 8 31 8 31 8

2 8 22 8 23 8 24 8 25 8 30 8 26 8

1 8 17 8 16 8 19 8 20 8 9 8 21 8

0 8 40 8 50 8 52 8 54 8 38 8 56 8

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna7

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kg/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 80,0 x 80,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 7,15 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,14 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,30 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|-------------------------------------|--------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio -2473,30 | 7 | 1,35 | 161,99 | 237,82 | -2680,60 | 152,85 | |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) -61,99 | 7 | 1,35 | | 18,34 | 17,10 | -66,51 | 12,13 |
| SCUso1 | carga viva(Categoría A) -2515,30 | 7 | 1,50 | | 133,68 | 222,08 | -2728,58 | 139,68 |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 7 | 1,50 | 6,10 | 4,70 | -0,09 | 3,52 | -0,19 |
| VIENTO1 | viento | 7 | 1,50 | -0,05 | -0,13 | 1,90 | -0,01 | 0,00 |
| VIENTO11 | viento | 7 | 1,50 | 0,38 | 0,30 | -4,33 | 0,01 | -0,01 |
| VIENTO111 | viento | 7 | 1,50 | -0,17 | -0,03 | 0,38 | -0,44 | 7,43 |
| VIENTO1111 | viento -6,26 | viento | 7 | 1,50 | 0,60 | 0,04 | -0,58 | 0,42 |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante:

1.35DL1+1.35PPUso1+1.50SCUso1+0.90VIENTO1111 (B)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 444,51 (kN) Msdy = -7801,99 (kN*m) Msdz = -7201,23 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

$$N = 444,51 \text{ (kN)} \quad N^*etotz = -7801,99 \text{ (kN*m)} \quad N^*etoty = -7201,23 \text{ (kN*m)}$$

| | | |
|----------------|--------------------|--------------|
| Excentricidad: | ez (My/N) | ey (Mz/N) |
| estático | ee: -1755,2 (cm) | -1620,0 (cm) |
| mínimo | emin: 4,0 (cm) | 4,0 (cm) |
| inicial | ee: 4,0 (cm) | 4,0 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: -1755,2 (cm) | -1620,0 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|----------------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | |
| 7,50 | 7,50 | 32,48 | 35,00 | Columna poco esbelta |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$$M2 = 677,31 \text{ (kN*m)} \quad M1 = -7801,99 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 $Msd = -7801,99 \text{ (kN*m)}$
 $ee = Msd/Nsd = -1755,2 \text{ (cm)}$
 $emin = 4,0 \text{ (cm)}$
 $ee = \max(ee;emin) = 4,0 \text{ (cm)}$
 $etot = ee = -1755,2 \text{ (cm)}$

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

$$M2 = 432,64 \text{ (kN*m)} \quad M1 = -7201,23 \text{ (kN*m)}$$

Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 $Msd = -7201,23 \text{ (kN*m)}$
 $ee = Msd/Nsd = -1620,0 \text{ (cm)}$
 $emin = 4,0 \text{ (cm)}$
 $ee = \max(ee;emin) = 4,0 \text{ (cm)}$
 $etot = ee = -1620,0 \text{ (cm)}$

2.5.2 Armadura:

| | |
|-----------------------|--------------------------------------|
| sección de acero real | $Asr = 502,65 \text{ (cm}^2\text{)}$ |
| Densidad del armado: | $\rho = 7,85 \%$ |

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 40 $\phi 40$ $l = 7,13 \text{ (m)}$

Armaduras transversales: (B 500 S):

| | | |
|----------|--------------|------------------------|
| Estribos | 23 $\phi 14$ | $l = 3,13 \text{ (m)}$ |
|----------|--------------|------------------------|

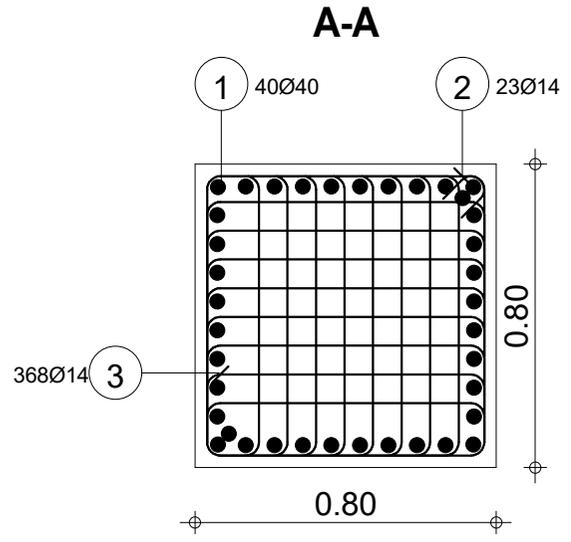
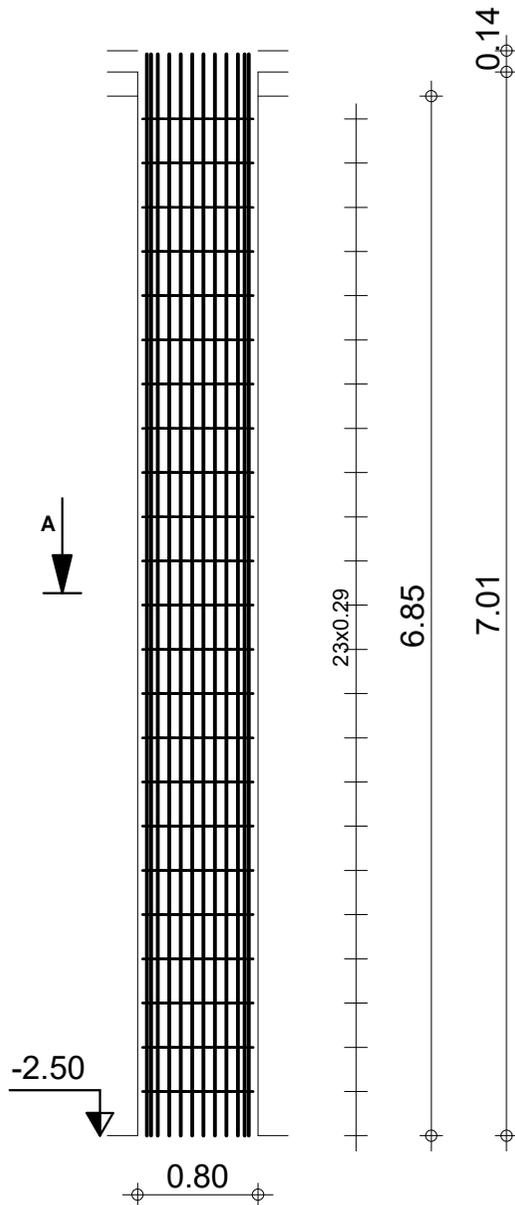
| | | |
|------------|---------------|------------------------|
| horquillas | 368 $\phi 14$ | $l = 0,92 \text{ (m)}$ |
|------------|---------------|------------------------|

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 4,38 (m³)
- Superficie de encofrado = 21,92 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 3306,96 (kG)

- Densidad = 754,33 (kG/m³)
- Diámetro medio = 24,7 (mm)
- Especificación de las armaduras:

| Diámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 0,92 | 1,11 | 368 | 407,46 |
| 14 | 3,13 | 3,79 | 23 | 87,13 |
| 40 | 7,13 | 70,31 | 40 | 2812,37 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|-----------------|--------------|---------|
| ① | 40Ø40 l=7.13 | 7.13 | B 500 S |
| ② | 23Ø14 l=3.13 | 0.75 0.11 | B 500 S |
| ③ | 368Ø14 l=0.92 | 0.11 0.75 | B 500 S |

| | | | | | |
|--|---|--|-----------------------------|--|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 2810 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 4.38 m ³ | | Acero B 500 S = 494 kg | |
|  | Columna7 Sección 80x80 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 21.9 m ² | |
| | | Densidad = 755.7 kg/ m ³ | | Recubrimiento 2.5 cm | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | Escala para la vista 1/50 | | Página 1/1 |
| | | | Escala para la sección 1/20 | | |

GRUPO 3

PILARES 58-69, 71, 89-101, 103, 106



| | | | | | | |
|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 6 ^a | 42 ^a | 43 ^a | 44 ^a | 45 ^a | 46 ^a | 47 ^a |
| 5 ^a | 37 ^a | 38 ^a | 39 ^a | 40 ^a | 41 ^a | 42 ^a |
| 4 ^a | 32 ^a | 33 ^a | 34 ^a | 35 ^a | 36 ^a | 37 ^a |
| 3 ^a | 27 ^a | 28 ^a | 29 ^a | 30 ^a | 31 ^a | 32 ^a |
| 2 ^a | 22 ^a | 23 ^a | 24 ^a | 25 ^a | 26 ^a | 27 ^a |
| 1 ^a | 17 ^a | 18 ^a | 19 ^a | 20 ^a | 21 ^a | 22 ^a |
| 0 ^a | 12 ^a | 13 ^a | 14 ^a | 15 ^a | 16 ^a | 17 ^a |

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna58

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,23 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,46 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 58 | 1,35 | 147,60 | -209,34 | 103,44 | 0,00 | 0,00 |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 58 | 1,35 | 1,35 | 66,26 | -252,76 | 124,89 | 0,00 |
| | 0,00 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 58 | 1,50 | 33,43 | -127,54 | 63,02 | 0,00 | 0,00 |
| VIENTO1 | viento | 58 | 1,50 | -8,34 | 23,27 | 18,45 | -0,00 | 0,00 |
| VIENTO11 | viento | 58 | 1,50 | -41,82 | 166,40 | -109,67 | 0,00 | -0,00 |
| VIENTO111 | viento | 58 | 1,50 | -9,48 | 36,14 | -17,76 | -1,15 | 81,82 |
| VIENTO1111 | viento | 58 | 1,50 | 1,50 | -9,48 | 36,18 | -17,87 | 0,30 |
| | -52,28 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: 1.35DL1+1.35PPUso1+1.50Nieve (A)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 338,86 (kN) Msdy = -815,15 (kN*m) Msdz = 0,00 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

N = 338,86 (kN) N*etotz = -815,15 (kN*m) N*etoty = 10,17 (kN*m)

Excentricidad:

ez (My/N)

ey (Mz/N)

| | | |
|----------|-------------------|----------|
| estático | ee: -240,6 (cm) | 0,0 (cm) |
| mínimo | emin: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| inicial | ee: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: -240,6 (cm) | 3,0 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|-----------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | Columna esbelta |
| 10,50 | 10,50 | 60,62 | 35,00 | |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 402,78 (kN*m) M1 = -815,15 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 Msd = -815,15 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = -240,6 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = -240,6 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

M2 = 0,01 (kN*m) M1 = 0,00 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 Msd = 0,00 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = 3,0 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 69,12 (cm²)
 Densidad del armado: $\rho = 1,92 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 22 ϕ 20 l = 10,21 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

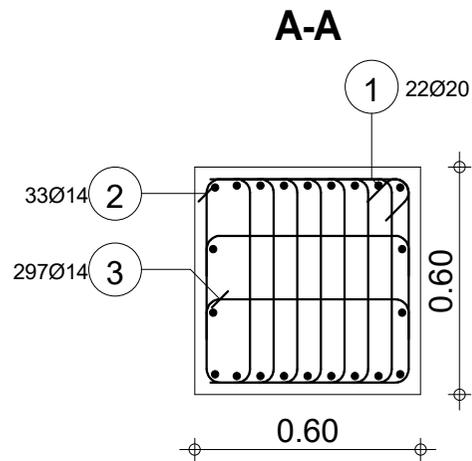
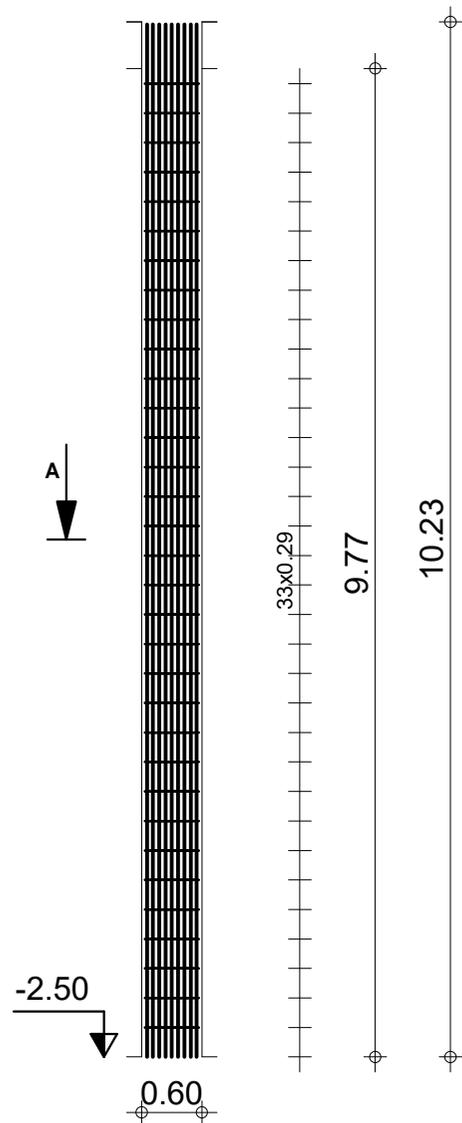
Estribos 33 ϕ 14 l = 2,33 (m)

horquillas 297 ϕ 14 l = 0,72 (m)

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,52 (m³)
- Superficie de encofrado = 23,45 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 904,01 (kG)
 - Densidad = 257,03 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 16,6 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

| Díámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 0,72 | 0,87 | 297 | 257,04 |
| 14 | 2,33 | 2,82 | 33 | 93,10 |
| 20 | 10,21 | 25,18 | 22 | 553,86 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|--------------|---------|
| ① | 22Ø20 l=10.21 | 10.21 | B 500 S |
| ② | 33Ø14 l=2.33 | 0.55 0.11 | B 500 S |
| ③ | 297Ø14 l=0.72 | 0.11 0.55 | B 500 S |

| | | | | | |
|--|--|--|-----------------------------|--|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 554 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 3.52 m ³ | | Acero B 500 S = 350 kg | |
|  | Columna58 Sección 60x60 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 23.4 m ² | |
| | | Densidad = 256.8 kg/ m ³ | | Recubrimiento 2.5 cm | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | Escala para la vista 1/75 | | Página 1/1 |
| | | | Escala para la sección 1/20 | | |

GRUPO 4
PILARES 74-85, 87

86 89 102 90 91 92 23 94 95 96 97 98 99 100 101 102

86 72 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 72

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 87 | 106 | 71 | 56 | 57 | 60 | 61 | 62 | 63 | 64 | 65 | 66 | 67 | 68 | 69 | 70 |
| 7 | 47 | 42 | 51 | 52 | 15 | 35 | | | | | | | | | |
| 6 | 42 | 43 | 44 | 45 | 14 | 46 | | | | | | | | | |
| 5 | 27 | 38 | 39 | 40 | 13 | 41 | | | | | | | | | |
| 4 | 22 | 33 | 34 | 35 | 12 | 36 | | | | | | | | | |
| 3 | 27 | 28 | 29 | 30 | 11 | 31 | | | | | | | | | |
| 2 | 22 | 23 | 24 | 25 | 10 | 26 | | | | | | | | | |
| 1 | 17 | 18 | 19 | 20 | 9 | 21 | | | | | | | | | |
| 0 | 48 | 50 | 52 | 54 | 16 | 56 | | | | | | | | | |

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna74

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,48 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,46 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 74 | 1,35 | 220,79 | 0,00 | 0,00 | -0,03 | 0,08 |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 74 | 1,35 | 1,35 | 139,98 | 0,00 | 0,00 | -0,00 |
| | 0,01 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 74 | 1,50 | 70,63 | 0,00 | 0,00 | -0,00 | 0,00 |
| VIENTO1 | viento | 74 | 1,50 | -53,31 | 98,87 | -22,12 | 0,00 | -0,00 |
| VIENTO11 | viento | 74 | 1,50 | -53,15 | -101,89 | 29,82 | 0,00 | -0,00 |
| VIENTO111 | viento | 74 | 1,50 | -19,92 | -0,06 | 0,12 | -19,68 | 60,63 |
| VIENTO1111 | viento | 74 | 1,50 | 1,50 | -20,08 | 0,00 | -0,00 | 21,14 |
| | -60,60 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: 1.00DL1+1.00PPUso1+1.50VIENTO11 (A)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 281,05 (kN) Msdy = -152,84 (kN*m) Msdz = -0,03 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

N = 281,05 (kN) N*etotz = -152,84 (kN*m) N*etoty = -8,43 (kN*m)

Excentricidad:

ez (My/N)

ey (Mz/N)

| | | |
|----------|------------------|-----------|
| estático | ee: -54,4 (cm) | -0,0 (cm) |
| mínimo | emin: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| inicial | ee: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: -54,4 (cm) | -3,0 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|-----------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | Columna esbelta |
| 10,50 | 10,50 | 60,62 | 35,00 | |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 44,73 (kN*m) M1 = -152,84 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 Msd = -152,84 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = -54,4 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = -54,4 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

M2 = 0,08 (kN*m) M1 = -0,03 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 Msd = -0,03 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = -0,0 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = -3,0 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 15,39 (cm²)
 Densidad del armado: $\rho = 0,43 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 10 $\phi 14$ l = 10,46 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 $\phi 14$ l = 10,46 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 48 $\phi 14$ l = 2,33 (m)

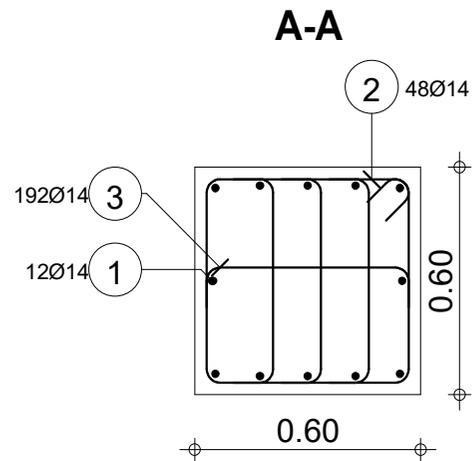
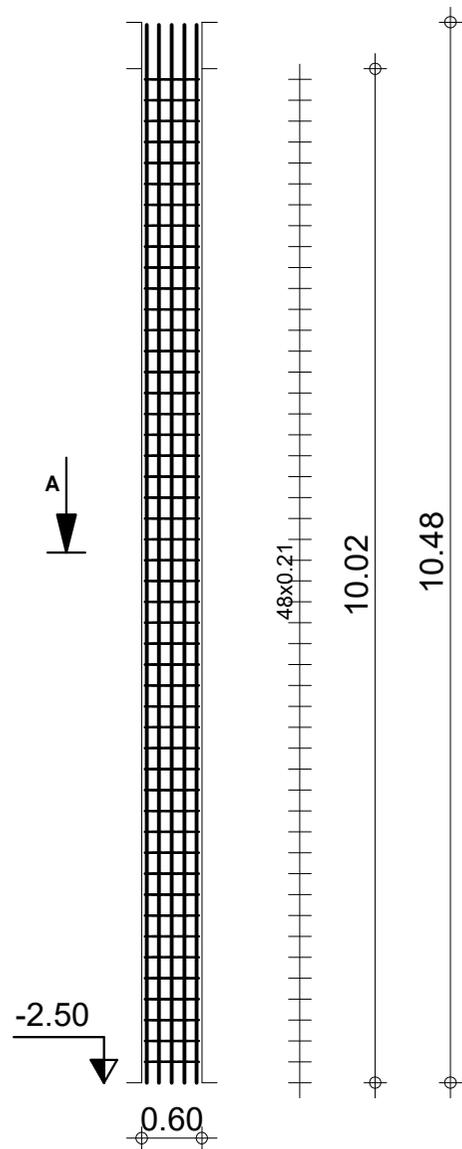
horquillas 192 $\phi 14$ l = 0,72 (m)

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,61 (m³)
- Superficie de encofrado = 24,05 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 453,25 (kG)
 - Densidad = 125,65 (kG/m³)

- Diámetro medio = 14,0 (mm)
- Especificación de las armaduras:

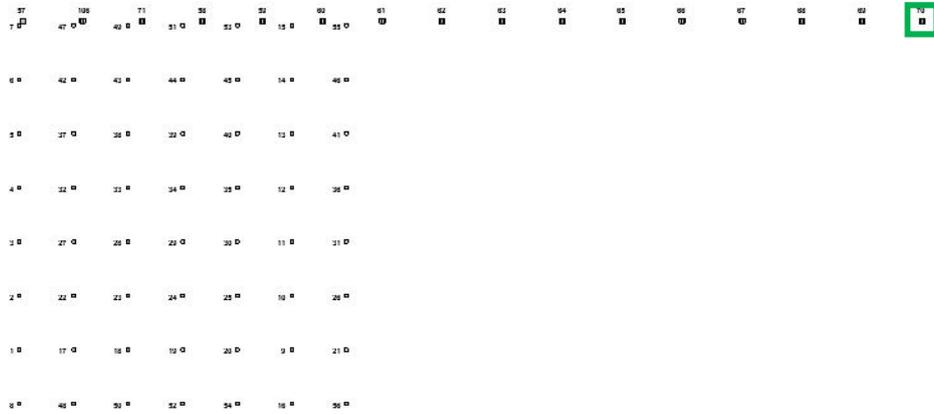
| Diámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 0,72 | 0,87 | 192 | 166,17 |
| 14 | 2,33 | 2,82 | 48 | 135,42 |
| 14 | 10,46 | 12,64 | 12 | 151,66 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|---------------|---------|
| ① | 12Ø14 l=10.46 | 10.46 | B 500 S |
| ② | 48Ø14 l=2.33 | 0.55 0.115 | B 500 S |
| ③ | 192Ø14 l=0.72 | 0.11 0.55 | B 500 S |

| | | | | | |
|---|--|--|--|--|--|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 152 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 3.61 m ³ | | Acero B 500 S = 301 kg | |
|  Proyecto Bueno Integracion Revit | Columna74 Sección 60x60 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 24 m ² | |
| | | Densidad = 125.5 kg/ m ³ | | Recubrimiento 2.5 cm | |
| | | | | Escala para la vista 1/75 | |
| | | | | Escala para la sección 1/20 | |
| Página 1/1 | | | | | |

GRUPO 5
PILARES 70, 88, 102



1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna70

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,48 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,46 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 70 | 1,35 | 147,60 | -209,34 | 103,44 | -0,09 | -0,09 |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 70 | 1,35 | 1,35 | 32,83 | -125,22 | 61,87 | -0,00 |
| | -0,00 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 70 | 1,50 | 15,81 | -60,29 | 29,79 | -0,00 | -0,00 |
| VIENTO1 | viento | 70 | 1,50 | -2,59 | -9,54 | 105,24 | 0,06 | -1,69 |
| VIENTO11 | viento | 70 | 1,50 | -33,23 | 145,58 | -183,76 | -0,06 | 1,69 |
| VIENTO111 | viento | 70 | 1,50 | -4,74 | 18,09 | -8,94 | -7,56 | 328,03 |
| VIENTO1111 | viento | 70 | 1,50 | 1,50 | -30,40 | 115,95 | -57,29 | 8,80 |
| | -374,32 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: 1.00DL1+1.00PPUso1+1.50VIENTO1111 (B)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 134,83 (kN) Msdy = 79,37 (kN*m) Msdz = -561,56 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

N = 134,83 (kN) N*etotz = 79,37 (kN*m) N*etoty = -561,56 (kN*m)

Excentricidad:

ez (My/N)

ey (Mz/N)

| | | |
|----------|-----------------|-------------|
| estático | ee: 58,9 (cm) | -416,5 (cm) |
| mínimo | emin: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| inicial | ee: 58,9 (cm) | 3,0 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: 58,9 (cm) | -416,5 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|-----------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | |
| 10,50 | 10,50 | 60,62 | 35,00 | Columna esbelta |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

$M_2 = 79,37$ (kN*m) $M_1 = -160,64$ (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 $M_{sd} = 79,37$ (kN*m)
 $ee = M_{sd}/N_{sd} = 58,9$ (cm)
 $e_{min} = 3,0$ (cm)
 $ee = \max(ee; e_{min}) = 58,9$ (cm)
 $e_{tot} = ee = 58,9$ (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

$M_2 = 13,11$ (kN*m) $M_1 = -561,56$ (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 $M_{sd} = -561,56$ (kN*m)
 $ee = M_{sd}/N_{sd} = -416,5$ (cm)
 $e_{min} = 3,0$ (cm)
 $ee = \max(ee; e_{min}) = 3,0$ (cm)
 $e_{tot} = ee = -416,5$ (cm)

2.5.2 Armadura:

| | |
|-----------------------|-------------------------------------|
| sección de acero real | $A_{sr} = 48,25$ (cm ²) |
| Densidad del armado: | $\rho = 1,34$ % |

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 24 $\phi 16$ $l = 10,46$ (m)

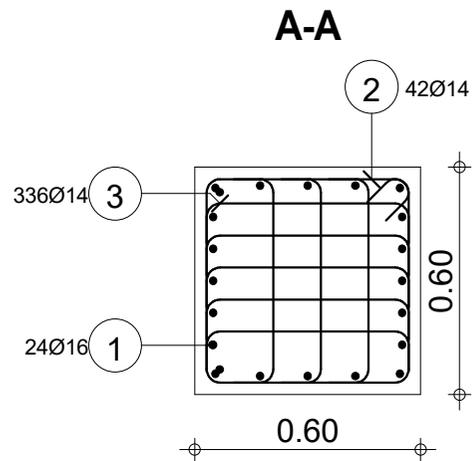
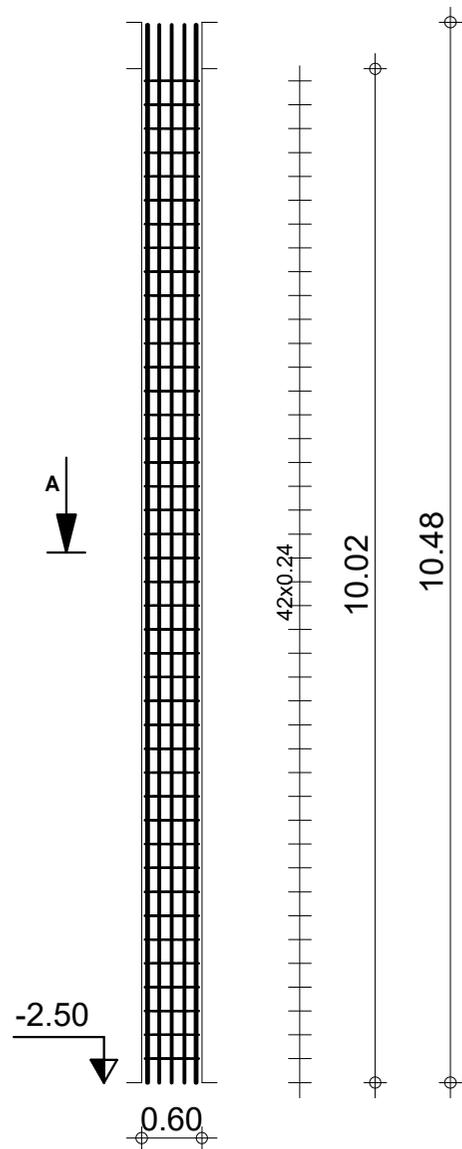
Armaduras transversales: (B 500 S):

| | | |
|------------|---------------|----------------|
| Estribos | 42 $\phi 14$ | $l = 2,33$ (m) |
| horquillas | 336 $\phi 14$ | $l = 0,72$ (m) |

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,61 (m³)
- Superficie de encofrado = 24,05 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 805,46 (kG)
 - Densidad = 223,29 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 14,9 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

| Díámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 0,72 | 0,87 | 336 | 290,80 |
| 14 | 2,33 | 2,82 | 42 | 118,49 |
| 16 | 10,46 | 16,51 | 24 | 396,17 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|---------------|---------|
| ① | 24Ø16 l=10.46 | 10.46 | B 500 S |
| ② | 42Ø14 l=2.33 | 0.55 0.115 | B 500 S |
| ③ | 336Ø14 l=0.72 | 0.11 0.55 | B 500 S |

| | | | | | |
|--|--|--|-----------------------------|--|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 396 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 3.61 m ³ | | Acero B 500 S = 409 kg | |
|  | Columna70 Sección 60x60 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 24 m ² | |
| | | Densidad = 223 kg/ m ³ | | Recubrimiento 2.5 cm | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | Escala para la vista 1/75 | | Página 1/1 |
| | | | Escala para la sección 1/20 | | |

PILAR 57

86 87 102 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102

86 73 87 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 72

| | 86 | 87 | 102 | 90 | 91 | 92 | 93 | 94 | 95 | 96 | 97 | 98 | 99 | 100 | 101 | 102 |
|-----|----|-----|-----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|
| 86 | 47 | 106 | 71 | 56 | 57 | 15 | 80 | 61 | 52 | 53 | 84 | 85 | 86 | 87 | 88 | 70 |
| 87 | 42 | 41 | 44 | 43 | 14 | 46 | | | | | | | | | | |
| 102 | 27 | 26 | 22 | 40 | 13 | 41 | | | | | | | | | | |
| 90 | 22 | 21 | 24 | 23 | 10 | 28 | | | | | | | | | | |
| 91 | 27 | 26 | 22 | 33 | 11 | 31 | | | | | | | | | | |
| 92 | 22 | 21 | 24 | 23 | 10 | 28 | | | | | | | | | | |
| 93 | 27 | 26 | 22 | 33 | 11 | 31 | | | | | | | | | | |
| 94 | 48 | 50 | 32 | 54 | 16 | 56 | | | | | | | | | | |

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna57

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,23 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,46 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 57 | 1,35 | 147,60 | -209,34 | 103,44 | 0,09 | 0,09 |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 57 | 1,35 | 1,35 | 32,83 | -125,22 | 61,87 | 0,00 |
| | 0,00 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 57 | 1,50 | 15,81 | -60,29 | 29,79 | 0,00 | 0,00 |
| VIENTO1 | viento | 57 | 1,50 | -2,63 | -9,14 | 95,27 | -0,06 | 1,74 |
| VIENTO11 | viento | 57 | 1,50 | -33,14 | 144,66 | -160,52 | 0,06 | -1,82 |
| VIENTO111 | viento | 57 | 1,50 | -30,40 | 116,03 | -57,61 | -8,81 | 374,32 |
| VIENTO1111 | viento | 57 | 1,50 | 1,50 | -4,74 | 18,03 | -8,74 | 7,56 |
| | -328,05 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: 1.00DL1+1.00PPUso1+1.50VIENTO111 (B)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 134,82 (kN) Msdy = 78,89 (kN*m) Msdz = 561,58 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

N = 134,82 (kN) N*etotz = 78,89 (kN*m) N*etoty = 561,58 (kN*m)

Excentricidad:

ez (My/N)

ey (Mz/N)

| | | |
|----------|-----------------|------------|
| estático | ee: 58,5 (cm) | 416,5 (cm) |
| mínimo | emin: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| inicial | ee: 58,5 (cm) | 416,5 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: 58,5 (cm) | 416,5 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|-----------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | Columna esbelta |
| 10,50 | 10,50 | 60,62 | 35,00 | |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 78,89 (kN*m) M1 = -160,51 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 Msd = 78,89 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = 58,5 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 58,5 (cm)
 etot = ee = 58,5 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

M2 = 561,58 (kN*m) M1 = -13,12 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 Msd = 561,58 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = 416,5 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 416,5 (cm)
 etot = ee = 416,5 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 48,25 (cm²)
 Densidad del armado: $\rho = 1,34 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 24 $\phi 16$ l = 10,21 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

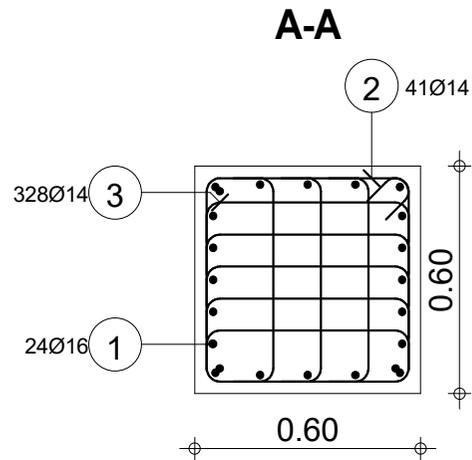
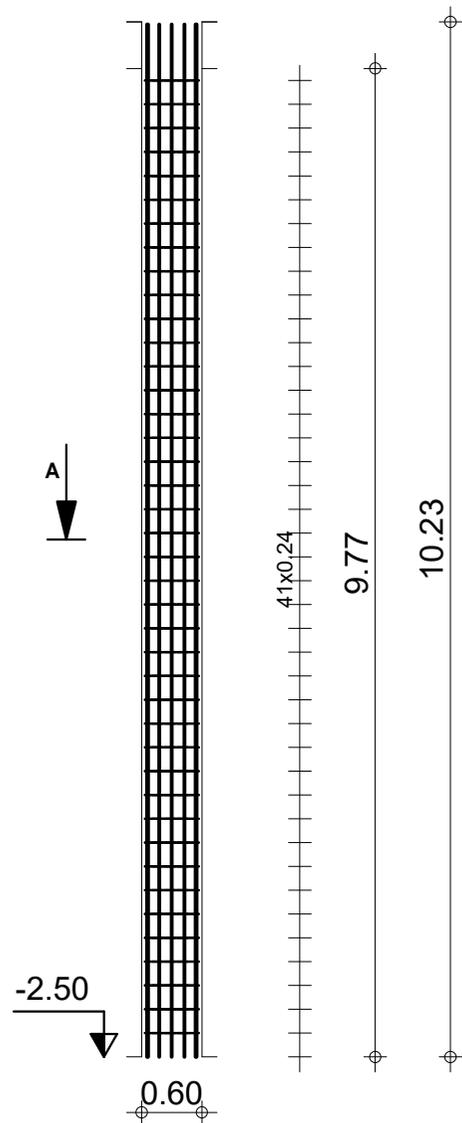
Estribos 41 $\phi 14$ l = 2,33 (m)

horquillas 328 $\phi 14$ l = 0,72 (m)

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,52 (m³)
- Superficie de encofrado = 23,45 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 786,24 (kG)
 - Densidad = 223,54 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 14,9 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

| Díámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 0,72 | 0,87 | 328 | 283,87 |
| 14 | 2,33 | 2,82 | 41 | 115,67 |
| 16 | 10,21 | 16,11 | 24 | 386,70 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|---------------|---------|
| ① | 24Ø16 l=10.21 | 10.21 | B 500 S |
| ② | 41Ø14 l=2.33 | 0.55 0.115 | B 500 S |
| ③ | 328Ø14 l=0.72 | 0.11 0.55 | B 500 S |

| | | | | | |
|--|--|--|-----------------------------|--|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 387 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 3.52 m ³ | | Acero B 500 S = 399 kg | |
|  | Columna57 Sección 60x60 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 23.4 m ² | |
| | | Densidad = 223.3 kg/ m ³ | | Recubrimiento 2.5 cm | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | Escala para la vista 1/75 | | Página 1/1 |
| | | | Escala para la sección 1/20 | | |

PILAR 72

86 89 102 90 91 92 23 94 95 96 97 98 99 100 101 102

86 73 87 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 **72**

87 106 71 56 57 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70

6 42 43 44 45 14 46

5 27 28 29 40 13 41

4 22 23 24 25 12 26

3 27 28 29 30 11 31

2 22 23 24 25 10 26

1 17 18 19 20 9 21

0 40 50 52 54 16 56

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna72

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kg/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,48 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,46 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|-------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 72 | 1,35 | 214,59 | 0,00 | 0,00 | 4,92 | -2,35 |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 72 | 1,35 | 1,35 | 69,42 | 0,00 | 0,00 | 0,18 |
| | -0,08 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 72 | 1,50 | 33,43 | 0,00 | 0,00 | 0,10 | -0,04 |
| VIENTO01 | viento | 72 | 1,50 | -37,97 | 62,50 | 185,81 | -0,04 | 0,02 |
| VIENTO011 | viento | 72 | 1,50 | -37,89 | -64,22 | -181,41 | -0,04 | 0,02 |
| VIENTO0111 | viento | 72 | 1,50 | -66,28 | 0,16 | -0,36 | 14,24 | 243,73 |
| VIENTO01111 | viento | 72 | 1,50 | 1,50 | -7,80 | -0,10 | 0,22 | -10,99 |
| | -219,51 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: 1.00DL1+1.00PPUso1+1.50VIENTO0111 (B)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 184,59 (kN) Msdy = -0,54 (kN*m) Msdz = 363,15 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

N = 184,59 (kN) N*etotz = -5,54 (kN*m) N*etoty = 363,15 (kN*m)

Excentricidad:

ez (My/N)

ey (Mz/N)

| | | |
|----------|-----------------|------------|
| estático | ee: -0,3 (cm) | 196,7 (cm) |
| mínimo | emin: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| inicial | ee: 3,0 (cm) | 196,7 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: -3,0 (cm) | 196,7 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|-----------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | |
| 10,50 | 10,50 | 60,62 | 35,00 | Columna esbelta |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,24 (kN*m) M1 = -0,54 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 Msd = -0,54 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = -0,3 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = -3,0 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

M2 = 363,15 (kN*m) M1 = 26,46 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 Msd = 363,15 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = 196,7 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 196,7 (cm)
 etot = ee = 196,7 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 27,71 (cm²)
 Densidad del armado: $\rho = 0,77 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 18 ϕ 14 l = 10,46 (m)

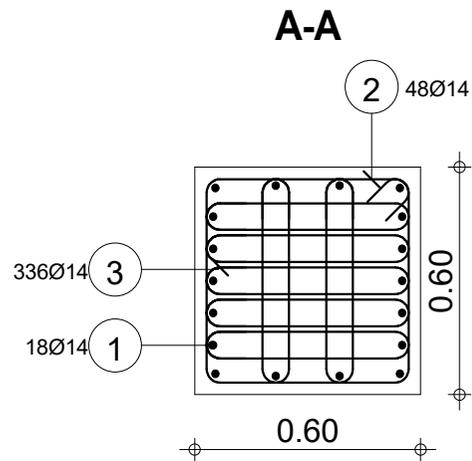
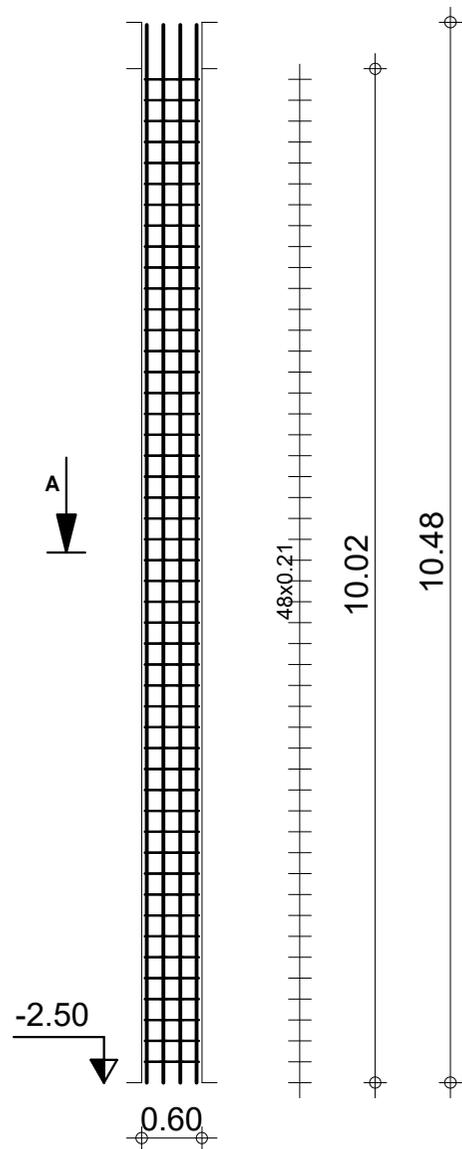
Armaduras transversales: (B 500 S):

Estribos 48 ϕ 14 l = 2,33 (m)
 336 ϕ 14 l = 1,40 (m)

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,61 (m³)
- Superficie de encofrado = 24,05 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 932,37 (kG)
 - Densidad = 258,47 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 14,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

| Díámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 1,40 | 1,69 | 336 | 569,46 |
| 14 | 2,33 | 2,82 | 48 | 135,42 |
| 14 | 10,46 | 12,64 | 18 | 227,49 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|------------------------|---------|
| ① | 18Ø14 l=10.46 | 10.46 | B 500 S |
| ② | 48Ø14 l=2.33 | 0.55 0.115 | B 500 S |
| ③ | 336Ø14 l=1.40 | 0.07 0.47 0.07 0.47 | B 500 S |

| | | | | | |
|--|--|--|--|---|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 227 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 3.61 m ³ | | Acero B 500 S = 705 kg | |
|  | Columna72 Sección 60x60 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 24 m ² Recubrimiento 2.5 cm | |
| | | Densidad = 258.2 kg/ m ³ | | Escala para la vista 1/75 Escala para la sección 1/20 | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | | | Página 1/1 |

PILAR 73

86 87 102 90 91 92 23 94 95 96 27 98 99 100 101 102

86 87 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 72

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 87 | 106 | 71 | 56 | 57 | 80 | 81 | 82 | 83 | 84 | 85 | 86 | 87 | 88 | 89 | 70 |
| 47 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | | | | | | | |
| 6 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | | | | | | | | | | |
| 8 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 |
| 4 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 |
| 3 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 | 37 | 38 | 39 | 40 | 41 |
| 2 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 | 36 |
| 1 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 |
| 0 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | 56 | 57 | 58 | 59 | 60 | 61 | 62 |

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna73

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,48 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,46 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 73 | 1,35 | 220,91 | 0,00 | 0,00 | -0,22 | 0,20 |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 73 | 1,35 | 1,35 | 139,90 | 0,00 | 0,00 | 0,17 |
| | -0,08 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 73 | 1,50 | 70,59 | 0,00 | 0,00 | 0,09 | -0,04 |
| VIENTO1 | viento | 73 | 1,50 | -53,29 | 92,78 | -8,76 | -0,04 | 0,02 |
| VIENTO11 | viento | 73 | 1,50 | -53,13 | -95,58 | 15,91 | -0,04 | 0,02 |
| VIENTO111 | viento | 73 | 1,50 | -72,94 | 0,15 | -0,33 | -16,90 | 61,25 |
| VIENTO1111 | viento | 73 | 1,50 | 1,50 | -18,00 | -0,09 | 0,21 | 18,75 |
| | -61,03 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: 1.00DL1+1.00PPUso1+1.50VIENTO11 (A)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 281,12 (kN) Msdy = -143,38 (kN*m) Msdz = -0,11 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo superior

N = 281,12 (kN) N*etotz = -143,38 (kN*m) N*etoty = -8,43 (kN*m)

Excentricidad:

ez (My/N)

ey (Mz/N)

| | | |
|----------|------------------|-----------|
| estático | ee: -51,0 (cm) | -0,0 (cm) |
| mínimo | emin: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| inicial | ee: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: -51,0 (cm) | -3,0 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|-----------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | Columna esbelta |
| 10,50 | 10,50 | 60,62 | 35,00 | |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 23,87 (kN*m) M1 = -143,38 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 Msd = -143,38 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = -51,0 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = -51,0 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

M2 = 0,15 (kN*m) M1 = -0,11 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo superior), Esbeltez no considerada
 Msd = -0,11 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = -0,0 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = -3,0 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 15,39 (cm²)
 Densidad del armado: $\rho = 0,43 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 10 $\phi 14$ l = 10,46 (m)

Barras de construcción (B 500 S):

- 2 $\phi 14$ l = 10,46 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

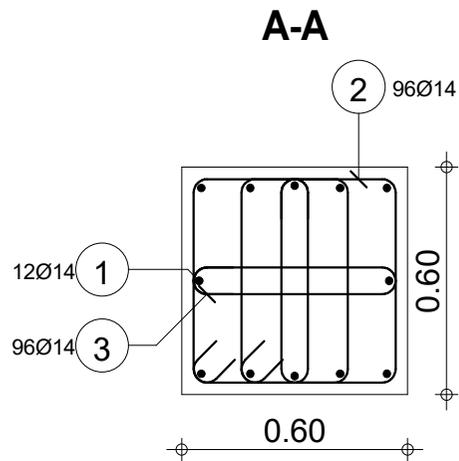
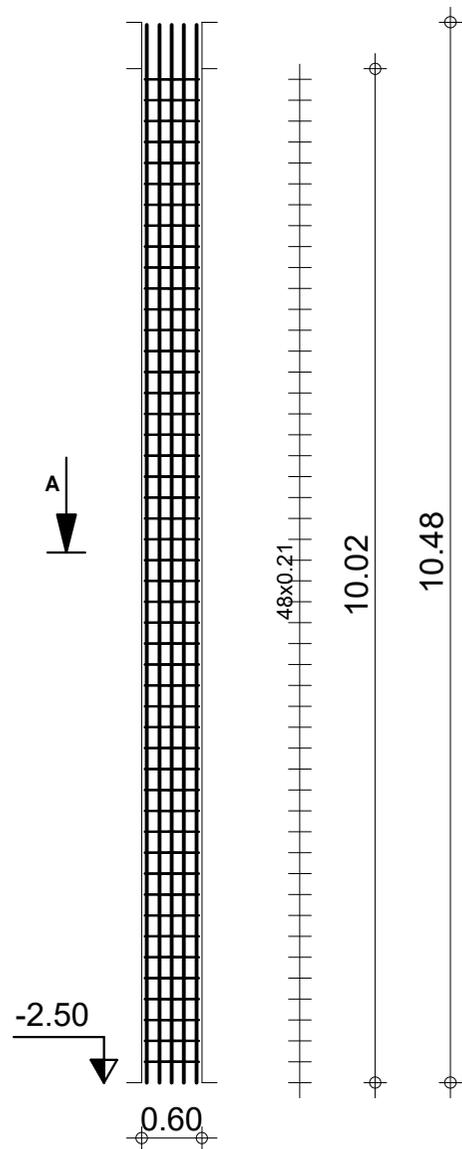
| | | |
|----------|--------------|--------------|
| Estribos | 96 $\phi 14$ | l = 2,08 (m) |
| | 96 $\phi 14$ | l = 1,40 (m) |

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,61 (m³)
- Superficie de encofrado = 24,05 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 555,73 (kG)
 - Densidad = 154,06 (kG/m³)

- Diámetro medio = 14,0 (mm)
- Especificación de las armaduras:

| Diámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 1,40 | 1,69 | 96 | 162,70 |
| 14 | 2,08 | 2,51 | 96 | 241,36 |
| 14 | 10,46 | 12,64 | 12 | 151,66 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|------------------------|---------|
| ① | 12Ø14 l=10.46 | 10.46 | B 500 S |
| ② | 96Ø14 l=2.08 | 0.42 0.115 | B 500 S |
| ③ | 96Ø14 l=1.40 | 0.07 0.47 0.07 0.47 | B 500 S |

| | | | | | |
|--|--|--|--|---|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 152 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 3.61 m ³ | | Acero B 500 S = 404 kg | |
|  | Columna73 Sección 60x60 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 24 m ² Recubrimiento 2.5 cm | |
| | | Densidad = 154 kg/ m ³ | | Escala para la vista 1/75 Escala para la sección 1/20 | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | | | Página 1/1 |

PILAR 86

86 83 102 96 91 92 92 94 95 96 97 98 99 100 101 102

70 71 87 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 72

37 108 71 55 55 80 81 82 82 84 85 86 87 88 89 70

6 42 43 44 45 46 46

8 27 28 29 30 31 41

4 22 23 24 25 26 26

3 27 28 29 30 31 31

2 22 23 24 25 26 26

1 17 18 19 20 21 21

0 46 50 52 54 56 56

1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : -2,50 (m)
- Resistencia al fuego : 0 h
- Tipo de ambiente : I

2 Columna: Columna86

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: : HA - 50 $f_{ck} = 50,00$ (MPa)
Densidad : 2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales : B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

- 2.2.1 Rectángulo 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Altura: L = 10,48 (m)
- 2.2.3 Espesor de la losa = 0,00 (m)
- 2.2.4 Altura de la viga = 0,46 (m)
- 2.2.5 Recubrimiento de la armadura = 2,5 (cm)

2.3 Opciones de cálculo:

- Cálculos según la norma : EHE 99
- Predimensionamiento : no
- Tomar en cuenta la esbeltez : sí
- Estribos : hacia la losa

2.4 Cargas:

| Caso | Natura | Grupo | γ_f | N (kN) | My(s) (kN*m) | My(i) (kN*m) | Mz(s) (kN*m) | Mz(i) (kN*m) |
|------------|--------------------------|-------|------------|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| DL1 | peso propio | 86 | 1,35 | 214,59 | 0,00 | 0,00 | -4,92 | 2,35 |
| PPUso1 | peso propio(Peso propio) | 86 | 1,35 | 1,35 | 69,42 | 0,00 | 0,00 | -0,18 |
| | 0,08 | | | | | | | |
| Nieve | Nieve(nieve <1000) | 86 | 1,50 | 33,43 | 0,00 | 0,00 | -0,10 | 0,04 |
| VIENTO1 | viento | 86 | 1,50 | -37,95 | 61,21 | 189,12 | 0,04 | -0,02 |
| VIENTO11 | viento | 86 | 1,50 | -37,95 | -61,21 | -189,12 | 0,04 | -0,02 |
| VIENTO111 | viento | 86 | 1,50 | -7,79 | 0,00 | -0,00 | 10,97 | 219,50 |
| VIENTO1111 | viento | 86 | 1,50 | 1,50 | -66,33 | 0,00 | 0,00 | -14,11 |
| | -244,07 | | | | | | | |

γ_f - coeficiente de seguridad parcial

2.5 Resultados de los cálculos:

2.5.1 Análisis ELU

Combinación dimensionante: 1.00DL1+1.00PPUso1+1.50VIENTO1111 (B)

Esfuerzos seccionales:

Nsd = 184,52 (kN) Msdy = 0,00 (kN*m) Msdz = -363,67 (kN*m)

Esfuerzos de cálculo:

Nudo inferior

N = 184,52 (kN) N*etotz = 5,54 (kN*m) N*etoty = -363,67 (kN*m)

Excentricidad:

ez (My/N)

ey (Mz/N)

| | | |
|----------|----------------|-------------|
| estático | ee: 0,0 (cm) | -197,1 (cm) |
| mínimo | emin: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| inicial | ee: 3,0 (cm) | 3,0 (cm) |
| II orden | ea: 0,0 (cm) | 0,0 (cm) |
| total | etot: 3,0 (cm) | -197,1 (cm) |

2.5.1.1. Análisis detallado-Dirección Y:

2.5.1.1.1 Análisis de la esbeltez

Estructura intraslacional

| | | | | |
|-------|--------|-----------|-----------------|-----------------|
| L (m) | Lo (m) | λ | λ_{lim} | Columna esbelta |
| 10,50 | 10,50 | 60,62 | 35,00 | |

2.5.1.1.2 Análisis de pandeo

M2 = 0,00 (kN*m) M1 = 0,00 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 Msd = 0,00 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = 0,0 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = 3,0 (cm)

2.5.1.2. Análisis detallado-Dirección Z:

M2 = -26,27 (kN*m) M1 = -363,67 (kN*m)
 Caso: sección en el extremo del pilar (Nudo inferior), Esbeltez no considerada
 Msd = -363,67 (kN*m)
 ee = Msd/Nsd = -197,1 (cm)
 emin = 3,0 (cm)
 ee = max(ee;emin) = 3,0 (cm)
 etot = ee = -197,1 (cm)

2.5.2 Armadura:

sección de acero real Asr = 27,71 (cm²)
 Densidad del armado: $\rho = 0,77 \%$

2.6 Armadura:

Barras principales (B 500 S):

- 18 $\phi 14$ l = 10,46 (m)

Armaduras transversales: (B 500 S):

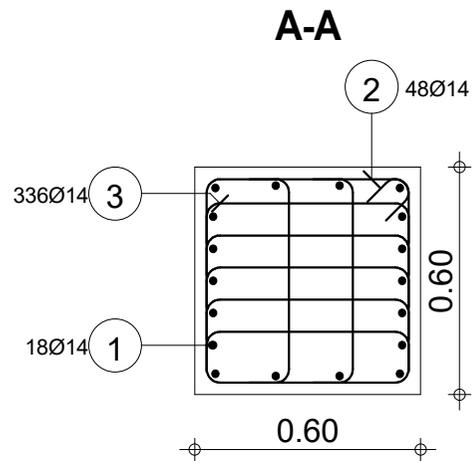
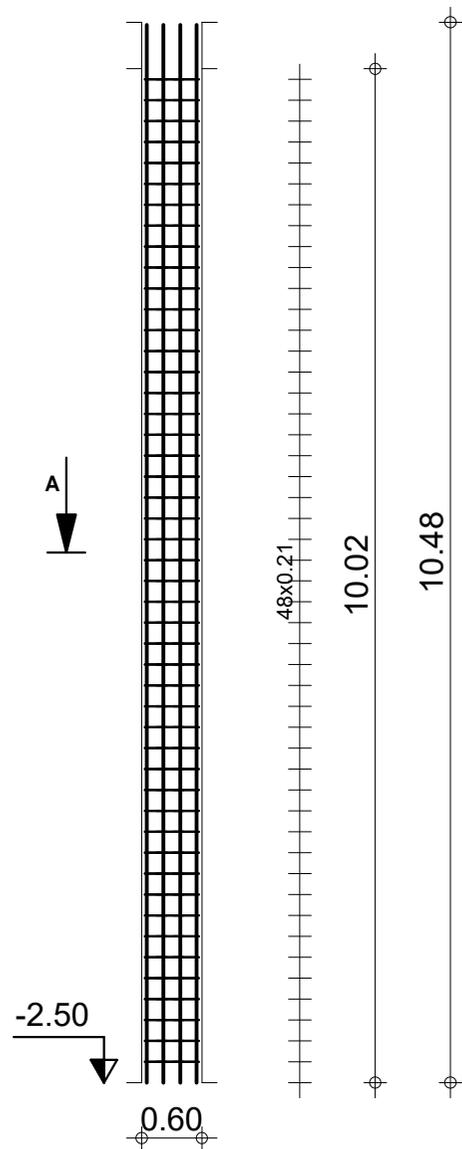
Estribos 48 $\phi 14$ l = 2,33 (m)

horquillas 336 $\phi 14$ l = 0,72 (m)

3 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 3,61 (m³)
- Superficie de encofrado = 24,05 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 653,71 (kG)
 - Densidad = 181,22 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 14,0 (mm)
 - Especificación de las armaduras:

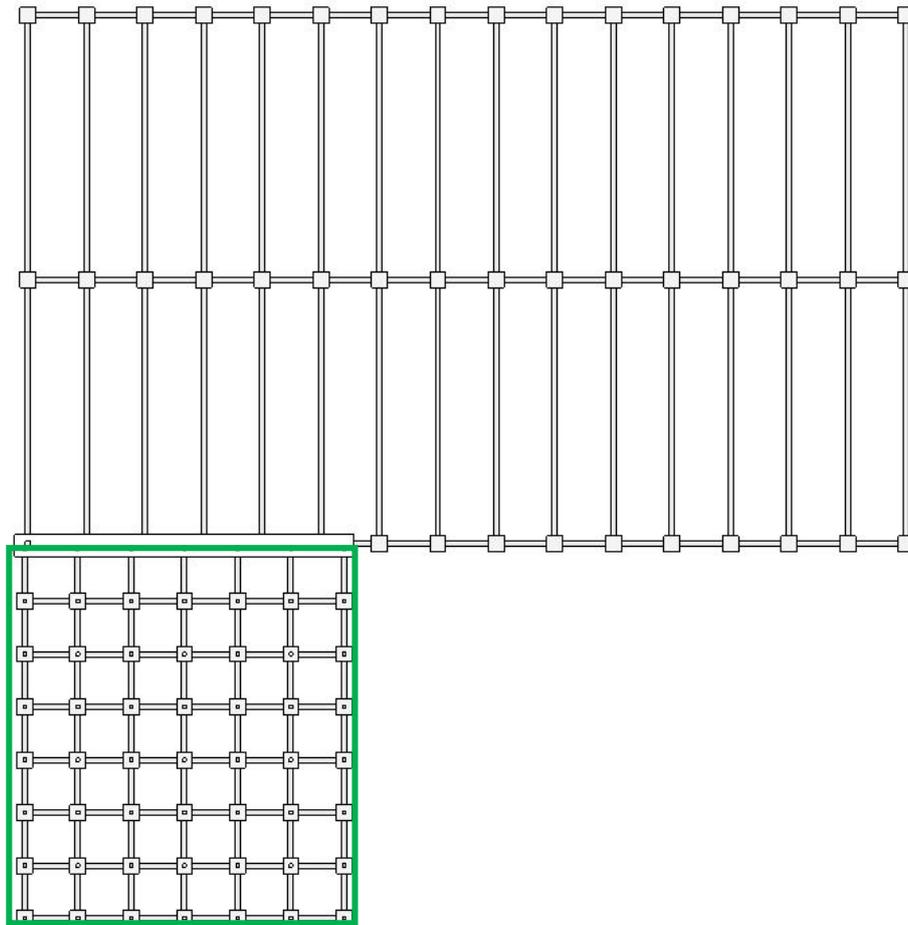
| Díámetro | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|----------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 14 | 0,72 | 0,87 | 336 | 290,80 |
| 14 | 2,33 | 2,82 | 48 | 135,42 |
| 14 | 10,46 | 12,64 | 18 | 227,49 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|---------------|---------|
| ① | 18Ø14 l=10.46 | 10.46 | B 500 S |
| ② | 48Ø14 l=2.33 | 0.55 0.115 | B 500 S |
| ③ | 336Ø14 l=0.72 | 0.11 0.55 | B 500 S |

| | | | | | |
|--|--|--|--|---|------------|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 227 kg | |
| Clase de exposición : I | | Hormigón : HA - 50 = 3.61 m ³ | | Acero B 500 S = 426 kg | |
|  | Columna86 Sección 60x60 | Número 1 | | Superficie del encofrado = 24 m ² Recubrimiento 2.5 cm | |
| | | Densidad = 180.9 kg/ m ³ | | Escala para la vista 1/75 Escala para la sección 1/20 | |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | | | Página 1/1 |

VIGAS DE CIMENTACIÓN EDIFICIO OFICINAS



1 Nivel:

- Nombre : ---
- Cota de nivel : ---
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Abertura de fisuras admisible : 0,40 (mm)
- Tipo de ambiente : I
- Coeficiente de fluencia del hormigón : $\varphi_p = 2,00$
- Disposiciones sísmicas : ausente

2 Viga: Viga218

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: :HA - 25 $f_{ck} = 25,00$ (MPa)
- Densidad :2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales :B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales :B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

- Armadura adicional: :B 400 S $f_{yk} = 400,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

| 2.2.1 | Tramo | Posición | Ap. Izq. (m) | L (m) | Ap. Der. (m) |
|-------|---------------------------------------|--------------|-----------------|-------------|-----------------|
| | P1 | Tramo | 1,50 | 3,50 | 1,50 |
| | Longitud de cálculo: $L_o = 5,00$ (m) | | | | |
| | Sección de 0,00 a 3,50 (m) | | | | |
| | 50,0 x 50,0 (cm) | | | | |
| | Sin losa izquierda | | | | |
| | Sin losa izquierda | | | | |

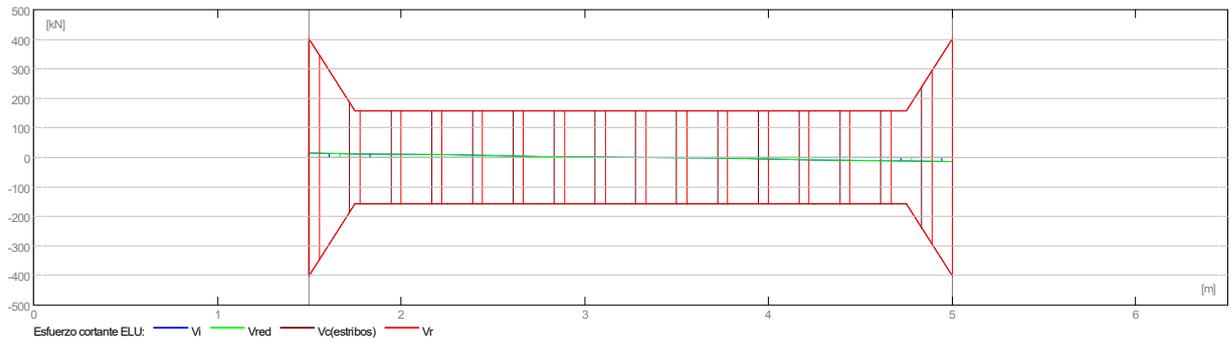
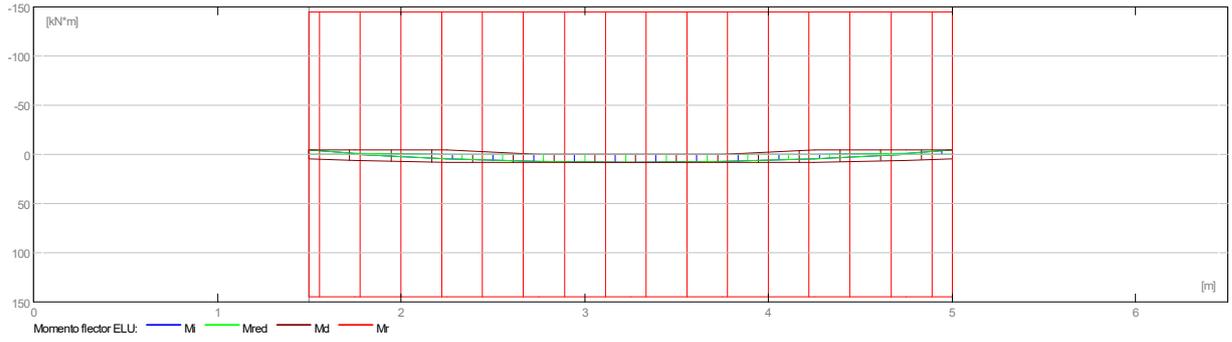
2.3 Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : EHE99
- Cálculos según la norma : EHE 99
- Viga prefabricada : no
- Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferiores $c = 3,0$ (cm)
- : lateral $c1 = 3,0$ (cm)
- : superficial $c2 = 3,0$ (cm)
- Coeficiente $\beta_2 = 1.00$: carga de corta duración
- Método de cálculo del cortante : bielas inclinadas
- $\cot(\theta)$: 2.00

2.4 Resultados de los cálculos:

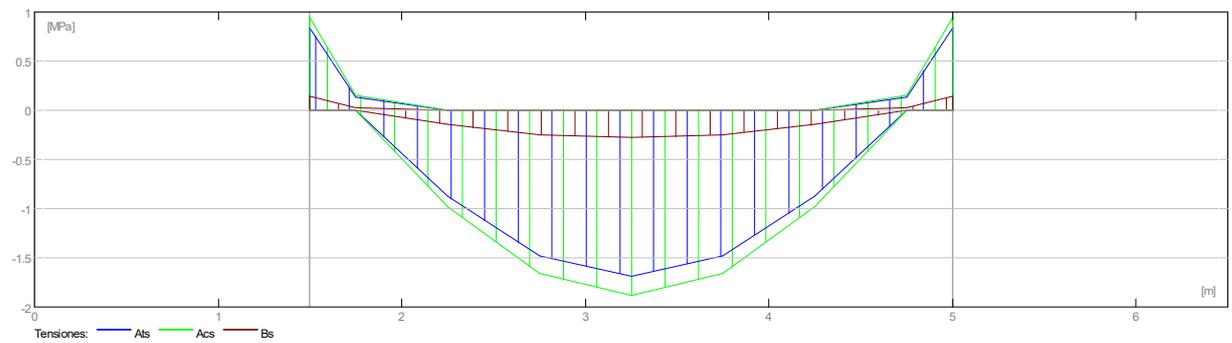
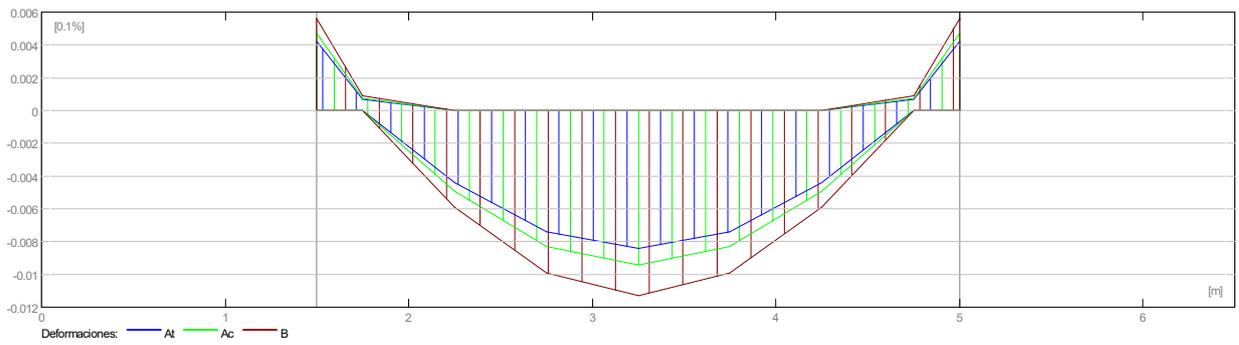
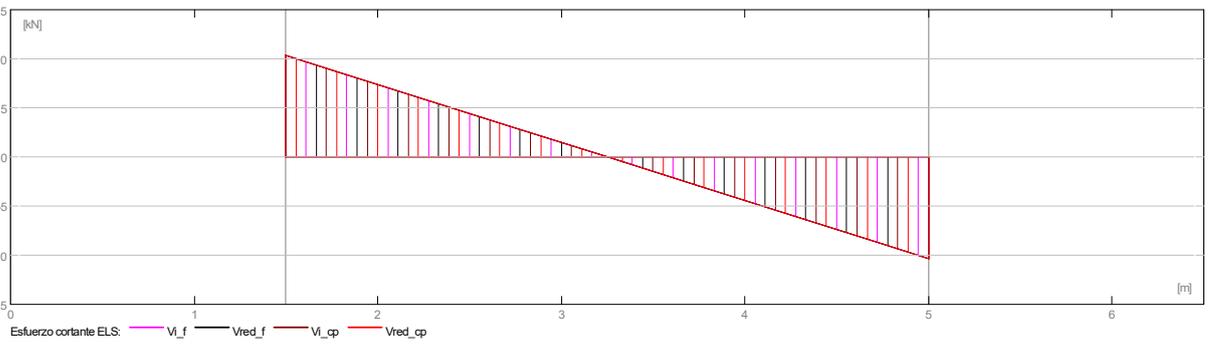
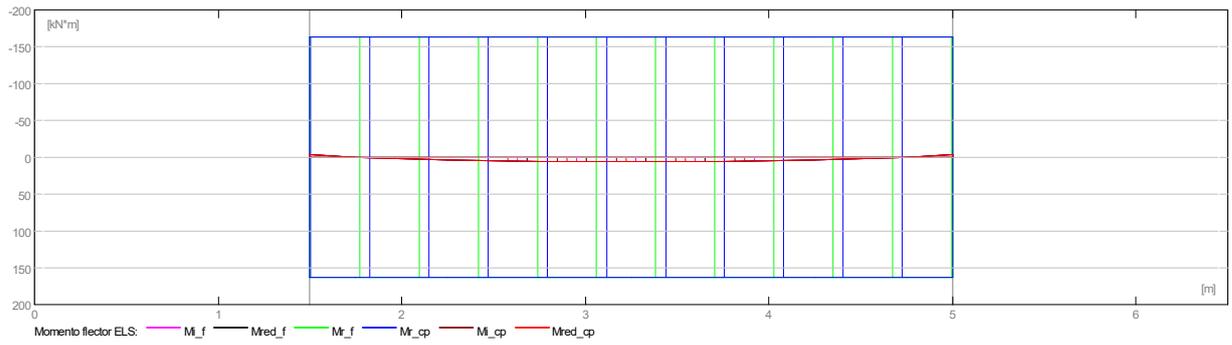
2.4.1 Solicitaciones ELU

| Tramo | Md máx. (kN*m) | Md mín. (kN*m) | Miz (kN*m) | Md (kN*m) | Qiz (kN) | Qd (kN) |
|-------|-------------------|-------------------|---------------|--------------|-------------|------------|
| P1 | 8,30 | -0,41 | 4,67 | 4,67 | 13,94 | -13,94 |



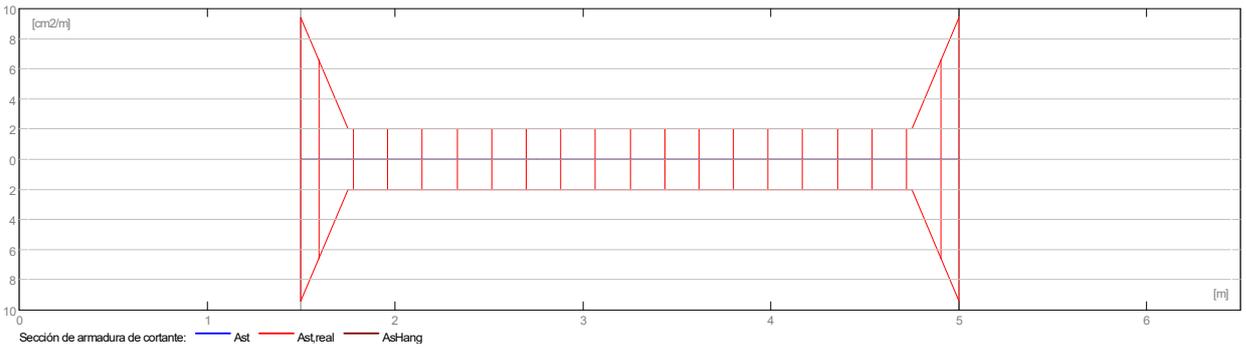
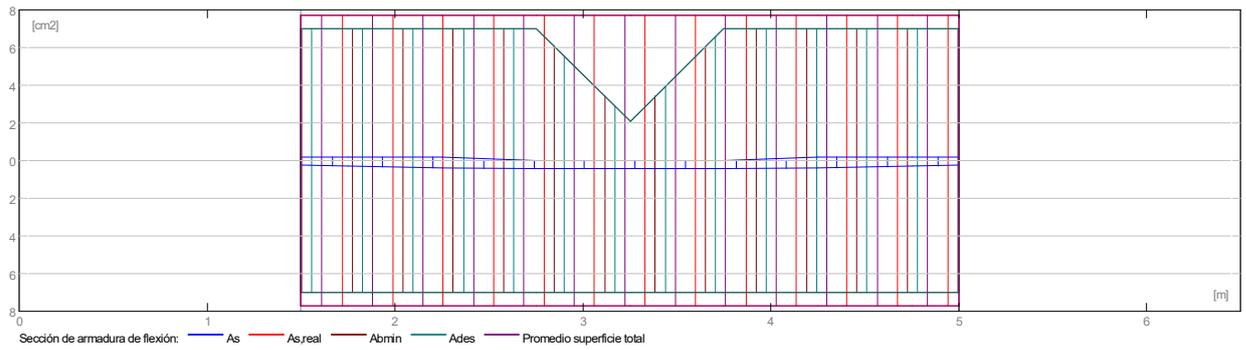
2.4.2 Solicitaciones ELS

| Tramo | Mi máx. (kN*m) | Mi mín. (kN*m) | Miz (kN*m) | Md (kN*m) | Qiz (kN) | Qd (kN) |
|-------|-------------------|-------------------|---------------|--------------|-------------|------------|
| P1 | 6,15 | 0,00 | -3,07 | -3,07 | 10,33 | -10,33 |



2.4.3 Sección Teórica de Acero

| Tramo | Tramo (cm ²) | | Apoyo izquierdo (cm ²) | | Apoyo derecho (cm ²) | |
|-------|--------------------------|------|------------------------------------|------|----------------------------------|------|
| | inf. | sup. | inf. | sup. | inf. | sup. |
| P1 | 0,43 | 0,00 | 0,23 | 0,20 | 0,23 | 0,20 |

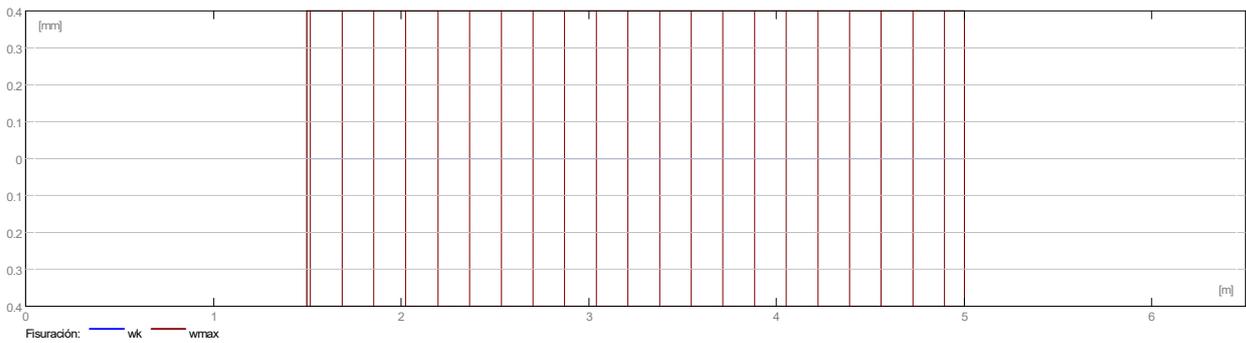
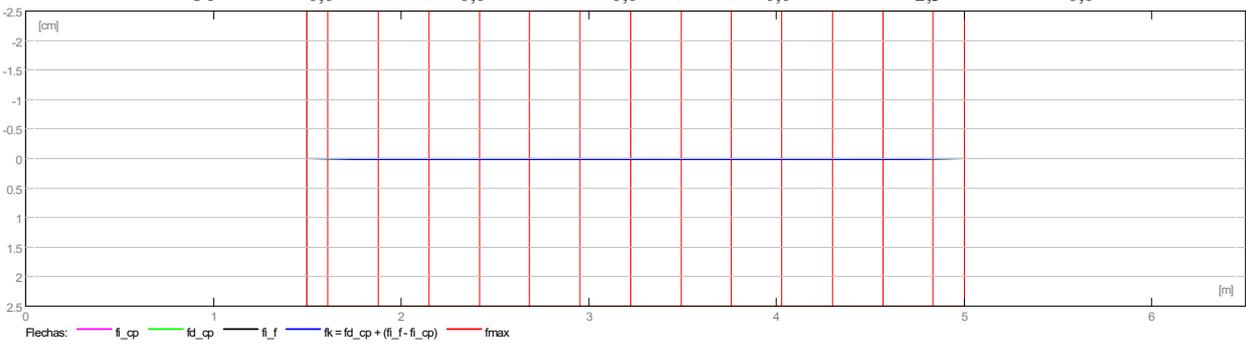


2.4.4 Flecha y fisuración

- fi_f - Corto plazo debido a combinación de carga característica
- fi_cp - flecha de corta duración debida a la combinación cuasipermanente
- fd_cp - Flecha diferida debida a la combinación cuasipermanente
- fk - flecha total
- fmax - flecha admisible

- wk - Abertura de la fisura perpendicular

| Tramo | fi_f (cm) | fi_cp (cm) | fd_cp (cm) | fk (cm) | fmax (cm) | wk (mm) |
|-------|-----------|------------|------------|---------|-----------|---------|
| P1 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,5 | 0,0 |



2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P1 : Tramo de 1,50 a 5,00 (m)

| Abscisa (m) | ELU | | ELS | | A inf. (cm ²) | A sup. (cm ²) |
|----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------------|------------------------------|
| | M máx. (kN*m) | M mín. (kN*m) | M máx. (kN*m) | M mín. (kN*m) | | |
| 1,50 | 4,67 | -4,15 | 0,00 | -3,07 | 0,23 | 0,20 |
| 1,75 | 6,17 | -4,15 | 0,00 | -0,49 | 0,31 | 0,21 |
| 2,25 | 7,92 | -4,15 | 3,20 | 0,00 | 0,40 | 0,21 |
| 2,75 | 8,30 | -0,41 | 5,41 | 0,00 | 0,42 | 0,02 |
| 3,25 | 8,30 | 0,00 | 6,15 | 0,00 | 0,43 | 0,00 |
| 3,75 | 8,30 | -0,41 | 5,41 | 0,00 | 0,42 | 0,02 |
| 4,25 | 7,92 | -4,15 | 3,20 | 0,00 | 0,40 | 0,21 |
| 4,75 | 6,17 | -4,15 | 0,00 | -0,49 | 0,31 | 0,21 |
| 5,00 | 4,67 | -4,15 | 0,00 | -3,07 | 0,23 | 0,20 |

| Abscisa (m) | ELU | | ELS | | Vrd1 (kN) | Vrd2 (kN) |
|----------------|----------------|----------------|-------------|--|--------------|--------------|
| | V máx. (kN) | V máx. (kN) | afp (mm) | | | |
| 1,50 | 13,94 | 10,33 | 0,0 | | 4000,00 | 402,49 |
| 1,75 | 11,95 | 8,85 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 2,25 | 7,97 | 5,90 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 2,75 | 3,98 | 2,95 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 3,25 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 3,75 | -3,98 | -2,95 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 4,25 | -7,97 | -5,90 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 4,75 | -11,95 | -8,85 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 5,00 | -13,94 | -10,33 | 0,0 | | 4000,00 | 402,49 |

2.6 Armadura:

2.6.1 P1 : Tramo de 1,50 a 5,00 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 500 S)
5 ϕ 14 l = 4,20 de 1,15 a 5,35
- tramo (B 500 S)
5 ϕ 14 l = 4,20 de 1,15 a 5,35

Armaduras transversales:

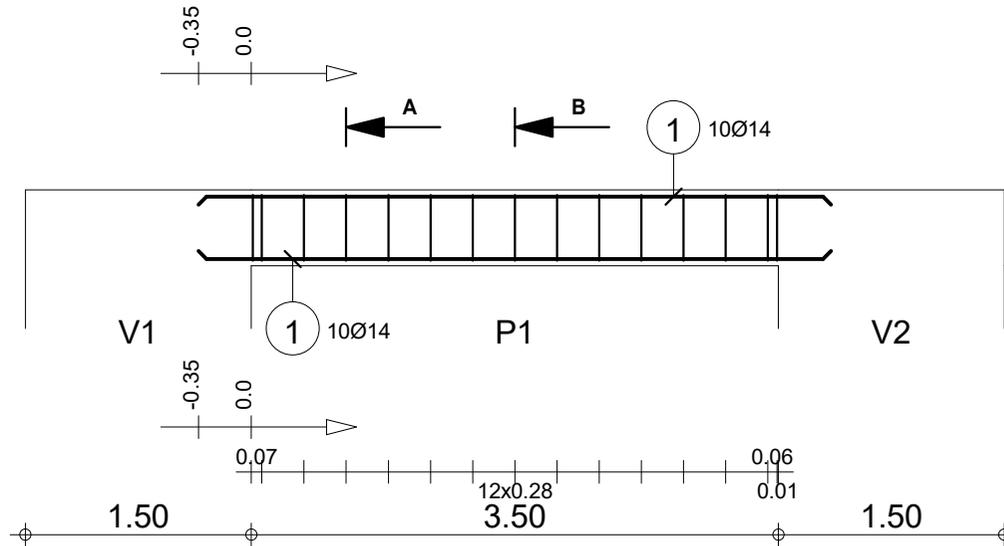
- Armaduras principales (B 500 S)
estribos 15 ϕ 6 l = 1,82
e = 1*0,01 + 1*0,06 + 12*0,28 + 1*0,06 (m)

3 Cuantitativo:

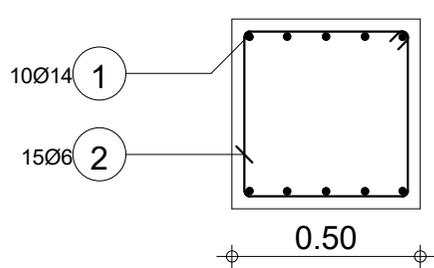
- Volumen del hormigón = 1,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 8,75 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 56,82 (kG)
 - Densidad = 34,97 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 10,9 (mm)
 - Lista según diámetros:

| Diámetro (mm) | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|------------------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 6 | 1,82 | 0,40 | 15 | 6,05 |
| 14 | 4,20 | 5,08 | 10 | 50,77 |

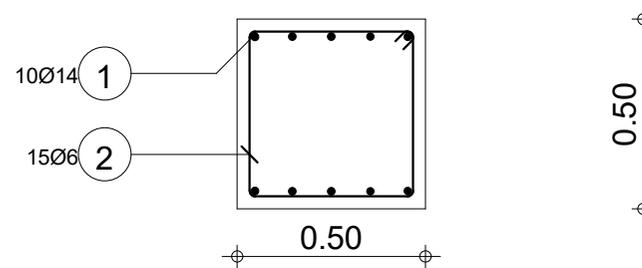
| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|--------------|--------------|---------|
| ① | 10Ø14 l=4.20 | 4.20 | B 500 S |
| ② | 15Ø6 l=1.82 | 0.44 0.05 | B 500 S |



A-A

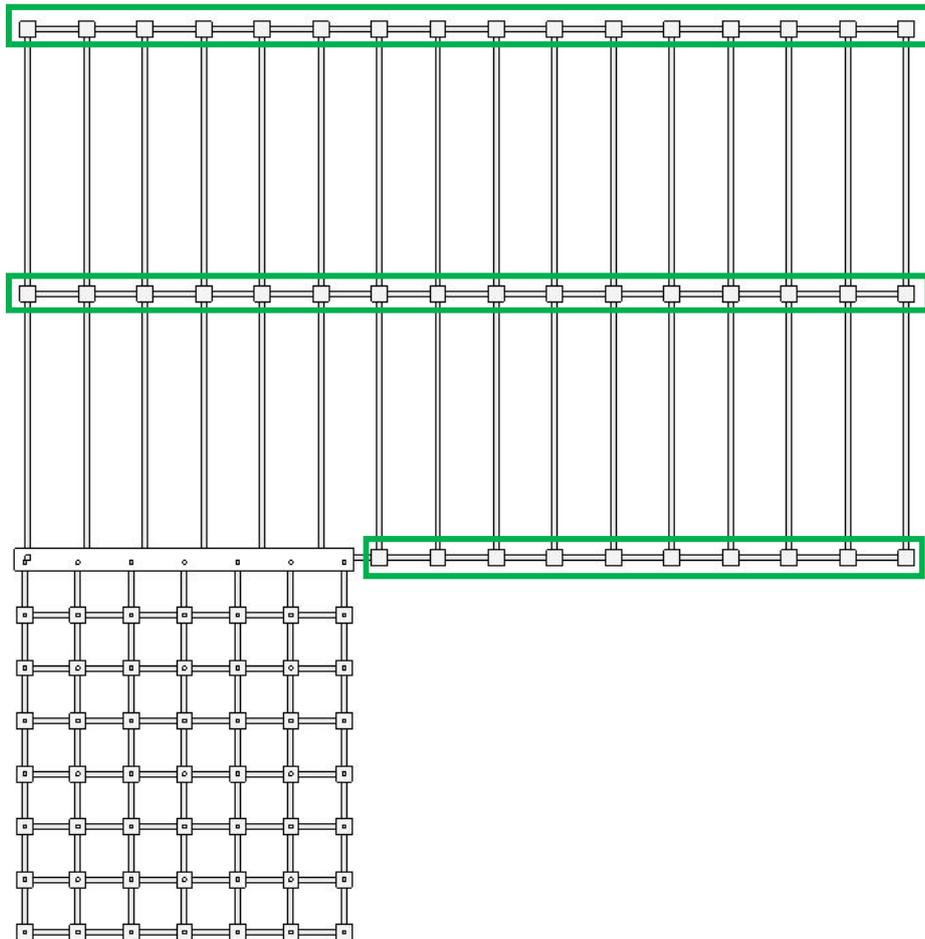


B-B



| | | | | | |
|--|---|----------|--|--------------------------------|--|
|  | Viga218 : P1 Sección 50x50 | Número 1 | Tel. | Fax | Acero B 500 S = 50.8 kg |
| | | | Clase de exposición : I | Diám. max del granulado : 20mm | Consistencia : S1 |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | Superficie del encofrado = 8.75 m ² | | Recubrimiento inferior 3 cm Recubrimiento superior 3 cm Recubrimiento lateral 3 cm |
| | | | Densidad = 34.85 kg/ m ³ Diámetro medio = 10.9mm | | Escala para la vista 1/50 Escala para la sección 1/20 |
| | | | | | Página 1/1 |

VIGAS DE CIMENTACIÓN NAVE (LONGITUDINALES)



1 Nivel:

- Nombre : ---
- Cota de nivel : ---
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Abertura de fisuras admisible : 0,40 (mm)
- Tipo de ambiente : I
- Coeficiente de fluencia del hormigón : $\varphi_p = 2,00$
- Disposiciones sísmicas : ausente

2 Viga: Viga231

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: :HA - 25 $f_{ck} = 25,00$ (MPa)
- Densidad :2501,36 (kG/m³)
- Armaduras longitudinales :B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales :B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

- Armadura adicional: :B 400 S $f_{yk} = 400,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

| 2.2.1 | Tramo | Posición | Ap. Izq. (m) | L (m) | Ap. Der. (m) |
|-------|---------------------------------------|--------------|-----------------|-------------|-----------------|
| | P1 | Tramo | 1,50 | 4,00 | 1,50 |
| | Longitud de cálculo: $L_o = 5,50$ (m) | | | | |
| | Sección de 0,00 a 4,00 (m) | | | | |
| | 50,0 x 50,0 (cm) | | | | |
| | Sin losa izquierda | | | | |
| | Sin losa izquierda | | | | |

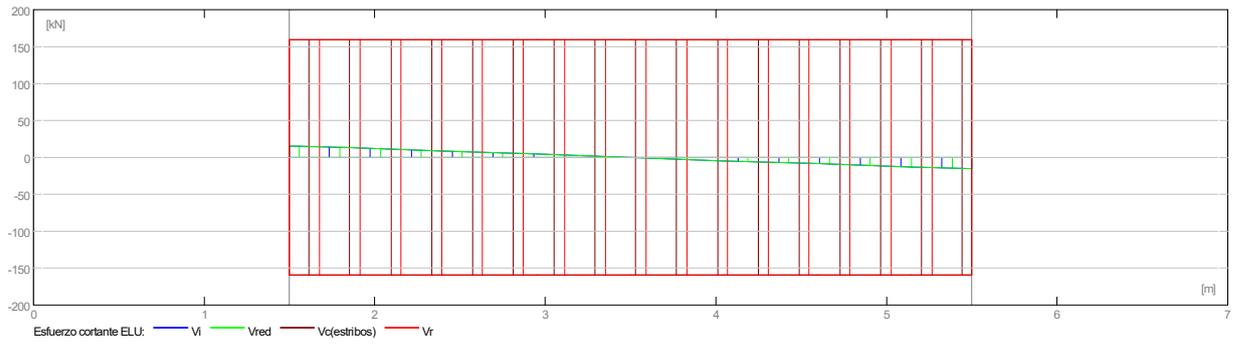
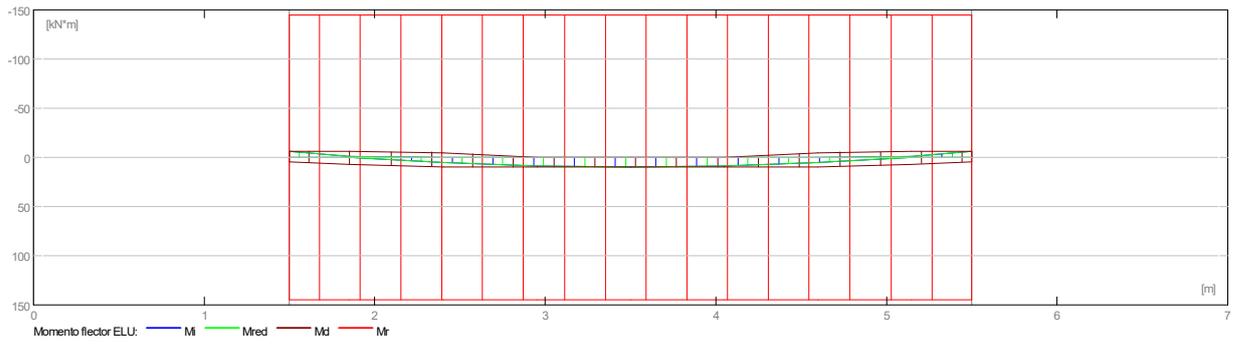
2.3 Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : EHE99
- Cálculos según la norma : EHE 99
- Viga prefabricada : no
- Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferiores $c = 3,0$ (cm)
- : lateral $c1 = 3,0$ (cm)
- : superficial $c2 = 3,0$ (cm)
- Coeficiente $\beta_2 = 1.00$: carga de corta duración
- Método de cálculo del cortante : bielas inclinadas
- $\cot(\theta)$: 2.00

2.4 Resultados de los cálculos:

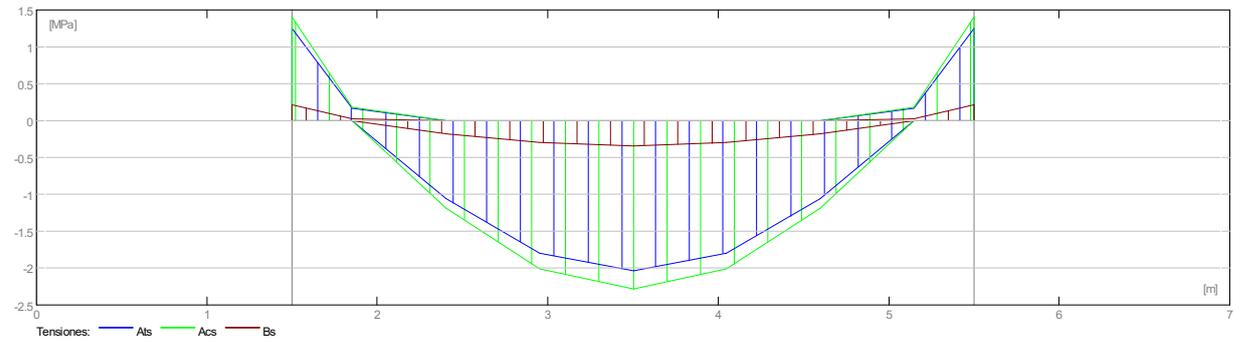
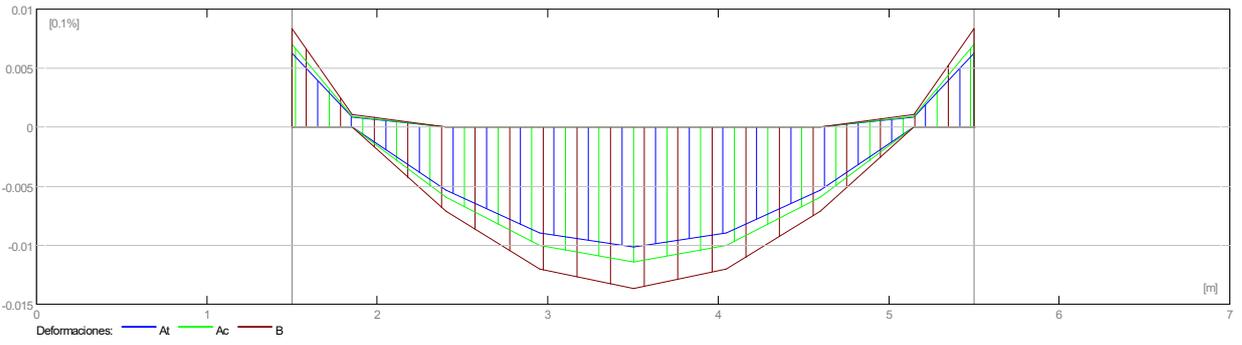
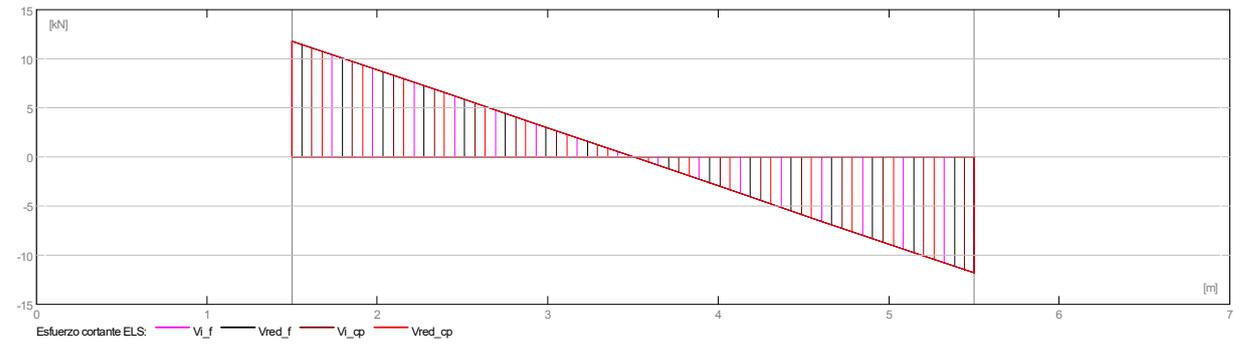
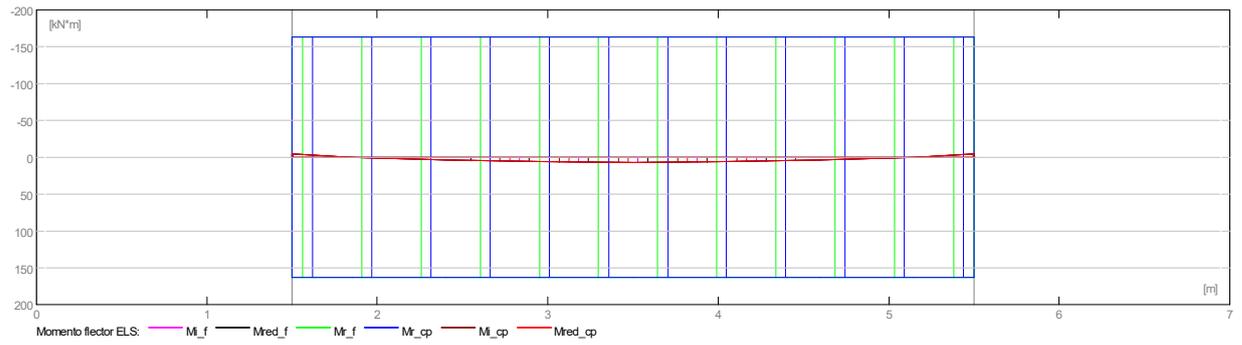
2.4.1 Solicitaciones ELU

| Tramo | Md máx. (kN*m) | Md mín. (kN*m) | Miz (kN*m) | Md (kN*m) | Qiz (kN) | Qd (kN) |
|-------|-------------------|-------------------|---------------|--------------|-------------|------------|
| P1 | 10,04 | -0,38 | -6,17 | -6,17 | 15,94 | -15,94 |



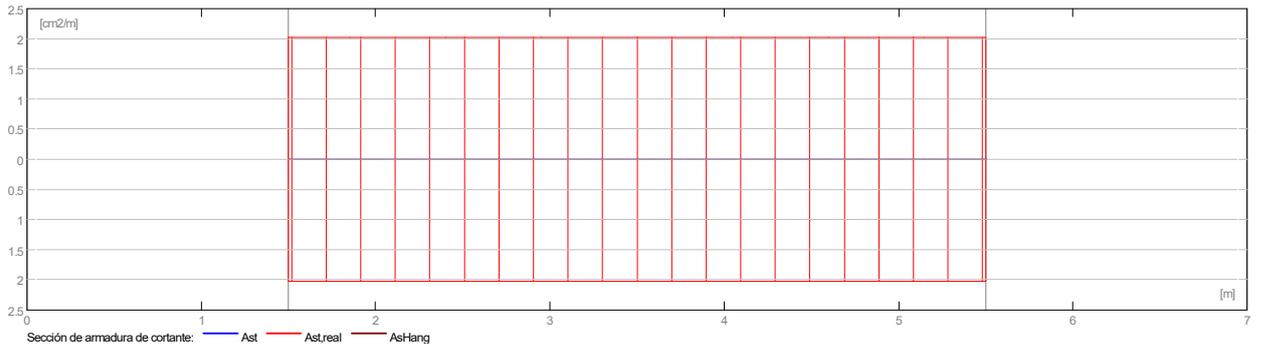
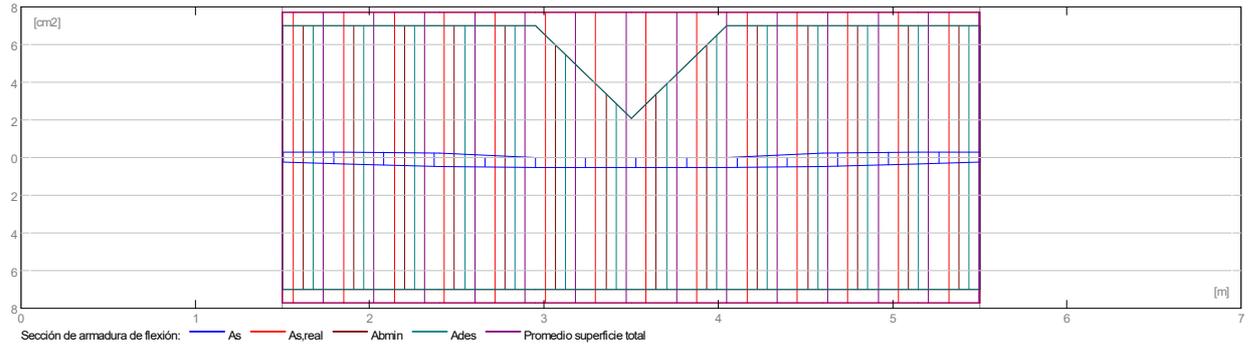
2.4.2 Solicitaciones ELS

| Tramo | Mi máx. (kN*m) | Mi mín. (kN*m) | Miz (kN*m) | Md (kN*m) | Qiz (kN) | Qd (kN) |
|-------|-------------------|-------------------|---------------|--------------|-------------|------------|
| P1 | 7,44 | 0,00 | -4,57 | -4,57 | 11,80 | -11,80 |



2.4.3 Sección Teórica de Acero

| Tramo | Tramo (cm ²) | | Apoyo izquierdo (cm ²) | | Apoyo derecho (cm ²) | |
|-------|--------------------------|------|------------------------------------|------|----------------------------------|------|
| | inf. | sup. | inf. | sup. | inf. | sup. |
| P1 | 0,52 | 0,00 | 0,22 | 0,31 | 0,22 | 0,31 |

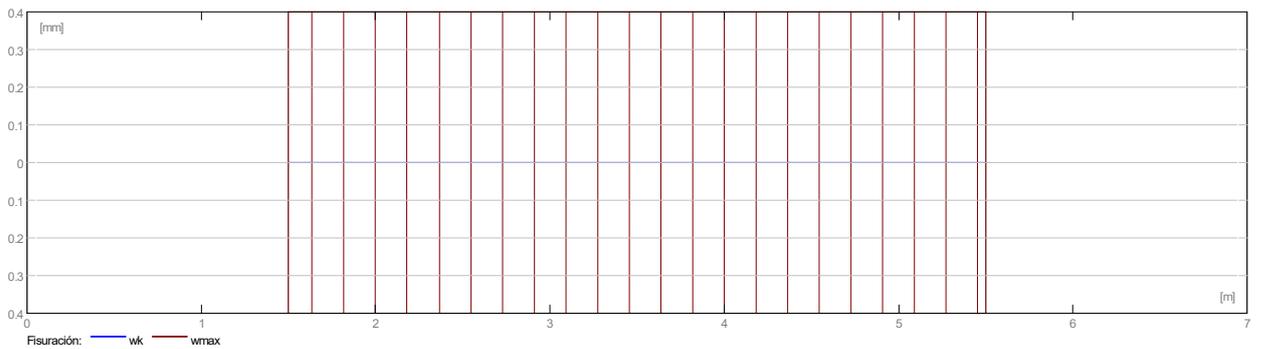
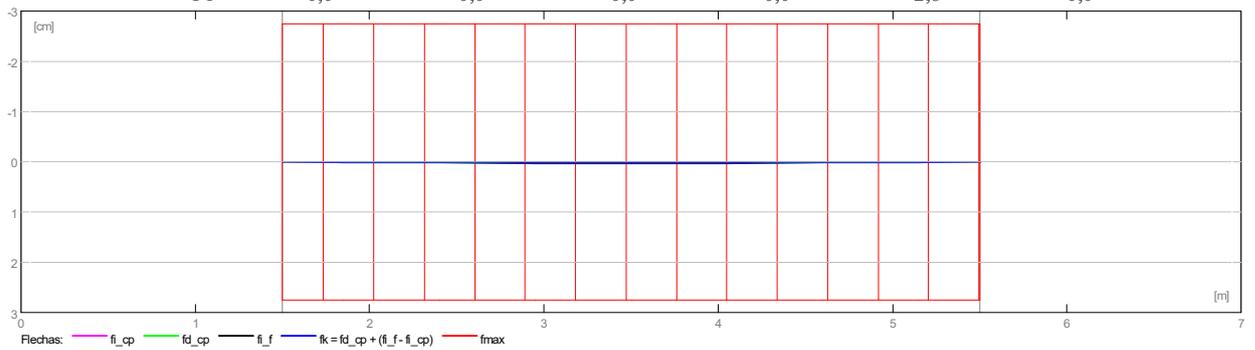


2.4.4 Flecha y fisuración

- fi_f - Corto plazo debido a combinación de carga característica
- fi_cp - flecha de corta duración debida a la combinación cuasipermanente
- fd_cp - Flecha diferida debida a la combinación cuasipermanente
- fk - flecha total
- fmax - flecha admisible

- wk - Abertura de la fisura perpendicular

| Tramo | fi_f (cm) | fi_cp (cm) | fd_cp (cm) | fk (cm) | fmax (cm) | wk (mm) |
|-------|--------------|---------------|---------------|------------|--------------|------------|
| P1 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 2,8 | 0,0 |



2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P1 : Tramo de 1,50 a 5,50 (m)

| Abscisa (m) | ELU | | ELS | | A inf. (cm ²) | A sup. (cm ²) |
|----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------------|------------------------------|
| | M máx. (kN*m) | M mín. (kN*m) | M máx. (kN*m) | M mín. (kN*m) | | |
| 1,50 | 4,37 | -6,17 | 0,00 | -4,57 | 0,22 | 0,31 |
| 1,85 | 6,93 | -6,17 | 0,00 | -0,60 | 0,34 | 0,30 |
| 2,40 | 9,41 | -4,79 | 3,87 | 0,00 | 0,47 | 0,24 |
| 2,95 | 10,04 | -0,38 | 6,55 | 0,00 | 0,51 | 0,02 |
| 3,50 | 10,04 | 0,00 | 7,44 | 0,00 | 0,52 | 0,00 |
| 4,05 | 10,04 | -0,38 | 6,55 | 0,00 | 0,51 | 0,02 |
| 4,60 | 9,41 | -4,79 | 3,87 | 0,00 | 0,47 | 0,24 |
| 5,15 | 6,93 | -6,17 | 0,00 | -0,60 | 0,34 | 0,30 |
| 5,50 | 4,37 | -6,17 | 0,00 | -4,57 | 0,22 | 0,31 |

| Abscisa (m) | ELU | | ELS | | Vrd1 (kN) | Vrd2 (kN) |
|----------------|----------------|----------------|-------------|--|--------------|--------------|
| | V máx. (kN) | V máx. (kN) | afp (mm) | | | |
| 1,50 | 15,94 | 11,80 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 1,85 | 13,15 | 9,74 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 2,40 | 8,76 | 6,49 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 2,95 | 4,38 | 3,25 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 3,50 | 0,00 | 0,00 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 4,05 | -4,38 | -3,25 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 4,60 | -8,76 | -6,49 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 5,15 | -13,15 | -9,74 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |
| 5,50 | -15,94 | -11,80 | 0,0 | | 4000,00 | 159,05 |

2.6 Armadura:

2.6.1 P1 : Tramo de 1,50 a 5,50 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 500 S)
5 ϕ 14 l = 4,70 de 1,15 a 5,85
- tramo (B 500 S)
5 ϕ 14 l = 4,70 de 1,15 a 5,85

Armaduras transversales:

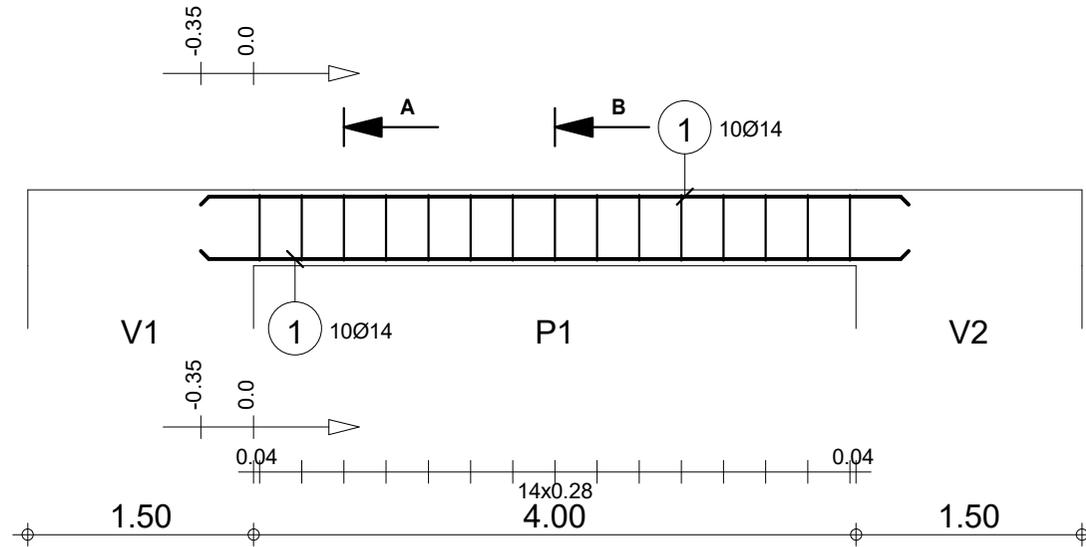
- Armaduras principales (B 500 S)
estribos 15 ϕ 6 l = 1,82
e = 1*0,04 + 14*0,28 (m)

3 Cuantitativo:

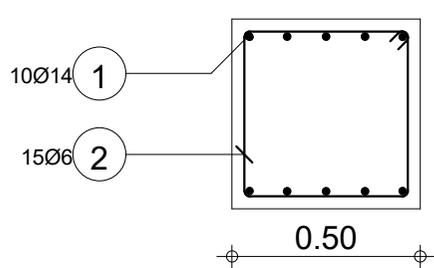
- Volumen del hormigón = 1,75 (m³)
- Superficie de encofrado = 9,50 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 62,87 (kG)
 - Densidad = 35,92 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 11,1 (mm)
 - Lista según diámetros:

| Diámetro (mm) | Longitud (m) | Peso (kG) | Número (piezas) | Peso total (kG) |
|------------------|-----------------|--------------|--------------------|--------------------|
| 6 | 1,82 | 0,40 | 15 | 6,05 |
| 14 | 4,70 | 5,68 | 10 | 56,81 |

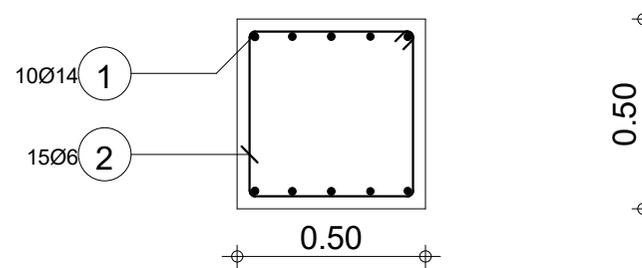
| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|----------------|--------------|---------|
| ① | 10Ø14 l=4.70 | 4.70 | B 500 S |
| ② | 15Ø6 l=1.82 | 0.44 0.05 | B 500 S |



A-A

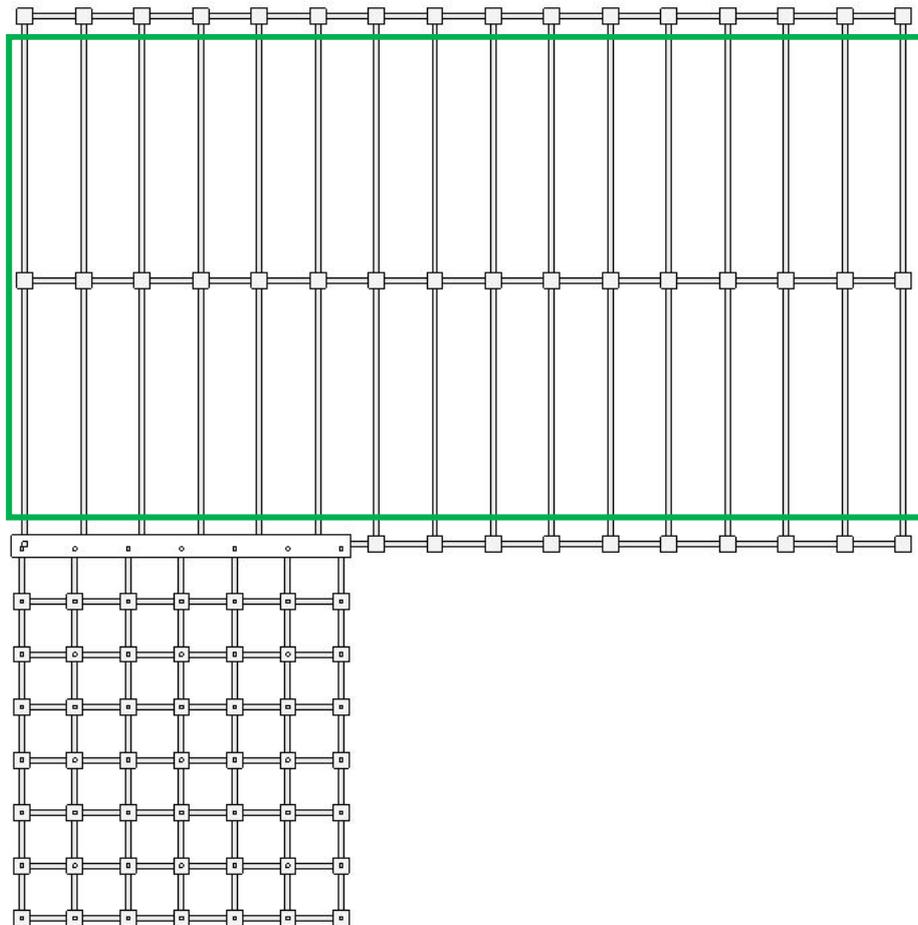


B-B



| | | | | | |
|--|---|----------|--|--------------------------------|---|
|  | Viga231 : P1 Sección 50x50 | Número 1 | Tel. | Fax | Acero B 500 S = 56.8 kg |
| | | | Clase de exposición : I | Diám. max del granulado : 20mm | Consistencia : S1 |
| Proyecto Bueno Integracion Revit | | | Densidad = 35.89 kg/ m ³ Diámetro medio = 11.1mm | | Superficie del encofrado = 9.5 m ² Recubrimiento inferior 3 cm Recubrimiento superior 3 cm Recubrimiento lateral 3 cm |
| | | | Escala para la vista 1/50 Escala para la sección 1/20 | | Página 1/1 |

VIGAS DE CIMENTACIÓN NAVE (TRANSVERSALES)



1 Nivel:

- Nombre :
- Cota de nivel : ---
- Resistencia al fuego : 0 (h)
- Abertura de fisuras admisible : 0,40 (mm)
- Tipo de ambiente : I
- Coeficiente de fluencia del hormigón : $\varphi_p = 2,00$
- Disposiciones sísmicas : ausente

2 Viga: Viga286

Número: 1

2.1 Característica de los materiales:

- Hormigón: :HA - 25 $f_{ck} = 25,00$ (MPa)
- Densidad :2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales :B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)
- Armaduras transversales :B 500 S $f_{yk} = 500,00$ (MPa)

- Armadura adicional: :B 400 S $f_{yk} = 400,00$ (MPa)

2.2 Geometría:

| 2.2.1 | Tramo | Posición | Ap. Izq. (m) | L (m) | Ap. Der. (m) |
|-------|--|--------------|-----------------|--------------|-----------------|
| | P1 | Tramo | 1,50 | 23,50 | 1,50 |
| | Longitud de cálculo: $L_o = 25,00$ (m) | | | | |
| | Sección de 0,00 a 23,50 (m) | | | | |
| | 50,0 x 50,0 (cm) | | | | |
| | Sin losa izquierda | | | | |
| | Sin losa izquierda | | | | |

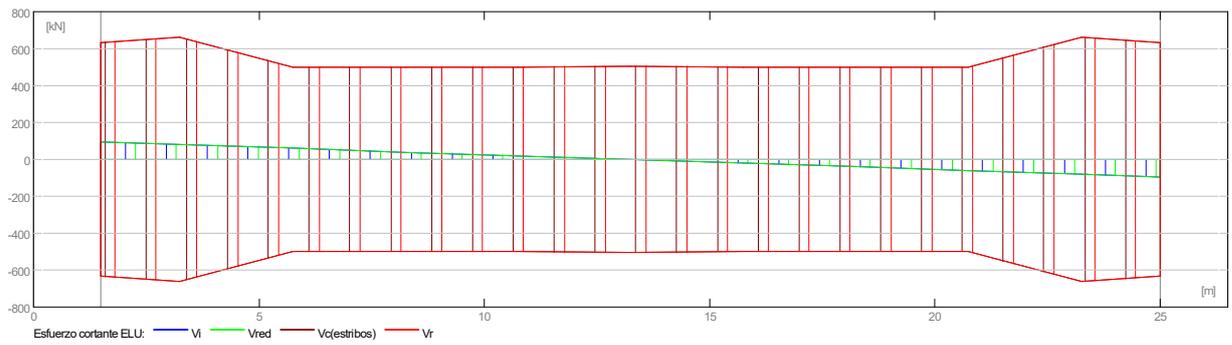
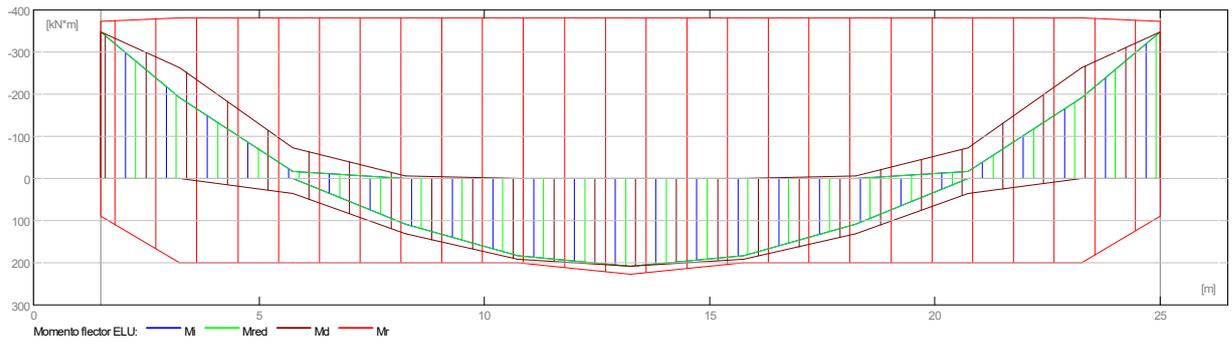
2.3 Opciones de cálculo:

- Regulación de la combinación : EHE99
- Cálculos según la norma : EHE 99
- Viga prefabricada : no
- Recubrimiento de la armadura : Armaduras inferiores $c = 3,0$ (cm)
- : lateral $c1 = 3,0$ (cm)
- : superficial $c2 = 3,0$ (cm)
- Coeficiente $\beta_2 = 1.00$: carga de corta duración
- Método de cálculo del cortante : bielas inclinadas
- $\cot(\theta)$: 2.00

2.4 Resultados de los cálculos:

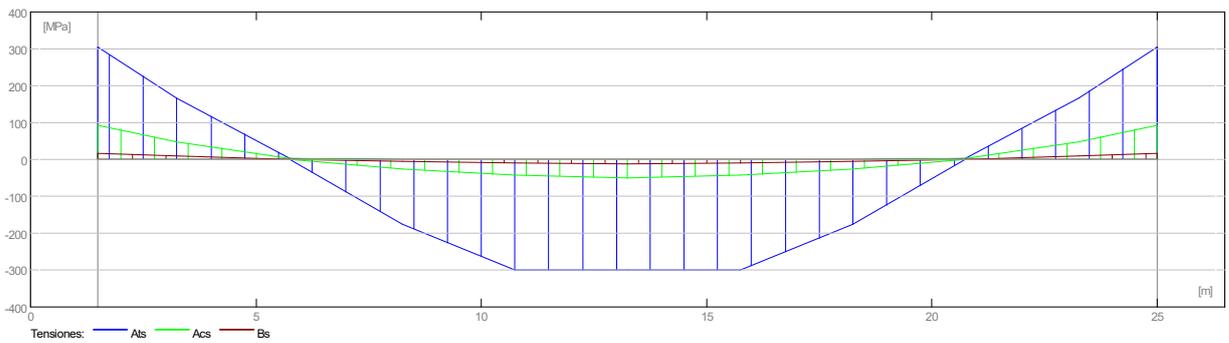
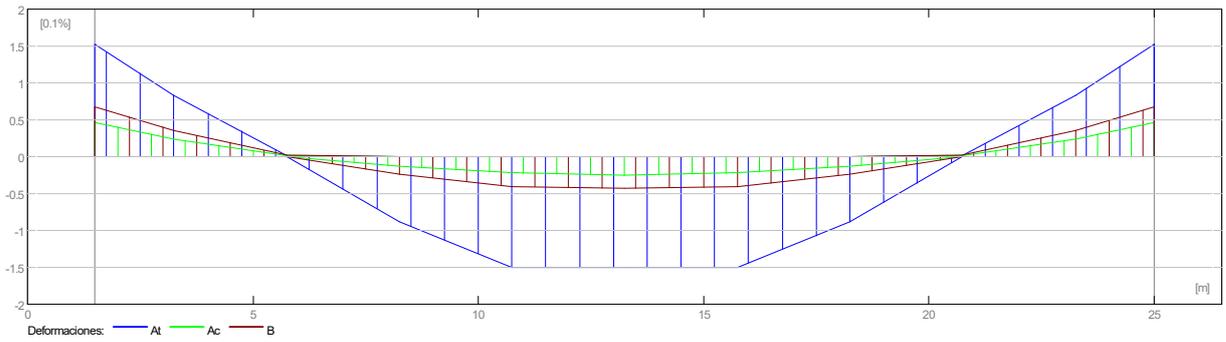
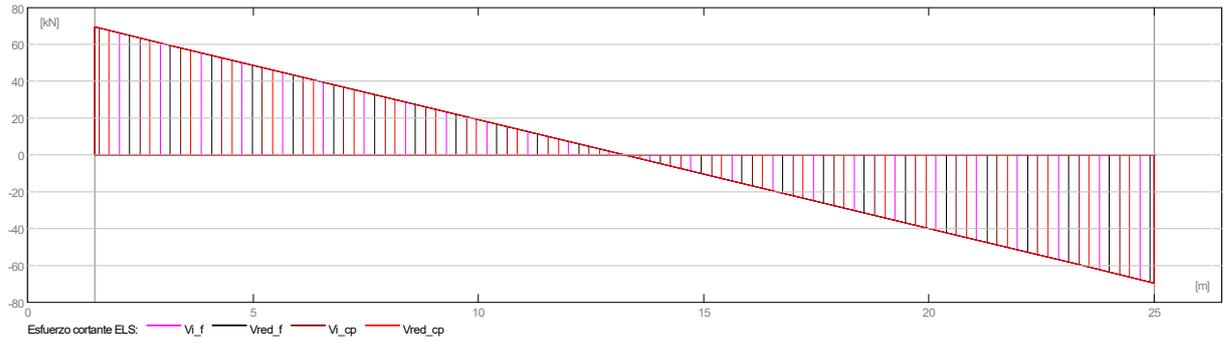
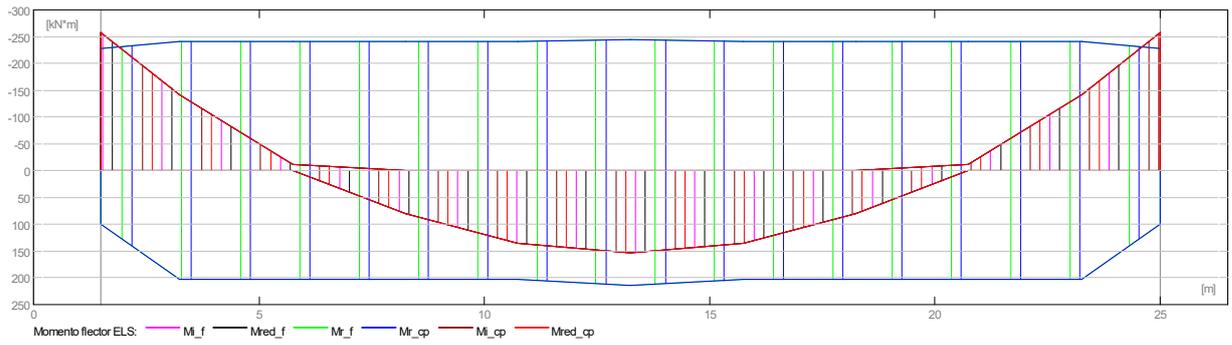
2.4.1 Solicitaciones ELU

| Tramo | Md máx. (kN*m) | Md mín. (kN*m) | Miz (kN*m) | Md (kN*m) | Qiz (kN) | Qd (kN) |
|-------|-------------------|-------------------|---------------|--------------|-------------|------------|
| P1 | 207,49 | -5,38 | -347,75 | -347,75 | 93,62 | -93,62 |



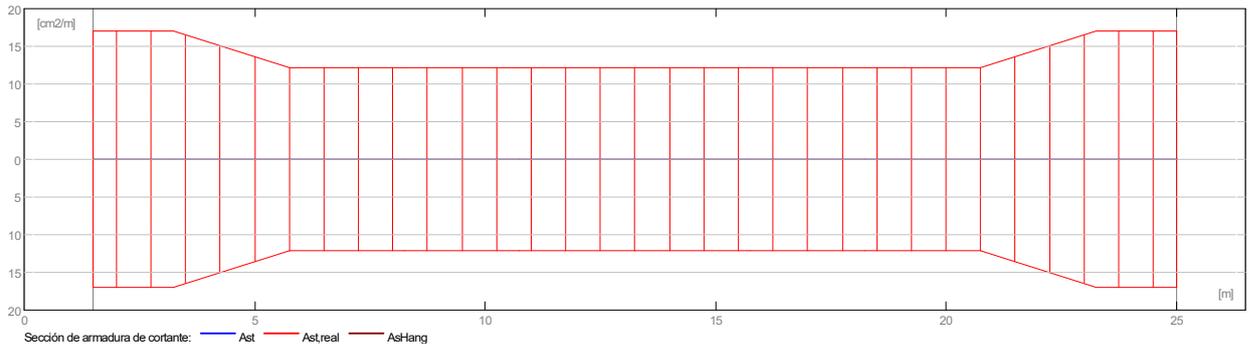
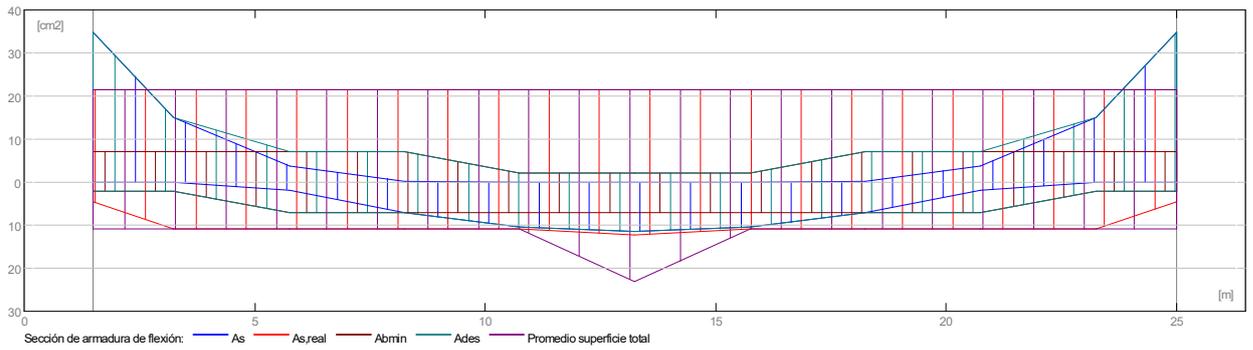
2.4.2 Solicitaciones ELS

| Tramo | Mi máx. (kN*m) | Mi mín. (kN*m) | Miz (kN*m) | Md (kN*m) | Qiz (kN) | Qd (kN) |
|-------|-------------------|-------------------|---------------|--------------|-------------|------------|
| P1 | 153,70 | 0,00 | -257,59 | -257,59 | 69,35 | -69,35 |



2.4.3 Sección Teórica de Acero

| Tramo | Tramo (cm ²) | | Apoyo izquierdo (cm ²) | | Apoyo derecho (cm ²) | |
|-------|--------------------------|------|------------------------------------|-------|----------------------------------|-------|
| | inf. | sup. | inf. | sup. | inf. | sup. |
| P1 | 11,51 | 0,00 | 0,08 | 34,76 | 0,08 | 34,76 |

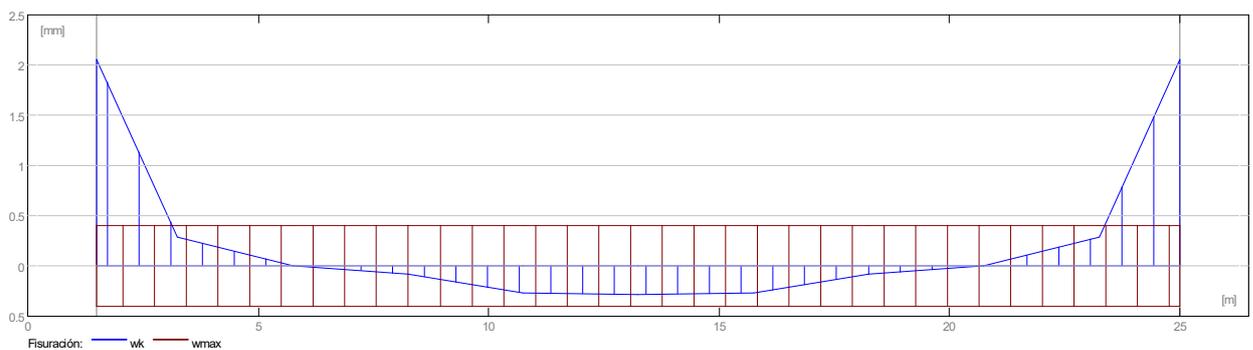
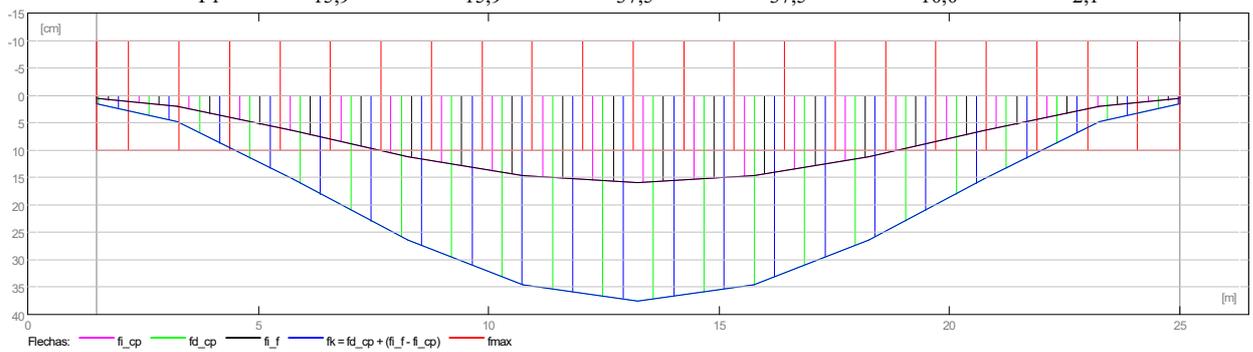


2.4.4 Flecha y fisuración

- f_{i_f} - Corto plazo debido a combinación de carga característica
- $f_{i_{cp}}$ - flecha de corta duración debida a la combinación cuasipermanente
- $f_{d_{cp}}$ - Flecha diferida debida a la combinación cuasipermanente
- f_k - flecha total
- f_{max} - flecha admisible

- w_k - Abertura de la fisura perpendicular

| Tramo | f_{i_f} (cm) | $f_{i_{cp}}$ (cm) | $f_{d_{cp}}$ (cm) | f_k (cm) | f_{max} (cm) | w_k (mm) |
|-------|-------------------|----------------------|----------------------|---------------|-------------------|---------------|
| P1 | 15,9 | 15,9 | 37,5 | 37,5 | 10,0 | 2,1 |



2.5 Resultados teóricos - detalles:

2.5.1 P1 : Tramo de 1,50 a 25,00 (m)

| Abscisa (m) | ELU | | ELS | | A inf. (cm ²) | A sup. (cm ²) | A compresión (cm ²) |
|----------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------------|
| | M máx. (kN*m) | M mín. (kN*m) | M máx. (kN*m) | M mín. (kN*m) | | | |
| 1,50 | 0,00 | -347,75 | 0,00 | -257,59 | 0,08 | 34,76 | 2,10 |
| 3,25 | 0,00 | -263,49 | 0,00 | -141,40 | 0,00 | 15,00 | 0,00 |
| 5,75 | 34,96 | -73,07 | 0,00 | -12,30 | 1,80 | 3,82 | 0,00 |
| 8,25 | 132,10 | -5,38 | 79,92 | 0,00 | 7,10 | 0,28 | 0,00 |
| 10,75 | 190,66 | -0,00 | 135,25 | 0,00 | 10,50 | 0,00 | 0,00 |
| 13,25 | 207,49 | 0,00 | 153,70 | 0,00 | 11,51 | 0,00 | 0,00 |
| 15,75 | 190,66 | -0,00 | 135,25 | 0,00 | 10,50 | 0,00 | 0,00 |
| 18,25 | 132,10 | -5,38 | 79,92 | 0,00 | 7,10 | 0,28 | 0,00 |
| 20,75 | 34,96 | -73,07 | 0,00 | -12,30 | 1,80 | 3,82 | 0,00 |
| 23,25 | 0,00 | -263,49 | 0,00 | -141,40 | 0,00 | 15,00 | 0,00 |
| 25,00 | 0,00 | -347,75 | 0,00 | -257,59 | 0,08 | 34,76 | 2,10 |

| Abscisa (m) | ELU | | ELS | | Vrd1 (kN) | Vrd2 (kN) |
|----------------|----------------|----------------|-------------|----------------|--------------|--------------|
| | V máx. (kN) | V máx. (kN) | afp (mm) | V máx. (kN) | | |
| 1,50 | 93,62 | 69,35 | 2,1 | 4000,00 | 635,08 | |
| 3,25 | 79,68 | 59,02 | 0,3 | 4000,00 | 660,57 | |
| 5,75 | 59,76 | 44,26 | 0,0 | 4000,00 | 501,43 | |
| 8,25 | 39,84 | 29,51 | 0,1 | 4000,00 | 501,43 | |
| 10,75 | 19,92 | 14,75 | 0,3 | 4000,00 | 501,43 | |
| 13,25 | 0,00 | 0,00 | 0,3 | 4000,00 | 505,23 | |
| 15,75 | -19,92 | -14,75 | 0,3 | 4000,00 | 501,43 | |
| 18,25 | -39,84 | -29,51 | 0,1 | 4000,00 | 501,43 | |
| 20,75 | -59,76 | -44,26 | 0,0 | 4000,00 | 501,43 | |
| 23,25 | -79,68 | -59,02 | 0,3 | 4000,00 | 660,57 | |
| 25,00 | -93,62 | -69,35 | 2,1 | 4000,00 | 635,08 | |

2.6 Armadura:

2.6.1 P1 : Tramo de 1,50 a 25,00 (m)

Armaduras longitudinales:

- Armaduras inferiores (B 500 S)

| | | | | |
|--------------|-----------|----------|---|-------|
| 14 ϕ 14 | l = 12,08 | de 1,35 | a | 13,43 |
| 1 ϕ 14 | l = 3,90 | de 11,30 | a | 15,20 |
- tramo (B 500 S)

| | | | | |
|--------------|----------|---------|---|-------|
| 28 ϕ 14 | l = 8,59 | de 0,80 | a | 9,39 |
| 14 ϕ 14 | l = 8,42 | de 9,04 | a | 17,46 |

Armaduras transversales:

- Armaduras principales (B 500 S)

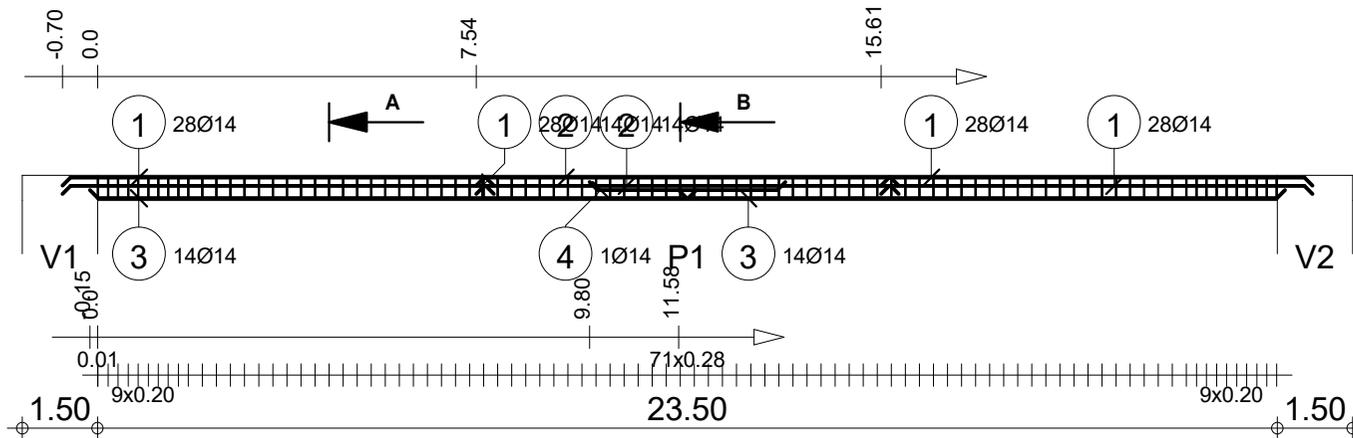
| | | | |
|----------|--|----------|--|
| estribos | 90 ϕ 6 | l = 1,82 | |
| | e = 1*0,01 + 9*0,20 + 71*0,28 + 9*0,20 (m) | | |
| | 450 ϕ 6 | l = 1,01 | |
| | e = 1*0,01 + 9*0,20 + 71*0,28 + 9*0,20 (m) | | |

3 Cuantitativo:

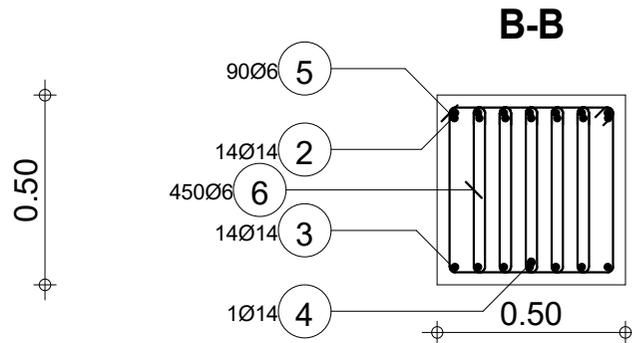
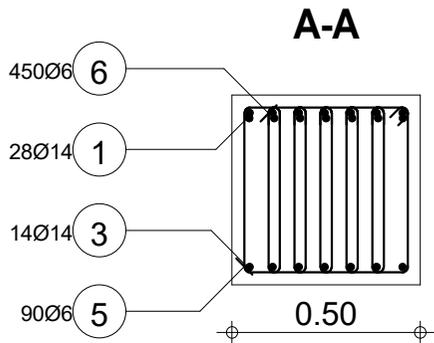
- Volumen del hormigón = 6,63 (m³)
- Superficie de encofrado = 38,75 (m²)
- Acero B 500 S
 - Peso total= 779,48 (kG)
 - Densidad = 117,66 (kG/m³)
 - Diámetro medio = 9,7 (mm)
 - Lista según diámetros:

| Diámetro | Longitud | Peso | Número | Peso total |
|----------|----------|------|--------|------------|
|----------|----------|------|--------|------------|

| (mm) | (m) | (kG) | (piezas) | (kG) |
|------|-------|-------|----------|--------|
| 6 | 1,01 | 0,22 | 450 | 100,85 |
| 6 | 1,82 | 0,40 | 90 | 36,32 |
| 14 | 3,90 | 4,71 | 1 | 4,71 |
| 14 | 8,42 | 10,17 | 14 | 142,44 |
| 14 | 8,59 | 10,39 | 28 | 290,80 |
| 14 | 12,08 | 14,60 | 14 | 204,35 |



| Posic. | Armaduras | Forma | Acero |
|--------|---------------|----------------------|---------|
| ① | 28Ø14 l=8.59 | 8.59 | B 500 S |
| ② | 14Ø14 l=8.42 | 8.42 | B 500 S |
| ③ | 14Ø14 l=12.08 | 12.08 | B 500 S |
| ④ | 1Ø14 l=3.90 | 3.90 | B 500 S |
| ⑤ | 90Ø6 l=1.82 | 0.44 0.05 0.14 | B 500 S |
| ⑥ | 450Ø6 l=1.01 | 0.44 0.05 0.14 | B 500 S |



| | | | | | |
|--|--|---|--|--|--|
| Tel. | | Fax | | Acero B 500 S = 642 kg | |
| Clase de exposición : I | | Diám. max del granulado : 20mm | | Hormigón : HA - 25 = 6.63 m ³ | |
| | | Consistencia : S1 | | Acero B 500 S = 137 kg | |
|  Proyecto Bueno Integracion Revit | | Viga286 : P1 Sección 50x50 | | Superficie del encofrado = 38.8 m ² | |
| | | | | Recubrimiento inferior Recubrimiento superior 3 cm Recubrimiento lateral 3 cm | |
| | | Número 1 | | Densidad = 117.5 kg/ m ³ | |
| | | | | Diámetro medio = 9.7mm | |
| | | | | Escala para la vista 1/150 | |
| | | | | Escala para la sección 1/20 | |
| | | | | Página 1/1 | |



7.2 Fichas técnicas

7.2.1 Correas

| 5. ARMADO DE LA PIEZA PRETENSADA | | Tubular TB300_vn | | | | | | |
|----------------------------------|--------------------------------|------------------|----------|----------|----------|----------|----------|-------|
| mm | | TB300_01 | TB300_02 | TB300_03 | TB300_04 | TB300_05 | TB300_06 | |
| situación de las armaduras | z'_{p8} | 263.0 | | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | |
| | z'_{p7} | 243.0 | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | | | | |
| | z'_{p6} | 142.5 | | | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | |
| | z'_{p5} | 102.5 | | | | | 2 Ø 5 | |
| | Distancias a la fibra inferior | z'_{p4} | 82.5 | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 |
| | | z'_{p3} | 62.5 | 2 Ø 5 | | 2 Ø 5 | | 2 Ø 5 |
| | z'_{p2} | 42.5 | | 2 Ø 5 | | 2 Ø 5 | 2 Ø 5 | |
| | z'_{p1} | 22.5 | 4 Ø 5 | 6 Ø 5 | 6 Ø 5 | 8 Ø 5 | 8 Ø 5 | |
| | | | | | | | | |
| | | TB300_01 | TB300_02 | TB300_03 | TB300_04 | TB300_05 | TB300_06 | |

| 6. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA PIEZA PRETENSADA | | Tubular TB300_vn | | | | | |
|---|----------------------------------|------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | | TB300_01 | TB300_02 | TB300_03 | TB300_04 | TB300_05 | TB300_06 |
| Tensiones y deformaciones | | | | | | | |
| Tensión de tesado | σ_{p0} N/mm ² | 1280 | 1280 | 1280 | 1280 | 1280 | 1280 |
| Tensión inicial | σ_{pi} N/mm ² | 1196 | 1183 | 1172 | 1164 | 1154 | 1136 |
| Tensión final | σ_{pf} N/mm ² | 991 | 951 | 917 | 894 | 862 | 809 |
| Def. unitaria final | ϵ_{pf} ‰ | 5.53 | 5.38 | 5.24 | 5.16 | 5.03 | 4.83 |
| Pérdidas totales | δ_p ‰ | 17.15 | 19.62 | 21.77 | 23.23 | 25.31 | 28.78 |
| Módulos resistentes | | | | | | | |
| superior | W_h cm ³ | 2729 | 2755 | 2783 | 2796 | 2814 | 2836 |
| inferior | W_h cm ³ | -2371 | -2377 | -2388 | -2394 | -2396 | -2396 |
| Excentricidad | | | | | | | |
| de tesado | e_p mm | 51.85 | 60.36 | 62.64 | 58.65 | 60.41 | 58.84 |
| Tensión debida al pretensado | | | | | | | |
| inicial superior | σ'_{hi} N/mm ² | -0.94 | -0.31 | -0.10 | -0.62 | -0.40 | -0.66 |
| inicial inferior | σ'_{hi} N/mm ² | -8.62 | -11.30 | -13.56 | -15.18 | -17.31 | -20.87 |
| final superior | σ'_{hf} N/mm ² | -0.78 | -0.25 | -0.08 | -0.48 | -0.30 | -0.47 |
| final inferior | σ'_{hf} N/mm ² | -7.14 | -9.08 | -10.61 | -11.65 | -12.93 | -14.86 |
| Momentos últimos | | | | | | | |
| positivo | M_{sv} kNm | 41.64 | 52.69 | 63.65 | 69.54 | 75.38 | 82.94 |
| negativo | M_{sv} kNm | -15.69 | -16.79 | -19.00 | -23.37 | -25.11 | -29.64 |
| Cortante último | V_{sv} kN | 26.60 | 28.64 | 31.28 | 33.82 | 36.68 | 40.45 |
| Momentos de fisuración | | | | | | | |
| positivo | M_{fv} kNm | 35.95 | 42.65 | 48.35 | 52.31 | 57.45 | 65.67 |
| negativo | M_{fv} kNm | -14.59 | -13.25 | -12.85 | -13.99 | -13.51 | -14.03 |
| Rigidez total | K_v kNm ² | 12.52 | 12.59 | 12.69 | 12.73 | 12.77 | 12.82 |

7.2.2 Cubierta Deck

CUBIERTA PLANA NO TRANSITABLE CON LÁMINA VISTA SOBRE SOPORTE METALICO (TIPO DECK) FIJADA MECÁNICAMENTE

| FICHA IMS03 | |
|--|-------------------------------------|
| Designación | — |
| Pendiente | 1 - 15% |
| Membrana | Monocapa |
| Unión | Fijación Mecánica |
| Protección | Ligera |
| SopORTE resistente | Chapa grecada |
| SopORTE base | Panel aislante |
| Aislante | ROCDAN SA** |
| Lámina | DANOPOL HS 1,2 |
| Drenaje | — |
| Acabado | Lámina vista |
| Peso* | ≈ 25 Kg/m ² |
| Espesor* | ≈ 10 cm |
| Aislamiento térmico* | $U \leq 0,46 \text{ W/m}^2\text{K}$ |
| Aislamiento acústico a ruido aéreo* | $R_a = 36 \text{ dBA}$ |
| Aislamiento acústico a ruido de impacto* | No procede |
| Resistencia al fuego*** | $R > 30$ |
| Comportamiento a fuego externo* | B roof T1 |

* Estos datos corresponden a la sección constructiva descrita en el precio simplificado de esta solución, adaptado como soporte resistente una chapa grecada de 0,7 mm de espesor y 40 mm de canto.
 ** El aislamiento térmico se ha optado por el ejemplo más común, no obstante el espesor del material dependerá de la zona climática donde se sitúe el edificio, por lo que deberá realizarse el cálculo correspondiente para el cumplimiento del C.T.E.
 *** La resistencia al fuego dependerá del ensayo aportado por el fabricante de la chapa grecada.

DESCRIPCIÓN

Solución recomendada **danosa** para la impermeabilización de cubiertas con soporte metálico en edificios industriales, grandes superficies y centros comerciales.

VENTAJAS

La membrana fijada mecánicamente además de aumentar la rapidez de la puesta en obra del sistema de impermeabilización, aporta la certeza de que todas las tensiones originadas por la succión del viento se van a transmitir al soporte resistente, elemento realmente pensado y calculado para soportar las tensiones. Además, con este sistema, la membrana impermeabilizante no se va a ver afectada por posibles movimientos consecuencia de la estabilidad dimensional del aislamiento térmico.

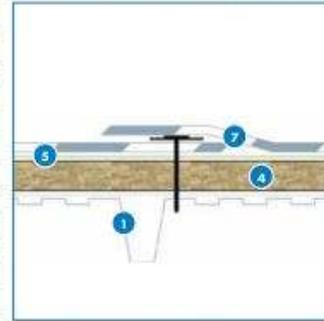
La utilización de la lámina **DANOPOL HS 1,2** con una armadura de malla de fibra de poliéster, aporta al sistema las siguientes ventajas:

- rapidez y facilidad de colocación.
- gran estabilidad dimensional.
- gran resistencia al desgarro.
- elevada resistencia a la tracción.
- elevada resistencia al punzonamiento.
- muy buena resistencia a: los microorganismos; putrefacción; impactos mecánicos; penetración de raíces; envejecimiento natural; intemperie; radiaciones ultravioleta y al hinchado.
- excelente flexibilidad.

NORMATIVA

Cumple con la norma UNE 104-416.
 Cumple los requisitos del Código Técnico de la Edificación (C.T.E.).
 Marcado CE de láminas, geotextiles y aislamiento térmico.
 Dispone de **DITE** para fijación mecánica **DANOPOL HS FM N° 10/0054**.

SECCIÓN TIPO DE CUBIERTA



Este detalle constructivo es sólo orientativo.
 NOTA: la pendiente mínima considerada en el C.T.E. es el 1% para cualquier tipo de material de impermeabilización.

ENCUENTRO CON PETO

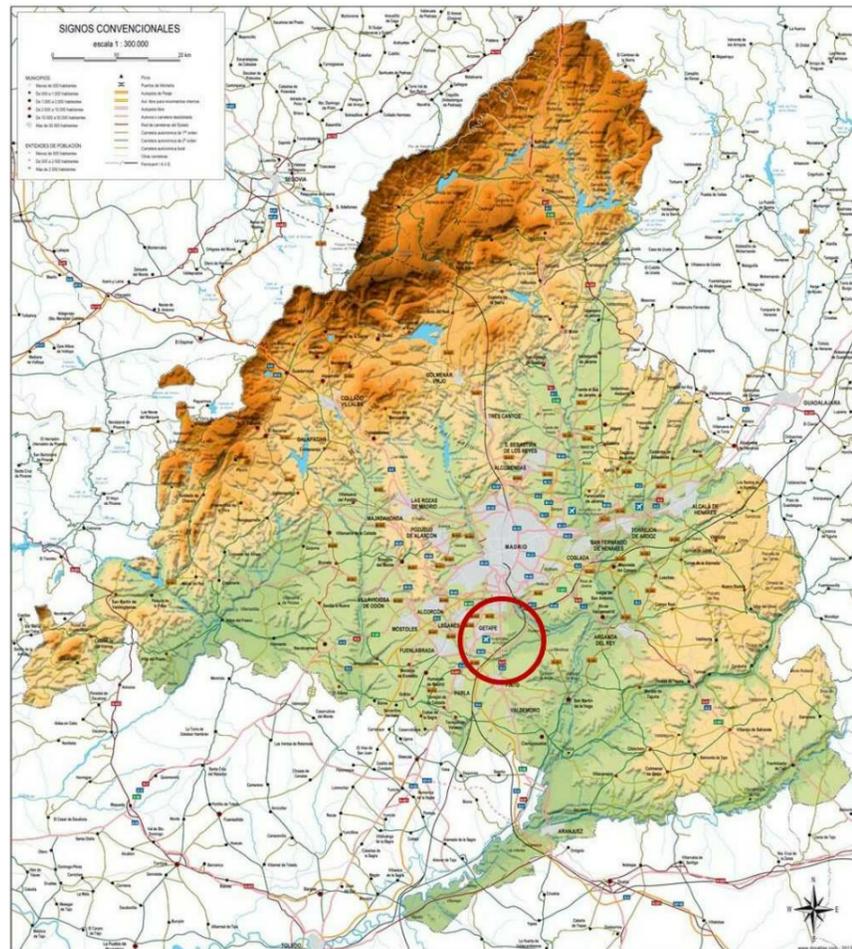


Este detalle constructivo es sólo orientativo.

7.3 Planos

Índice de planos

- 01 – Ubicación y situación
- 02 – Emplazamiento
- 03 – Distribución en planta
- 04 – Cotas Planta Baja y Planta Primera
- 05 – Alzados arquitectónicos
- 06 – Secciones
- 07 – Cubiertas
- 08 – Estructura 3D
- 09 – Alzados estructurales
- 10 – Pilares estructurales
- 11 – Cuadro de pilares
- 12 – Forjados edificio oficinas
- 13 – Estructura pórtico nave
- 14 – Estructura cubierta
- 15 – Cimentación



**UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES**



TÍTULO DEL TRABAJO

Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM

PLANO

Ubicación y Situación

**ÁREA I.P.F.
TRABAJO FIN DE GRADO**

FECHA Julio 2019

Nº PLANO

1

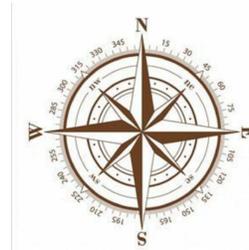
ESCALA

FIRMA
EL ALUMNO
Alfonso Diego Cabrero

PROMOTOR

Universidad de Valladolid

Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales



PARCELA REFERENCIA CATASTRAL: 2392135VK4529S

PARCELA REFERENCIA CATASTRAL: 2392133VK4529S

104.55

58.67

31.70

33.78

PARCELA REFERENCIA CATASTRAL: 2392131VK4528N

CALLE RACHEL CARSON

ZONA CARGA Y DESCARGA

APARCAMIENTO CAMIONES

NAVE INDUSTRIAL

APARCAMIENTO VEHICULOS PARTICULARES

EDIFICIO OFICINAS

ACCESO OFICINAS

REFERENCIA CATASTRAL PARCELA: 2392136VK4528N0001ME
SUPERFICIE PARCELA: 50.000 M²
SUPERFICIE OCUPADA: 22.500 M²

ACCESO GENERAL

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES

TITULO PROYECTO
Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM

PLANO
Emplazamiento en parcela

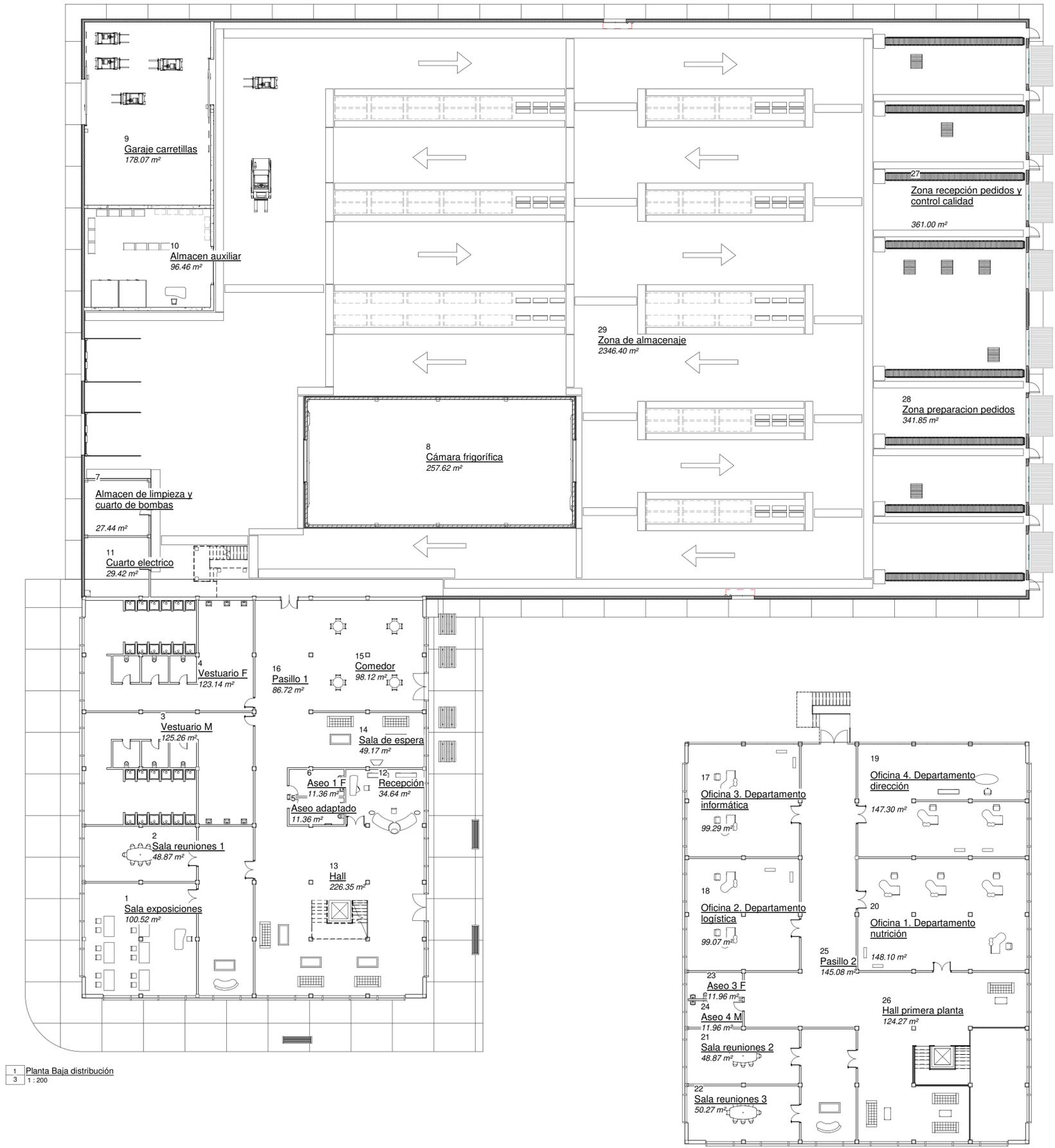
ÁREA I.P.F.
PROYECTOS TÉCNICOS

FECHA Julio 2019 Nº PLANO 2

ESCALA 1 : 500 FIRMA ELLOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero

PROMOTOR
Universidad de Valladolid

Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales



1 Planta Baja distribución
3 1:200

2 Primera Planta Oficinas
3 distribución

Tabla de planificación de habitaciones

| Nivel | Nombre | Área |
|--------------------------|--|------------------------|
| Planta Baja | Sala exposiciones | 100.52 m ² |
| Planta Baja | Sala reuniones 1 | 48.87 m ² |
| Planta Baja | Vestuario M | 125.26 m ² |
| Planta Baja | Vestuario F | 123.14 m ² |
| Planta Baja | Aseo adaptado | 11.36 m ² |
| Planta Baja | Aseo 1 F | 11.36 m ² |
| Planta Baja | Almacen de limpieza y cuarto de bombas | 27.44 m ² |
| Planta Baja | Cámara frigorífica | 257.62 m ² |
| Planta Baja | Garaje carretillas | 178.07 m ² |
| Planta Baja | Almacen auxiliar | 96.46 m ² |
| Planta Baja | Cuarto eléctrico | 29.42 m ² |
| Planta Baja | Recepción | 34.64 m ² |
| Planta Baja | Hall | 226.35 m ² |
| Planta Baja | Sala de espera | 49.17 m ² |
| Planta Baja | Comedor | 98.12 m ² |
| Planta Baja | Pasillo 1 | 86.72 m ² |
| Planta Baja | Zona recepción pedidos y control calidad | 361.00 m ² |
| Planta Baja | Zona preparación pedidos | 341.85 m ² |
| Planta Baja | Zona de almacenaje | 2346.40 m ² |
| Planta Baja: | 19 | 4553.78 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Oficina 3. Departamento informática | 99.29 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Oficina 2. Departamento logística | 99.07 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Oficina 4. Departamento dirección | 147.30 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Oficina 1. Departamento nutrición | 148.10 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Sala reuniones 2 | 48.87 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Sala reuniones 3 | 50.27 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Aseo 3 F | 11.96 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Aseo 4 M | 11.96 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Pasillo 2 | 145.08 m ² |
| Primera Planta Oficinas | Hall primera planta | 124.27 m ² |
| Primera Planta Oficinas: | 10 | 886.18 m ² |
| Total general: | 29 | 5439.96 m ² |



UNIVERSIDAD DE VALLADOLID
ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES



TÍTULO PROYECTO
Metodología de analisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM

PLANO
Distribución en planta

ÁREA I.P.F.
TRABAJO FIN DE GRADO

PROMOTOR
Universidad de Valladolid

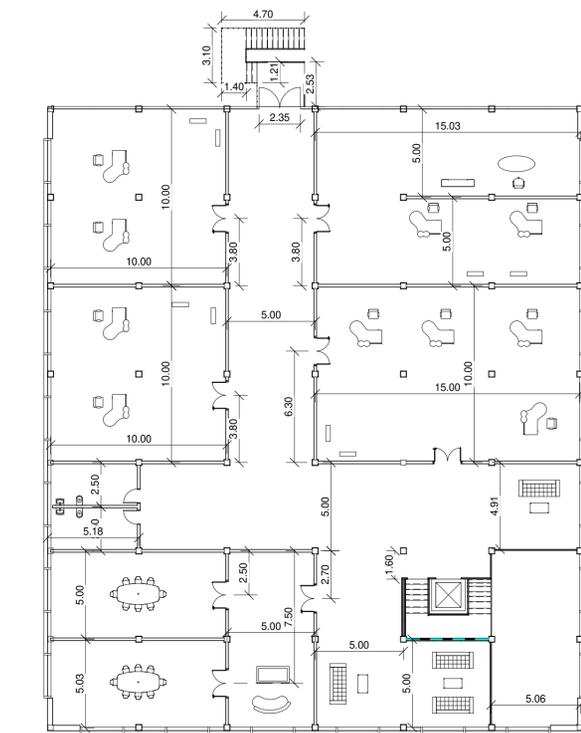
FECHA Julio 2019

ESCALA 1 : 200

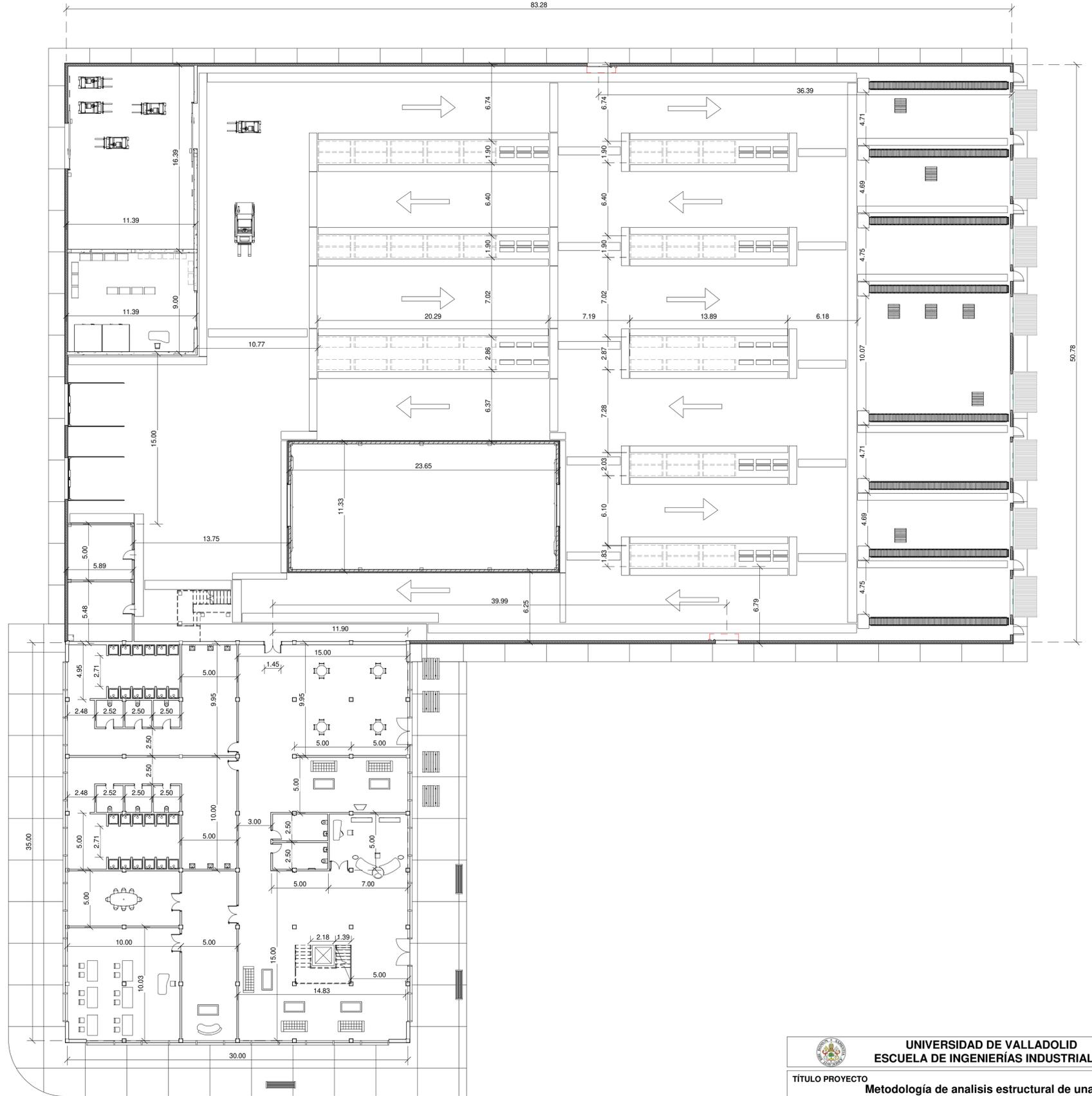
FIRMA
E.L.L.O.S ALUMNOS
Alfonso Diego Cabrero

Nº PLANO 3

Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales



2 Primera Planta Oficinas Cotas
4 1:200

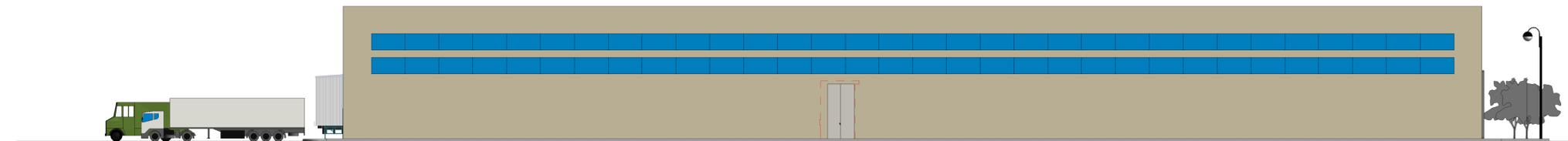


1 Planta Baja Cotas
4 1:200

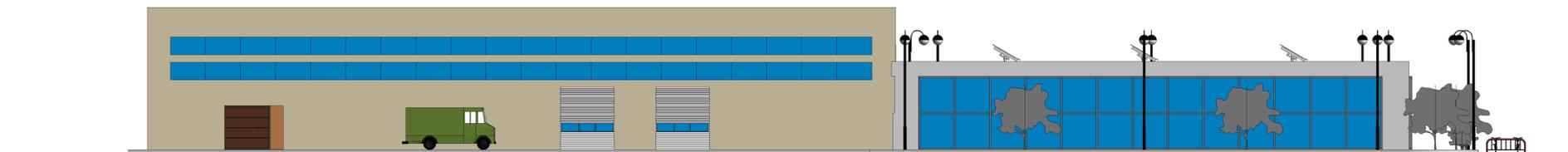
| | | |
|--|--|---|
|  UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES  | | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de analisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | | |
| PLANO Plano Cotas | | |
| ÁREA I.P.F. TRABAJO FIN DE GRADO | | Nº PLANO 4 |
| PROMOTOR Universidad de Valladolid | | FECHA Julio 2019 ESCALA 1 : 200 FIRMA EL/LOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero |
| Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales | | |



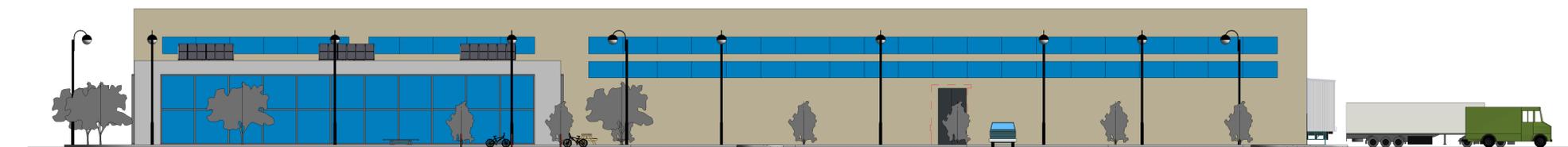
1 Alzado este
5 1:200



2 Alzado norte
5 1:200

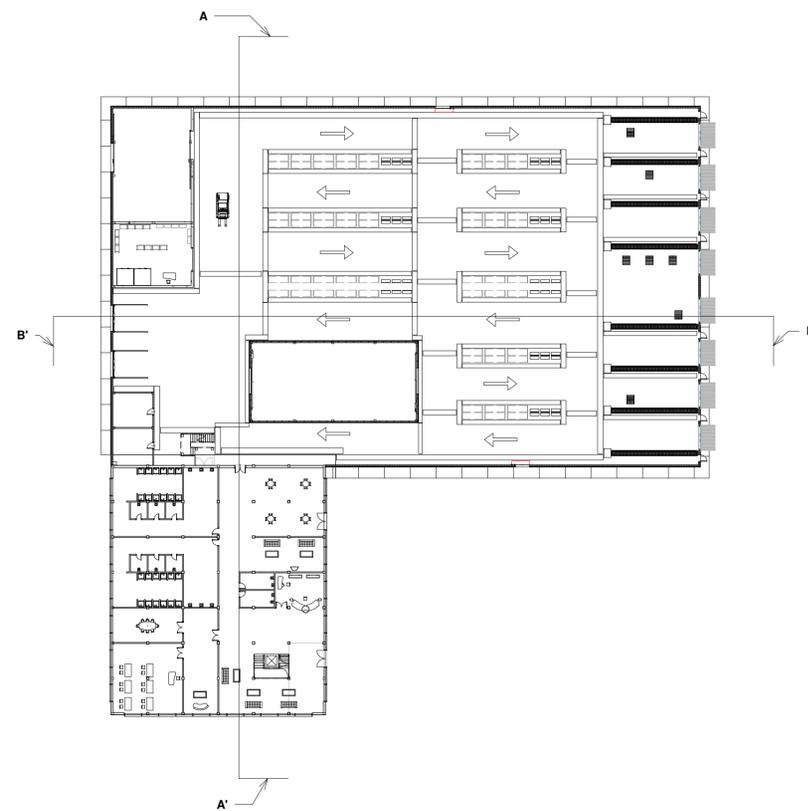
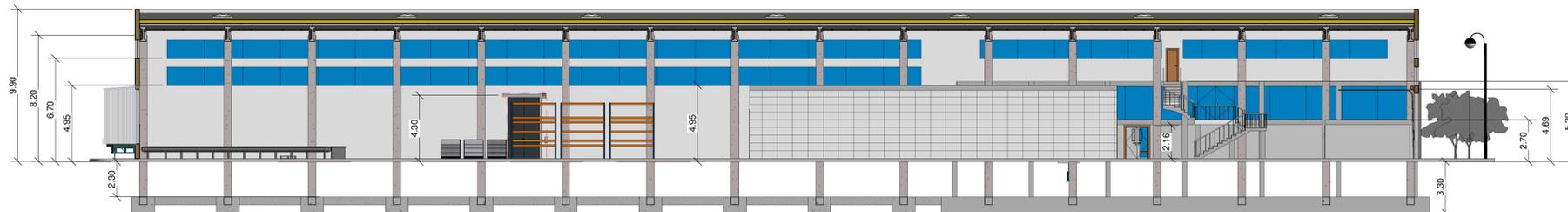
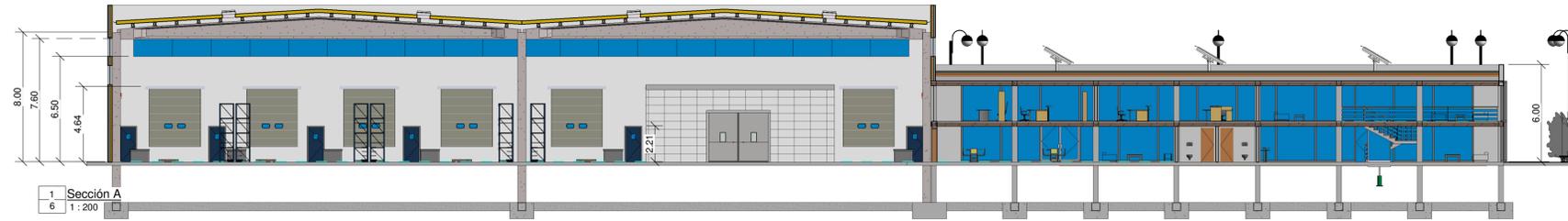


3 Alzado oeste
5 1:200

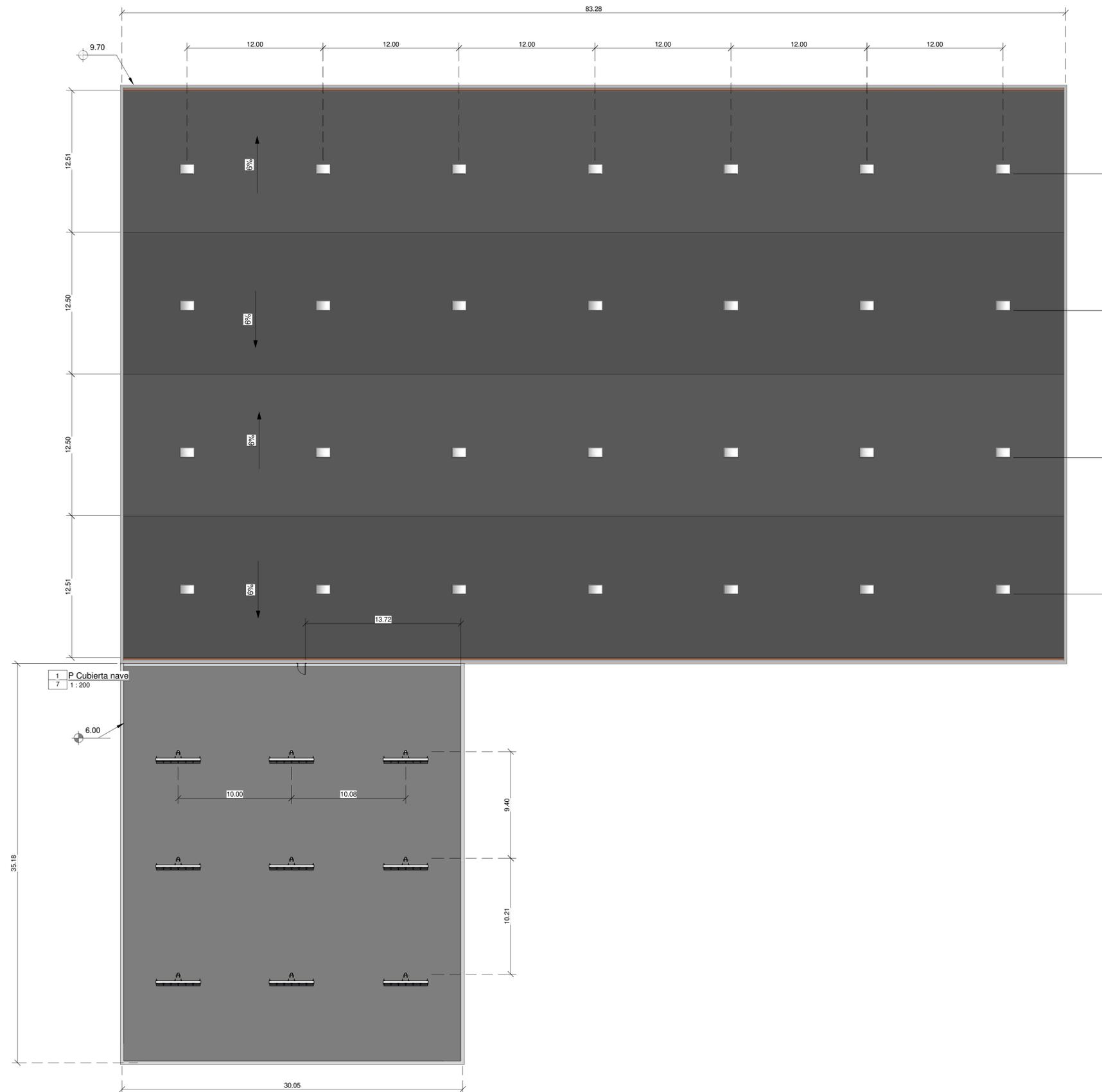


4 Alzado sur
5 1:200

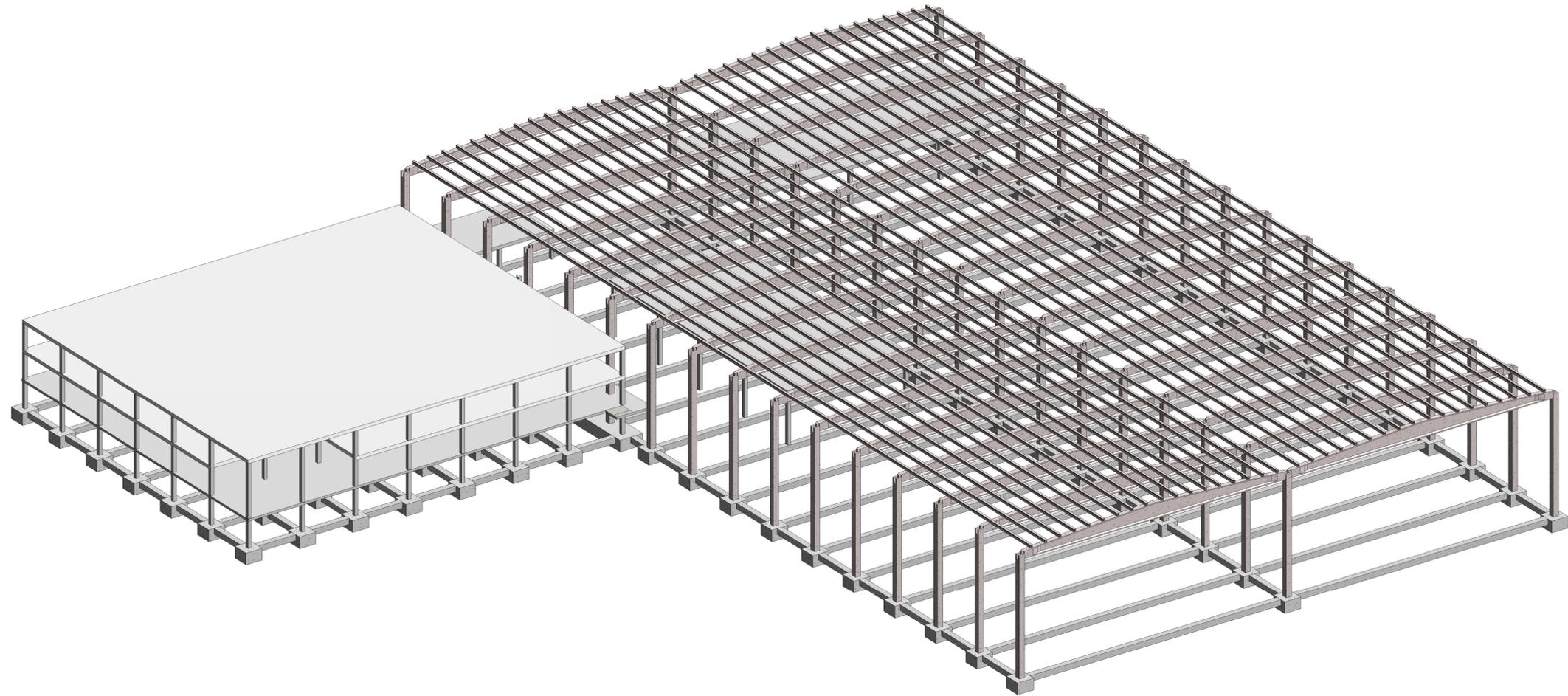
| | | |
|--|--|--|
|  UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES  | | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | | |
| PLANO Alzados | | |
| ÁREA I.P.F. TRABAJO FIN DE GRADO | | FECHA Julio 2019 Nº PLANO 5 |
| PROMOTOR Universidad de Valladolid | | ESCALA 1 : 200 FIRMA EL/LOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero |
| <small>Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales</small> | | |



| | | |
|--|--|--|
|  UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES  | | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | | |
| PLANO Secciones | | |
| ÁREA I.P.F. TRABAJO FIN DE GRADO | | FECHA Julio 2019 Nº PLANO 6 |
| PROMOTOR Universidad de Valladolid | | ESCALA Como se indica FIRMA EL/LOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales |

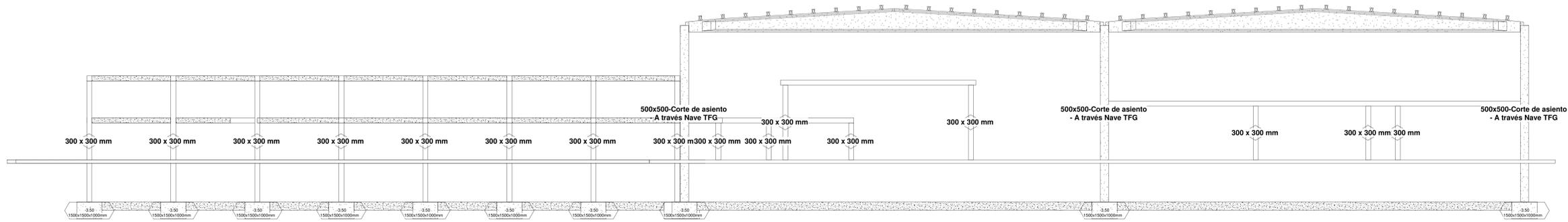


| | | |
|--|--|--|
|  UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES  | | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | | |
| PLANO Cubiertas | | |
| ÁREA I.P.F. TRABAJO FIN DE GRADO | | FECHA Julio 2019 Nº PLANO 7 |
| PROMOTOR Universidad de Valladolid | | ESCALA 1 : 200 FIRMA EL/LOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero |
| Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales | | |

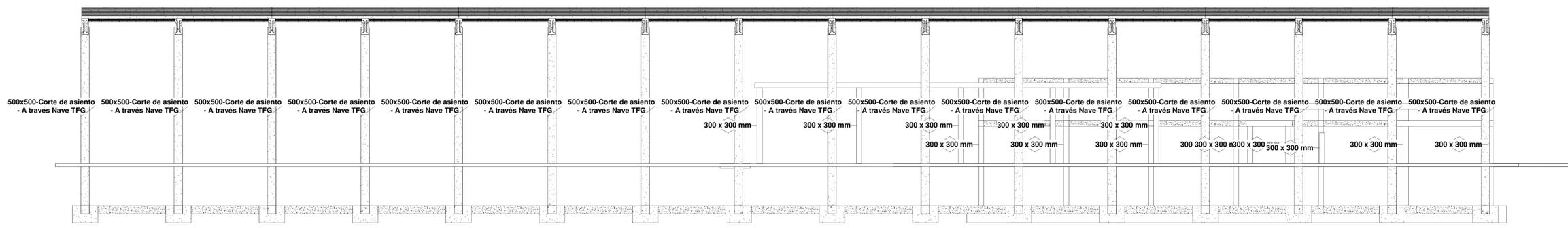


1 Estructura 3D
8

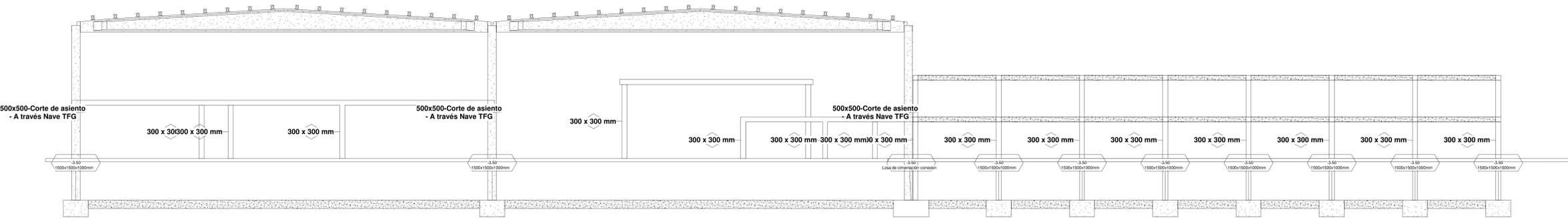
| | |
|--|---|
|  UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES  | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | |
| PLANO Estructura 3D | |
| ÁREA I.P.F. TRABAJO FIN DE GRADO | FECHA Julio 2019 Nº PLANO 8 |
| PROMOTOR Universidad de Valladolid | ESCALA FIRMA EL/LOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales |



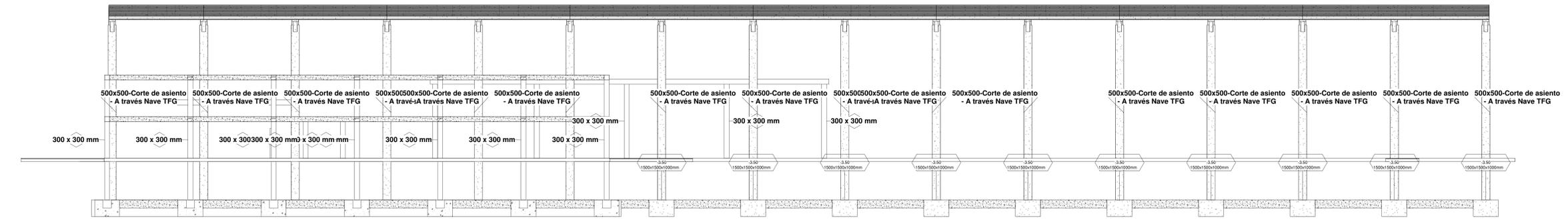
1 Este Estructural
9 1:100



2 Norte Estructural
9 1:100

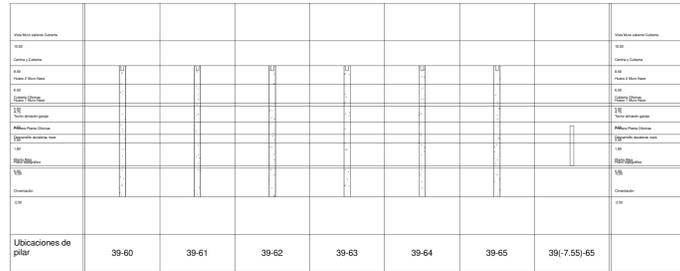
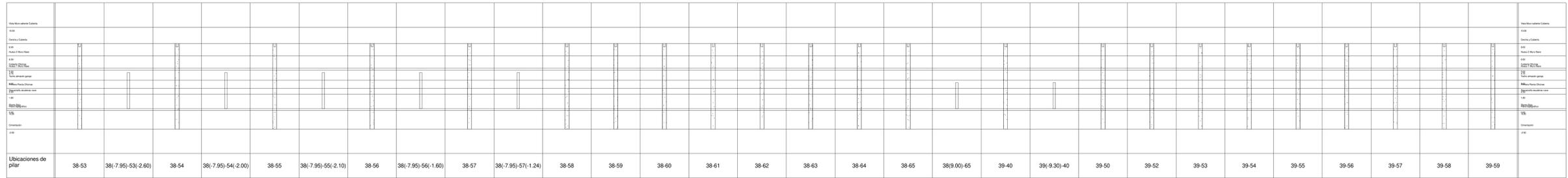
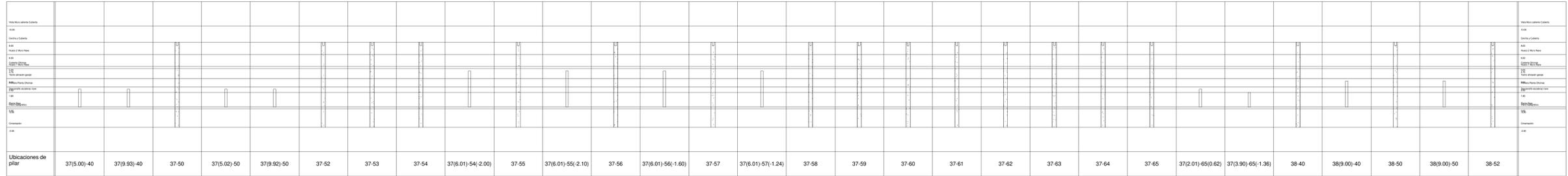
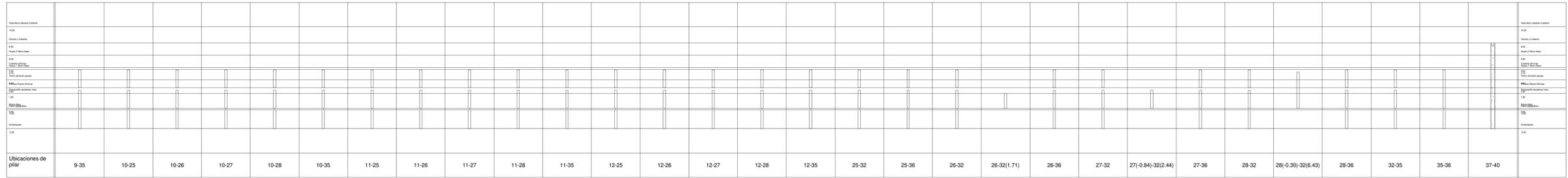
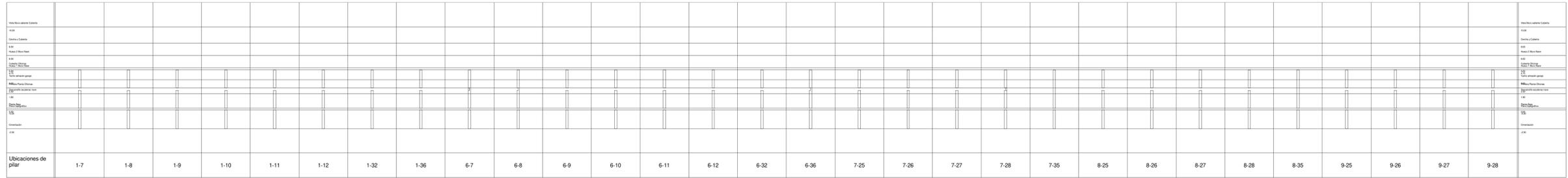


3 Oeste Estructural
9 1:100

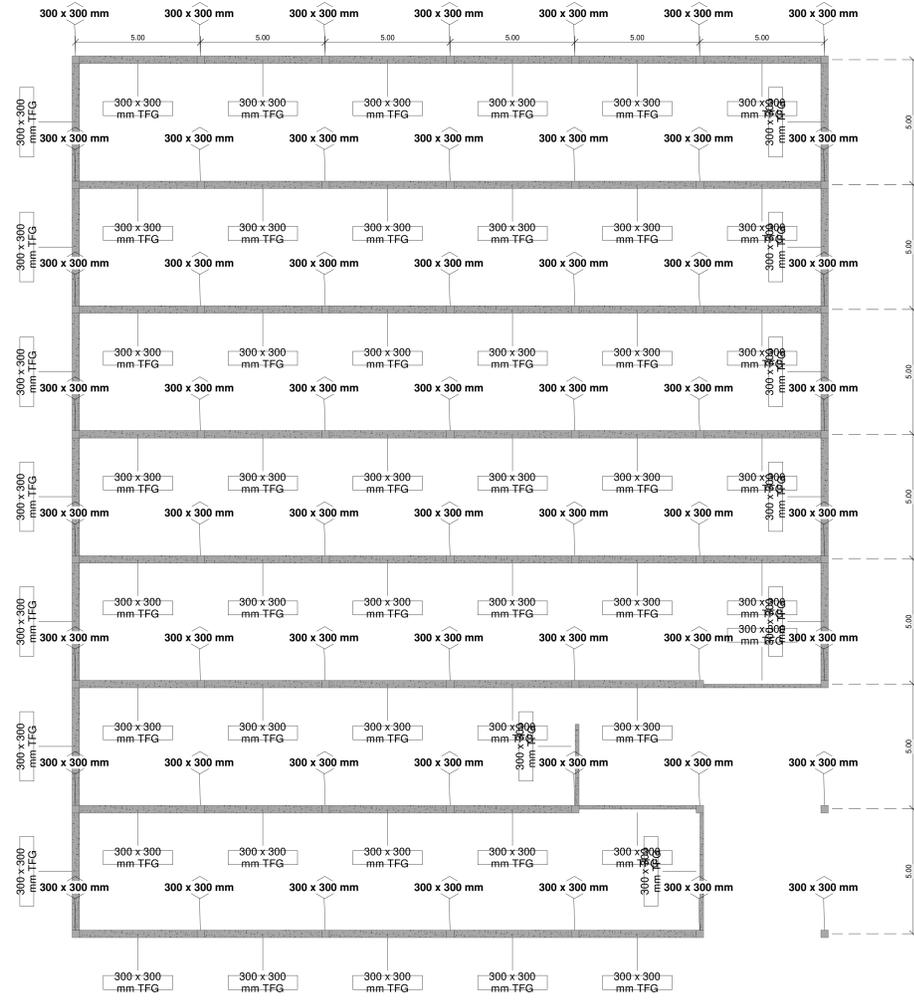


4 Sur Estructural
9 1:100

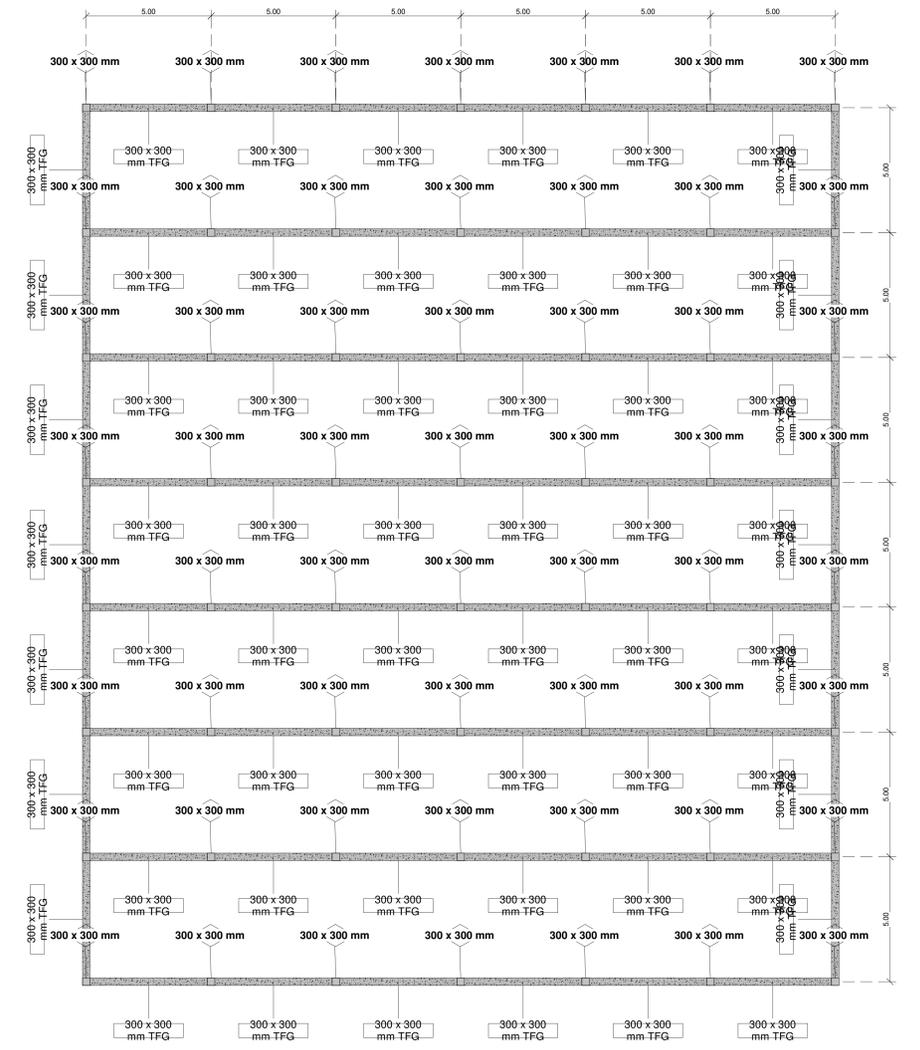
| | | |
|--|--|--|
|  UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES  | | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | | |
| PLANO Alzados estructurales | | |
| ÁREA I.P.F. PROYECTOS TÉCNICOS | | FECHA Julio 2019 ESCALA 1:100 PROMOTOR Universidad de Valladolid |
| | | Nº PLANO 9 FIRMA ELLOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero <small>Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales</small> |



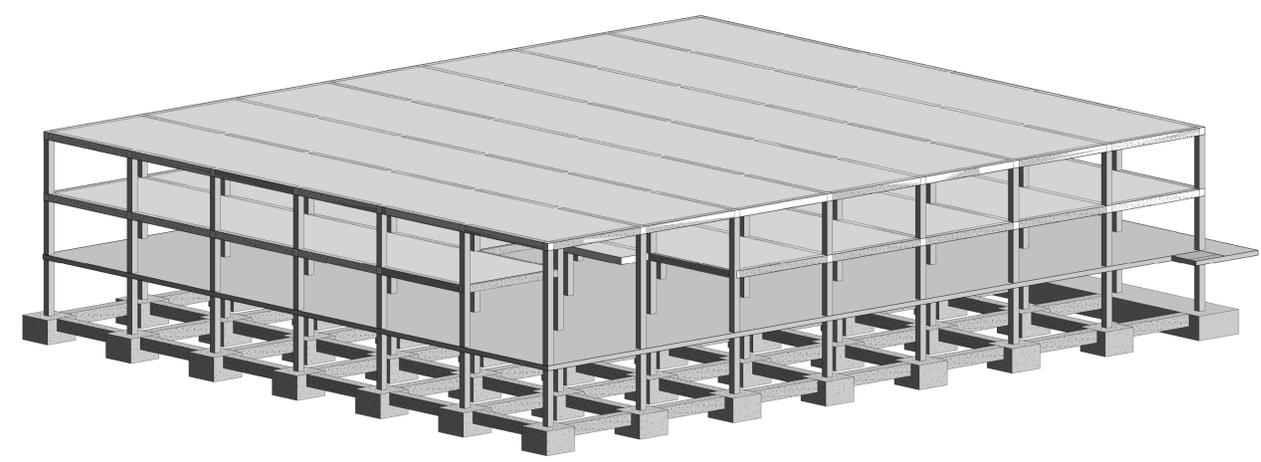
Cuadro de pilares
1 : 200



1 Forjado Primera Planta
1:100

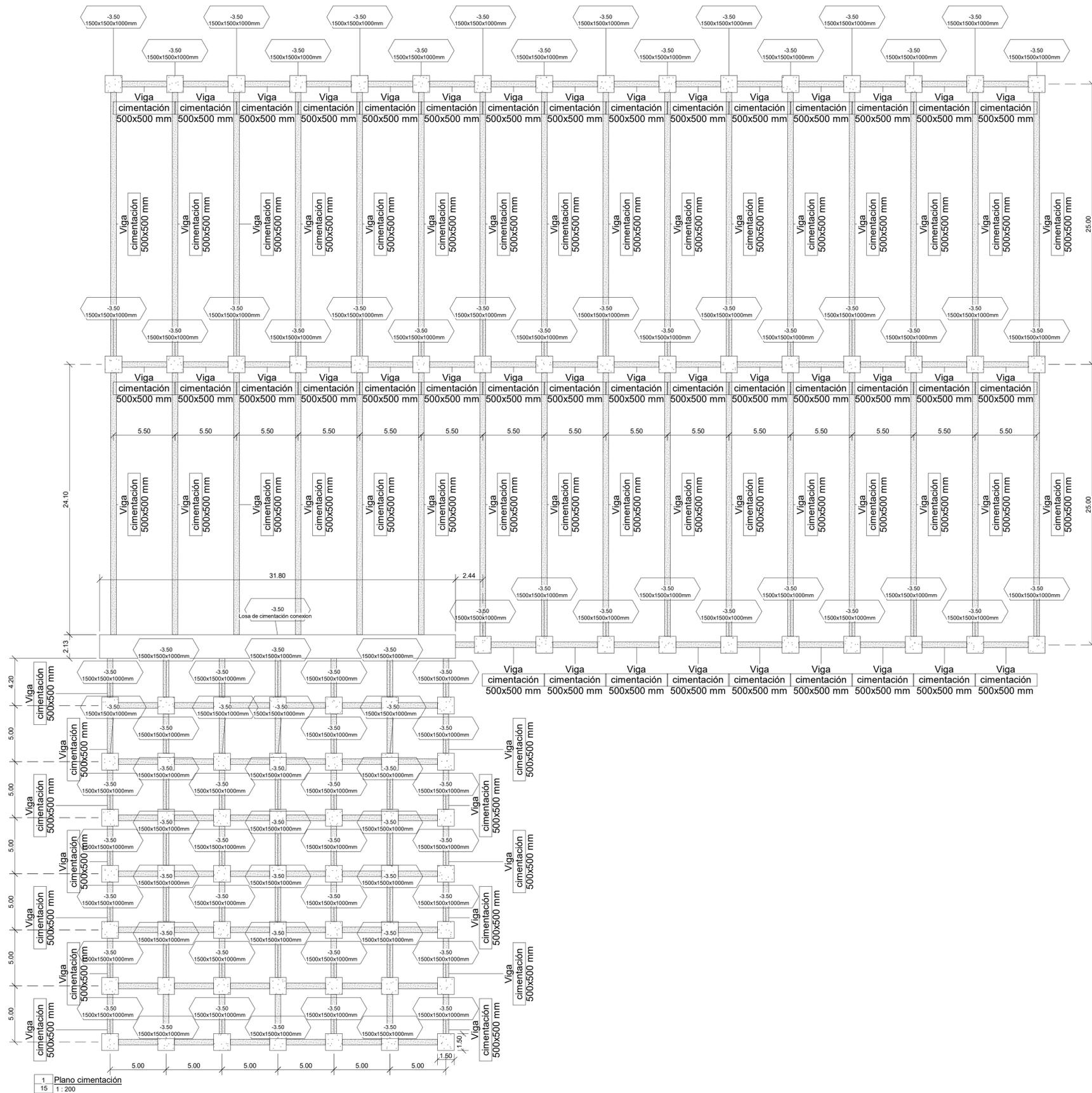


2 Forjado cubierta
1:100



3 Forjados 3D
1:100

| | | | |
|--|--|----------------------------|---|
| UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES | | | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | | | |
| PLANO Forjados edificio oficinas | | | |
| ÁREA I.P.F. PROYECTOS TÉCNICOS | | FECHA Julio 2019 | Nº PLANO 12 |
| PROMOTOR Universidad de Valladolid | | ESCALA 1:100 | FIRMA ELLOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabero |
| <small>Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales</small> | | | |



| | | |
|--|--|--|
|  UNIVERSIDAD DE VALLADOLID ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES  | | |
| TÍTULO PROYECTO Metodología de análisis estructural de una nave industrial en un entorno BIM | | |
| PLANO Cimentación | | |
| ÁREA I.P.F. TRABAJO FIN DE GRADO | | FECHA Julio 2019 Nº PLANO 15 |
| PROMOTOR Universidad de Valladolid | | ESCALA 1 : 200 FIRMA EL/LOS ALUMNOS Alfonso Diego Cabrero |
| Grado en Ingeniería de Tecnologías Industriales | | |