

# Edificio CaixaForum en Zaragoza.

Aproximación arquitectónica y análisis estructural

**Miquel Artola Lorenzo**

**TRABAJO FINAL DE GRADO**

Grado en fundamentos de la arquitectura

Tutores: Ernesto Jesús Fenollosa Forner  
Verónica Llopis Pulido



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA  
SUPERIOR DE  
ARQUITECTURA



## RESUMEN

Fruto de un concurso restringido entre algunos de los arquitectos españoles más prestigiosos, el Estudio Carme Pinós resultó ganador del proyecto para la nueva sede del museo CaixaForum en Zaragoza. Ubicado dentro de una nueva área de desarrollo urbano de la ciudad, conocida como La Milla Digital, que aprovecha los terrenos recuperados a la antigua estación de El Portillo con la llegada del Ave a la ciudad. Finalizado en el año 2014 tras casi 4 años de obras, el proyecto se convirtió inmediatamente en uno de los iconos de la ciudad.

El edificio se desarrolla a partir de la voluntad de hacer ciudad por lo que su programa en planta baja se reduce convirtiéndolo en la puerta del parque que se sitúa tras él, a su vez adopta una forma escultórica singular capaz de hacer ciudad por sí misma. Para ello se necesita una estructura de grandes cerchas metálicas y muros de hormigón acorde con el proyecto, que presenta voladizos de hasta 16 metros.

Mediante la generación de un modelo informático que simula la realidad se analiza la estructura para comprender su funcionamiento y que lo aprendido pueda ser usado a posteriori en edificios con características similares. Para ello se aplicará un modelo de cargas verosímil que nos permita observar el comportamiento global de la estructura.

**PALABRAS CLAVE:** CaixaForum, museo, Carme Pinós, Robert Brufau, análisis estructural, voladizos, estructura metálica, Architrave.

## RESUM

Fruit d'un concurs restringit entre alguns dels arquitectes espanyols més prestigiosos, el Estudi Carme Pinós resultà guanyador del projecte per a la nova seu del museu CaixaForum en Saragossa. Ubicat dins d'una nova àrea de desenvolupament urbà de la ciutat, conegut com La Milla Digital, que aprofita els terrenys recuperats a l'antiga estació de El Portillo amb la arribada de l'Ave a la ciutat. Finalitzat l'any 2014 després de gairebé 4 anys d'obres el projecte es va convertir immediatament en un dels iconos de la ciutat.

El edifici es desenvolupa a partir de la voluntat de fer ciutat per la qual cosa el seu programa en planta baixa es redueix convertint-ho en la porta del parc que es situa darrere d'ell, al mateix temps adopta una forma escultòrica singular capaç de fer ciutat per si mateixa. Per això es necessita una estructura de grans encavallades metàl·liques y murs de formigó d'acord amb el projecte, que presenta voladissos de fins 16 metres.

Mitjançant la creació d'un model informàtic lo més proper possible a la realitat es pretén analitzar l'estructura per a comprendre el seu funcionament i de manera que allò après pugui ser utilitzat a posteriori en edificis amb característiques similars. Per això s'aplicarà un model de càrregues verosímil que ens permetrà observar el comportament global de l'estructura.

**PARAULES CLAU:** CaixaForum, museu, Carme Pinós, Robert Brufau, anàlisi estructural, voladissos, estructura metàl·lica, Architrave.

## SUMMARY

As a result of a competition among some of the most prestigious Spanish architects, the Estudio Carme Pinós was the winner of the Project for the new CaixaForum headquarters in Zaragoza. It is located in a new urban development area of the city, known as La Milla Digital, that takes the terrains of the old train station of El Portillo recovered with the arrival of the Ave to the city. It was finished in 2014 after nearly 4 years of work, the project became immediately one of the icons of the city.

The building is developed from the desire to make city to do so its ground floor plan is reduced turning it into a door of the park that is behind it, it also adopts a singular sculptural form able to form city itself. For that it needs a structure of large metallic trusses and concrete walls consistent with a Project that presents cantilevers of up to 16 meters.

By creating a computer model as close to reality as possible, it is pretended to analyze the structure to understand its performance and that the lessons learned can be used in future buildings with similar characteristics. For that it is applied a plausible load model that allows us to observe the global behavior of the structure.

**KEYWORDS:** CaixaForum, museum, Carme Pinós, Robert Brufau, structural analysis, cantilevers, metallic structure, Architrave.

## OBJETIVOS

Mediante el análisis del proyecto para el CaixaForum de Zaragoza, realizado por el Estudio Carme Pinós, plantea como objetivo principal conocer la forma de trabajo de una estructura que debido a un planteamiento inicial que libera de programa la planta baja necesita adoptar soluciones singulares para resolver los grandes voladizos que presenta.

Se empezará presentando a la arquitecta y estudiando las características principales de su obra mediante algunas de sus obras más conocidas, para seguidamente analizar en profundidad el proyecto CaixaForum. Se recopilará la mayor cantidad de información posible para poder explicar el proyecto desde el punto de vista funcional y organizativo, así como para poder comprender de manera precisa la estructura existente. La documentación fotográfica obtenida sobre el proceso constructivo nos ayudará a completar la información estructural y a detectar cambios entre la información obtenida y el proyecto finalmente construido.

A partir de la información obtenida se desarrollará un modelo informático de la estructura mediante un programa de análisis estructural, se parte con la premisa de realizar un modelo lo más realista posible. Con la ayuda de los resultados obtenidos se podrá comprender tanto el comportamiento global de la estructura como el de cada elemento que la forma, al igual que la función que desempeñan. De este modo, se empezará por analizar algunos de los elementos más característicos de la forma más completa posible para posteriormente analizar el funcionamiento global de la estructura comprobando las consecuencias para la estructura de las

fuertes asimetrías que presenta el edificio y más en concreto la diferencia entre ambos lados de la estructura resistente de hormigón o en la situación de la estructura metálica, generando torsiones en los muros de hormigón, así como un desplome global que se corresponde con una estructura con un centro de masas separado del centro de inercias. Su análisis permitirá comprender los puntos críticos de esta, así como su forma de trabajo y los mecanismos usados para conseguir salvar los grandes vuelos presentes en la estructura, así como para controlar las importantes deformaciones que sufre tanto la estructura metálica como la de hormigón, con especial atención a la flecha en generada en los voladizos. Atendiendo a todos estos elementos se podrá obtener una conclusión general que nos permita aplicar lo aprendido con este proyecto a otras estructuras de características similares.



## ÍNDICE

1. Carme Pinós _____	Página 5
1.1. Biografía _____	Página 6
2. El CaixaForum de Zaragoza _____	Página 10
2.1. Introducción _____	Página 11
2.2. Situación _____	Página 12
2.3. Concurso _____	Página 13
2.4. Idea y Programa _____	Página 15
2.5. Información gráfica _____	Página 18
2.6. Estructura y Construcción _____	Página 20
2.7. Materialidad _____	Página 35
3. Modelo de cálculo _____	Página 37
3.1. Modelización _____	Página 38
3.2. Simplificaciones adoptadas _____	Página 39
3.3. Modelo estructural _____	Página 41
3.4. Diferencias con el proyecto _____	Página 46
3.5. Modelo de cargas _____	Página 49
3.6. Combinación de cargas _____	Página 58
3.7. Comprobación succión en cubierta _____	Página 62
4. Análisis de resultados _____	Página 63
4.1. Comprobaciones en ELU _____	Página 64
4.2. Comprobaciones en ELS _____	Página 89
5. Conclusiones _____	Página 104
6. Bibliografía _____	Página 109
6.1. Fuentes _____	Página 110
6.2. Referencias de imágenes _____	Página 111



## 1. CARME PINÓS



## 1.1 BIOGRAFÍA

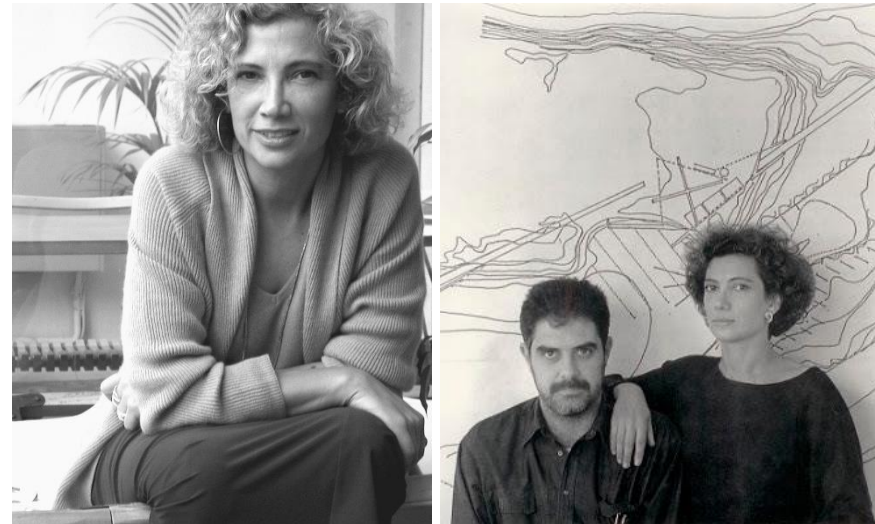
Carme Pinós es una arquitecta española, nacida en Barcelona en 1954. Su trayectoria profesional viene marcada desde bien pronto por su padre Tomás Pinós, médico y director de patología digestiva del hospital Sant Pau de Barcelona. Él era quien quería que su hijo mayor fuera arquitecto, pero éste, decidió seguir los pasos de su padre y convertirse en médico. Fue Carme, la que, por lo tanto, tuvo que seguir la voluntad de su padre.

Estudió Arquitectura en la ETSAB, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona y durante este tiempo ayudó a su madre a dirigir la finca agrícola que la familia tenía en Balaguer (Lleida), lo que marcó su arquitectura desde el enfoque de la concepción del paisaje y mediante proyectos que se adecuan a las peculiaridades de cada lugar.

En 1979 fundó su estudio junto con Enric Miralles (imagen 1.2), con el cual compartió la universidad primero y posteriormente el trabajo hasta 1991, momento en el cual Enric Miralles decidió separarse, tanto sentimental como profesionalmente. En este momento y tras lograr un importante reconocimiento internacional junto con Enric Miralles por obras como El Cementerio de Igualada (1991) (imagen 1.4), la Escuela La Llauna en Badalona (1991), el Centro Social La Mina (1993) o las Instalaciones de Tiro con Arco para las Olimpiadas de Barcelona (1992) decide fundar su propio estudio donde continúa proyectos ya iniciados en su etapa anterior como la Escuela-Hogar de Morella (1994), por la cual ambos recibieron el Premio Nacional de Arquitectura en 1995.

El proyecto del Cementerio de Igualada es el culmen de su etapa junto a Enric Miralles. En él, ambos lograron conceptualizar las ideas poéticas de

un cementerio para los visitantes, creando un lugar para la reflexión, donde el edificio es un movimiento de tierra que se funde con el paisaje como si fuera un aspecto natural de la montaña, mediante una circulación casi procesional. Es el nexo entre pasado presente y futuro. De hecho, Enric Miralles tras su repentina muerte en el año 2000, está enterrado aquí.



*Imagen 1.1 (Izq) Carme Pinós. Imagen 1.2 (Der) Enric Miralles junto a Carme Pinós.*

Como reconoció en una entrevista realizada por Anatxu Zalbeascoa su relación con Enric Miralles la marcó profundamente, le dio fuerza y energía pero también inseguridad, y es que a pesar de que los proyectos los firmaban ambos y nada seguía adelante si ambos no estaban de acuerdo el reconocimiento parecía recaer en mayor medida sobre él. De hecho, cuando se separaron, Carme quedó relegada de la élite arquitectónica durante un tiempo, pero de esa etapa quedó la esencia de lo que es

actualmente la arquitectura de Carme Pinós, pues fueron ambos los que la descubrieron juntos.

*“Si observas un edificio de él y uno mío te das cuenta de que la arquitectura de Enric (Miralles) era más festiva, retórica, atrevida y la mía más contenida.” Carme Pinós. [7]*

Su camino continuó con la formación del Estudio Carme Pinós, ya en solitario y formado por 13 personas (imagen 1.3), los inicios fueron duros, casi no encontraba trabajo, viajó y dio clases por el mundo y finalmente, tras ganar el concurso para hacer el Paseo Marítimo de Torrevieja (1999) (imagen 1.6) su carrera se relanzó.



Imagen 1.3 Carme Pinós en el centro junto con el resto de su estudio.

Entre sus obras destacan proyectos muy premiados como la Torre Cube I en Guadalajara, México (2006) por la cual recibió el Primer Premio de la IX Bienal Española de Arquitectura y Urbanismo (2008) entre otros, y más recientes como el Master Plan del Centro Histórico de Saint Dizier, el edificio de departamentos universitarios en el nuevo Campus de la Universidad de Economía de Viena (Austria), la Plaza de la Gardunya, que completa la transformación urbana derivada de la mejora del Mercado de la Boqueria de Barcelona, o el proyecto para el Centro CaixaForum de Zaragoza el cual nos ocupa este trabajo. Cabe destacar la compaginación realizada en el ejercicio de la actividad como arquitecta con la docencia realizada en algunos de las más prestigiosas universidades como la Università degli Studi Roma Tre (2007-2008), la Harvard University Graduate School of Design (2003) o la École Polytechnique Fédérale de Lausana (2001-2002) entre otras, participando también en numerosos talleres, cursos y seminarios entre los que destaca el Taller de Arquitectura de Baleares (1994-1995) en el que contó con la colaboración de Peter Smithson, con el cual mantiene una estupenda relación de amistad. [1]

*“Se preguntarán por qué un hombre que al parecer dijo: Cuando dibujamos un árbol es un árbol que está ahí..., de otro modo sería un árbol que hubiéramos plantado, escribe aquí sobre unos dibujos en los que todos los árboles son indistintos palos geométricos, Contesto: ...en primer lugar, porque los edificios que encontramos en esos dibujos representan una construcción real que es apropiada para un clima concreto en un pedazo de terreno y un territorio reales; en segundo lugar, porque el lenguaje formal tiene una fuerza con un gran atractivo, una fuerza envidiable incluso cuando a veces casi se convierte en una caricatura de sí mismo; en tercer lugar, porque su obra es su obra.” – Peter Smithson. [1]*





*Imagen 1.4 (Sup) Cementerio de Igualada. Imagen 1.5 (Izq) Torre Cube I. Imagen 1.6 (Der) Paseo marítimo de Torrevieja.*

Es clave para explicar su obra, su afinidad con algunas de las obras de Luis I Kahn o de Le Corbusier, de quien evoca el lirismo de una gramática sutil y audaz de las geometrías, líneas y densidades de la luz o del cuidado por el detalle de arquitectos nórdicos como Jorn Utzon y Arne Jacobsen o Alvar Aalto, así como las influencias ideológicas del Team X. También de autores españoles como José Antonio Coderch o Alejandro de la Sota.

Aunque en su estudio ella tiene la primera y la última palabra, todos aportan, es por eso que algunas de las personas que trabajan con ella lo lleven haciendo desde hace más de 25 años como es el caso de Juan Antonio Andréu, quien la lleva acompañando desde esos primeros años en los que se dedicó principalmente a dar clases por distintas universidades.

Su obra, que se desarrolla en torno a un esquema conceptual fuerte, simple y rotundo, ha recibido gran cantidad de premios y reconocimientos, además de los ya mencionados, recibió en 2008 el Premio Nacional de Arquitectura y Espacio Público de la Generalitat de Cataluña, o más recientemente el Premio García Mercadal de arquitectura 2015, otorgado por el Colegio Oficial de Arquitectos de Aragón (COAA) a la mejor obra finalizada durante 2014 en la comunidad autónoma de Aragón (España), por el CaixaForum de Zaragoza, en 2012 fue nombrada international Fellowship del Royal Institute of British Architects, y en 2011 Honorary Member del American Institute of Architects (AIA), así como reconocimientos como la adquisición de la maqueta de la Torre Cube I (imagen 1.5) por el Museum of Modern Art (MoMA) de Nueva York para su colección permanente o de las maquetas del CaixaForum de Zaragoza, el Hotel Pizota y la Maison de l'Algérie por parte del el Centre George Pompidou de París. [11]

Es, además, una arquitecta en el sentido amplio de la palabra, pues ha realizado tanto obra residencial como pública, proyectos paisajísticos y también urbanísticos, así como también ha diseñado diferentes piezas y mobiliario a través de su propia marca “OBJECTS”(imagen 1.7).



*Imagen 1.7 Estantería MONI-K diseñada por Carme Pinós como parte de su colección de mobiliario OBJECTS.*

En los últimos años, debido a las crecientes exigencias de la normativa actual, ha terminado asociándose con diversas empresas de ingeniería para poder centrarse en el arte de proyectar, como en el caso del CaixaForum en el cual recurrió a Robert Brufau, un consultor estructural y profesor universitario, con más de 40 años de experiencia, con el cual ya había trabajado con anterioridad.

En 2015, por su 60 cumpleaños, Gustavo Gili presentó la monografía más completa sobre su obra, escrita por Daniela Colafranceschi. A su vez, el periódico El País le realizó una entrevista para su magazine semanal en la cual repasa su trayectoria.

*“Estudié en una época en la que ser mujer era estar en minoría. Si no tengo hijos no es porque no haya querido. La vida me lo ha dado así y es una de las cosas que me duelen. Pero creo que con una vida familiar no me hubiera podido dedicar a mi trabajo al 100%. Para conseguir ser lo que quería he tenido que elegir y sacrificar. No tengo vida privada: cuando no doy clases, viajo. He hecho de mi estudio, mi familia y de mi profesión mi vida.” Carme Pinós. [7]*





## 2.El CaixaForum de Zaragoza

## 2.1. INTRODUCCIÓN

Fruto de un concurso restringido promovido por La Caixa entre arquitectos españoles, el Centro Cultural y de Exposiciones CaixaForum de Zaragoza (imagen 2.1) con el diseño final de la arquitecta Carme Pinós, tras proclamarse ganadora, fue inaugurado en junio de 2014.

El proyecto, ubicado en la Milla Digital, pretende mantener la imagen de identidad buscada por La Caixa en todos sus museos, mediante la creación de edificios emblemáticos para cada ciudad, en este caso de manera especial al no tratarse de una rehabilitación.

Este proyecto ha cosechado gran cantidad de premios tanto nacionales e internacionales como el Premio Fernando García Mercadal de arquitectura 2015 por ser la mejor obra finalizada durante 2014 en la Comunidad de Aragón, el Premio de Ingeniería ACHE (2014), Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural y menciones en los premios NAN Construcción (2014) y en el Premio de Arquitectura Contemporánea de la UE / Premio Mies Van Der Rohe por citar algunos. [2]



*Imagen 2.1 Vista del museo a pie de calle.*



## 2.2. SITUACIÓN

El proyecto se sitúa en una zona de nuevo desarrollo de la ciudad de Zaragoza (imagen 2.2), promovida por el ayuntamiento para aprovechar los terrenos de la antigua estación de El Portillo liberados con la llegada del AVE a la ciudad (imagen 2.3), la llamada como “Milla Digital”. Es un proyecto de desarrollo urbano planeado por el ayuntamiento de Zaragoza en conjunto con la Escuela de Arquitectura del Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT) cuyo objetivo principal fue el desarrollo económico de la ciudad mediante la atracción a esta de empresas tecnológicas, todo ello mediante un desarrollo urbano sostenible, ensalzando la importancia del espacio público y con una fuerte implicación tecnológica aplicando algunos de los conceptos propuestos en la Exposición Internacional sobre Agua y Desarrollo sostenible que tuvo lugar en la ciudad en 2008, muy ligada a esta intervención por la cercanía de ambos desarrollos.

Esta nueva zona ocupa una gran extensión de terreno en la ribera sur del Ebro a su entrada a la ciudad. En concreto, el proyecto se encuentra situado en la parte final de este desarrollo, en el parque de El Portillo (imagen 2.3), en aquel momento aún por definir y que pasaría a ser la zona verde más grande del centro de Zaragoza. Una zona emblemática, al estar situado junto al antiguo acceso a la ciudad por el Oeste, con edificios históricos como el Palacio de la Aljafería donde actualmente se ubican las Cortes de Aragón. En este espacio se incluía, además del museo, una zona residencial, un centro cívico, una torre de oficinas y una zona comercial y de oficinas. [8]



Imagen 2.2 (Sup) Vista Aérea del parque de El Portillo (2016). Imagen 2.3 (Izq) Antigua estación de tren El Portillo. Imagen 2.4 (Der) Propuesta del proyecto Milla Digital para el parque.



## 2.3. CONCURSO

En 2008, La Caixa presentó un concurso restringido en el cual se decidiría el diseño del futuro CaixaForum de Zaragoza. Fueron invitados algunos de los arquitectos más prestigiosos del panorama nacional. Iñaki Ábalos, Carlos Ferrater, Foreign Office Architects (FOA), formado por Farshid Moussavi y Alejandro Zaera, Francisco Mangado y la ganadora Carme Pinós. Todos ellos dispusieron de un tiempo muy limitado, de aproximadamente un mes, para presentar sus propuestas.

Con posterioridad a la resolución del concurso, la Universidad Politécnica de Cataluña realizó una conferencia, organizada por el catedrático de proyectos Carlos Ferrater en conjunto con la Càtedra Blanca, en la cual cada uno de los participantes en el concurso dispuso de 20 minutos para exponer su propuesta. En ella podemos observar las similitudes y diferencias entre todos los proyectos, pero sobre todo cómo a pesar de encarar el proyecto de formas diferentes, la detección de los condicionantes más importantes les llevó a propuestas con muchas similitudes.

Así pues, cada uno de ellos fue exponiendo su propuesta a la vez que la defendía frente al resto. Iñaki Ábalos fue el Primero por lo que empezó explicando la situación y ubicando el proyecto en contexto. Destacó la dificultad de ubicarse en un contexto aún hipotético. Su propuesta defendía una forma adaptada para relacionarse de forma óptima con el clima de Zaragoza, dando lugar a una forma cúbica ligeramente deformada, reduciendo las fachadas este y oeste, y enterrada, colocando ahí el auditorio como una especie de gruta en extensión desde el parque. Era un

proyecto muy sencillo, con un núcleo central y una hélice de circunvoluciones. En la zona superior ubica las oficinas y una cafetería con una serie de terrazas.

A continuación, salió Carlos Ferrater. Defendía una propuesta con alto grado de abstracción debido a que desconocía como iban a ser los futuros “vecinos”. Al igual que en la propuesta anterior, ésta consistía en un gran cubo, en este caso sostenido desde la fachada y con una gran bóveda central rebajada. Esto permitía un espacio diáfano con cerca de 1000 m<sup>2</sup> libres de pilares. Los servicios se ubican cerca de la entrada y crea una especie de grandes chimeneas en fachada que albergan los elementos servidores. Al igual que en el caso anterior entierra el auditorio. Él mismo lo define como un monumento a la abstracción, a la ausencia de escala, pues no aparece nada que puedas medir.

En tercer lugar, expuso su proyecto FOA que basó su proyecto en la imagen de los mallos del Ebro, una curiosa formación geológica.



*Imagen 2.5 Mallos de Riglos.*

Su diseño también adoptó una forma cúbica, en este caso bajo criterios de compacidad para liberar espacio público y permitir una serie de actividades al exterior. Le dan gran importancia al cierzo, del que proponen protegerse con la topografía en conjunto con vegetación autóctona (choperas), estos dos elementos también servirían para reducir la contaminación acústica. En este caso el auditorio aparece en una planta intermedia para conseguir una mejor audición. La circulación perimetral, resuelve el programa interior a la vez que define la imagen exterior del proyecto (imagen 2.6).



Imagen 2.6 Propuesta para el concurso de Foreign Office Architects (FOA).

Patxi Mangado basó su propuesta en crear una planta baja que le diera valor al tránsito, centro en esta parte todo lo que no eran exposiciones o oficinas, potenciando a su vez las actividades en el exterior. Para ello crea un patio circular sobre el que se distribuyen el programa a la vez que sirve de protección frente al clima. El resto del programa se resuelve mediante un volumen cúbico al igual que en el resto de propuestas.

Como vemos, todos ellos destacan la dificultad de trabajar en un contexto aún por definir, lo que da lugar a propuestas con un alto grado de abstracción. A su vez, como respuesta a diferentes criterios todos ellos acaban realizando volúmenes sensiblemente cúbicos.

La última en aparecer fue Carme Pinós, la ganadora. De su propuesta hablaremos en profundidad en los siguientes puntos, destacar, como dijo Mangado, que tal vez ganó la única que no hizo un cubo, la propuesta más arriesgada en concordancia con el tipo de diseños emblemáticos que La Caixa otorga a los proyectos CaixaForum y que se esperaba de éste al ser el primero de nueva planta (imagen 2.7). [9]



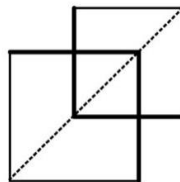
Imagen 2.7 Propuesta ganadora del concurso del Estudio Carme Pinós.

## 2.4. IDEA Y PROGRAMA

Tras anunciarse el ganador del concurso en junio de 2009, en diciembre de 2010 la propuesta del Estudio Carme Pinós empezó a construirse dándose por finalizadas las obras de los más de 7.000 metros cuadrados construidos repartidos en 7 niveles a mediados del año 2014.

*“Empezamos el proyecto planteándonos dos retos: primero, un edificio capaz de hacer ciudad, ya sea desde su singularidad, como desde los espacios públicos que genere. Y segundo, un edificio que, al recorrerlo, conecte con perspectivas lejanas, pero que, al mismo tiempo, proporcione introspección en las salas de exposiciones.*

*Es decir, un edificio que haga ciudad y que, al habitarlo, nos sintamos parte de ella.” Carme Pinós. [3]*



*Imagen 2.8 (Izq) Maquetas esquemáticas de la evolución del proyecto. Imagen 2.9 (Der) Esquema definitorio.*

Para ello se plantea un volumen escultórico, formado por dos piezas de apariencia cúbica que parecen desligadas del suelo, liberando de programa la planta baja y dejando en ésta solo las partes más transparentes de éste: el lobby y la tienda, consiguiéndose así el efecto de que el parque pasa por debajo del edificio, llegando a la ciudad. Su cubierta genera una terraza, que además de marcar el acceso, sirve de zona de

exposición de esculturas y en el sótano se sitúa el auditorio, con capacidad para 250 personas, semienterrado y con acceso directo desde el exterior mediante un jardín que puede entenderse como la antesala y zona de catering de éste.



*Imagen 2.10 Vista general del proyecto.*

Al igual que el resto de proyectos de Carme Pinós, éste se caracteriza por desarrollarse sobre un esquema muy fuerte en planta (imagen 2.9), en el cual observamos dos cuadrados perfectos superpuestos en una de sus esquinas. En el cuadrado que genera esta intersección se sitúa el núcleo de comunicación vertical y a ambos lados de éste se sitúan dos salas, una de ellas con cerca del doble de superficie que la otra. Estas dos salas se sitúan decaladas de modo que la primera en aparecer, la pequeña, dispone, en el extremo contrario, de vistas largas sobre la ciudad por



debajo de la otra sala, a la vez que proporciona a la segunda una terraza desde la que contemplar toda la intervención de la Milla Digital, con la Expo y el río Ebro en el horizonte. En ella se situará la cafetería y el restaurante mientras que en la planta inferior se encuentra la sala de exposiciones principal, por el contrario, en la otra sala de ese nivel encontramos aulas, talleres y despachos de administración, mientras que la sala de exposiciones secundaria aparece en el nivel inferior (imagen 2.11). Así pues, la relación entre ambas salas se genera mediante una escalera mecánica, evitando el paso por espacios pequeños y comprimidos y permitiendo así la desconexión entre dos exposiciones que normalmente tratarán sobre temas diferentes. [2]

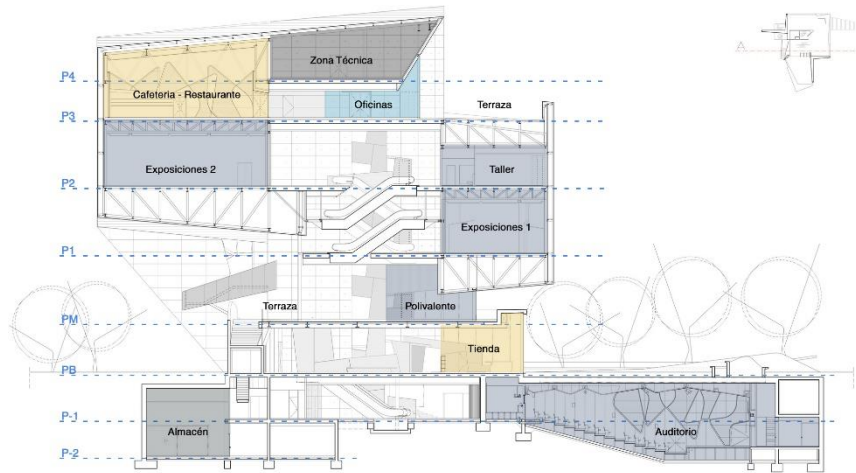


Imagen 2.11 Esquema de distribución del programa en sección.

Llama la atención, por lo tanto, que sea en planta baja donde menor representación en planta tenga el edificio, hecho que se mantiene en la

planta de mezzanine (entresuelo) (imagen 2.12), aumentando la superficie en planta en la medida que ascendemos. Así pues, si seguimos ascendiendo, en planta primera solo aparece ocupado el centro y el cuadrado noroeste. En planta segunda aparecen ocupados ambos cuadrantes y el centro, siendo esta la mayor ocupación en planta, mientras que en la planta tercera y cuarta solo aparece ocupado el cuadrante sudeste y el centro, apareciendo en el otro extremo la ya comentada terraza. Este desarrollo en planta marcadamente más elevado en las plantas superiores es lo que permite obtener la sensación de que el edificio flota, convirtiéndose en puerta de entrada al parque que se ejecutará tras él.

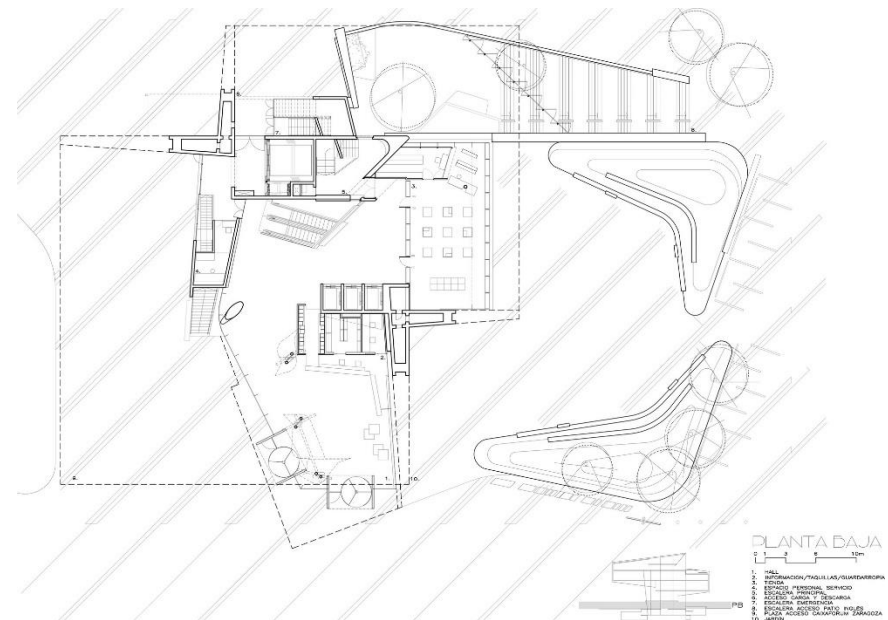


Imagen 2.12 Planta baja.

Todos los niveles quedan unidos por dos escaleras, la interior (para visitantes) (imagen 2.13 e imagen 2.14) en el núcleo de comunicación vertical y la exterior de emergencia y sostenida por una estructura ligera, son elementos muy representativos y una muestra del alto nivel de detalle con el que se ha realizado todo el proyecto.



Imagen 2.13 e imagen 2.14 Escalera interior.

Las zonas de instalaciones, personal y almacenamiento, se reparten entre los dos sótanos y los dos altillos presentes en la gran sala de la última planta.

*“Nuestro proyecto gracias a una estructura singular y factible aparece como un elemento escultórico en medio del parque.*

*Queremos que nuestro edificio sea símbolo del progreso de la técnica y de la generosidad de la cultura, que sea el reflejo sólo de lo mejor que tiene nuestra época.” Carme Pinós*



Imagen 2.15 (Sup) Hall de acceso. Imagen 2.16 (Inf) Tienda situada en Planta baja.

## 2.5. INFORMACIÓN GRÁFICA

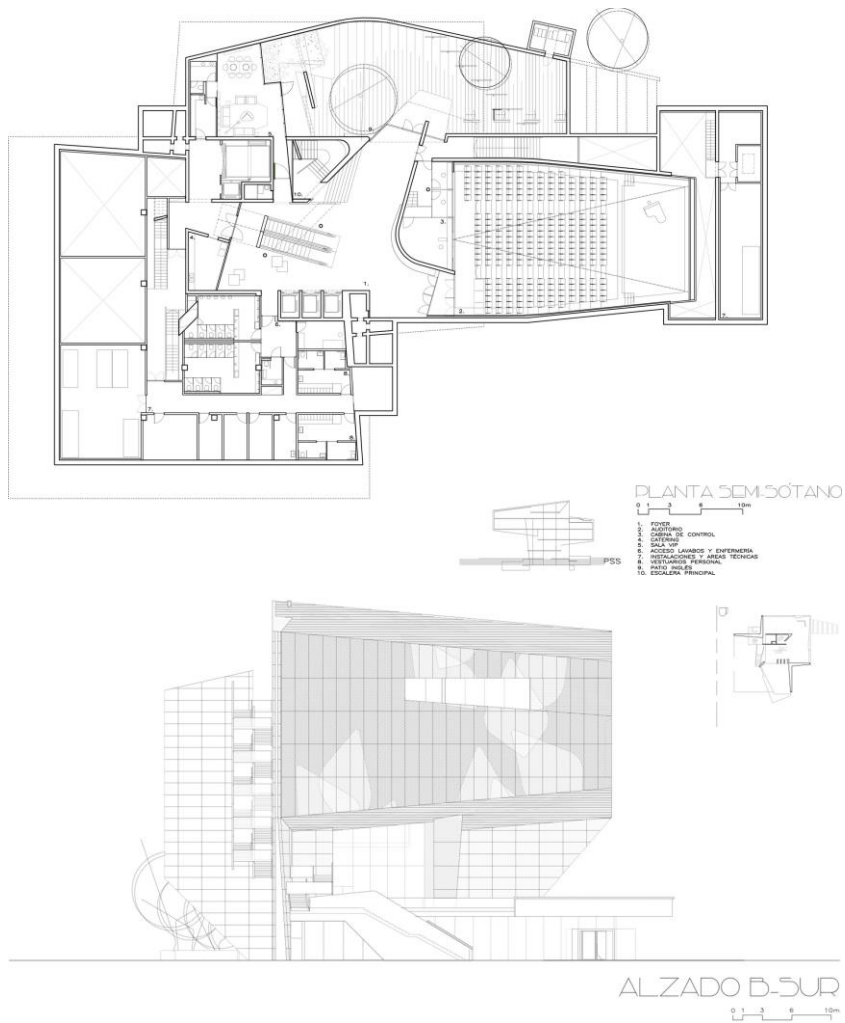


Imagen 2.17(Sup) Planta semisótano. Imagen (Inf) 2.18 Alzado B Sur.

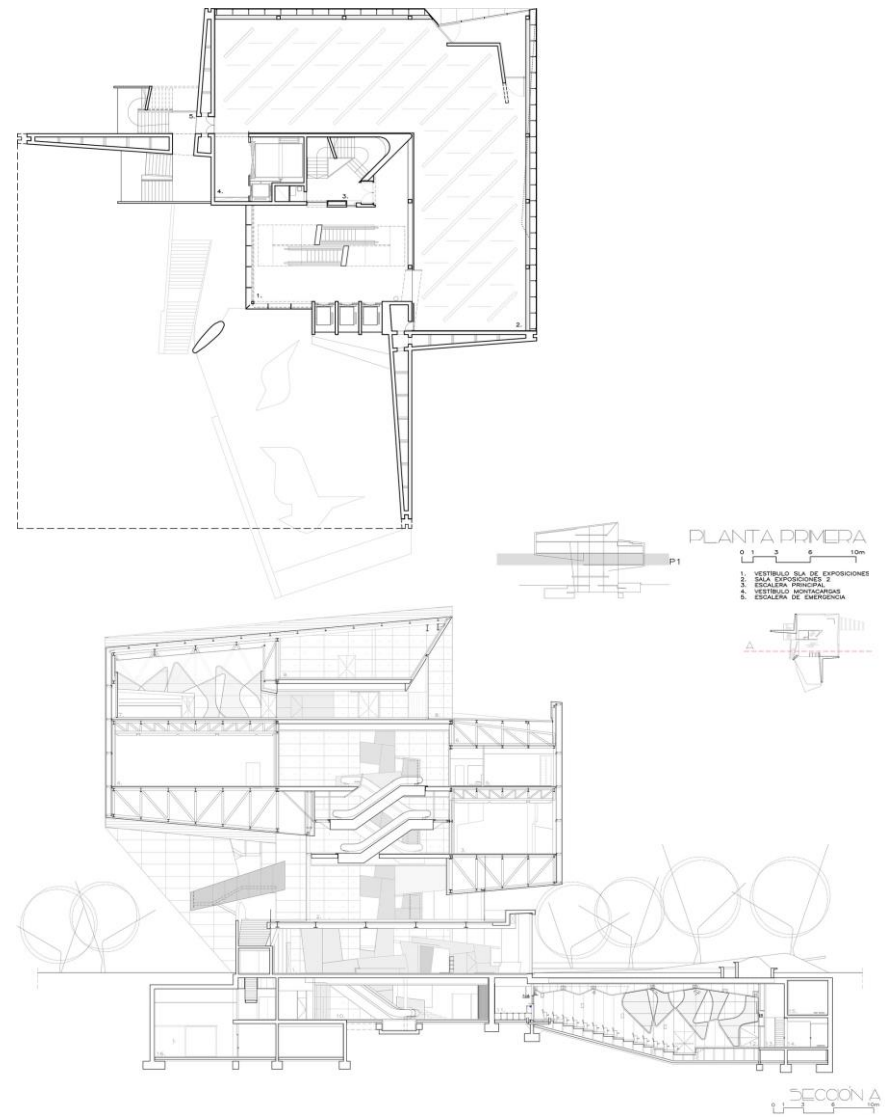


Imagen 2.19 (Sup) Planta primera. Imagen (Inf) 2.20 Sección A.



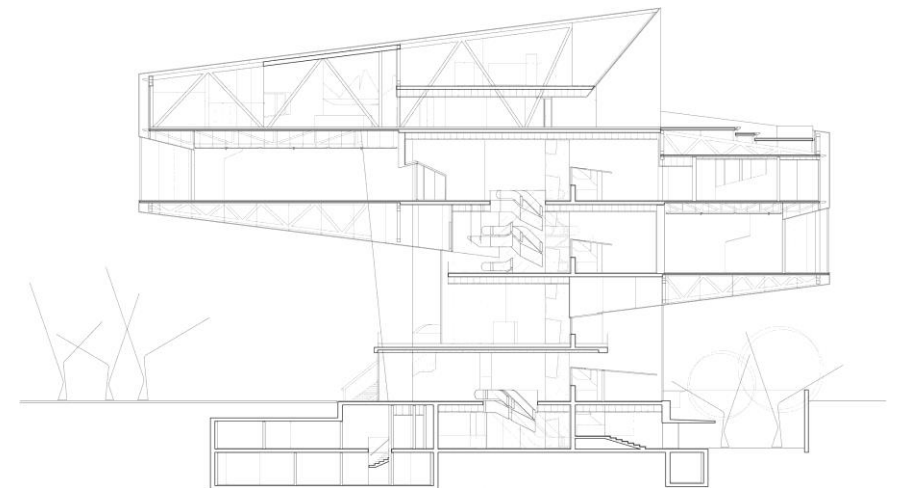
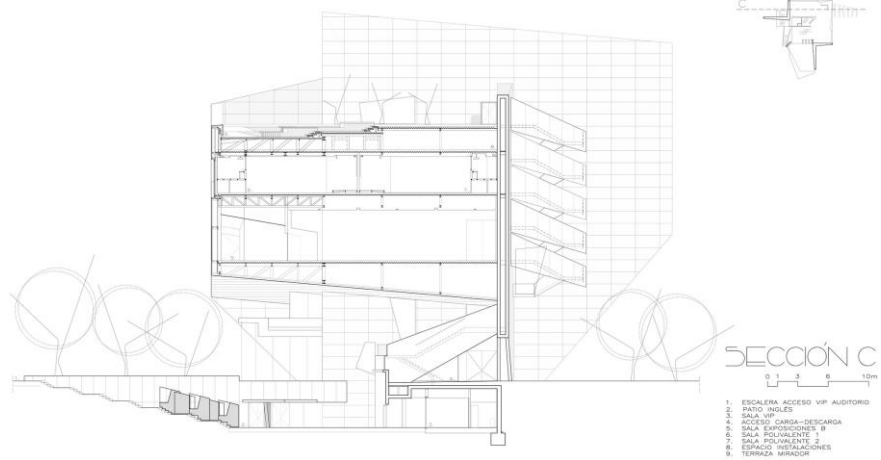
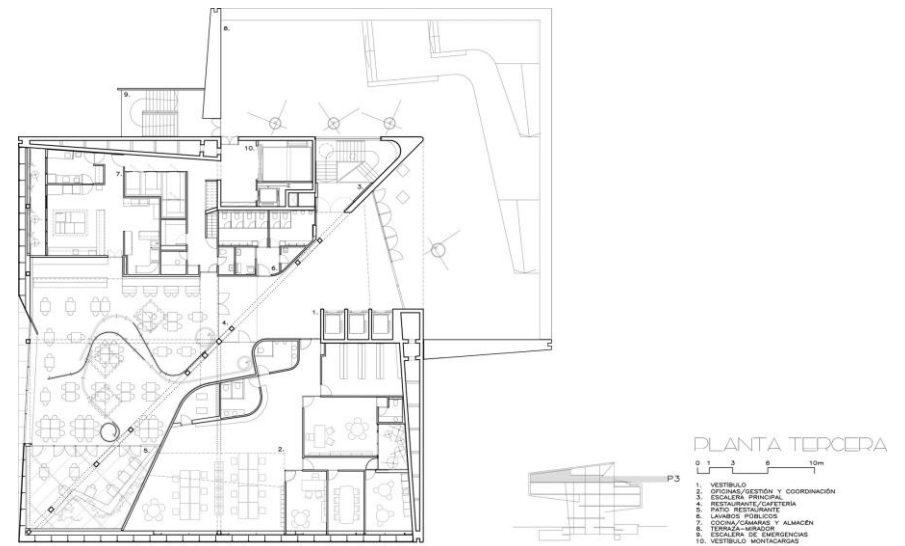
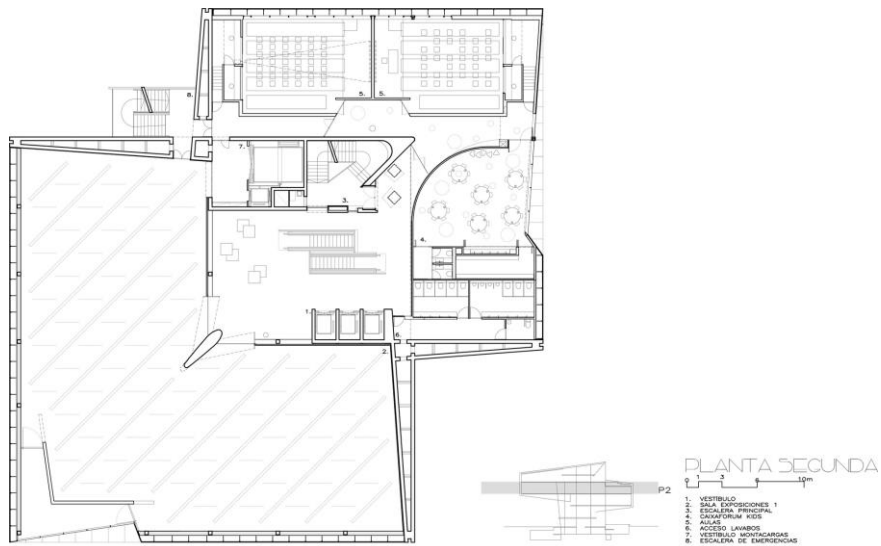


Imagen 2.21 (Sup) Planta segunda. Imagen 2.22 (Inf) Sección C.

Imagen 2.23 (Sup) Planta tercera. Imagen 2.24 (Inf) Sección por diagonal principal.

## 2.6. ESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN

La estructura responde al mismo esquema mediante el cual se organiza la planta. Dos cuadrados solapados dan lugar en su intersección al núcleo de comunicación vertical, formado por muros de hormigón armado y una losa maciza del mismo material, además este sirve de soporte a la gran cercha diagonal, la cual lo atraviesa, siendo éste el elemento principal sobre el cual se apoyarán el resto (imagen 2.21).

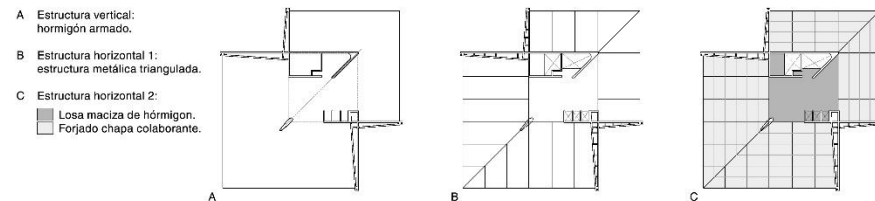


Imagen 2.25 Elementos de la estructura principal.

Dada la naturaleza del terreno, la estructura se resolvió con una cimentación profunda de pilotis realizados in situ con un diámetro que varía entre los 45, 85 y 100 cm empotrados en un estrato de gravas. La gran cantidad de elementos servidores necesarios para un museo de estas características, así como el auditorio, hacen que la parcela esté casi totalmente ocupada bajo el nivel de la cota 0.

Así pues, con el objetivo de mantener la sensación de levitación de los dos grandes volúmenes expositivos, la estructura vertical que los sostiene reduce su tamaño en planta baja para ir aumentando según nos elevamos, quedando definida por un pilar de hormigón de forma ovalada y dos muros

de hormigón en forma de “L”, opuestos entre sí, que en conjunto con la caja de escaleras y los ascensores terminan por definir la estructura.

El pilar ovalado, situado en la diagonal principal, es de sección variable. Tiene unas dimensiones de 2,30 x 1,00 metros y va creciendo hasta alcanzar los 4,80 x 0,90 metros a la altura del forjado de la planta tercera con una altura de 25 metros. Para reducir su impacto visual, éste es más afilado en la punta exterior percibiéndose de manera más esbelta. Es un elemento de extrema importancia pues en él recae la función de absorber los esfuerzos generados por los 3 niveles superiores de voladizo en conjunto con las 2 grandes vigas Warren que discurren por las 2 fachadas perpendiculares. Para poder resistir estos esfuerzos, el hormigón armado se complementa con dos perfiles de acero tipo HEB que se prolongan hasta la gran cercha diagonal para ayudar en la transmisión de esfuerzos.



Imagen 2.26 a Imagen 2.29 De izquierda a derecha proceso constructivo del pilar fusiforme.

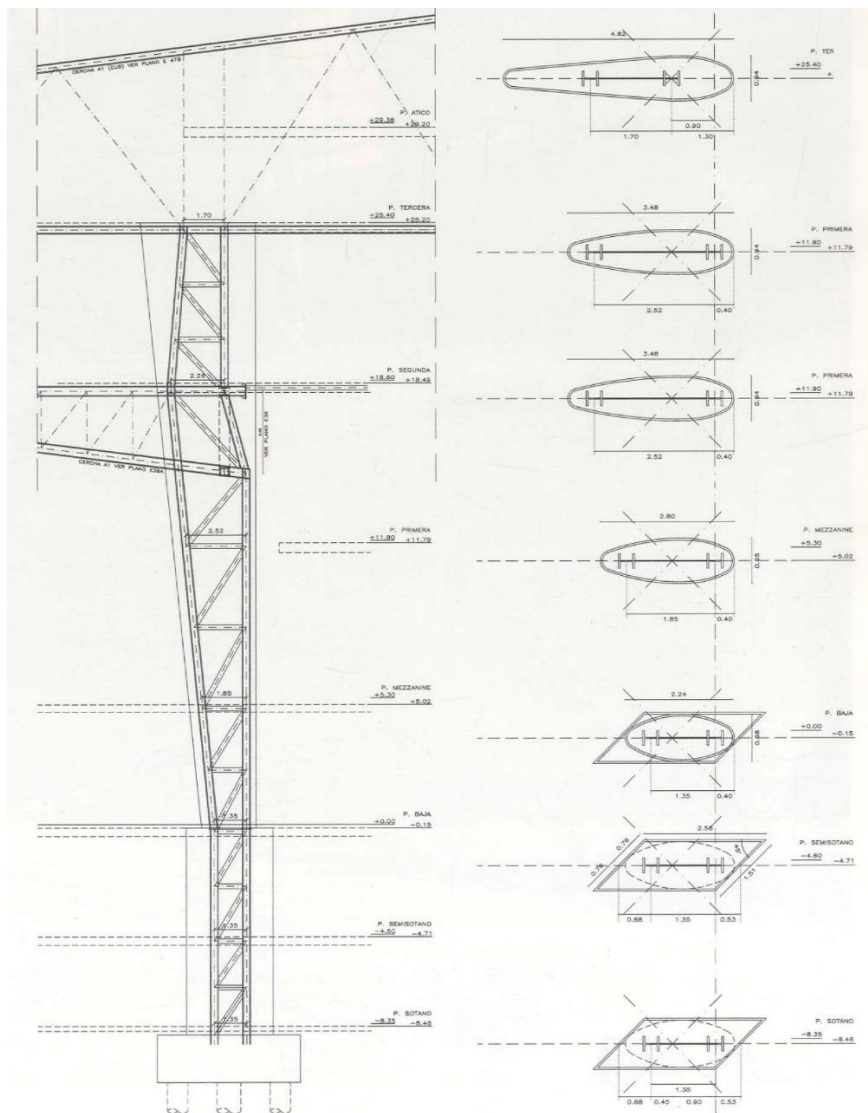


Imagen 2.30 Detalle colocación perfiles interiores del pilar fusiforme.

En cuanto a los muros en “L”, son más anchos en la intersección estrechándose en ambas puntas y quedando el lado cóncavo de éstos visto, a excepción de la escalera de emergencia situada en uno de ellos.

“Por su parte, los dos muros en “L”, que se afinan en los extremos, comienzan con unos brazos cuyas zonas exteriores vistas son de 3,20 x 1,90 m en planta baja, acabando los brazos cortos con 10,60 x 1,90/0,90 m en el suelo de la planta primera, y los brazos largos con 15 x 1,90/0,90 m en el suelo de planta segunda. Posteriormente dejarán de inclinarse y continuarán ascendiendo con el borde libre vertical. En ambos muros se practica un recurso formal muy eficaz, al proponer su vértice exterior en toda su altura con un rehundido central para aparentar una mayor esbeltez, lo que se consigue con el encofrado gracias a la línea de sombra que introduce el rehundido practicado.” Robert Brufau. [3]



Imagen 2.31 Muro de hormigón durante su construcción. Imagen 2.32 Muro ya acabado.



La forma en “L” (imagen 2.31), menor en uno de los extremos, se traslada a ambos volúmenes, siendo la sala que corresponde al lado más corto más pequeña, encontrándose también situada a menor altura.

Estos muros son en realidad huecos, están formados por dos hojas con un espesor de 30 centímetros cada una y con una separación interior que va desde los 30 cm en la punta a los 130 cm en la intersección con el otro lado. Para colaborar de forma conjunta los 2 muros se atan mediante conexiones siguiendo el ritmo de las cerchas del forjado, consiguiendo con ello una adecuada respuesta a las solicitaciones causadas por el viento.

Sin embargo, para comprender cómo los dos cuerpos de exposición consiguen volar sobre los transeúntes se debe analizar un complejo sistema de cerchas y vigas trianguladas que permanece mayormente oculto a los ojos del visitante (imagen 2.33).

*“¿Cuál es, pues, la clave para descifrar esta singular y atrevida composición volumétrica sin recurrir a la disposición de soportes verticales en los vértices extremos de los dos grandes cubos? La explicación hay que encontrarla en las dos cerchas de cada lado (una a nivel superior y otra a nivel inferior) que, arrancando empotradas desde la arista vertical M de cada muro en “L”, definen las dos fachadas de cada volumen, trabajando aparentemente en voladizo soportando la mayor parte del cubo al que pertenecen. No es así, puesto que estas cerchas están descansando en los extremos de las vigas trianguladas VA y VB (ortogonales entre sí y apoyadas sobre el pilar ovalado) y en el extremo de la viga triangulada VD, que tiene un trazado diagonal, a 45°, cruzando toda la planta, apoyándose sobre los dos pilares centrales y uniéndose entre sí, aunque a diferente altura, los dos vértices de los grandes voladizos. [3]*



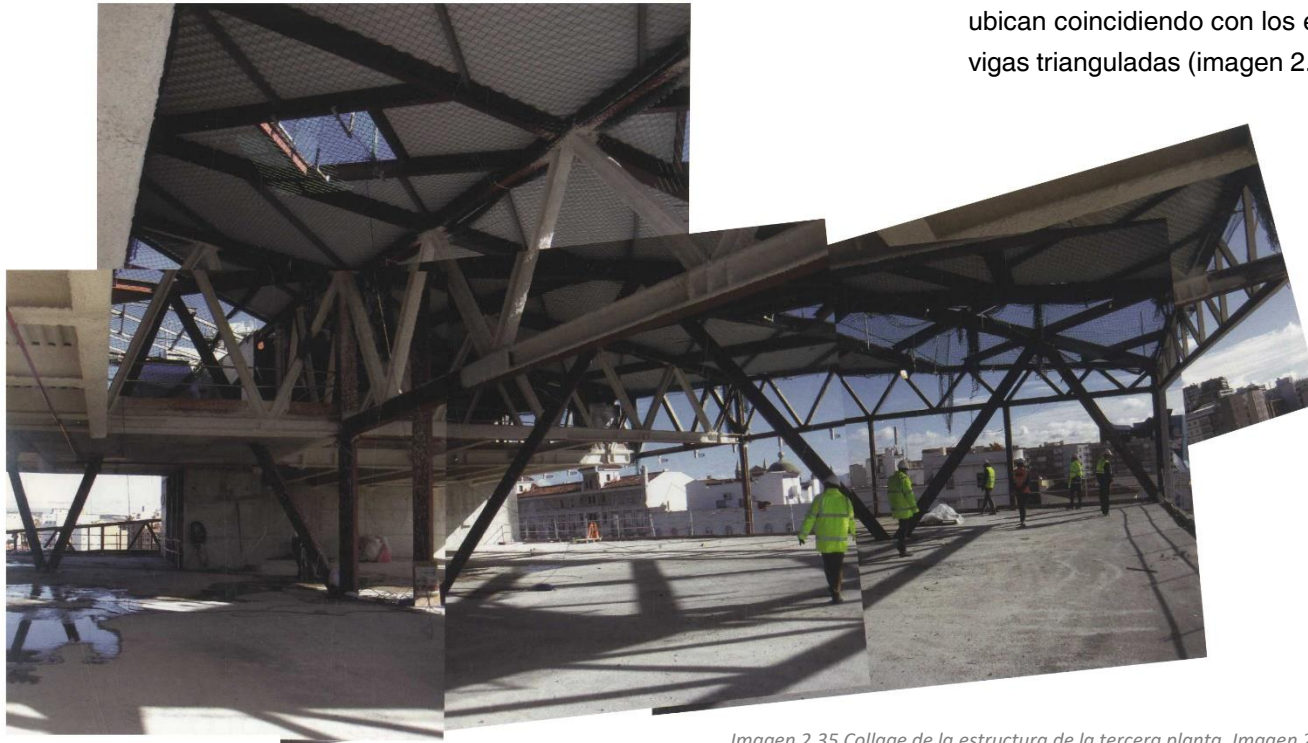
Imagen 2.33 Vista de la estructura desde la planta tercera.



*Imagen 2.34 Vista general de la estructura.*



Así, pues, la presencia de estas cerchas VA, VB y VD, que salen efectivamente en voladizo desde el pilar ovalado, es la clave para interpretar esta estructura. Conjuntamente con las cerchas de fachada definen el entramado básico que acaba recibiendo todas las correas interiores. La gran cercha diagonal VD tiene, como se ve en la sección, una disposición como viga Warren con una altura que, para adaptarse a la forma definitiva del volumen, varía entre cinco metros en el extremo y nueve metros en el punto más alto. En la zona central del edificio, un forjado la corta a media altura.” Robert Brufau. [3]



Estas vigas trianguladas, se prolongan hasta ir a parar al núcleo de ascensores o escaleras en el cual se empotran. Sobre todo este sistema en el cual apoyan las correas se realiza un forjado de chapa colaborante de 6 + 6 cm de canto para aligerar el máximo posible los voladizos de 16 y 10 metros respectivamente.

Para completar el sistema estructural es necesario que ambos niveles del sistema trabajen conjuntamente para permitir la compatibilidad de movimientos entre los dos niveles, además de servir como soporte para la subestructura de fachada, se colocan una serie de montantes, éstos se ubican coincidiendo con los extremos de los elementos principales de las vigas trianguladas (imagen 2.35). [3]



Imagen 2.35 Collage de la estructura de la tercera planta. Imagen 2.36 Vista de la estructura desde el hall exterior del auditorio.



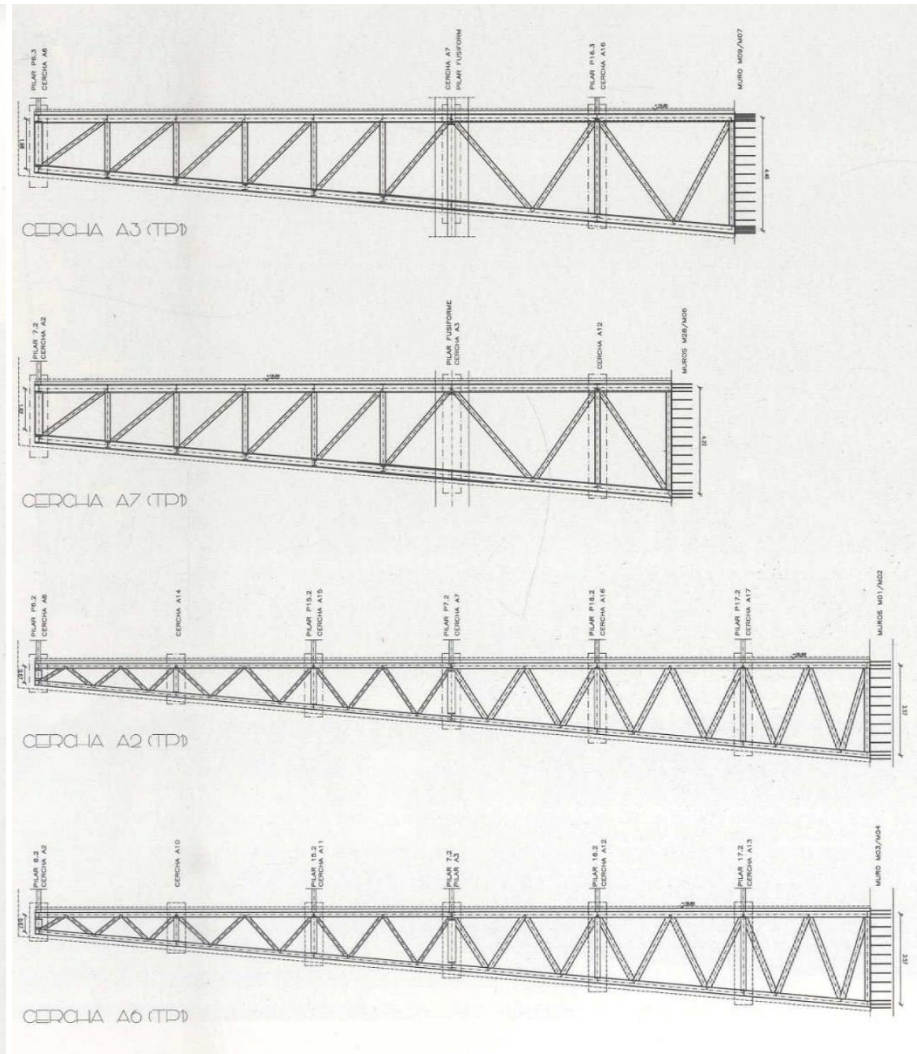
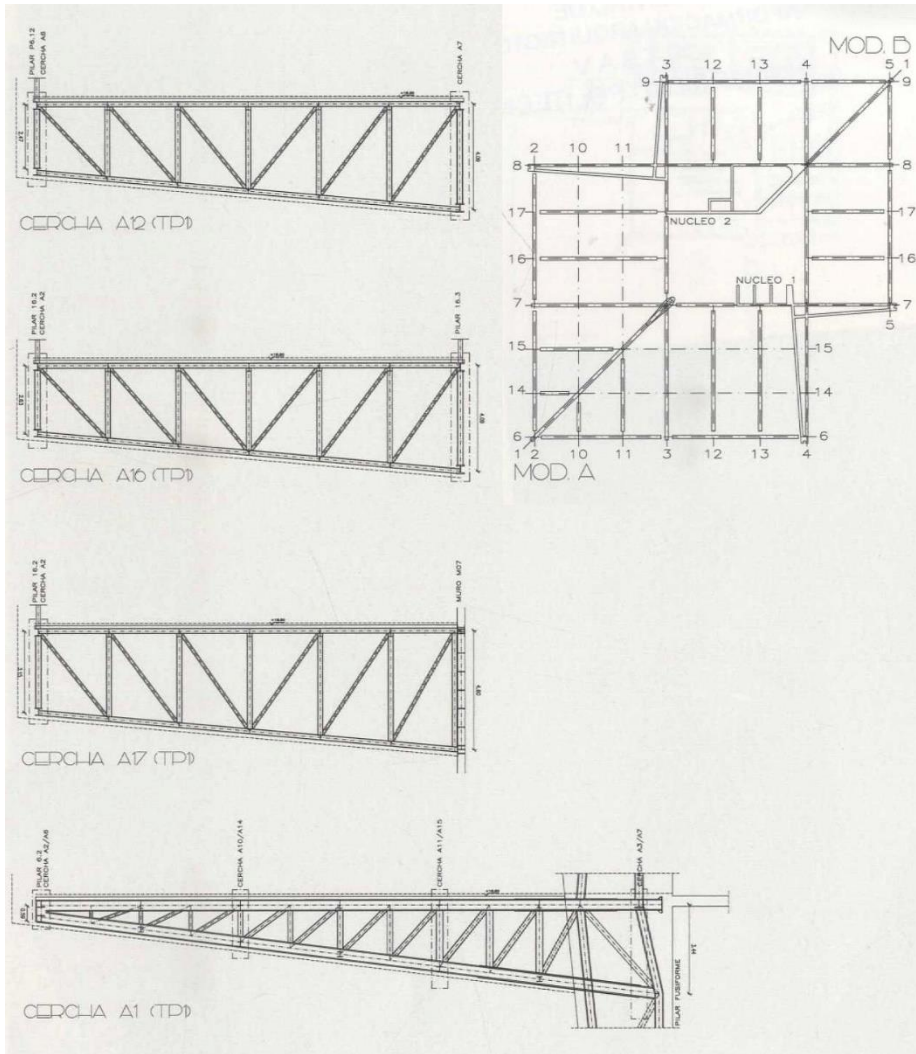


Imagen 2.37 e Imagen 2.38 Diseño de las principales cerchas del volumen A en segunda planta.



*Imagen 2.39 Collage de la estructura vista desde segunda planta.*



*Imagen 2.40 Vista de la estructura desde el jardín exterior del auditorio.*



El sistema de fachada está formado por dos capas. La interior está formada por paneles sándwich con aislamiento térmico incorporado y rematados en la cara interior por una chapa de aluminio lacado, mientras que la exterior, separada de la anterior por una cámara de aire transitable, se resuelve mediante una serie de bandejas de aluminio con diferentes perforados. El espacio interior que separa las dos capas se aprovecha de manera que oculte el gran entramado metálico necesario para sostener los dos volúmenes.

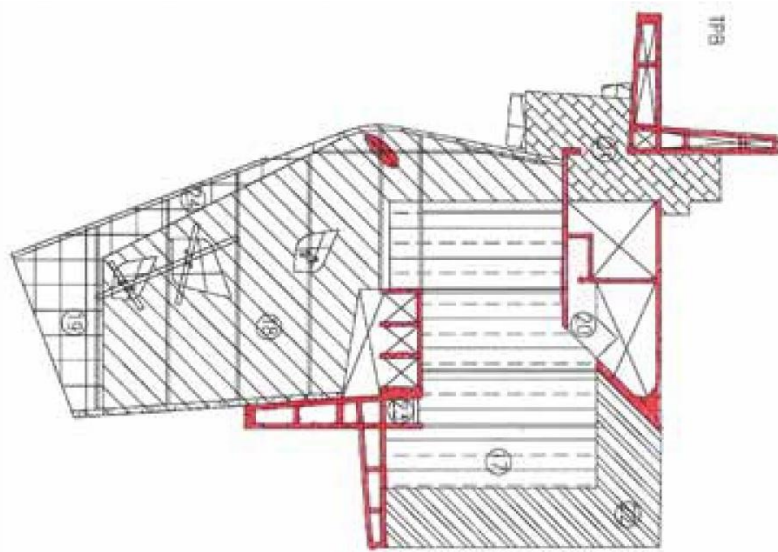


Imagen 2.41 Esquema sobre los diferentes elementos estructurales de la planta mezzanine.

Por último, el sistema estructural del forjado de la planta mezzanine (entresuelo) se lee como totalmente autónomo tanto del sistema estructural general como volumétricamente, pero resuelto con los mismos elementos.

La parte central es una losa de hormigón armado que ocupa el espacio entre el núcleo de escaleras y el de los ascensores al igual que en el resto de plantas. La terraza, que se prolonga para marcar el acceso en planta baja, es donde encontramos alguna diferencia. Presenta dos interesantes lucernarios, de formas orgánicas similares a los motivos de la fachada, que se ubican en la intersección de las vigas con los pilares (imagen 2.41).

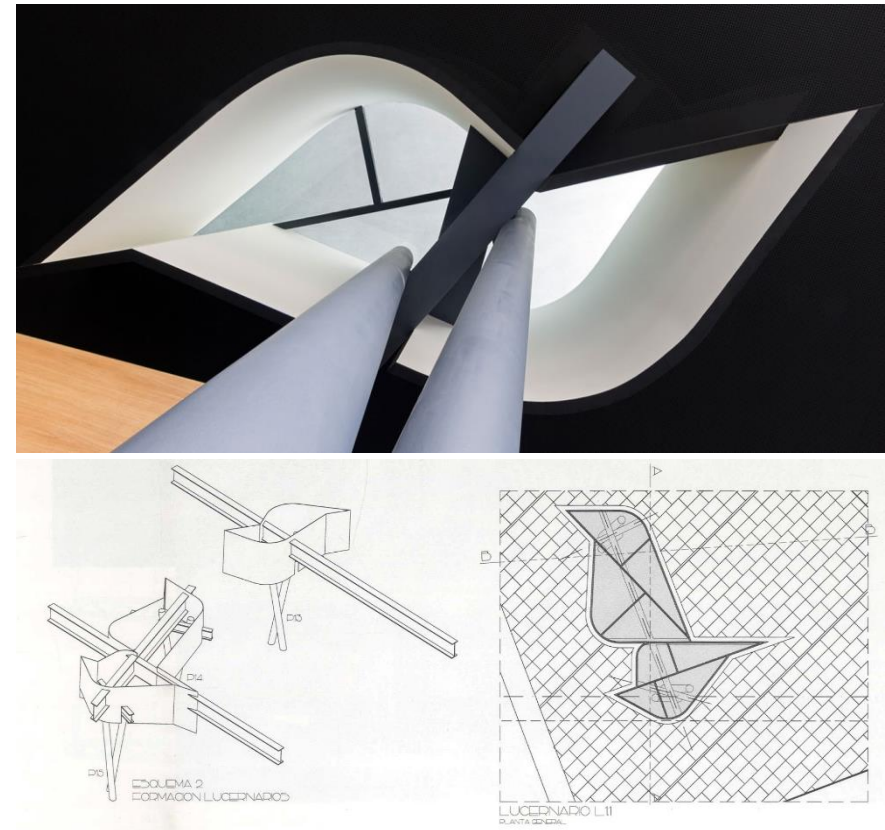


Imagen 2.42 (Sup) Vista de un lucernario. Imagen 2.43 (Inf) Planta y axonometría de los lucernarios.



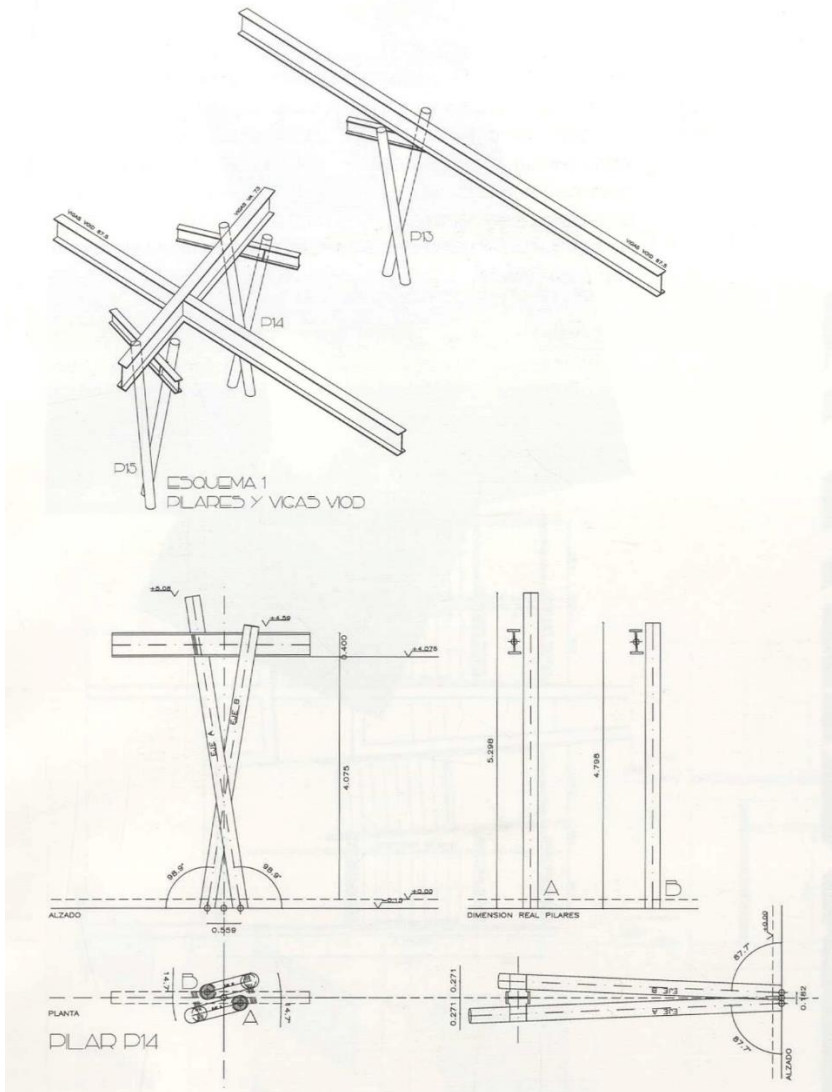


Imagen 2.44 Esquemas unión viga-pilares en los lucernarios.

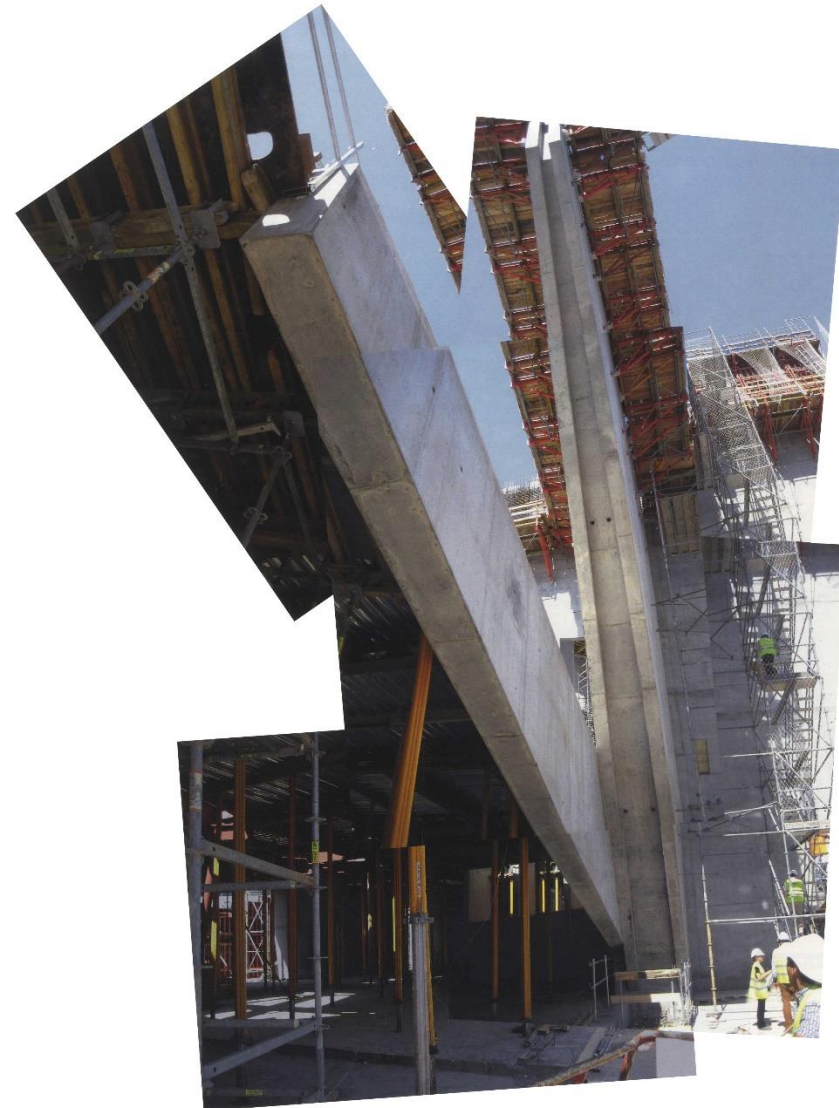


Imagen 2.45 Vista del muro de planta baja y el forjado de la planta mezzanine.

Está resuelta mediante un forjado de chapa colaborante apoyado en vigas Void de gran canto, pero al contrario que en las plantas superiores, en vez de aparecer una gran cercha metálica perimetral, aparece en su lugar una viga de hormigón de gran canto, que a su vez sirve de antepecho, junto con una pequeña losa perimetral también de hormigón armado (imagen 2.46).



Todo ello se apoya en el núcleo de comunicación vertical, unos pocos pilares metálicos esviados de sección circular y que aparecen por parejas, un pequeño muro de hormigón armado, que al igual que en los muros en forma de “L” consta de mayor dimensión en la parte superior que en la base, y de la escalera exterior, resuelta con hormigón armado, que permite el acceso desde los jardines a la terraza.



*Imagen 2.46 Vista superior de la estructura de la planta mezzanine. Imagen 2.47 Vista a pie de calle de la estructura de la planta mezzanine.*



A continuación, se muestra, a través de una serie de fotografías, las distintas fases constructivas del proyecto. Esto ha sido posible gracias al seguimiento de las obras realizado por varios ciudadanos de la ciudad que las publicaron desinteresadamente en algunas páginas sobre construcción.

La primera imagen de la que se dispone, Imagen 2.44, es una vista aérea del solar durante la fase inicial de construcción, en ella podemos observar cómo se realizaron las plantas bajo rasante. En concreto ya se había realizado la cimentación y el segundo sótano, la zona central del primer sótano ya se encontraba hormigonada y se estaba trabajando en la zona del auditorio y su acceso desde el jardín. Todos estos elementos estructurales bajo la cota cero se resolvieron mediante hormigón armado.



*Imagen 2.48 Vista aérea del solar durante la fase inicial de proyecto.*

En las siguientes imágenes, ya se puede observar el crecimiento de todos los elementos estructurales de hormigón, los muros en “L” y el pilar central. Al mismo tiempo, se empezó con la construcción del forjado de la planta mezzanine. Al responder a un esquema estructural diferente también su forma de construcción varió. Esta se realizó al mismo tiempo que la estructura de hormigón crecía en vertical, mientras que en el resto de plantas, como veremos más adelante, se esperó a que la estructura resistente de hormigón estuviera completa pues todas las plantas debían trabajar en conjunto.



*Imagen 2.49 (Sup) e Imagen 2.50 (Inf) Construcción de los elementos estructurales de hormigón.*





Imagen 2.51 (Sup) Estructura metálica planta mezzanine. Imagen 2.52 (Inf) Construcción de los elementos estructurales de hormigón, vista opuesta.

El proyecto continuó su crecimiento en vertical hasta completar totalmente la estructura resistente vertical de hormigón, Imagen 2.47, dejando las esperas y placas de anclaje necesarias para la realizar la estructura metálica. Durante el crecimiento vertical solo se realizó la parte de la estructura metálica que definía el perímetro del núcleo central de hormigón pues quedaba encerrada por este.



Imagen 2.53 Estructura resistente de hormigón y planta mezzanine finalizadas.

A continuación, se realizó la estructura metálica que resistiría los esfuerzos generados por los dos grandes cuerpos en voladizo. Su construcción empezó por la última planta, descendiendo conforme se iban completando las vigas trianguladas superiores.





Imagen 2.54 (Sup Izq), 2.55 (Sup Der) e 2.56 (Inf) Proceso constructivo de la estructura metálica.

En las imágenes anteriores se puede observar como tras finalizar la estructura superior se colocaron los montantes de fachada, éstos, en conjunto con los elementos de hormigón, se utilizan para desarrollar los principales elementos estructurales de los otros dos niveles.



Imagen 2.57 Últimos pasos del proceso constructivo de la estructura metálica.

Tras finalizar las cerchas y las vigas trianguladas se completó la estructura con las viguetas, posteriormente se colocaron las chapas nervadas que conforman el forjado de chapa colaborante, hormigonando la capa de compresión inmediatamente después.

A continuación, se protegió la estructura metálica mediante pinturas intumescentes. Todo este proceso constructivo, se realiza de forma independiente en cada uno de los dos volúmenes, siendo el inferior el que va siempre más adelantado al haberse completado sus muros de hormigón dos niveles antes.





*Imagen 2.58 Estructura metálica finalizada, en el volumen izquierdo los forjados ya se han hormigonado, proceso que se realizará a continuación en el otro volumen.*

Una vez protegida la estructura, se procedió a colocar algunos de los pasos de instalaciones que ubicados en el espacio delimitado por los forjados y la estructura metálica que los sostiene, al mismo tiempo se empiezan a pintar la parte exterior de los muros de hormigón.

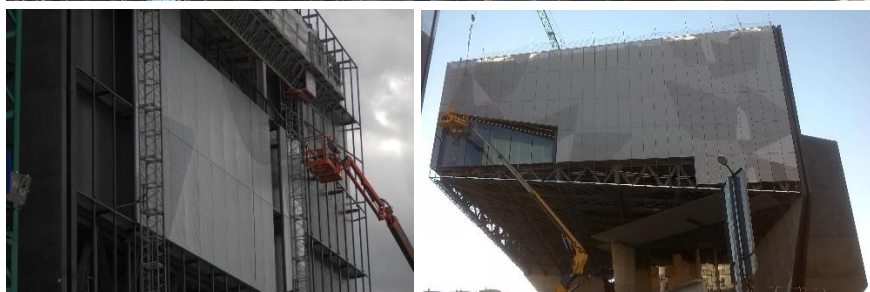
El siguiente paso consistió en cerrar la fachada para poder empezar a trabajar en los acabados interiores. Se empezó por la subestructura auxiliar



*Imagen 2.59 (Sup) Protección de la estructura metálica. Imagen 2.60 (Inf) Colocación de los primeros paneles interiores de fachada y su subestructura, pintado de muros y paso de instalaciones.*

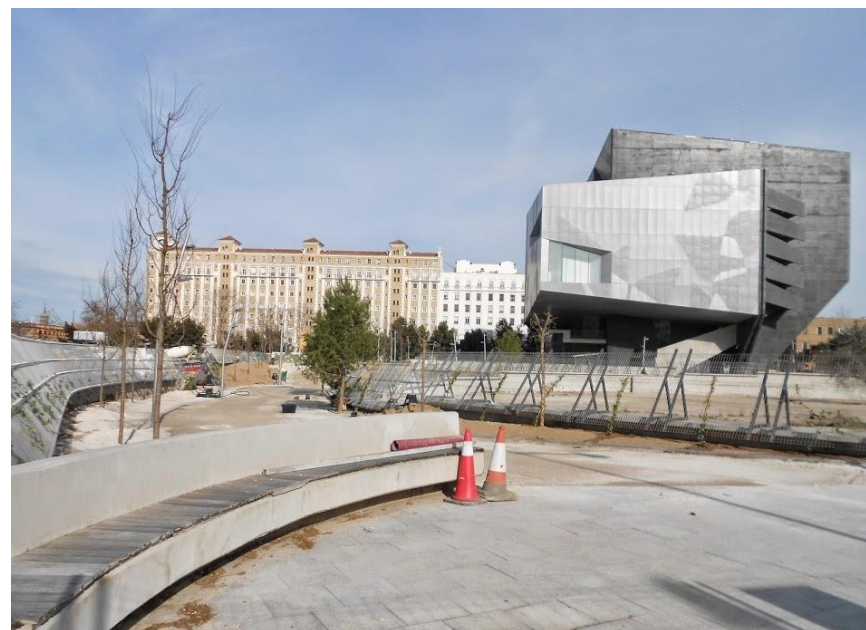


Interior, colocando a continuación los paneles interiores. El proceso continuó con la disposición de las pasarelas de mantenimiento, tanto de fachada como los situados en el espacio inferior, y la subestructura auxiliar exterior, para por último colocar los paneles metálicos y vidrios exteriores.



*Imagen 2.61 (Sup), Imagen 2.62 (Inf Izq) e Imagen 2.63 (Inf Der) Evolución del proceso constructivo de la fachada.*

Con la envolvente exterior totalmente finalizada, el trabajo se centró tanto en los acabados interiores como en los jardines y accesos hasta la completa ejecución del proyecto.



*Imagen 2.64 Envolvente acabada, trabajos en los accesos.*

## 2.7. MATERIALIDAD

Los materiales con los que principalmente se resuelve el proyecto son el vidrio, el aluminio y el hormigón. En cuanto a este último se emplea visto en gran cantidad de elementos como los muros del núcleo de comunicación, los dos muros en “L”, el pilar fusiforme o diversos antepechos. Este aparece coloreado de un tono oscuro en la parte exterior de los muros en “L” y del pilar. Para la envolvente se usa una doble piel con bandejas de chapa de aluminio de 3mm de espesor con un acabado lacado de color claro, perforado y repujado en la capa exterior, creando mediante el grado de perforación y el tono de color una serie de motivos orgánicos que se iluminan al anochecer dándole un aspecto más emblemático.

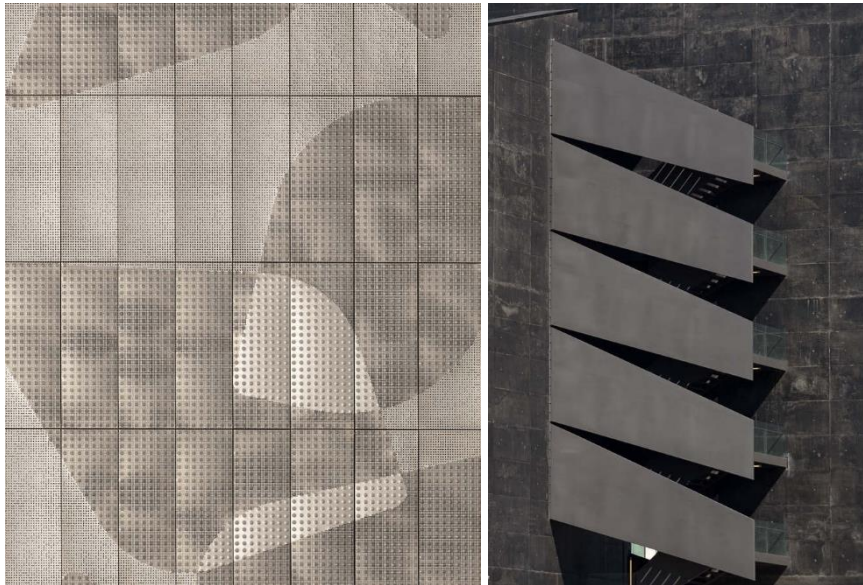


Imagen 2.65 (Izq) Detalle acabado paneles de fachada. Imagen 2.66 (Der) Escalera exterior.

En un principio esto no era así, la fachada era la que tenía un color más oscuro mientras que el hormigón aparecía con su color natural. Fue durante el proceso de diseño cuando tras la realización de una maqueta se invirtieron los colores al observar que resolver la fachada en tonos más oscuros hacía que los volúmenes suspendidos perdieran gran parte de esa sensación de ligereza. Esto se puede observar en las imágenes presentadas para el concurso (imagen 2.7 e imagen 2.63).

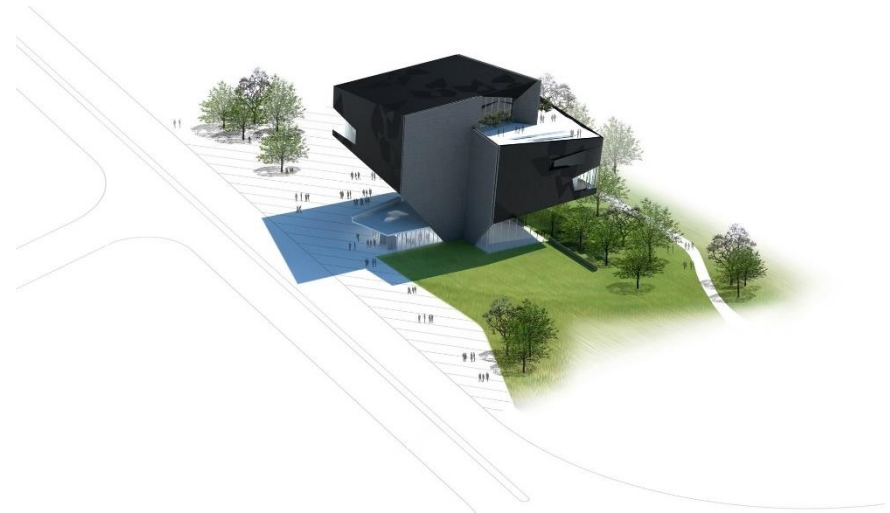


Imagen 2.67 Vista aérea del proyecto presentado a concurso.

Interiormente destaca el uso de la madera y el acero tanto en motivos decorativos en paredes como en grandes piezas de mobiliario o pequeños detalles como barandillas, con especial mención al espacio creado en la zona de cafetería-restaurante. Remarcar también el uso del color rojo para



resaltar algunos elementos muy concretos como la escalera interior o el acceso a determinadas salas.

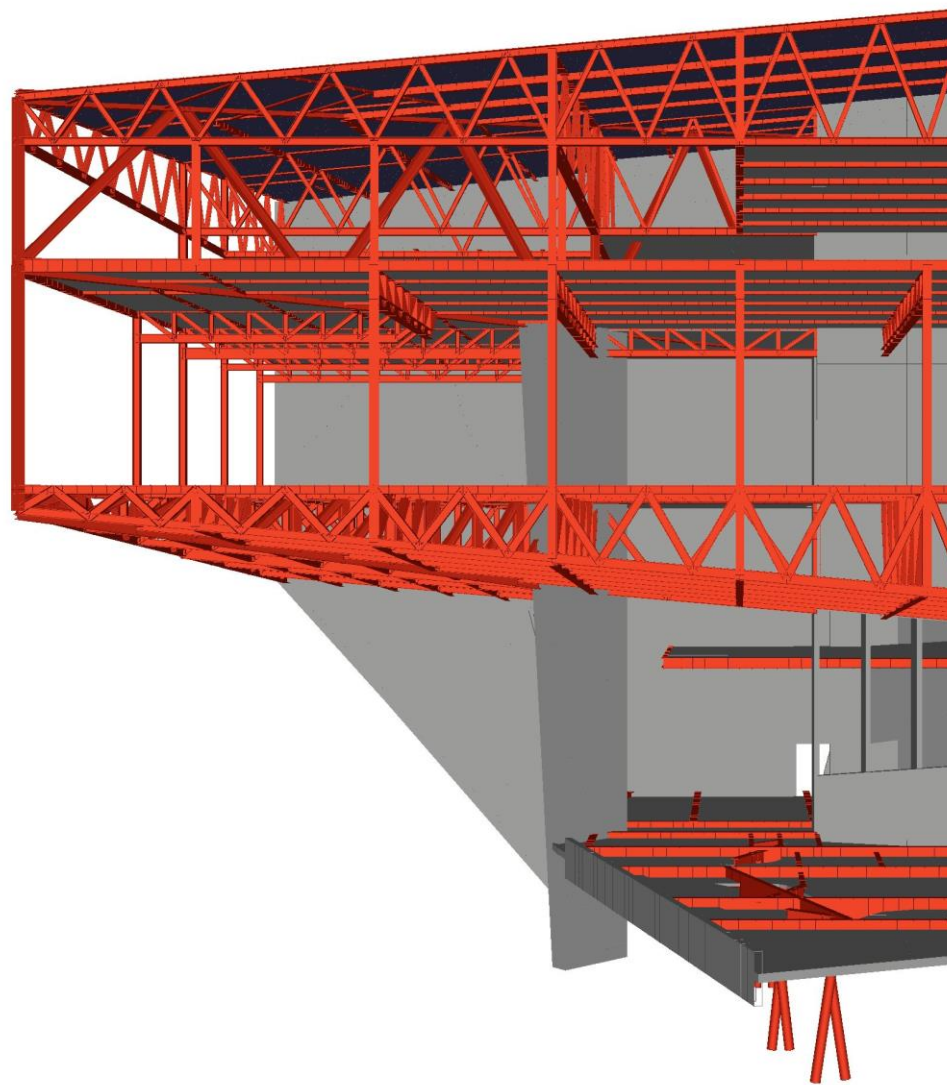


*Imagen 2.68 (Sup) Vista del vestíbulo previo al auditorio. Imagen 2.69 (Inf) Vista de la cafetería.*

La combinación de materiales y la calidad de los acabados, así como los números elementos de mobiliario diseñados a expensas del proyecto nos dan buena muestra de la dedicación realizado por el estudio de Carne Pinós.



*Imagen 2.70 Vista exterior, iluminación del conjunto.*



### 3.MODELO DE CÁLCULO



### 3.1. MODELIZACIÓN

Para poder estudiar el comportamiento de la estructura del proyecto CaixaForum de Zaragoza de la forma más completa y detallada y poder aprender de éste, se ha realizado un modelo estructural del edificio mediante el uso del programa de cálculo estructural diseñado por la Universidad Politécnica de Valencia Architrave®. [12]

Mediante su uso en conjunto con AUTOCAD, Architrave permite la obtención de modelos formados por elementos finitos y barras, así como la aplicación de materiales y cargas que nos permiten observar el comportamiento de la estructura ante distintas situaciones de carga.

Como criterio personal, se ha intentado realizar un modelo estructural lo más fidedigno con la realidad posible, teniendo en cuenta la información tanto gráfica como escrita disponible y evitando la excesiva simplificación para obtener un comportamiento lo más cercano posible al de la estructura real.

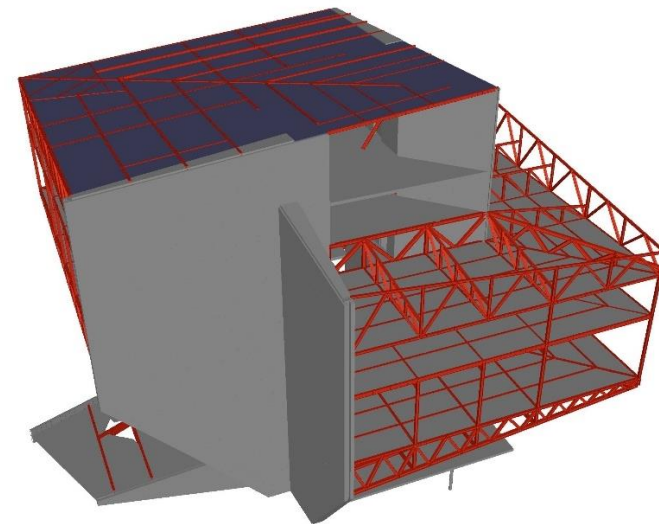
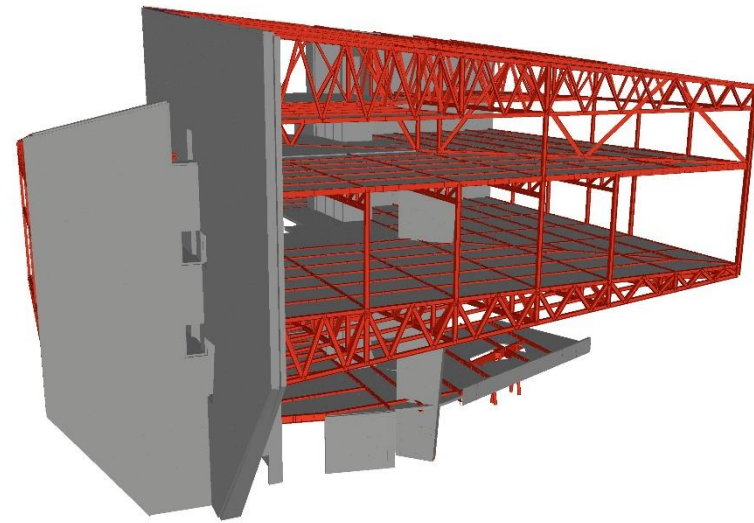


Imagen 3.1 (Sup) Perspectiva Sudoeste del modelo. Imagen 3.2 (Inf) Perspectiva Noreste del modelo.

## 3.2. SIMPLIFICACIONES ADOPTADAS

A pesar de esto, se han realizado las siguientes simplificaciones que afectando mínimamente al resultado final permiten abarcar mejor un modelado complicado como el del CaixaForum:

- La principal simplificación del modelo estructural fue no modelizar las dos plantas de sótano, al considerar que esta parte de la estructura funciona de forma independiente de la del resto de niveles, considerando por tanto todos los elementos de planta baja empotrados con el terreno.

- Se simplifica el núcleo vertical que contiene la escalera y el montacargas, considerando únicamente el muro interior que los separa como un elemento continuo. En el perímetro si se modelizan todos los huecos, además estos dos espacios se consideran como continuos en todas las plantas, no modelizando los rellanos. Por último, el vértice agudo se ha modelizado como la intersección de dos muros siendo el que arranca en diagonal de mayor espesor no modelizando el macizado que se produce en la esquina (imagen 3.3).

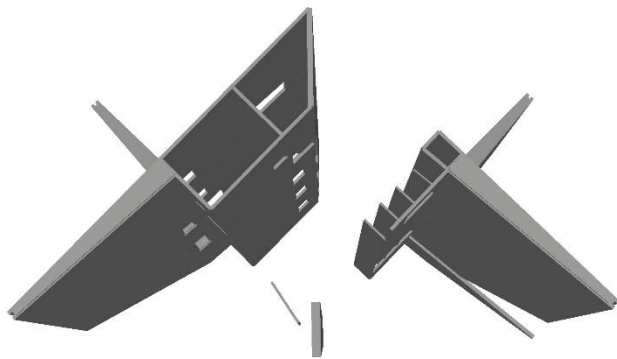


Imagen 3.3 Perspectiva superior de los elementos verticales de hormigón.

- En la cubierta se considera toda como una superficie continua eliminando dos lucernarios situados en el núcleo central, al no disponer de información suficiente para su correcta modelización (imagen 3.4).

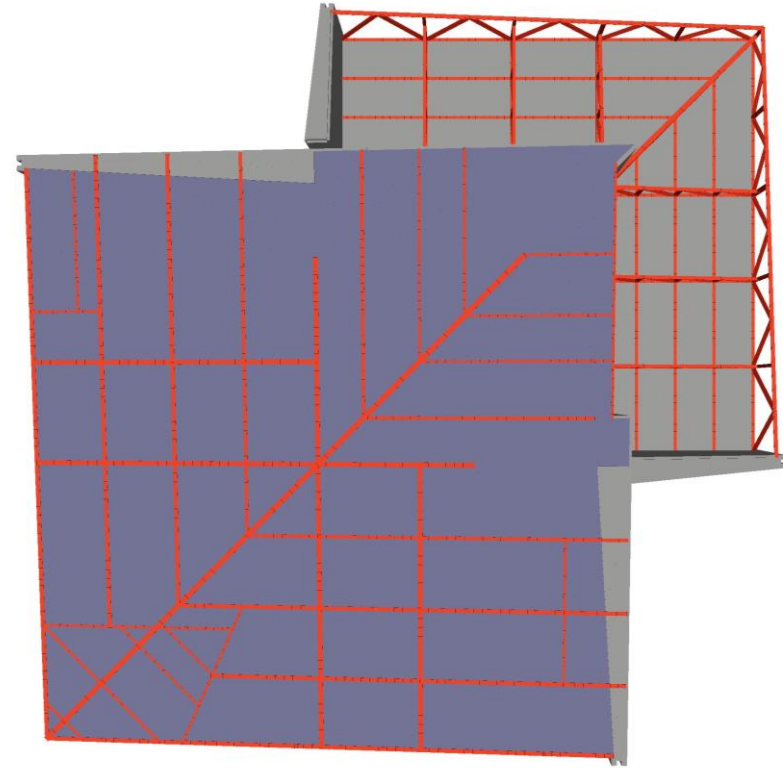


Imagen 3.4 Vista en planta de la cubierta.

- Las dos escaleras, tanto la escalera de emergencia exterior como la de acceso a la terraza de la planta mezzanine no han sido modelizadas.



- En la planta mezzanine, las vigas void del forjado se han simplificado a vigas de alma llena con una sección ligeramente inferior a la existente (viga void 87,5).

- Los perfiles metálicos que discurren por el interior del gran pilar fusiforme simplifican su recorrido, como se observa en la imagen 3.5 su recorrido se va adaptando a la forma del pilar mientras que en el modelo se han simplificado como totalmente verticales, como se observa en la imagen 3.6.

Por último, debido a la falta de información sobre la sección de perfil usada concretamente en cada caso, los perfiles asignados a los montantes, travesaños y cordones de las cerchas y vigas trianguladas se han asimilado a partir de los usados en el ejemplo más próximo, así como dentro de una cercha se ha procedido a simplificar la variedad de secciones existentes, normalmente simplificando con una sección para cada parte (montantes interiores, montantes exteriores, travesaños, cordón superior y cordón inferior).

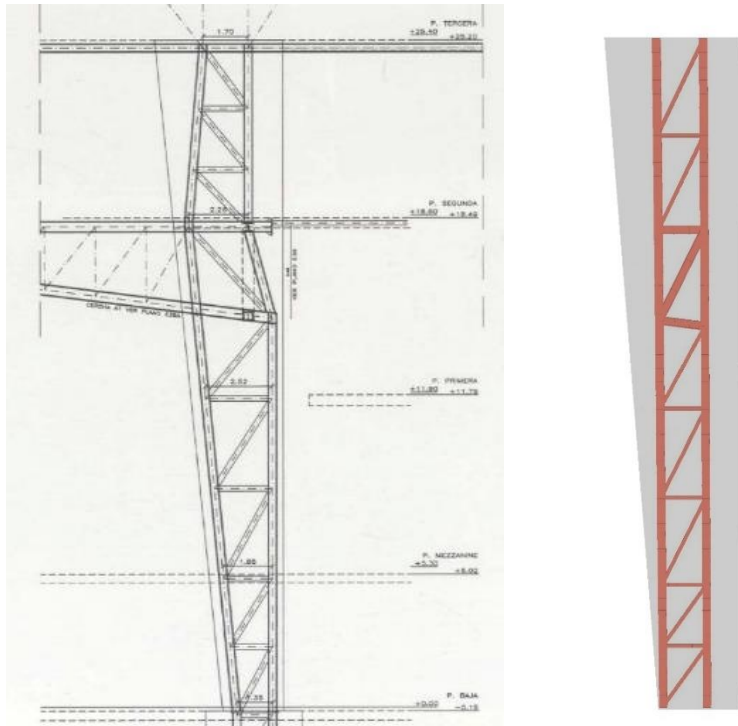


Imagen 3.5 (Izq) Diseño original del pilar. Imagen 3.6 (Der) Simplificación realizada en el modelo.

### 3.3. MODELO ESTRUCTURAL

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se empezó por redibujar los planos disponibles en AUTOCAD obteniendo las líneas de eje de todos los elementos estructurales. Cabe mencionar que las salas suspendidas son dos cuadrados perfectos solapados, pues solo así la cubierta queda modelizada correctamente.

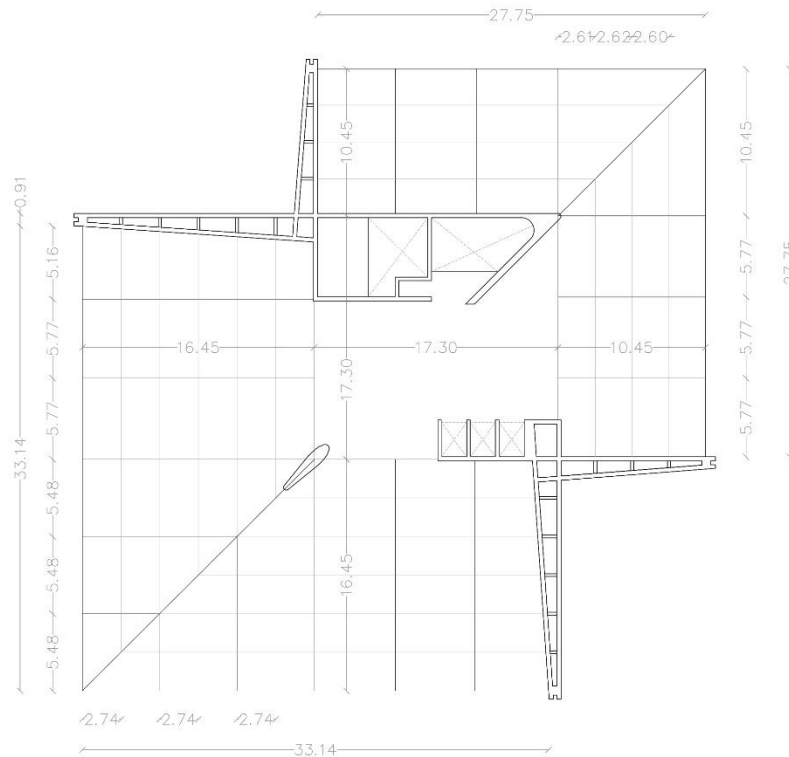


Imagen 3.7 Principales medidas de la planta tipo.

Una vez realizado este primer paso se colocaron los distintos niveles obtenidos uno sobre otro a la altura correspondiente, uniéndolos después mediante las líneas verticales necesarias para definir completamente la estructura obteniendo un volumen completo del proyecto a modo de encaje general (imagen 3.8).

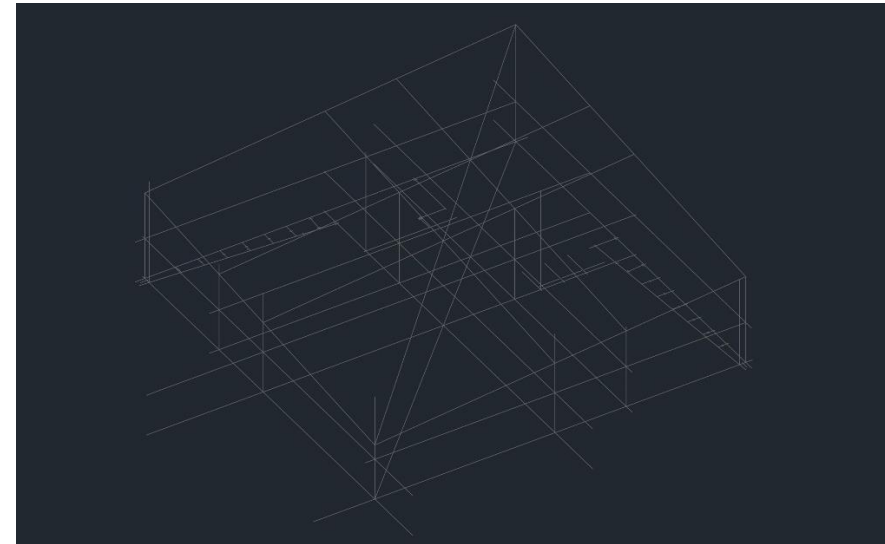
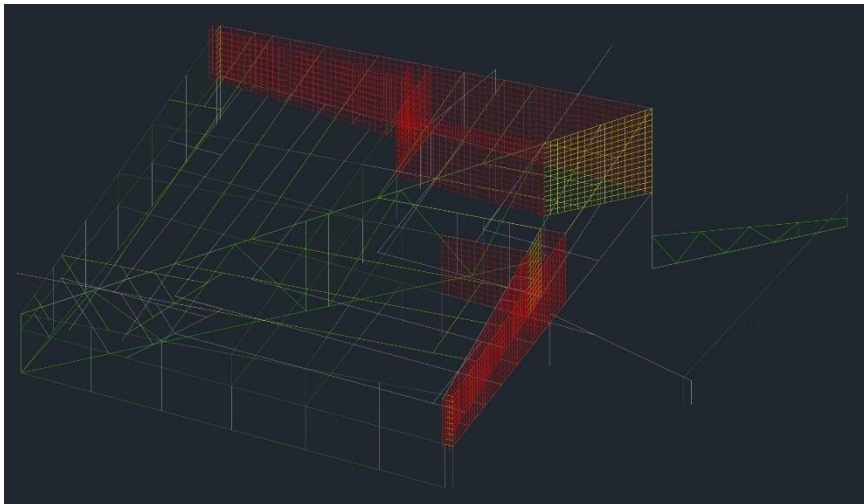


Imagen 3.8 Líneas de encaje, estructura P3, P4 y PCub.

El segundo paso a realizar fue empezar a rellenar estas líneas básicas mediante todos los elementos estructurales necesarios. Para ello se empezó por las dos últimas plantas dado que al ser éstas un cuadrado perfecto en planta, resultaba más sencillo empezar por ellas. Se comenzó por modelizar los muros de hormigón mediante elementos finitos cuadrados con una dimensión base de 50 x 50cm, usando como material un hormigón HA 50 y generalmente de espesor 30cm, salvo en los



pequeños muretes que separan los ascensores donde se usan de 20cm, en el muro diagonal del núcleo de escaleras donde pasan a ser de 45cm y en los extremos finales de los muros en “L” donde se les asigna a los elementos finitos un espesor de 60cm. Posteriormente se modelizó mediante barras, a las cuales se le asignaba la sección adecuada de los perfiles HEB o IPE necesaria para cada caso, la estructura de vigas trianguladas de fachada, las cerchas interiores correspondientes a estos dos niveles y las correas que conformaban los forjados, así como la gran viga Warren diagonal que discurría por ambos y los elementos verticales que conectan la estructura metálica (imagen 3.9).



*Imagen 3.9 Primera fase del modelado.*

A continuación, se procedió a modelizar el forjado de estas dos plantas para lo cual se volvieron a usar elementos finitos de Hormigón HA 50 de un espesor de 30cm en la zona del núcleo vertical (la losa de hormigón que

ocupa el espacio entre el núcleo de escaleras y el de ascensores) y de 10cm de espesor para simular la rigidez aportada por el forjado de chapa colaborante en el resto de superficie.

Dado que se empezó por los niveles superiores, era necesario modelizar la cubierta para lo cual se creó un nuevo material, definido por el usuario con unas características que pudieran asimilar su comportamiento al de un Panel Sandwich utilizado en situaciones similares dada la ausencia de este tipo de materiales en el programa de cálculo usado. En concreto, se creó un material con las siguientes características:

- Modulo E: 2.100.000,0
- Coef. Poisson: 0,3
- Peso Específico: 30,0
- Coef. Dilatación: 0,1

Al igual que en el resto de elementos, se procede a rellenar el espacio, delimitado previamente, de la cubierta con elementos finitos cuadrados, modificando puntualmente su forma para hacer coincidir las esquinas de todos los elementos y que, por lo tanto, la estructura trabaje al unísono.

Este proceso se repite, sin prácticamente ninguna modificación hasta llegar a la planta mezzanine, donde además de realizar el proceso anterior se tuvieron que añadir dos nuevas secciones de usuario, una viga de hormigón HA 50 y con unas medidas de 25 x 150cm para representar la viga-antepecho que aparece en un lateral y una viga metálica de acero S275 para modelizar el comportamiento de las vigas Void de la terraza.

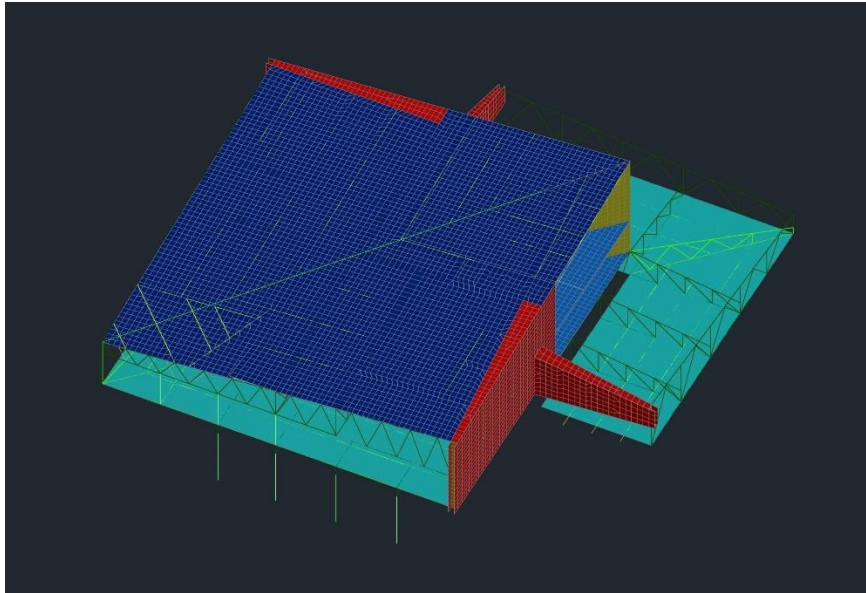


Imagen 3.10 Modelo de las plantas 3 y 4.

Por último, en planta baja únicamente es necesario modelizar los muros de hormigón armado y el resto de elementos verticales (varios pilares metálicos y el gran pilar fusiforme). Los pilares metálicos se modelizan como barras a las cuales se les aplica una sección de acero S274 de 323,9mm de diámetro y 10mm de espesor. El caso del pilar fusiforme es algo más complejo. Se modeliza mediante elementos finitos de 80cm de espesor a los cuales hay que ir alterando la forma para poder hacer coincidir los vértices al aumentar la dimensión en planta del pilar. A su vez por el interior, discurren dos secciones tipo HEB, unidas entre sí mediante perfiles tubulares de 140 x 60mm y 6mm de espesor formando triangulaciones, ayudando a transmitir los grandes esfuerzos del voladizo.

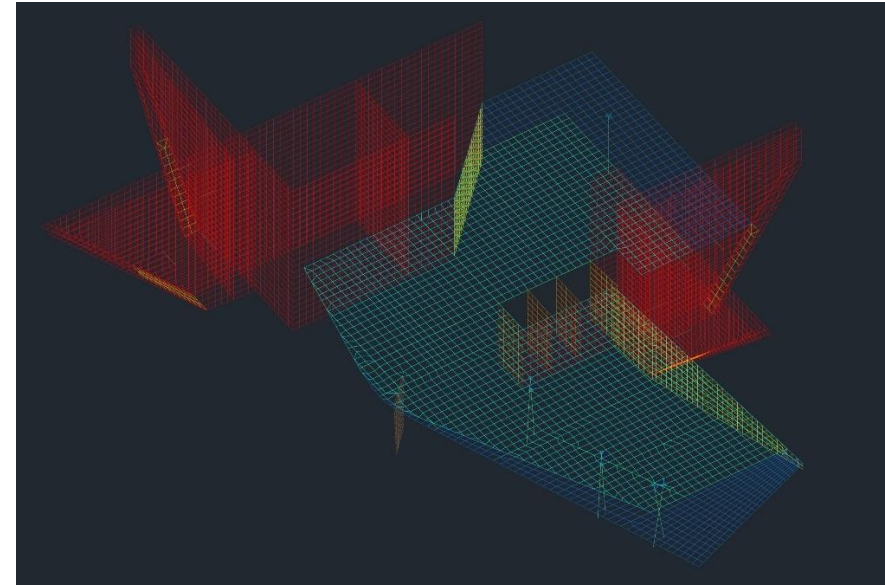
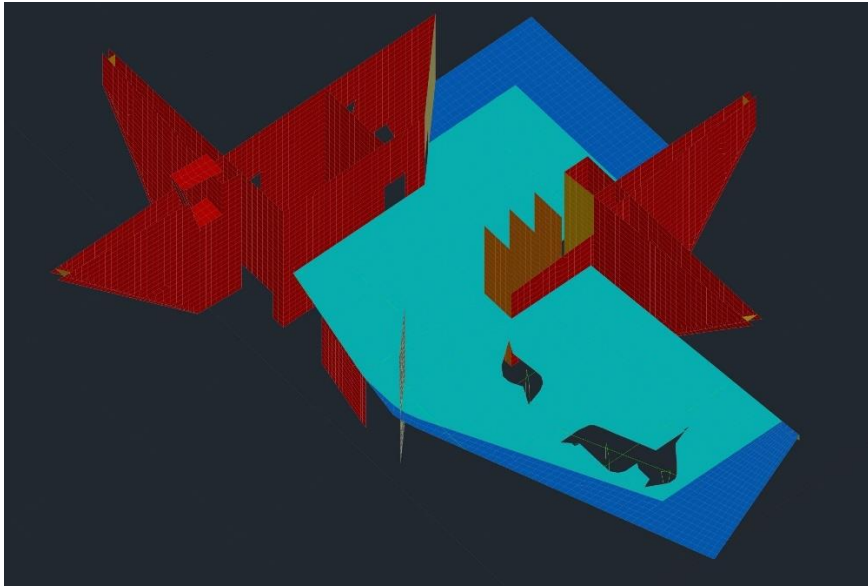


Imagen 3.11 Modelo planta mezzanine.

Para acabar, dado que no se modelizaron los niveles bajo la cota cero, era necesario establecer la relación del modelo con el terreno. De esta conocemos que está conformada por una serie de pilotis de distintos diámetros por lo que, de manera simplificada, en todos los elementos situados en la cota de apoyo, se dispuso un empotramiento en cada uno de sus vértices, al ser ésta la simplificación más próxima con el comportamiento real de un piloti (imagen 3.11).

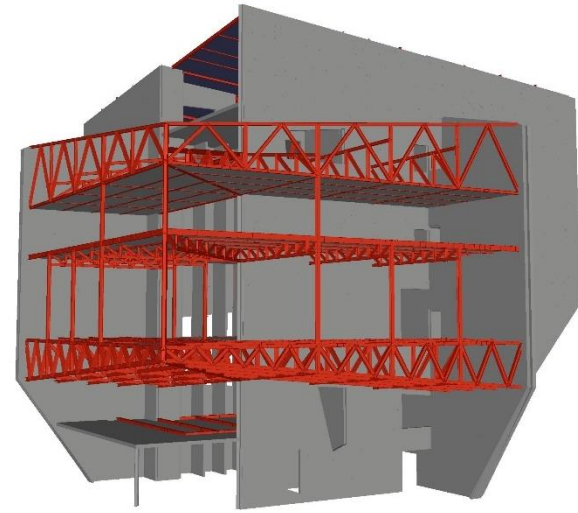
Con el modelo general ya finalizado se procedió a realizar los huecos necesarios tanto en muros como en forjados, de este modo se eliminaron elementos finitos para delimitar los huecos de lucernarios, pasos a través de muros o el hueco necesario para las escaleras mecánicas.





*Imagen 3.12 Modelo planta mezzanine con huecos.*

Para que se pueda trabajar el modelo de forma manejable, éste se divide en capas para cada tipo de elemento estructural que a su vez se divide por niveles. Gracias a esto más adelante podremos visualizar los resultados de cada elemento de la estructura de forma más cómoda. Todo esto da lugar a un modelo compuesto por más de 7.200 barras y casi 50.000 elementos finitos.



*Imagen 3.13 (Sup) e Imagen 3.14 (Inf) Comparativa entre el modelo y la estructura construida.*

Cabe destacar la forma en que se materializa el empotramiento entre las barras de las vigas en celosía con los muros de hormigón. Como se puede observar tanto en imágenes anteriores como la imagen 3.14, como en la imagen presentada a continuación (imagen 3.15), el primer montante vertical de estas vigas en celosía queda empotrado al muro mediante 3 placas de anclaje a las cuales se suelda el perímetro del perfil, estableciendo un empotramiento casi perfecto, como comprobaremos en los siguientes apartados.



Imagen 3.15 Proceso constructivo de la estructura metálica.

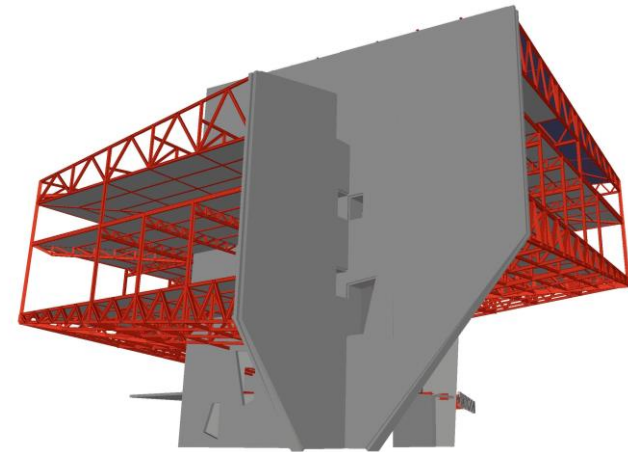


Imagen 3.16 (Sup) e Imagen 3.17 (Inf) Comparativa entre el modelo y la estructura construida.



### 3.4. DIFERENCIAS CON EL PROYECTO

A pesar de la exactitud con la que se pretendió realizar el modelado, la falta de información sobre la estructura hizo imposible modelar una estructura exactamente igual que la construida. Además, se detectaron, mediante una serie de fotografías que seguían la evolución de las obras, diversos cambios en elementos del proyecto final, que no correspondían con la información gráfica obtenida. En cada caso en particular, se decidió como modelarlo.

Se detectaron las siguientes diferencias:

- La estructura de perfiles metálicos de la cubierta en la zona del núcleo vertical se realizó de forma diferente a la especificada en los planos obtenidos. En la imagen 3.15 se observa como los perfiles de esta zona se unen con las cerchas metálicas en ambas direcciones en diagonal, mientras que en la imagen 3.14 se aprecia que estos parecen ser una prolongación de ellas. Se decide realizar la cubierta de la misma forma que fue construida al considerarse una mejor solución.

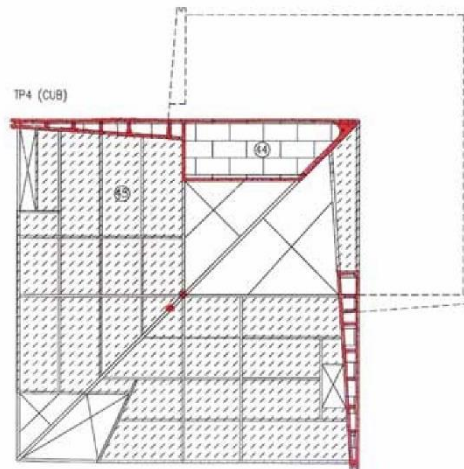


Imagen 3.18 Información encontrada sobre estructura de la cubierta.

- En las imágenes 3.14 y 3.16 se puede observar que se ha eliminado uno de los perfiles diagonales de cada cercha para permitir el paso de instalaciones al contrario de lo que puede observarse en la imagen 2.20 donde sí aparecen. En este caso se decide modelizar la cercha completa con todas las diagonales.



Imagen 3.19 Estructura metálica sala principal.

- En la terraza de la tercera planta, las cerchas aparecen unidas entre sí mediante unos perfiles horizontales situados entre montantes de las vigas trianguladas, como se ve en la imagen 3.14 y 3.17 mientras que en las secciones no aparecen. Estos perfiles aparecen como parte de la

estructura de la superficie de la terraza, pero en este caso no se dispone de información suficiente para su correcta modelización por lo que se decide modelizarlo siguiendo la información gráfica disponible.



Imagen 3.20 Vista general de la estructura.

- Podemos observar en las imágenes 3.16 y 3.18, así como en las imágenes 2.54, 2.31 o 2.29 entre otras de apartados anteriores, como en ciertos puntos se colocan chapas de refuerzo en los perfiles. Al no disponer de la información necesaria, éstos no se modelizan.

- Por último, elementos estructurales secundarios como los de la imagen 3.19, destinados a resistir la carga concreta de ciertos elementos de las instalaciones del edificio no se modelizan al no disponer más que de información fotográfica sobre su ubicación.



Imagen 3.21 (Sup) Estructura metálica sala principal aún en construcción. Imagen 3.22 (Inf) Estructura metálica inferior sala secundaria.



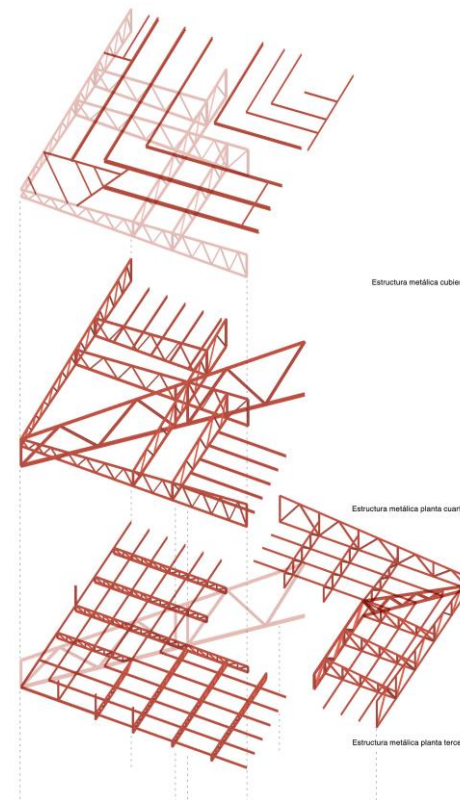
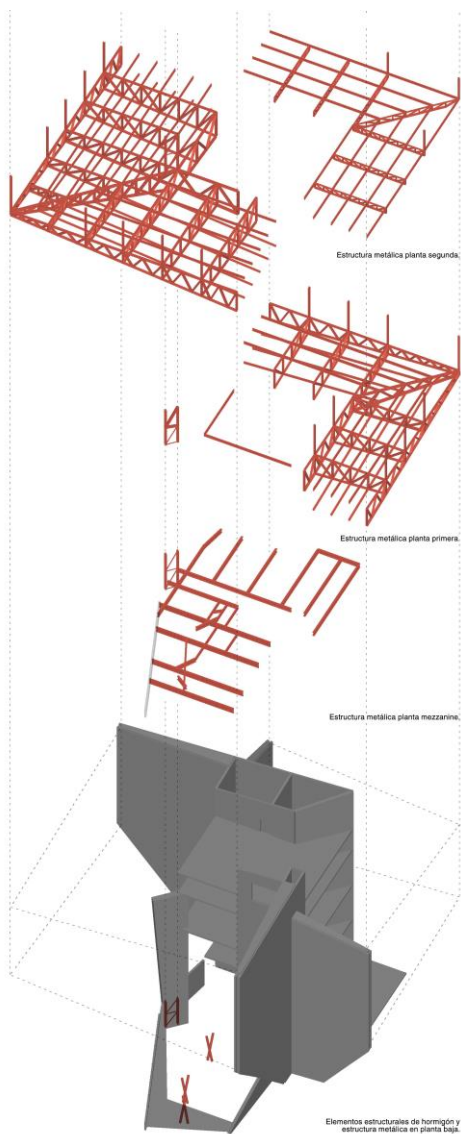
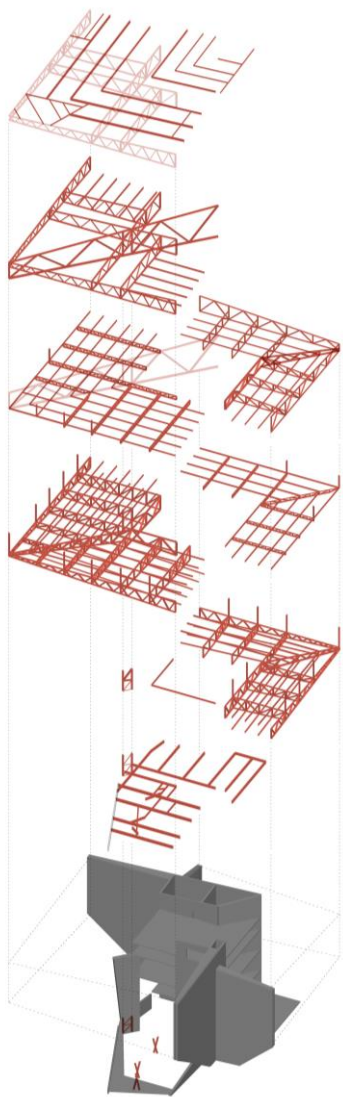


Imagen 3.23 Axonometría explotada de la estructura.

### 3.5. MODELO DE CARGAS

Una vez obtenido el modelo, el último paso a realizar consiste en aplicarle un conjunto de cargas que se asemejen a las cargas que afectan al proyecto construido. Para ello nos ceñiremos a lo que marca la normativa española en el Documento Básico de Seguridad Estructural – Acciones en la Edificación del Código Técnico de la Edificación (CTE: DB – SE – AE). En él las cargas se clasifican en tres grupos en función de su variación en el tiempo: cargas Permanentes, Variables o Accidentales. Para no extender excesivamente la longitud de este trabajo, no se van a considerar las cargas accidentales, únicamente comprobando que, efectivamente, la NCSE-02 (Sismo) no es de obligado cumplimiento.

#### 3.5.1. CARGAS PERMANENTES

“Actúan siempre, en la misma posición, con valor constante – peso propio, equipamiento fijo, empujes del terreno – o no, que tiende lentamente a un valor límite – movimientos de cimentación y diferidos, pretensado –”  
Monfort Lleonart, J.

Así pues, se establecen las cargas verticales que actúan sobre los forjados, teniendo en cuenta que la carga correspondiente al peso propio de los elementos estructurales es aplicada directamente por Architrave. Se estima el peso de la tabiquería en 2 KN/m<sup>2</sup>. estando uniformemente distribuida en las zonas de administración, restauración y talleres y de 0,5 KN/m<sup>2</sup> para las instalaciones. Para el resto de elementos se aplicarán los valores de cargas obtenidos de las tablas del anejo C del documento básico de seguridad estructural: acciones en la edificación. Obteniéndose los siguientes valores para las diferentes plantas:

**PM:** Terraza: terrazo sobre mortero - 0,8 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

Interior: linóleo o loseta de goma y mortero - 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

**P1:** linóleo o loseta de goma y mortero - 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

cubierta inferior – 1 KN/m<sup>2</sup>.

**P2:** Sala principal: linóleo o loseta de goma y mortero - 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

cubierta inferior – 1 KN/m<sup>2</sup>.

Sala secundaria: linóleo o loseta de goma y mortero - 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

tabiquería uniformemente distribuida– 2 KN/m<sup>2</sup>.

**P3:** Terraza: Forjado de chapa grecada con capa de hormigón; grueso

total < 0,12 m - 2,0 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

Interior: linóleo o loseta de goma y mortero - 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

tabiquería uniformemente distribuida– 2 KN/m<sup>2</sup>.

**P4:** linóleo o loseta de goma y mortero - 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

instalaciones – 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

tabiquería uniformemente distribuida– 2 KN/m<sup>2</sup>.

**PC:** instalaciones – 1,5 KN/m<sup>2</sup>.



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

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

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

Elemento	Peso
<b>Forjados</b>	kN / m <sup>2</sup>
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
<b>Cerramientos y particiones</b> (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
<b>Solados</b> (incluyendo material de agarre)	kN / m <sup>2</sup>
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
<b>Cubierta, sobre forjado</b> (peso en proyección horizontal)	kN / m <sup>2</sup>
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
<b>Rellenos</b>	kN / m <sup>3</sup>
Agua en aljibes o piscinas	10
Terreno, como en jardineras, incluyendo material de drenaje <sup>(1)</sup>	20

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

Imagen 3.24 (Sup) Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación. Imagen 3.25 (Inf) Peso propio de elementos constructivos.

### 3.5.2. CARGAS VARIABLES

Entendemos por cargas variables aquellas que actúan durante un intervalo de tiempo no permanente. Las más comunes son la sobrecarga de uso, el viento y la nieve. [13]

#### SOBRECARGA DE USO

“La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.” CTE: DB – SE – AE [13]

Para obtenerla, se utilizarán los valores indicados en la tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso del apartado 3.1 del DB – SE – AE del CTE.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]	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 <sup>(1)</sup>
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(7)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(4) (6)</sup>	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
				0	2

Imagen 3.26 Valores característicos de la sobrecarga de uso.

Debido a la variedad de usos que se aglutinan en el proyecto, la sobrecarga de uso variará en función de la zona considerada. Se simplifican las cargas por zonas según el uso mayoritario de esta, quedando resumido de la siguiente forma:

**PM:** C3: sala de exposiciones en museos – 5 KN/m<sup>2</sup> (tanto para la zona central como para la terraza\*).

**P1:** C3: sala de exposiciones en museos – 5 KN/m<sup>2</sup>

**P2:** C3: sala de exposiciones en museos – 5 KN/m<sup>2</sup> (Sala principal) y C1: zona con mesas y sillas -3 KN/m<sup>2</sup>. En la zona central se aplica la carga más desfavorable.

**P3:** C1: zona con mesas y sillas -3 KN/m<sup>2</sup>. \*Se aplica a toda la planta dado que el subíndice 2 de la tabla nos indica que, en cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la que se accede.

**P4:** B: zonas administrativas -2 KN/m<sup>2</sup>. No se dispone de información sobre el uso de esta zona de modo que se realiza la hipótesis de una zona administrativa.

**PC:** G1: cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) – 0,4 KN/m<sup>2</sup>

## SOBRECARGA DE NIEVE

En el apartado 3.5 del mismo documento encontramos la fórmula necesaria para calcular la sobrecarga de nieve en un edificio con cubierta ligera como el que nos ocupa.

$$q_n = \mu \cdot S_k$$

Siendo:

$\mu$ : coeficiente de forma de la cubierta. Se toma un valor de 1, correspondiente a faldones limitados inferiormente por cornisas y con una inclinación menor o igual a 30°.

$S_k$ : El valor característico de la nieve sobre un terreno horizontal, según la tabla 3.8.

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	$s_k$ kN/m <sup>2</sup>	Capital	Altitud m	$s_k$ kN/m <sup>2</sup>	Capital	Altitud m	$s_k$ kN/m <sup>2</sup>
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	1.130	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas-	0	0,3
Ávila	180	1,0	Jaén	570	0,4	tián/Donostia	0	0,3
Badajoz	0	0,2	León	820	1,2	Santander	1.000	0,3
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Segovia	10	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Sevilla	1.090	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Soria	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tarragona	0	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,6	Tenerife	950	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Teruel	550	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Toledo	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valencia/València	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Valladolid	520	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zamora	210	0,4
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Zaragoza	0	0,5
						Ceuta y Melilla		0,2

Imagen 3.27 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.

Sustituyendo se obtiene, en proyección horizontal:

$$q_n = 1 \cdot 0,5 = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

Esta carga se aplicará en todas las zonas exteriores susceptibles de acumular nieve.



## SOBRECARGA DE VIENTO

Según lo expresado en el apartado 3.3, el viento es una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática,  $q_e$ , la distribución y el valor de las presiones que ejerce sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección y de la intensidad. Esto puede expresarse como:

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

Siendo:

$q_b$ : presión dinámica del viento. De forma simplificada, en cualquier punto del territorio español puede adoptarse  $0,5 \text{ KN/ m}^2$ . Pueden obtenerse valores más precisos mediante el anejo D, en función del emplazamiento geográfico de la obra.

$c_e$ : coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se ubica la construcción.

$c_p$ : coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

Para el cálculo de la presión dinámica del viento, obtenemos del anejo D, el valor básico de la velocidad del viento correspondiente a la ciudad de Zaragoza. Del cual podemos obtener directamente el valor de la presión dinámica. En este caso  $q_b = 0,45 \text{ KN/ m}^2$



Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento,  $v_b$

- El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del mapa de la figura D.1. El de la presión dinámica es, respectivamente de  $0,42 \text{ kN/m}^2$ ,  $0,45 \text{ kN/m}^2$  y  $0,52 \text{ kN/m}^2$  para las zonas A, B y C de dicho mapa.

Imagen 3.28 Valor básico de la velocidad del viento.

Para el cálculo del coeficiente de exposición, dado que la altura media de la rasante de la fachada de barlovento supera los 30 metros, se ha de calcular mediante las expresiones generales recogidas en el anejo D. Para alturas sobre el terreno no mayores que 200 metros puede determinarse como:

$$c_e = F \cdot (F + 7K)$$

$$F = K \cdot \ln(\max(z, Z)/L)$$

Obteniéndose los coeficientes K, Z y L de la siguiente tabla:

**Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno**

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

Imagen 3.29 Coeficientes para tipos de entorno.

Aplicando la fórmula para obtener la carga de viento sobre la cubierta:

$$F = 0,22 \cdot \ln(\max(36,5, 5)/0,3) = 1,05628$$

$$c_e = 1,05628 \cdot (1,05628 + 7 \cdot 0,22) = 2,7424$$

El coeficiente de presión se obtiene de las tablas D.4 a D.13 en función de la forma de la cubierta, en este caso dada la forma de la cubierta y la dirección predominante del viento, como se observa en la imagen 3.24, se utiliza la tabla D.5 – b para cubiertas a un agua y una dirección del viento de 135°. Obteniendo para cada cubierta el valor correspondiente:

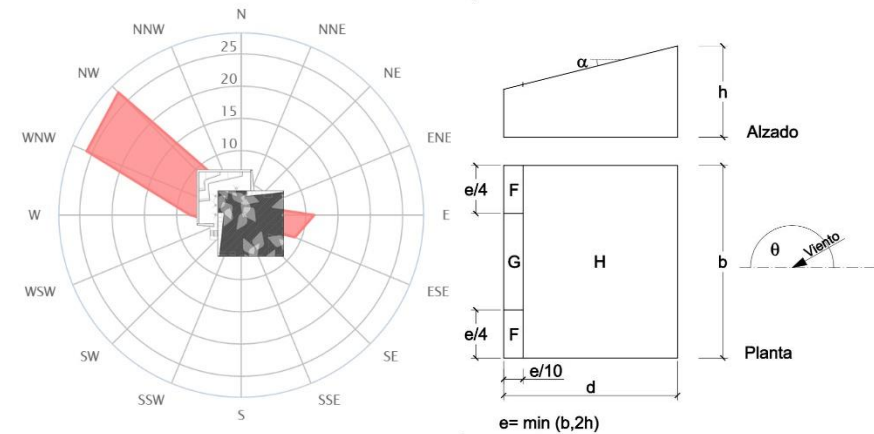
**Zona F:**  $q_e = 0,45 \cdot 2,7424 \cdot (-2,3) = -2,8384 \text{ KN/m}^2$

**Zona G:**  $q_e = 0,45 \cdot 2,7424 \cdot (-1,3) = -1,6043 \text{ KN/m}^2$

**Zona H:**  $q_e = 0,45 \cdot 2,7424 \cdot (-0,8) = -0,9872 \text{ KN/m}^2$

Los valores negativos indican fuerzas de succión que no se consideraran al entenderse como favorables para la estructura. Posteriormente se comprobará que éstas fuerzas no consiguen levantar la cubierta.

Distribución de la dirección del viento en (%) b) Dirección del viento  $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$



Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura), $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$		
		F	G	H
5°	$\geq 10$	-2,3	-1,3	-0,8
	$\leq 1$	-2,5	-2,0	-1,2
15°	$\geq 10$	-2,5	-1,3	-0,9
	$\leq 1$	-2,8	-2,0	-1,2
30°	$\geq 10$	-1,1	-0,8	-0,8
	$\leq 1$	-2,3	-1,5	-0,8
45°	$\geq 10$	-0,6	-0,5	-0,7
	$\leq 1$	-1,3	-0,5	-0,7
60°	$\geq 10$	-0,5	-0,5	-0,5
	$\leq 1$	-1,0	-0,5	-0,5
75°	$\geq 10$	-0,5	-0,5	-0,5
	$\leq 1$	-1,0	-0,5	-0,5

Imagen 3.30 Distribución de la dirección del viento. Imagen 3.31 Tabla coeficientes de presión.

A continuación, se procede a calcular la carga de viento para cada tramo de la fachada, realizándose, a modo de ejemplo, el cálculo para uno de los tramos. Será necesario volver a calcular los coeficientes  $c_e$  y  $c_p$  que variarán para cada tramo, por lo que al final se adjunta una tabla resumen con todos los valores de cada tramo.

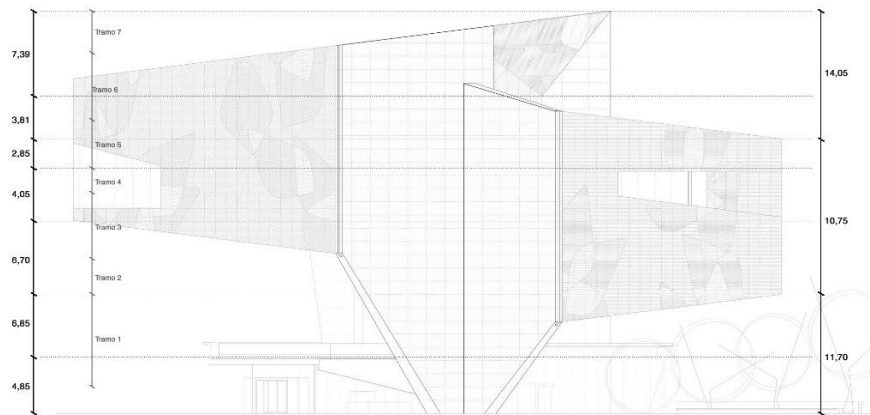


Imagen 3.32 Esquema tramos para cálculo del viento.

Para calcular el coeficiente  $c_e$  del primer tramo se ha de calcular  $F$  en primer lugar, con la altura del tramo de fachada correspondiente (11,70).

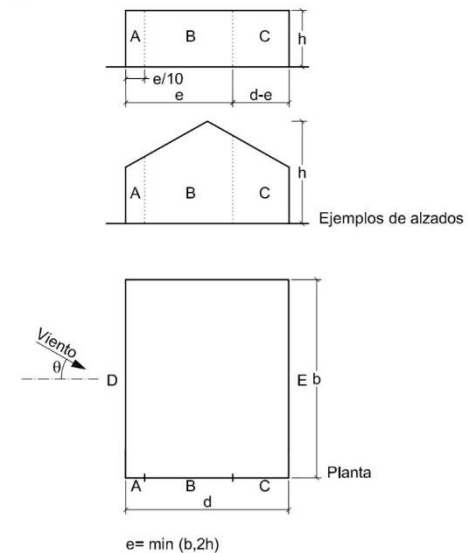
$$F = 0,22 \cdot \ln(\max(11,70) / 0,3) = 0,80598$$

$$c_e = 0,80598 \cdot (0,80598 + 7 \cdot 0,22) = 1,89082$$

El coeficiente  $c_p$  para fachadas irregulares debe obtenerse, como indica el documento básico, de la tabla D.3. Dado que el viento incide con un ángulo de  $45^\circ$  se simplifican las zonas calculadas a únicamente dos, la D para la carga de barlovento y la E para la zona de sotavento, afectando cada una a dos fachadas.

El primer tramo tiene una esbeltez de 0,56522 ( $11,70 / 20,70$ ), entrando con este valor en la tabla, imagen 3.27, e interpolando obtenemos dos valores de  $c_p$ , uno para barlovento y otro para sotavento.

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m <sup>2</sup> )	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Imagen 3.33 Tabla paramentos verticales.



De este modo el valor de  $c_{pD}$  (barlovento) es de 0,72609 y el de  $c_{pE}$  (sotavento) de -0,384. Sustituyendo en la formula obtenemos las cargas superficiales para este tramo:

$$q_{eb} = 0,45 \cdot 1,89082 \cdot (0,72609) = \mathbf{0,6178 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_{eb} = 0,45 \cdot 1,89082 \cdot (-0,384) = \mathbf{-0,3267 \text{ KN/m}^2}$$

Multiplicando las cargas obtenidas por la altura del tramo obtenemos las cargas que se han de aplicar en los forjados:

$$q_{eb} = 0,6178 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,275 = \mathbf{5,7302 \text{ KN/m}}$$

$$q_{eb} = -0,3267 \text{ KN/m}^2 \cdot 9,275 = \mathbf{-3,0305 \text{ KN/m}}$$

A continuación, imagen 3.28, se adjunta una tabla con los coeficientes y resultados de todos los tramos calculados.

En la siguiente página se recogen en una tabla todas las cargas calculadas en este apartado a modo de resumen.

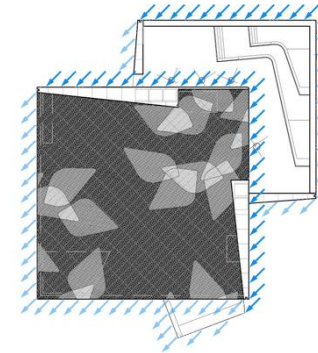


Imagen 3.34 Esquema aplicación sobrecarga de viento.

	Z (m)	h (m)	d (m)	F	C <sub>e</sub>	h/d	C <sub>p</sub>	C <sub>s</sub>	q <sub>e<sub>b</sub></sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>e<sub>b</sub></sub> (KN/m)	q <sub>e<sub>s</sub></sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>e<sub>s</sub></sub> (KN/m)
Tramo 1	4,85	11,70	20,70	0,8060	1,8908	0,5652	0,7261	-0,3840	0,6178	<b>5,7302</b>	-0,3267	<b>-3,0305</b>
Tramo 2	11,70	10,75	28,32	0,9494	2,3633	0,3796	0,7172	-0,3346	0,7627	<b>2,5551</b>	-0,3558	<b>-1,1919</b>
Tramo 3	18,40	10,75	28,32	0,9494	2,3633	0,3796	0,7172	-0,3346	0,7627	<b>4,0997</b>	-0,3558	<b>-1,9124</b>
Tramo 4	22,45	10,75	28,32	0,9494	2,3633	0,3796	0,7172	-0,3346	0,7627	<b>1,5445</b>	-0,3558	<b>-0,7205</b>
Tramo 5	25,30	14,05	34,50	1,0563	2,7424	0,4072	0,7210	-0,3419	0,8898	<b>4,2309</b>	-0,4219	<b>-2,0063</b>
Tramo 6	29,11	14,05	34,50	1,0563	2,7424	0,4072	0,7210	-0,3419	0,8898	<b>4,9827</b>	-0,4219	<b>-2,3628</b>
Tramo 7	36,50	14,05	34,50	1,0563	2,7424	0,4072	0,7210	-0,3419	0,8898	<b>3,2877</b>	-0,4219	<b>-1,5590</b>

Imagen 3.35 Tabla resumen cargas de viento.

### 3.5.3. CARGAS ACCIDENTALES

El código técnico de la edificación en el documento de seguridad estructural: acciones en la edificación, especifica 3 acciones accidentales: sismo, incendio e impacto. Para acotar la longitud de este trabajo, como se ha comentado anteriormente, únicamente se comprobará que la norma de construcción sismorresistente (NCSE-02) no es de obligatoria aplicación.

### SOBRECARGA DE SISMO

En el apartado 1.2.3. Criterios de aplicación de la norma del NCSE-02, especifica que ésta no es de aplicación obligatoria en los siguientes casos:

- En las construcciones de importancia moderada.
- En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica  $a_b$  sea inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad.
- En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica  $a_b$  sea inferior a 0,08g. No obstante, la Norma será de aplicación en los edificios de más de siete plantas si la aceleración sísmica de cálculo,  $a_c$ , es igual o mayor que 0,08g.

A su vez la norma establece que un edificio de importancia normal es aquel cuya destrucción por el terremoto, pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible

ni pueda dar lugar a efectos catastróficos, siendo estos últimos los edificios englobados en la categoría de importancia especial.

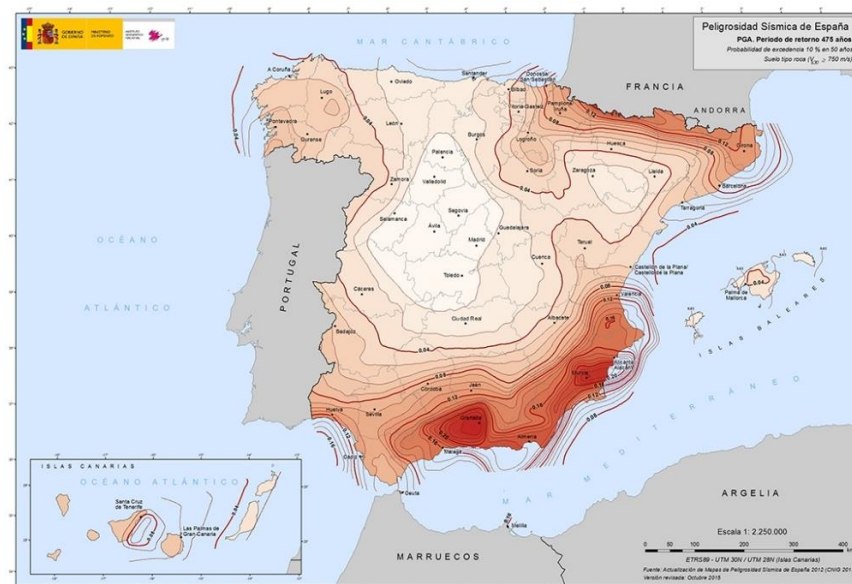


Imagen 3.36 Mapa de peligrosidad sísmica.

En la imagen superior, correspondiente al mapa de peligrosidad sísmica de reciente publicación, aún no recogido en la normativa, en Zaragoza la aceleración básica  $a_b$  es menor que 0,03g por lo que, al tratarse de un edificio de importancia normal, la normativa no es de obligatoria aplicación.

Planta mezzanine		Terraza	
<b>Cargas permanentes</b>		<b>1,3 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Terrazo sobre mortero	0,8 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Sala de exposiciones en museos	<b>5,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>		<b>0,5 KN/m<sup>2</sup></b>	

Interior			
<b>Cargas permanentes</b>		<b>1,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Linóleo o loseta de goma y mortero	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Sala de exposiciones en museos	<b>5,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de viento</b>	Carga en fachada barlovento	<b>5,73 KN/m</b>	
	Carga en fachada sotavento	<b>-3,03 KN/m</b>	

Planta primera			
<b>Cargas permanentes</b>		<b>2,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Linóleo o loseta de goma y mortero	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Cubierta inferior	1,0 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Sala de exposiciones en museos	<b>5,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de viento</b>	Carga en fachada barlovento	<b>2,55 KN/m</b>	
	Carga en fachada sotavento	<b>-1,19 KN/m</b>	

Planta segunda		Sala principal	
<b>Cargas permanentes</b>		<b>2,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Linóleo o loseta de goma y mortero	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Cubierta inferior	1,0 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Sala de exposiciones en museos	<b>5,0 KN/m<sup>2</sup></b>	

Sala secundaria			
<b>Cargas permanentes</b>		<b>3,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Linóleo o loseta de goma y mortero	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Tabiquería uniformemente distribuida	2,0 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Zona con mesas y sillas	<b>3,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de viento</b>	Carga en fachada barlovento	<b>4,10 KN/m</b>	
	Carga en fachada sotavento	<b>-1,91 KN/m</b>	

Planta tercera		Interior	
<b>Cargas permanentes</b>		<b>3,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Linóleo o loseta de goma y mortero	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Tabiquería uniformemente distribuida	2,0 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Zona con mesas y sillas	<b>3,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de viento</b>	Carga en fachada barlovento	<b>4,23 KN/m</b>	
	Carga en fachada sotavento	<b>-2,01 KN/m</b>	

Terraza			
<b>Cargas permanentes</b>		<b>2,5 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Forjado de chapa grecada	2,0 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Zona con mesas y sillas	<b>3,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>		<b>0,5 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de viento</b>	Carga en fachada barlovento	<b>1,54 KN/m</b>	
	Carga en fachada sotavento	<b>-0,72 KN/m</b>	

Planta cuarta			
<b>Cargas permanentes</b>		<b>3,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Linóleo o loseta de goma y mortero	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Instalaciones	0,5 KN/m <sup>2</sup>	
	Tabiquería uniformemente distribuida	2,0 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Zonas administrativas	<b>2,0 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de viento</b>	Carga en fachada barlovento	<b>4,98 KN/m</b>	
	Carga en fachada sotavento	<b>-2,36 KN/m</b>	

Planta cubierta			
<b>Cargas permanentes</b>		<b>1,5 KN/m<sup>2</sup></b>	
	Instalaciones	1,5 KN/m <sup>2</sup>	
<b>Sobrecarga de uso</b>	Cubiertas ligeras sobre correas	<b>0,4 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de nieve</b>		<b>0,5 KN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Sobrecarga de viento</b>	Carga en fachada barlovento	<b>3,29 KN/m</b>	
	Carga en fachada sotavento	<b>-1,56 KN/m</b>	

Imagen 3.37 e Imagen 3.38 Tablas resumen cargas.

En la zona central, se tomará la carga correspondiente a la zona con sobrecarga de uso más desfavorable.



### 3.6. COMBINACIÓN DE CARGAS

Para la correcta aplicación de las cargas, es necesario calcular la situación de carga más desfavorable para ambas situaciones, estados límite últimos (ELU) y estados límite de servicio (ELS). El CTE en el apartado 4.2.2 combinación de acciones del documento básico de seguridad estructural establece la expresión para el cálculo de combinaciones de capacidad portante en ELU de situaciones básicas o transitorias [14]:

- 1 El valor de cálculo de los efectos de las acciones correspondiente a una situación persistente o transitoria, se determina mediante combinaciones de acciones a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.3)$$

es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ( $\gamma_G \cdot G_k$ ), incluido el pretensado ( $\gamma_P \cdot P$ );
- b) una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ( $\gamma_Q \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ( $\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$ ).

*Imagen 3.39 Combinación de acciones para ELU.*

Y en el apartado 4.3.2 las expresión necesaria para calcular los efectos de aptitud al servicio (ELS). Debidos a acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles:

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ );
- b) una acción variable cualquiera, en valor característico ( $Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor de combinación ( $\psi_0 \cdot Q_k$ ).

*Imagen 3.40 Combinación de acciones para ELS.*

Para calcular los efectos debidos a acciones de corta duración que pueden resultar reversibles:

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.7)$$

siendo

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico ( $G_k$ );
- b) una acción variable cualquiera, en valor frecuente ( $\psi_1 \cdot Q_k$ ), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
- c) el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ( $\psi_2 \cdot Q_k$ ).

*Imagen 3.41 Combinación de acciones para ELU.*

Para calcular los efectos debidos a acciones de larga duración:

- 4 Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

siendo:

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

*Imagen 3.42 Combinación de acciones para ELU.*

Considerando para cada situación de dimensionado la combinación correspondiente. Así pues, para comprobar la integridad de los elementos constructivos se usará la combinación de acciones característica (2), cuando se considere el confort de los usuarios se usará la misma combinación pero considerando únicamente las acciones de corta duración. Por último, para comprobar la apariencia de la obra se usará la combinación de acciones casi permanente.

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad ( $\gamma$ ) para las acciones

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

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

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
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)	<sup>(1)</sup>		
• 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

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

Imagen 3.43 Tabla coeficientes parciales de seguridad para las acciones. Imagen 3.44 Tabla coeficientes de simultaneidad.

### 3.6.1. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Para el cálculo de las diversas combinaciones en ELU, se usan los coeficientes parciales de seguridad para las acciones (imagen 3.31 o tabla 4.1 del CTE – DB - SE), que mayoran las cargas desfavorables intervinientes en la estructura y minoran las favorables. La imagen 3.31 corresponde a la tabla 4.2 del mismo documento, de ella se obtienen los coeficientes de simultaneidad para cada tipo de sobrecarga, utilizando en este caso el valor de combianción ( $\psi_0$ ). Tomando como variable principal la sobrecarga de uso y las cargas de la zona mas desfavorable de cada planta obtenemos [14]:

**PM:**  $1,35 \cdot 1,30 + 1,5 \cdot 5,00 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,50; 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,618$

**PM:**  $9,63 \text{ KN/m}^2; 0,5562 \text{ KN/m}^2$

A continuación, se calcula en la planta segunda, para obtener los valores de las 2 plantas más representativas de la estructura:

**P2:**  $1,35 \cdot 2,00 + 1,5 \cdot 5,00; 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,763$

**P2:**  $10,2 \text{ KN/m}^2; 0,6867 \text{ KN/m}^2$

Realizando el mismo proceso, pero tomando ahora como variable principal la sobrecarga de nieve obtenemos:

**PM:**  $1,35 \cdot 1,30 + 1,5 \cdot 0,50 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5,00; 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,618$

**PM:**  $7,755 \text{ KN/m}^2; 0,5562 \text{ KN/m}^2$

**P2:**  $1,35 \cdot 2,00 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5,00; 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,763$

**P2:**  $7,95 \text{ KN/m}^2; 0,6867 \text{ KN/m}^2$

Por último, con la sobrecarga de viento como variable principal:

$$\mathbf{PM: 1,35 \cdot 1,30 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5,00 + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,50; 1,5 \cdot 0,618}$$

$$\mathbf{PM: 7,38 \text{ KN/m}^2; 0,927 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{P2: 1,35 \cdot 2,00 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 5,00; 1,5 \cdot 0,763}$$

$$\mathbf{P2: 7,95 \text{ KN/m}^2; 1,1445 \text{ KN/m}^2}$$

La sobrecarga de viento actuante en la estructura, al no considerarse la sobrecarga de viento vertical por ser favorable, es la que actúa en la fachada, por lo que los valores de sobrecarga de viento no se pueden sumar con el resto de cargas gravitatorias. Se ha usado la sobrecarga de viento como carga repartida para que los valores sean comparables a los del resto de cargas.

Se comprueba que la combinación más desfavorable es la que tiene como variable principal la sobrecarga de uso (ELU uso).

### 3.6.2. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se repite el mismo proceso para obtener las combinaciones más desfavorables en estados límite de servicio. Para obtener En este caso solo se necesitarán los coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ ) pues los coeficientes parciales de seguridad para las acciones no intervienen en las combinaciones de ELS.

En primer lugar, se obtiene la combinación más desfavorable de acciones características. Tomando como variable principal la sobrecarga de uso obtenemos:

$$\mathbf{PM: 1,30 + 5,00 + 0,5 \cdot 0,50; 0,6 \cdot 0,618}$$

$$\mathbf{PM: 6,55 \text{ KN/m}^2; 0,3708 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{P2: 2,00 + 5,00; 0,6 \cdot 0,763}$$

$$\mathbf{P2: 7,00 \text{ KN/m}^2; 0,4578 \text{ KN/m}^2}$$

Al igual que antes, se realiza el mismo proceso con la sobrecarga de nieve como variable principal:

$$\mathbf{PM: 1,30 + 0,50 + 0,7 \cdot 5,00; 0,6 \cdot 0,618}$$

$$\mathbf{PM: 5,30 \text{ KN/m}^2; 0,3708 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{P2: 2,00 + 0,7 \cdot 5,00; 0,6 \cdot 0,763}$$

$$\mathbf{P2: 5,50 \text{ KN/m}^2; 0,4578 \text{ KN/m}^2}$$

Por último, con la sobrecarga de viento como variable principal:

$$\mathbf{PM: 1,30 + 0,7 \cdot 5,00 + 0,5 \cdot 0,50; 0,618}$$

$$\mathbf{PM: 5,05 \text{ KN/m}^2; 0,618 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{P2: 2,00 + 0,7 \cdot 5,00; 0,763}$$

$$\mathbf{P2: 5,50 \text{ KN/m}^2; 0,763 \text{ KN/m}^2}$$

En combinación frecuente, con la sobrecarga de uso como variable principal:

$$\mathbf{PM: 1,30 + 0,7 \cdot 5,00 + 0 \cdot 0,50; 0 \cdot 0,618}$$

$$\mathbf{PM: 4,80 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{P2: 2,00 + 0,7 \cdot 5,00; 0 \cdot 0,763}$$

$$\mathbf{P2: 5,50 \text{ KN/m}^2}$$

Ahora tomando la sobrecarga de nieve como principal:



**PM:**  $1,30 + 0,2 \cdot 0,50 + 0,6 \cdot 5,00; 0 \cdot 0,618$

**PM:**  $4,40 \text{ KN/m}^2$ ;

**P2:**  $2,00 + 0,6 \cdot 5,00; 0 \cdot 0,763$

**P2:**  $5,00 \text{ KN/m}^2$ ;

Y , con la sobrecarga de viento como variable principal:

**PM:**  $1,30 + 0,6 \cdot 5,00 + 0 \cdot 0,50; 0,5 \cdot 0,618$

**PM:**  $4,30 \text{ KN/m}^2; 0,309 \text{ KN/m}^2$

**P2:**  $2,00 + 0,6 \cdot 5,00; 0,5 \cdot 0,763$

**P2:**  $5,00 \text{ KN/m}^2; 0,3815 \text{ KN/m}^2$

Por último, en combinación casi permanente, el único coeficiente de simultaneidad  $\psi_2$  distinto de 0 en este caso, es el de la sobrecarga de uso. Por tanto, la combinación más desfavorable será  $1 \cdot \text{Cargas permanentes} + \psi_2 \cdot \text{Sobrecarga de uso}$ .

Al igual que en estados límite últimos, la combinación de cargas más desfavorable en ELS para todos los casos es en la que tomamos la sobrecarga de uso como variable principal.

### 3.7. COMPROBACIÓN SUCCIÓN EN CUBIERTA

Dada la importante carga de succión calculada, superior a la carga permanente de la cubierta en algunas zonas, se procede a comprobar que la sobrecarga de viento de succión no es capaz de levantar la cubierta. Para ellos vamos a considerar la combinación en ELU más desfavorable posible con esta situación, en la que solo actuarán las cargas permanentes, consideradas como favorables, y la sobrecarga de viento, dado que al considerarse el resto de cargas variables como favorables quedan anuladas por los coeficientes parciales de seguridad. Tomando los coeficientes de la imagen 3.35 obtenemos:

$0,80 \cdot \text{Cargas permanentes} + 1,50 \cdot \text{Sobrecarga de viento.}$

Tras introducir las cargas de succión obtenidas para las diversas zonas, introducimos el modelo en Architrave cálculo para obtener los resultados.

En la imagen 3.37 se puede observar cómo, a pesar de la sobrecarga de viento de succión la cubierta sigue descendiendo hasta 2,275 cm, con solo dos zonas con un desplazamiento positivo de 0,045 cm, prácticamente insignificante.

En realidad, las cargas permanentes no llegan a compensar la sobrecarga de viento, sobre todo en las zonas G y F (Zona izquierda), pero la gran flecha que presenta el gran volumen volado hace que aun así presente esos dos centímetros de descenso en el punto más desfavorable. En realidad, esto supone una mejora en la flecha de algo más de 2 centímetros respecto al modelo que no tiene en cuenta el viento de succión por considerarlo favorable, como se observará más adelante.

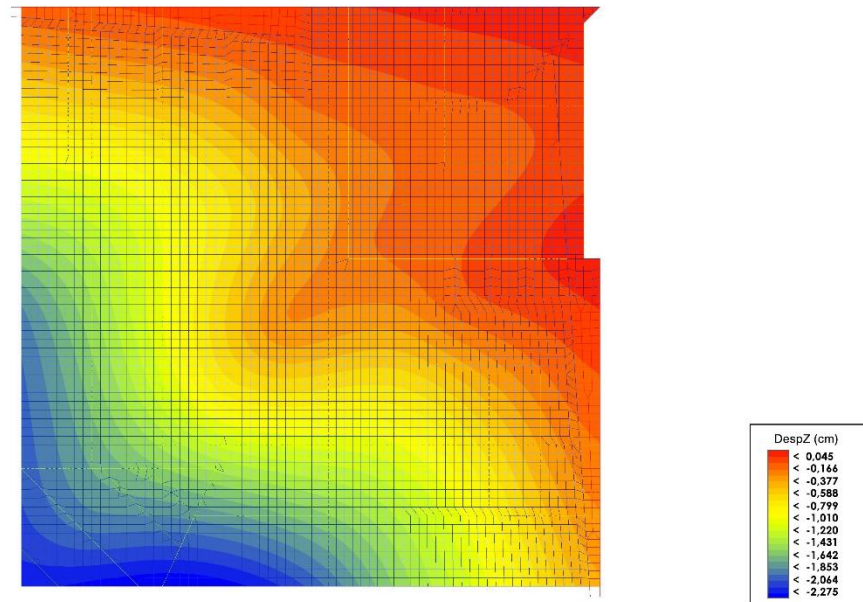
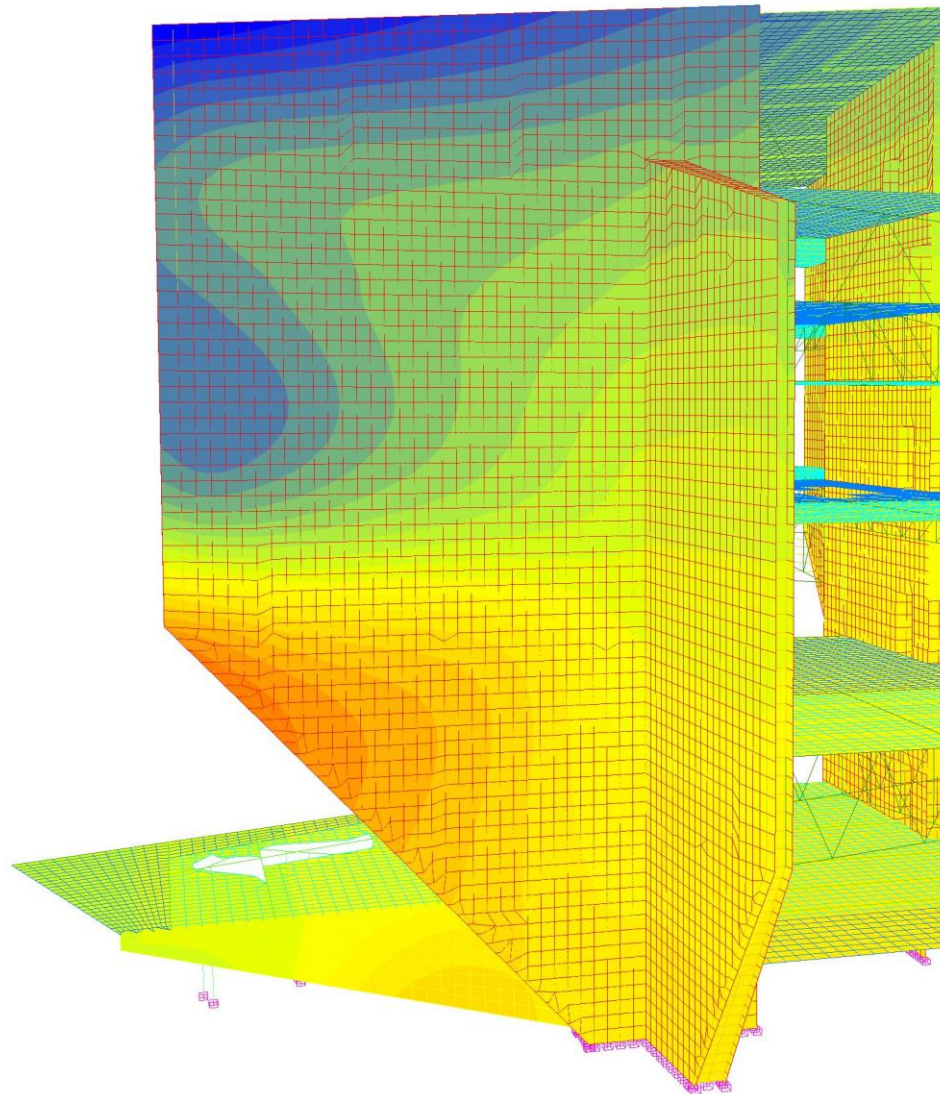


Imagen 3.45 Desplazamientos verticales en la cubierta.



## 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS



## 4.1. COMPROBACIONES EN ELU

Se decide empezar el apartado de comprobaciones en estados límite últimos con un análisis desglosado de las cargas que solicitan la estructura.

Mediante un análisis de los desplazamientos horizontales que sufre la estructura se obtiene la importancia relativa de cada una de las cargas, peso propio, sobrecarga de uso, sobrecarga de nieve y sobrecarga de viento.

Se observa que las **cargas permanentes** son las que más influencia tienen en los desplazamientos en el eje x de la estructura con 62,58% (imagen 4.1).

La **sobrecarga de uso** es la carga variable más influyente en la estructura con un 25,06% respecto del total (imagen 4.2).

La **sobrecarga de nieve** tiene una influencia prácticamente nula en la estructura, con un valor de solo 0,5 KN/m<sup>2</sup> y afectando únicamente a la cubierta y las dos terrazas es responsable de solo un 1,64% de los desplazamientos horizontales en el eje x producidos en la estructura (imagen 4.3).

Por último, la **sobrecarga de viento** es responsable de un 10,72% de estos desplazamientos (imagen 4.4). A pesar de contar con unas cargas relativamente baja dada la asimetría de la estructura resistente vertical que debe absorber los de viento, esta alcanza una importancia relativamente alta, concentrándose además los esfuerzos principalmente en uno de los dos grandes muros de hormigón tanto en ésta como en el resto de cargas.

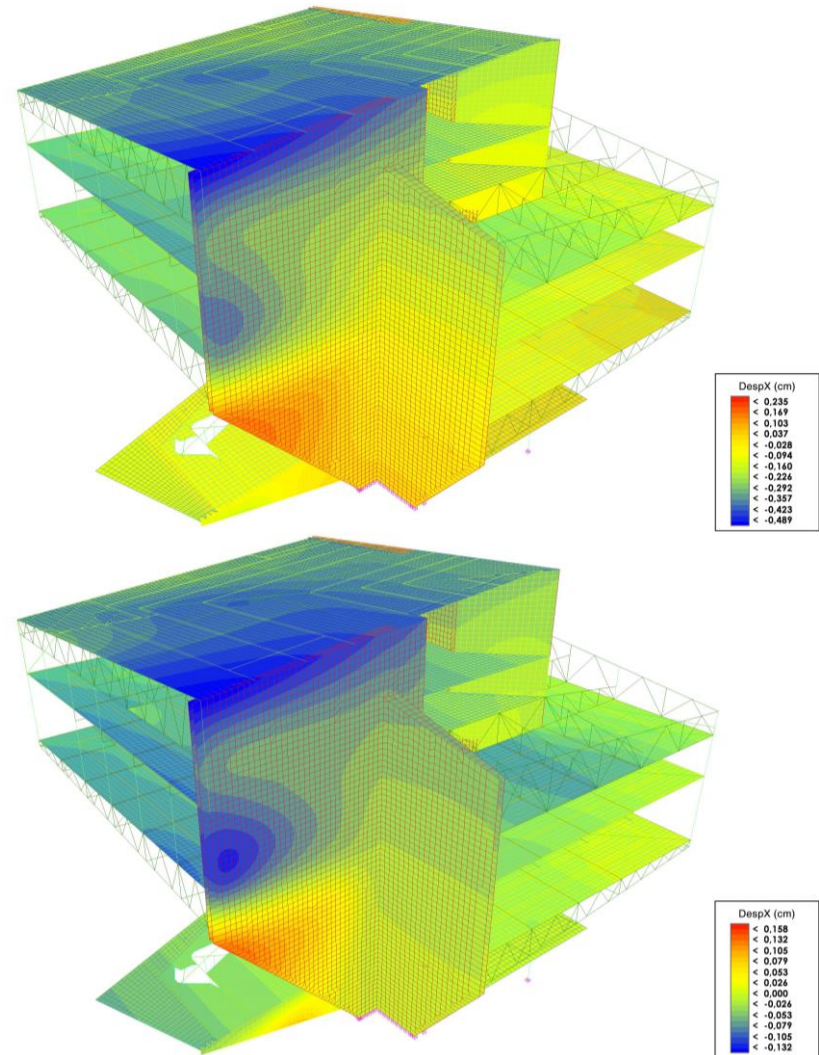


Imagen 4.1 Desplazamientos Dx debidos al peso propio.  
Imagen 4.2 Desplazamientos Dx debidos a la sobrecarga de uso.

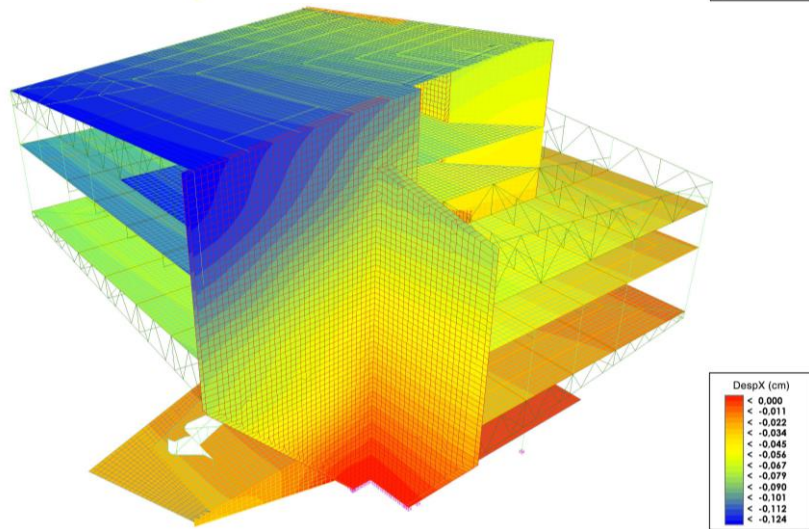
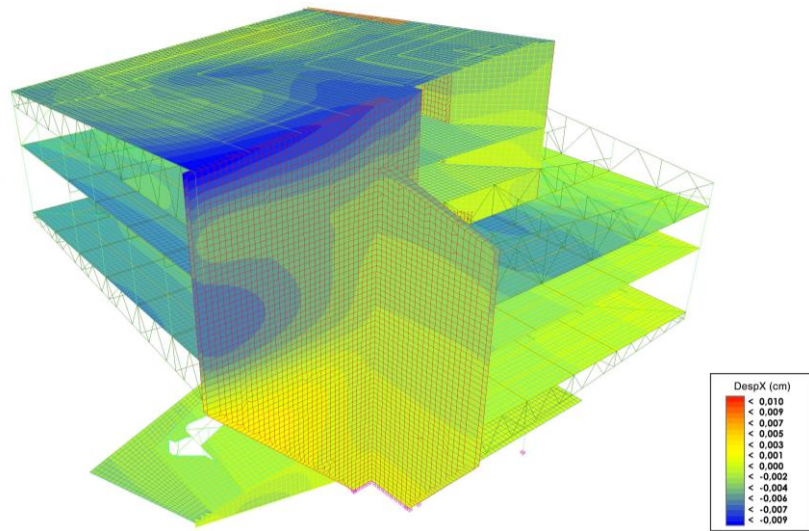


Imagen 4.3 Desplazamientos Dx debidos a la sobrecarga de nieve.  
 Imagen 4.4 Desplazamientos Dx debidos a la sobrecarga de viento.

## ANÁLISIS POR ELEMENTOS

Para intentar explicar el comportamiento de la estructura de una forma más sencilla, se empezará por analizar el comportamiento a resistencia de algunos de los elementos más característicos de esta, como los distintos tipos de vigas en celosía y elementos de hormigón de forma individualizada, al resultar más fácil su comprensión, para posteriormente extrapolar el comportamiento al global de la estructura.

Empezamos por analizar una de las vigas en celosía de fachada de la segunda planta, formada por perfiles HEB 260 (imagen 4.5). Como se puede observar en los diversos diagramas, las solicitaciones más grandes se concentran en la parte izquierda, cercana al empotramiento con el muro de hormigón. Para ir descendiendo progresivamente hasta el extremo. Atendiendo a la deformada (imagen 4.10) se observa que la viga en celosía 1 se comporta como una gran viga empotrada por un extremo y apoyada en varios puntos (apoyos elásticos ya que el desplazamiento no es nulo).

En el **cordón inferior** se producen los axiles máximos, con valores de 2090 KN a compresión en el tramo más cercano al muro y 1100 KN a tracción en la zona central. En los encuentros de la viga en celosía con las cerchas perpendiculares se producen además esfuerzos a cortante que varían entre los 165 KN y 30 KN. En los encuentros extremos y central los momentos  $M_z$  adoptan valores entre los -157 KN/m y los -25 KN/m, mientras que en el resto de puntos adoptan valores positivos entre 20 KN/m y 60KN/m. Las barras inferiores comprimidas son las más desfavorables pues pueden presentar problemas de pandeo lateral. En el **cordón superior** los axiles y cortantes se invierten y las leyes de momentos se mantienen iguales, aunque todas con valores sensiblemente inferiores.

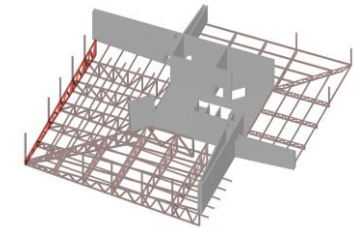


Imagen 4.5 Ubicación viga en celosía 1 en estructura de P2.



Imagen 4.6 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Axiles.



Imagen 4.7 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Cortantes  $V_y$ .

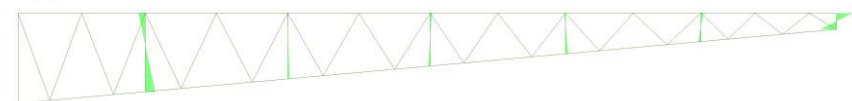


Imagen 4.8 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Momentos  $M_y$ .

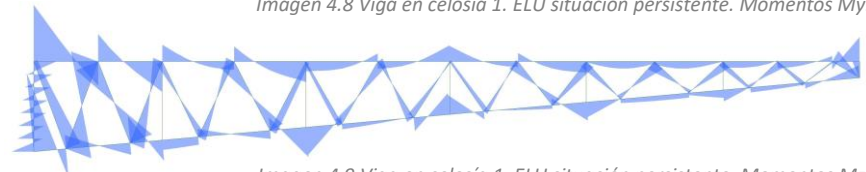


Imagen 4.9 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Momentos  $M_z$ .



Imagen 4.10 Viga en celosía 1. ELS combinación característica. Deformada escala 50.



En las **diagonales** también aparecen axiles de casi 1300 KN, alternado barras traccionadas con barras comprimidas y aumentando el esfuerzo según se acerca al extremo empotrado con el muro. También se encuentran solicitadas a momentos  $M_z$  con valores máximos de 58 KN/m y esfuerzos cortantes de máximo 31 KN. Las diagonales que se encuentran comprimidas son más desfavorables pues sufrirán pandeo.

Los **montantes verticales** prácticamente no se encuentran solicitados a esfuerzos salvo a momentos  $M_y$  donde destacan en comparación con el resto de elementos con valores de hasta 46 KN/m. Los únicos que presentan solicitaciones importantes son los montantes extremos con axiles de -256 KN y 650 KN respectivamente, cortantes también muy importantes de -120 KN y 30 KN, también en  $V_z$  en el extremo en voladizo con un valor de 142 KN y momentos  $M_z$  entre  $\mp$  44 KN/m.

A continuación, se analiza la viga en celosía 2 (imagen 4.11), viga Pratt más desfavorable de la tercera planta, formada por perfiles HEB 160, 220 y 260. Como se puede observar de las solicitaciones, ésta actúa como una gran viga de canto biapoyada (imagen 4.12, 4.13 y 4.14), en la cual el cordón superior se encuentra comprimido y el inferior traccionado.

El **cordón inferior** está totalmente traccionado, con un valor máximo de 1815 KN, presenta también importantes valores de cortante  $V_y$  con valores que varían desde los -100 KN hasta los 52 KN y momentos  $M_z$  negativos en los apoyos con valores de -98 KN/m y -50 KN/m y positivos en centro de vano con un valor máximo de 47 KN/m. El **cordón superior** queda casi totalmente comprimido con valores de hasta -218 KN. Los diagramas de

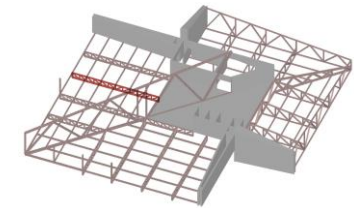


Imagen 4.11 Ubicación viga en celosía 2 en estructura de P3.



Imagen 4.12 Viga en celosía 2. ELU situación persistente. Axiles.

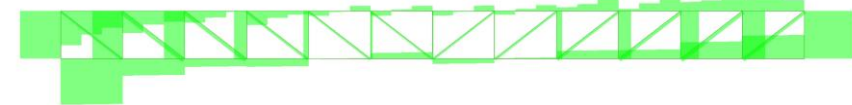


Imagen 4.13 Viga en celosía 2. ELU situación persistente. Cortantes  $V_y$ .



Imagen 4.14 Viga en celosía 2. ELU situación persistente. Momentos  $M_z$ .

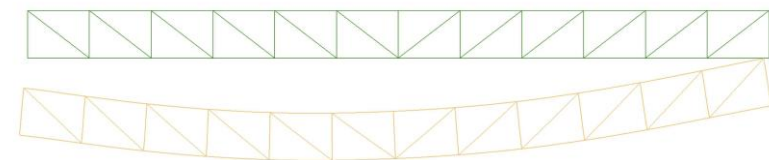


Imagen 4.15 Viga en celosía 2. ELS combinación característica. Deformada escala 50.

momentos y cortantes presentan un aspecto similar, aunque con valores sensiblemente inferiores. El cordón inferior podría presentar problemas de pandeo lateral, pero tanto las correas como el forjado impiden el desplazamiento transversal.

Las **diagonales** trabajan a tracción con valores máximos de 575 KN, presentan pequeños valores a cortante de máximo -9 KN similares a los de momentos.

Por último, los **montantes verticales**, son los elementos más desfavorables, al presentar pandeo por estar sometidas a flexocompresión. Con axiles máximos de -440 KN, cortantes muy importantes, sobre todo cuanto más nos acercamos a los extremos, de entre 90 KN y -110 KN y leyes bitriangulares de momentos con valores máximos en los extremos de -53 KN/m y 64 KN/m.

El siguiente elemento analizado es la gran viga en celosía diagonal (imagen 4.16), una viga Warren con una altura que varía entre los 5 y los 9 metros para adaptarse a la forma final del volumen, y con la peculiaridad que un forjado la corta a media altura en la zona central. Destaca frente a otras soluciones por poseer una malla poco tupida que en este caso permite utilizar el espacio que genera con total normalidad. Está formada por perfiles HEB de sección 280, 300, 360 o 500 dependiendo del elemento en cuestión. En la deformada se puede observar como su forma de trabajo se puede asimilar a una viga empotrada – apoyada (imagen 4.20).

El **cordón inferior** alterna zonas de tracción con valores máximos de 1350 KN con otras comprimidas con valores máximos de 2585 KN y valores de cortante  $V_y$  de hasta 726 KN en el encuentro del cordón inferior con los perfiles del pilar ovalado y las diagonales. Cada una de las barras presenta una ley parabólica de momentos  $M_z$  con valores entre los 525 KN/m y los -885 KN/m. Son barras especialmente solicitadas a flexión y cortante, pero en cambio, no deben presentar problemas de pandeo al estar arriostrados transversalmente tanto por las vigas en celosía como por el forjado.

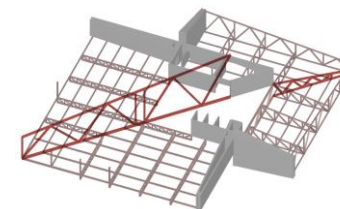


Imagen 4.16 Ubicación viga en celosía 3 en estructura de P3.

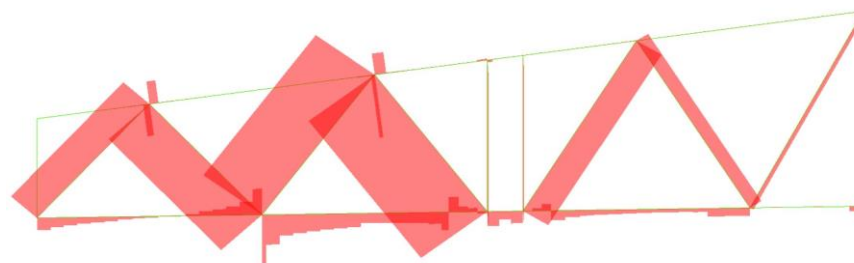


Imagen 4.17 Viga en celosía 3. ELU situación persistente. Axiles.

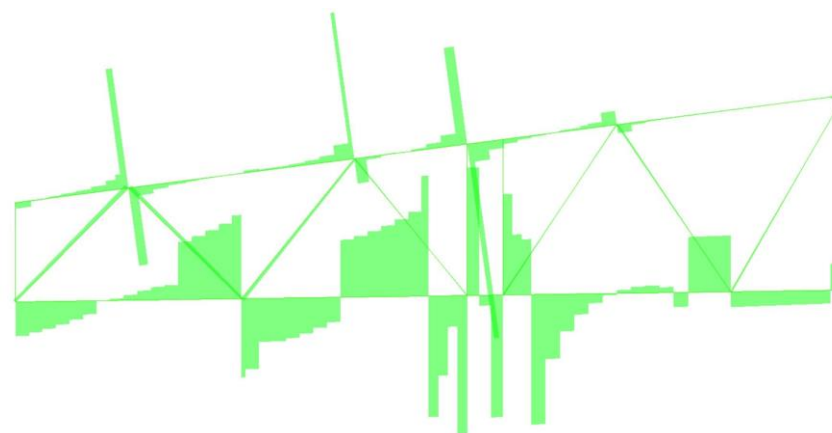


Imagen 4.18 Viga en celosía 3. ELU situación persistente. Cortantes  $V_y$ .

El **cordón superior** prácticamente solo se encuentra solicitado a axiles y cortantes en los puntos de unión con las diagonales y los montantes verticales debido a la transmisión de esfuerzos que estos realizan. Estos puntos se encuentran solicitados con axiles con un valor máximo de 1187 KN mientras que en el resto del cordón los valores rondan los 5 KN. El cortante  $V_y$  si presenta valores algo más elevados, con un valor máximo de -1022 KN en el encuentro con el montante vertical, mientras el resto del cordón presenta valores en torno a  $\mp 50$  KN. Los diagramas de momentos si presentan ya valores algo más elevados con picos con valores máximos de -250 KN/m en las uniones y momentos positivos de hasta 50 KN/m en los “centros de vano”.

Las **diagonales**, sobre todo las dos centrales, se encuentran solicitadas principalmente a grandes esfuerzos axiles con valores máximos de -3960 KN, alternando las diagonales comprimidas con las traccionadas, mientras que los valores de cortante  $V_y$  y momentos  $M_z$  son mucho más reducidos, con valores máximos de 22 KN para el cortante y de 101 KN/m para los momentos, presentado éstos últimos diagramas de tipo bitriangular a excepción del que coincide inferiormente con el montante vertical prolongación del pilar que por los esfuerzos inducidos por este permanece negativo. Especialmente desfavorables son las diagonales comprimidas pues no quedan atadas transversalmente y tienen una longitud de mínimo 8 metros por lo que pueden sufrir importantes pérdidas de resistencia debido al pandeo.

Los **montantes verticales** se encuentran solicitados a esfuerzos axiles de valor máximo de -1740 KN en la parte inferior del perfil derecho del pilar y a -200 KN en el extremo exterior. No presentan cortante  $V_y$  de importancia,

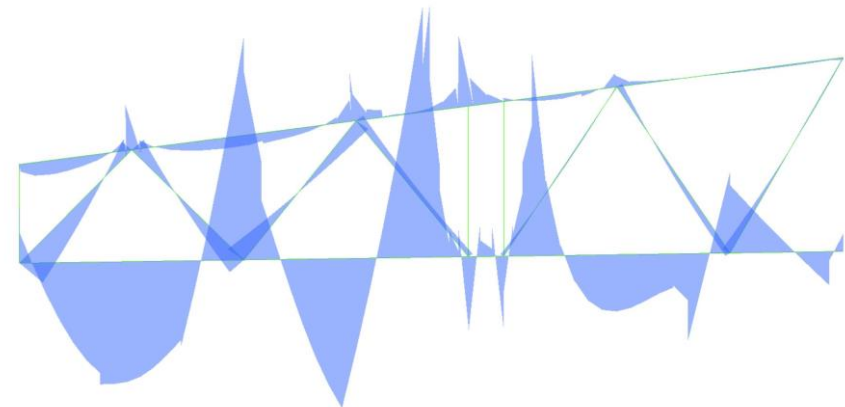


Imagen 4.19 Viga en celosía 3. ELU situación persistente. Momentos  $M_z$ .

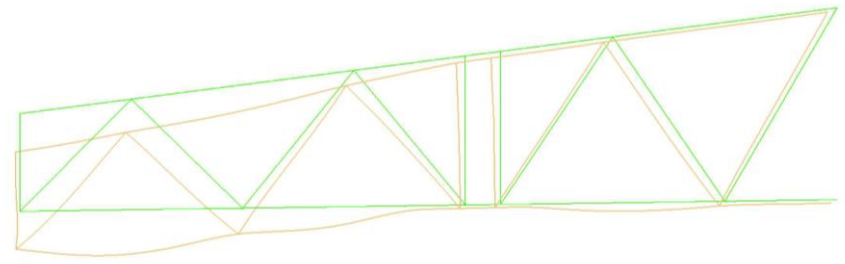


Imagen 4.20 Viga en celosía 3. ELS combinación característica. Deformada escala 50.

con valores que rondan los 10 KN, ni tampoco momentos  $M_z$  con valores que rondan los 20 KN/m. Cabe destacar que presentan tanto momentos como cortantes en ambas direcciones, en especial el montante exterior, pues en la zona superior recibe los esfuerzos de las vigas de fachada y el derecho de los dos centrales que a media altura se encuentra atado por la losa de la cuarta planta. Así pues, presenta para  $V_z$  valores máximos de 20 KN y para los momentos  $M_y$  de -53 KN/m. Como en los otros casos estas barras son especialmente desfavorables por su longitud de pandeo al estar



comprimidas, en concreto el perfil izquierdo de los dos centrales al no quedar atado por ningún elemento. La sección de este perfil era en principio insuficiente para resistir los esfuerzos de pandeo a los cuales estaba sometido por lo que hubo que aumentar su sección de un HEB 280 a un HEB 300, mientras que por resistencia cumplía sobradamente.

El último elemento de la estructura metálica a analizar es la prolongación de la viga Warren en el volumen secundario (imagen 4.21). Formada por perfiles HEB 300, atendiendo a su deformada (imagen 4.25) se observa que su forma de trabajo se asimila a la de una viga empotrada en voladizo, a pesar que ésta se encuentra en el extremo con las dos cerchas que definen la fachada. Esto indica que son las cerchas de fachada las que apoyan en esta viga triangulada y no al revés.

El **cordón inferior** se encuentra fuertemente comprimido en las barras interiores, con valores máximos de -1215 KN, mientras que los 3 últimos tramos presentan valores de -575 KN pasando a estar traccionadas en su extremo izquierdo en las uniones con diagonales traccionadas, con valores máximos de 404 KN. Presenta también importantes valores de cortante  $V_y$  con valores máximos de -167 KN y de momentos  $M_z$  con valores que varían entre los -213 KN/m y los 162 KN/m. A pesar de estar fuertemente comprimido en el primer tramo no presenta problemas de pandeo lateral, pues queda atado por el forjado. En cuanto al **cordón superior**, es el que presenta los mayores esfuerzos de tracción, por la propia forma de trabajo de la viga triangulada, quedando totalmente traccionado con valores máximos muy elevados de 2650 KN. El último tramo presenta elevados esfuerzos a cortante con un valor máximo de 85 KN, mientras que en el resto del cordón no superan los 10 KN. La ley de momentos también es

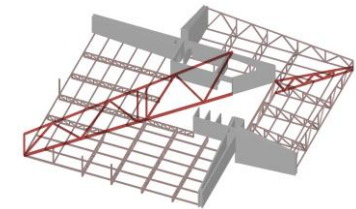


Imagen 4.21 Ubicación viga en celosía 4 en estructura de P3.

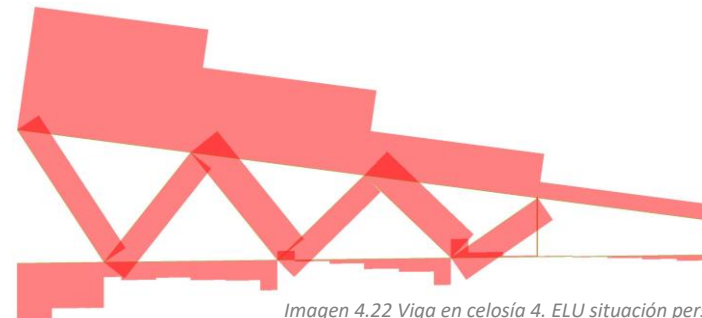


Imagen 4.22 Viga en celosía 4. ELU situación persistente. Axiles.

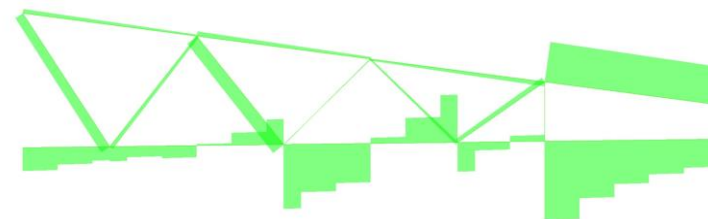


Imagen 4.23 Viga en celosía 4. ELU situación persistente. Cortantes  $V_y$ .

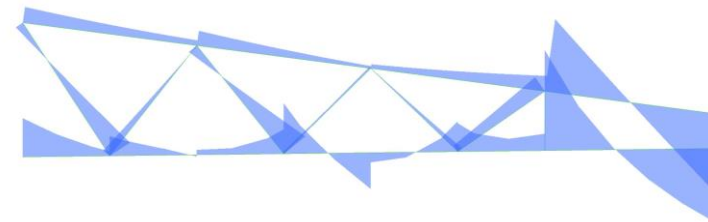


Imagen 4.24 Viga en celosía 4. ELU situación persistente. Momentos  $M_z$ .

más fuerte en el último tramo con valores máximos entre  $\mp 155$  KN/m, mientras que en el resto del cordón no sobrepasan los -35 KN/m. Estas solicitaciones concuerdan con la forma de trabajo de la viga en voladizo, con la parte superior traccionada y la inferior comprimida.

Las **diagonales** alternan entre barras totalmente comprimidas y otras totalmente traccionadas, con valores de axiles máximos de 723 KN. Los cortantes  $V_y$  varían entre los 10 KN y los -29 KN y presentan diagramas de momentos  $M_z$  bitriangulares o trapezoidales que varían entre los 21 KN/m y los -60 KN/m. Al igual que en casos anteriores serán especialmente desfavorables las diagonales comprimidas al sufrir la merma de resistencia causada por el efecto de pandeo.

Por último, los **montantes verticales**, se encuentran sometidos a axiles de tracción con valores máximos de 304 KN. Los cortantes  $V_y$  y momentos  $M_z$  en este caso son prácticamente nulos mientras que en la dirección perpendicular son bastante importantes, con valores máximos para el cortante  $V_z$  de 137 KN para el montante interior y 343 KN para el exterior, y momentos  $M_y$  en el montante exterior que varían entre los 133 KN/m y los -117 KN.

Dada la singularidad del pilar fusiforme de hormigón, se decide analizar este elemento estructural de hormigón en detalle. Por su interior discurren dos perfiles metálicos HEB 320, triangulados entre sí por perfiles tubulares de sección rectangular de 140x60x6 mm, que también forman parte de las dos vigas en celosía diagonales ayudando a transmitir los esfuerzos generados en éstas al terreno sin que se produzca la rotura del hormigón por una concentración de tensiones excesiva.

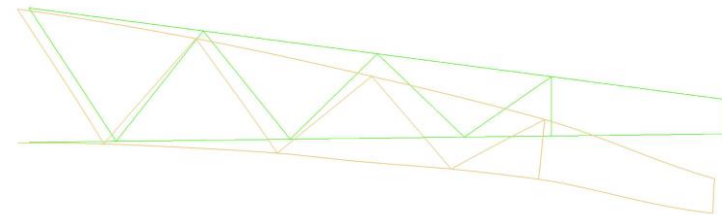


Imagen 4.25 Viga triangulada 2. ELS combinación característica. Deformada escala 50.

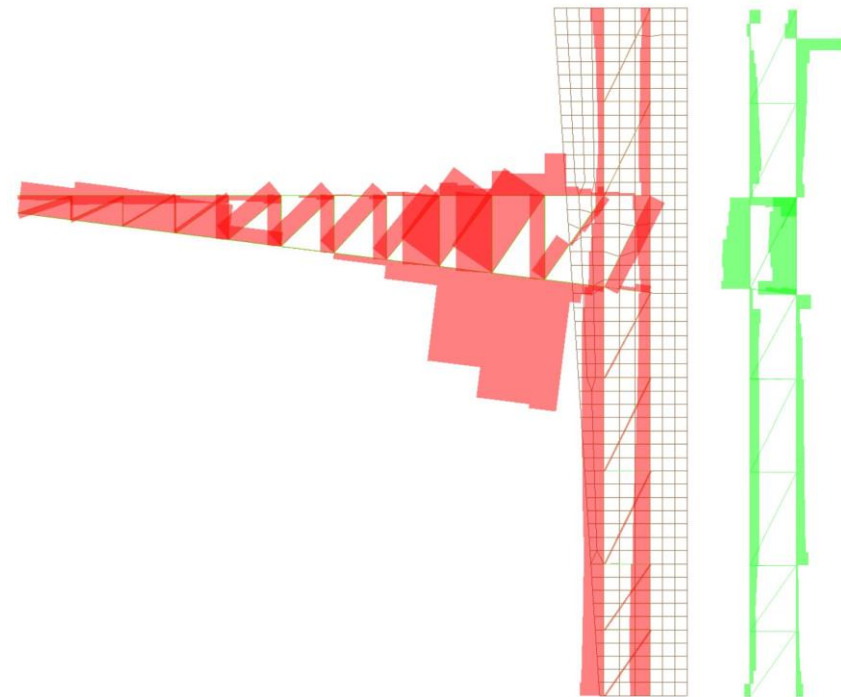


Imagen 4.26 Viga en celosía 5 y pilar fusiforme. ELU situación persistente. Axiles.  
Imagen 4.27 Pilar fusiforme. ELU situación persistente. Cortantes  $V_y$ .

Atendiendo a los esfuerzos que solicitan tanto los perfiles interiores como los de las cerchas diagonales se comprenderán con más facilidad las tensiones a las que se encuentra sometido el hormigón. La deformada nos indica que la forma de trabajo de la viga triangulada es la de una viga empotrada en voladizo sobre la que apoyan las dos cerchas que definen la fachada (imagen 4.29). Este apoyo es asimilable al de un apoyo con muelle, que permite, con cierta restricción, el desplazamiento vertical.

Los **montantes horizontales** no trabajan prácticamente, con axiles con valor máximo de 23 KN, cortantes  $V_y$  inferiores a 5 KN y sin capacidad para transmitir momentos debido a que la poca resistencia de su sección. La excepción son los dos montantes horizontales que forman parte de los cordones de la cercha. Éstos se encuentran solicitados a tracciones con un valor máximo de 268 KN, cortantes  $V_y$  que varían entre los -140 KN y los 40 KN y momentos  $M_z$  que varían entre los -35 KN/m y los 45 KN/m (imagen 4.26, imagen 4.27 e imagen 4.28).

Las **diagonales** trabajan de forma similar, con cortantes y momentos prácticamente nulos y axiles de compresión con valores máximos de -64 KN. Al igual que en las barras horizontales, la diagonal que forma parte de la cercha se encuentra más solicitada, con axiles máximos de compresión de -606 KN, cortantes  $V_y$  de hasta 10 KN y momentos  $M_z$  con valores que varían entre los -8 KN/m y los 4 KN/m. Esta diagonal no sufrirá pérdida de resistencia debida a los efectos del pandeo dado que se encuentra confinada por el hormigón.

Los **perfiles verticales** se encuentran sometidos a esfuerzos axiles con valores máximos de compresión de -890 KN. Cortantes  $V_y$  con valores máximos de -282 KN y 346 KN en las zonas donde la viga triangulada y las

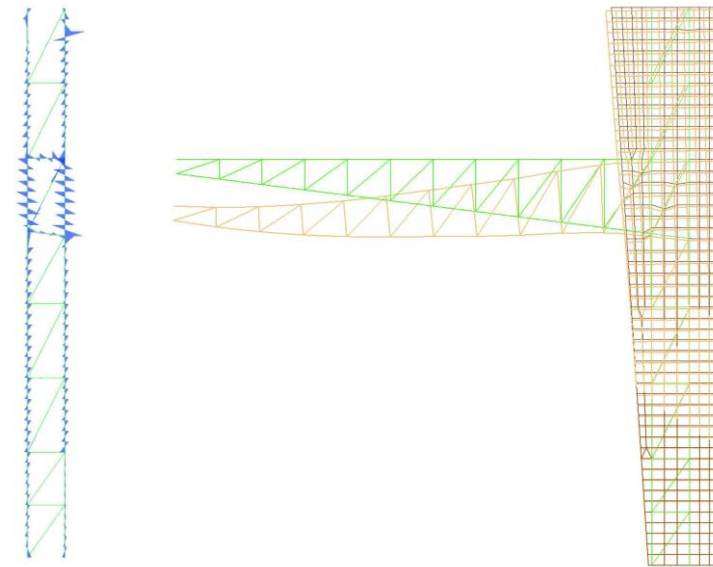


Imagen 4.28 Pilar fusiforme. ELU situación persistente. Momentos  $M_z$ . Imagen 4.29 Viga en celosía 3 y pilar fusiforme. ELS combinación característica. Deformada escala 50.

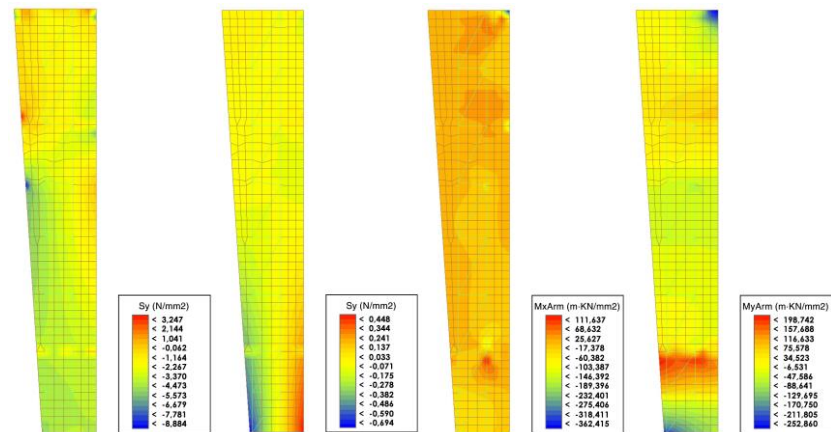


Imagen 4.30 e Imagen 4.31 Pilar fusiforme. Comparativa  $S_y$  con cargas permanentes y viento. Imagen 4.32 e Imagen 4.33 Pilar fusiforme. ELU situación persistente.  $M_x$  y  $M_y$  armado.



cerchas en celosía conectan con la estructura del interior del pilar, mientras que en el resto no superan los 90 KN. Lo mismo sucede con los momentos  $M_z$ , en la unión con los otros perfiles los valores máximos rondan los 80 KN/m mientras que en el resto de la barra no sobrepasan los  $\mp 26$  KN/m, además son absorbidos por el hormigón según descende hacia el empotramiento. Como éstas perfiles se encuentran confinados por el hormigón no presentan problemas de pandeo a pesar de estar fuertemente comprimidos.

Analizando ahora las tensiones sobre el hormigón, se observa como el viento tiene una importancia muy baja comparada con las cargas permanentes, genera tensiones en los bordes de la mitad inferior debidas a que el empotramiento de la base impide la deformación al contrario que en la mitad superior (imagen 4.27).

En la imagen 4.26, se muestran las sollicitaciones en el sentido de la gravedad que producen las cargas permanentes en el hormigón. Éstas aumentan según descendemos por el propio peso del hormigón y las cargas que va transmitiendo al pilar la estructura metálica, con un valor máximo en el borde inferior de  $5,127 \text{ N/mm}^2$  a compresión. En la zona en de unión entre el pilar y la viga en celosía se producen picos de tensiones. Esta unión genera tensiones de tracción en el hormigón en contacto con el cordón superior y tensiones de compresión en el inferior. En esos puntos se producen los valor máximos y mínimos de la tabla con  $3,247 \text{ N/mm}^2$  de tracción y  $8,884 \text{ N/mm}^2$  de compresión

Se comprueba que el hormigón es capaz de resistir los esfuerzos de compresión hasta en el punto más desfavorable:

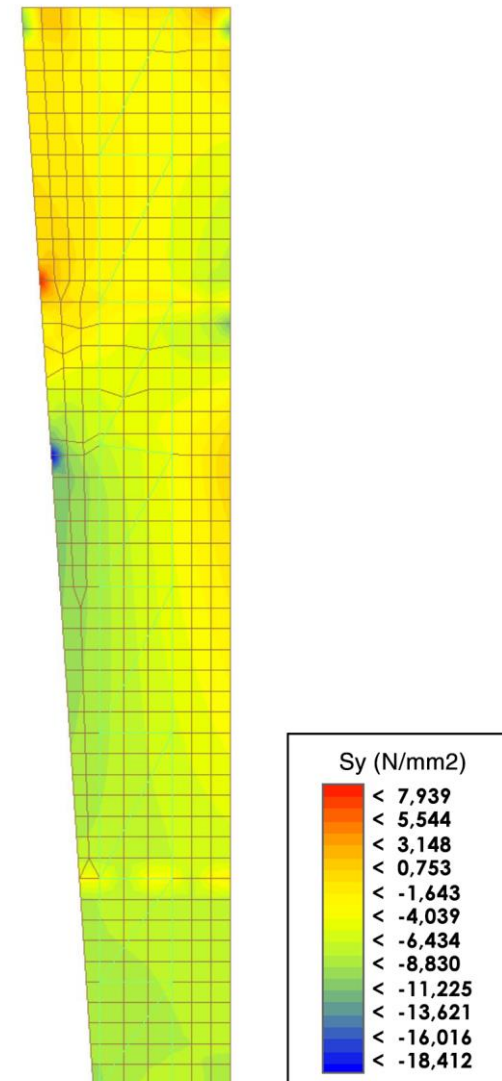


Imagen 4.34 Pilar fusiforme. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$ .

$$50 \text{ N/mm}^2 / 1,5 = 33,33 \text{ N/mm}^2$$

Como vemos, los esfuerzos de compresión en el punto más desfavorable no superan los  $18,50 \text{ N/mm}^2$  por lo que el hormigón sería capaz de resistir estos esfuerzos por si solo (imagen 4.30). Para explicar por tanto el armado que se observa en la imagen 2.23, debemos tener en cuenta que hay zonas del pilar que se encuentran traccionadas, además, se encuentra solicitado por importantes momentos en ambas direcciones, que varían entre los  $111 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  y los  $-362 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  para los  $M_x$  y los  $198 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  y los  $-353 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  para los  $M_y$  (imagen 4.28 e imagen 4.29), teniendo en cuenta que son ejes globales y por tanto el largo del pilar se desarrolla en este caso en el eje Y.

Tomando como tensión media a la que se encuentra sometida el hormigón  $10 \text{ N/mm}^2$  y como momento, el valor máximo que abarca una mayor zona,  $198,742 \rightarrow 200 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  de momentos  $M_y$ , dado que es probable que para los otros picos se cuente con un refuerzo puntual, y mayorando las solicitaciones por 1,5 podemos acceder a un ábaco para dimensionado de muros de hormigón y obtener, a modo orientativo, la armadura necesaria.

Dado que el juego de ábacos utilizado no abarca espesores mayores de 50 cm y hormigones de resistencia característica superiores a  $30 \text{ N/mm}^2$  usaremos este último para obtener la armadura del pilar, que al ser de hormigón HA-50 y espesor medio de 80 cm necesitará realmente una armadura inferior. Entrando con los valores obtenidos tras mayorarlos en el ábaco (imagen 4.31) se obtiene una armadura por metro de muro formada por 6 barras del 12 y 4 barras del 16.

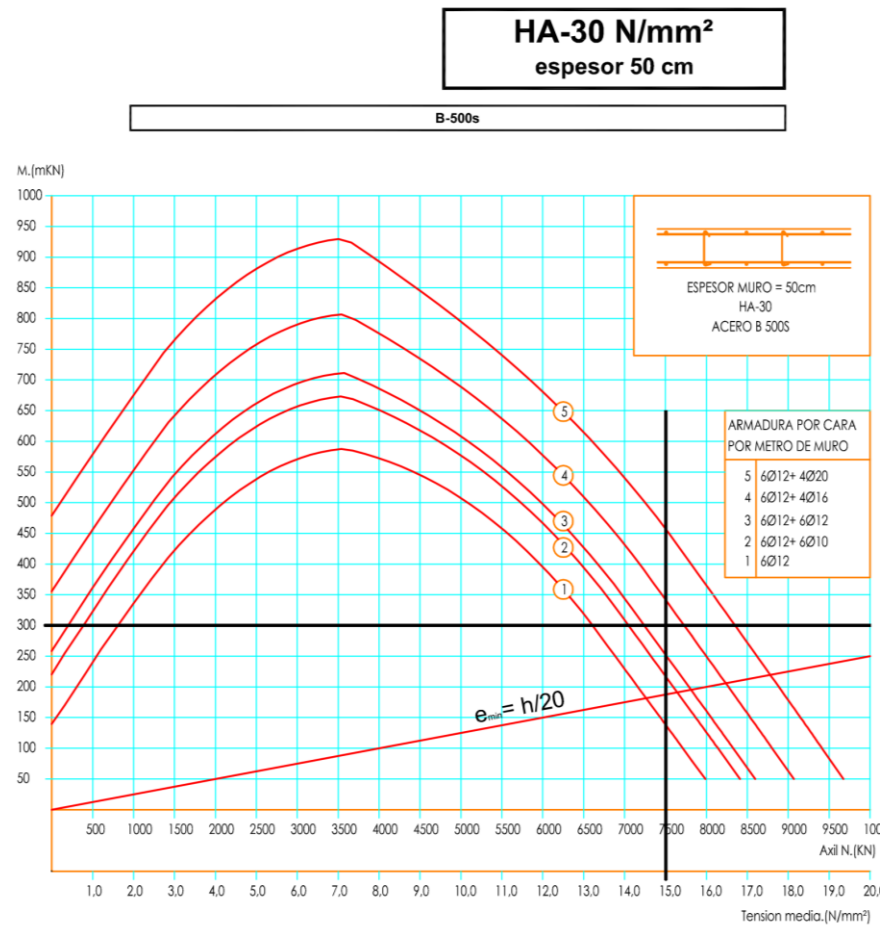


Imagen 4.35 Ábaco para el dimensionado de muros de hormigón HA-30 con un espesor de 50cm.

## ANÁLISIS GENERAL DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN

Continuando con el análisis de los elementos de hormigón, se procede a analizar los dos grandes muros en L. Como se puede observar en los distintos diagramas de solicitaciones, el comportamiento general no es muy diferente del analizado en el pilar.

Se observa como, con las cargas de peso propio (imagen 4.32), las tensiones aumentan según se descende debido al peso del propio hormigón y las diversas cargas que va transmitiendo la estructura metálica. En el siguiente diagrama (imagen 4.33) se observa las tensiones que el viento genera en los muros de hormigón, provocando una concentración de tensiones de compresión en las esquinas inferiores en contacto con el terreno, al mismo tiempo que genera tracciones en las otras dos alas del muro, las cuales trata de levantar.

Ya en ELU situación persistente (imagen 4.34) se observa que el valor máximo de compresión ( $23,191 \text{ N/mm}^2$ ) se encuentra dentro del límite resistente para un hormigón HA-50. Aun así, se necesitará el aporte de la armadura, como ya se ha visto en el caso del pilar, para poder resistir tanto las tracciones como los momentos que solicitan los muros en ambas direcciones. Los momentos  $M_x$  (imagen 4.35) presentan valores prácticamente nulos, del entorno de  $15 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  para el conjunto del muro, aunque con valores en las zonas donde se empotra la estructura metálica que pueden alcanzar valores máximos de  $591 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  y  $-340 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  y para los momentos  $M_y$  (imagen 4.36) valores máximos de  $996 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$  y  $-701 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$ , con valores homogéneos en el resto del muro entorno a los  $30 \text{ m} \cdot \text{KN/mm}^2$ .

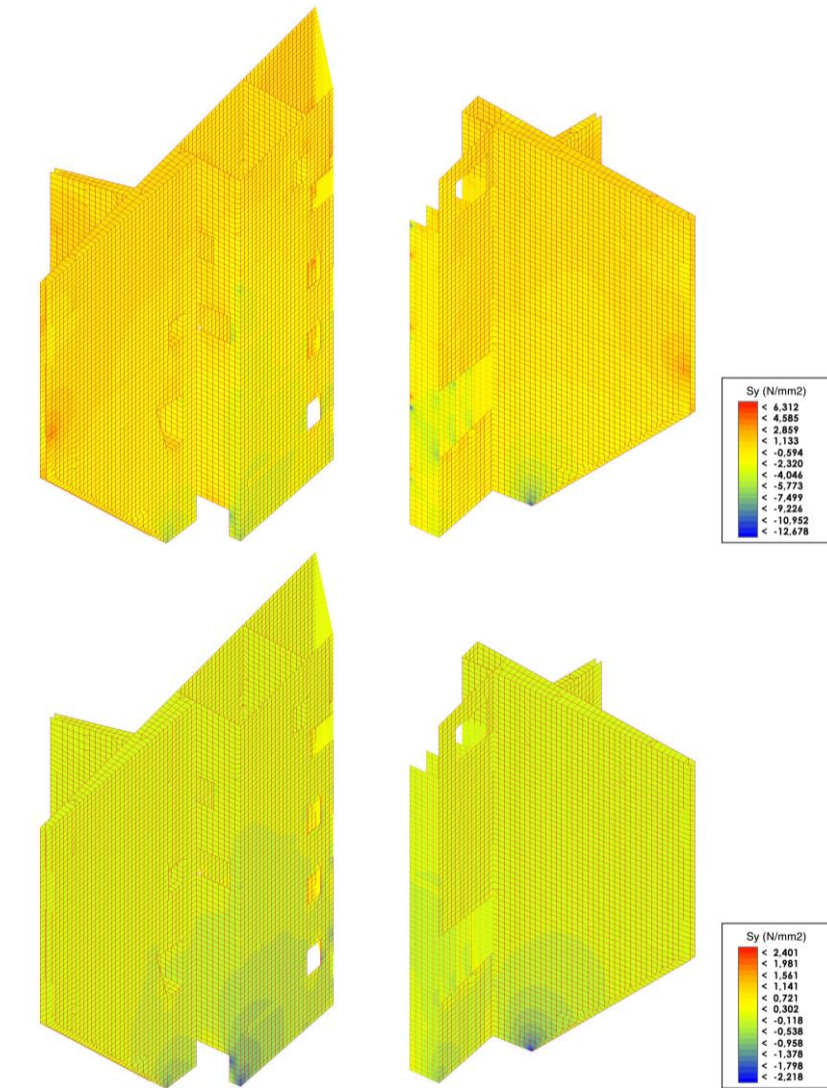


Imagen 4.36 e Imagen 4.37 Muros en L. Comparativa Sy con cargas permanentes y viento.



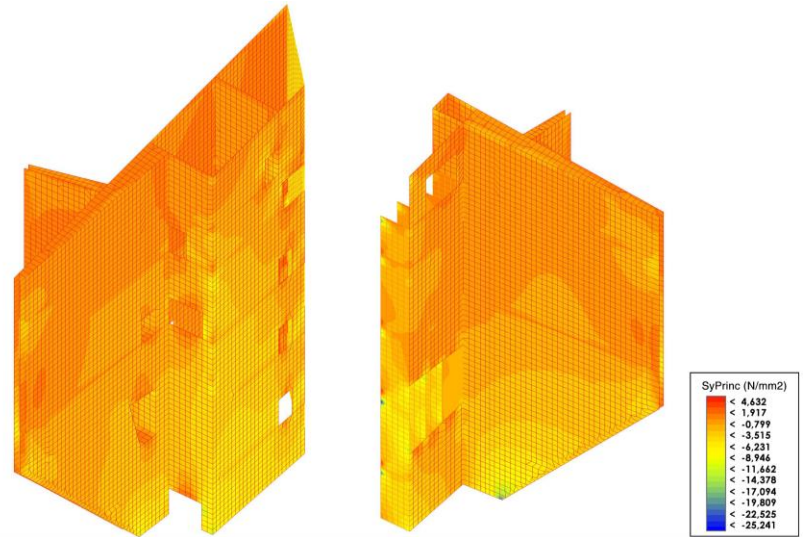
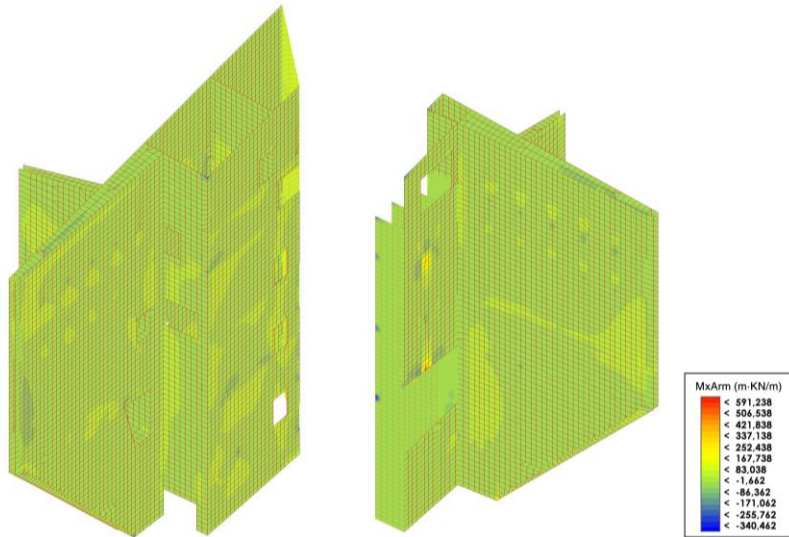
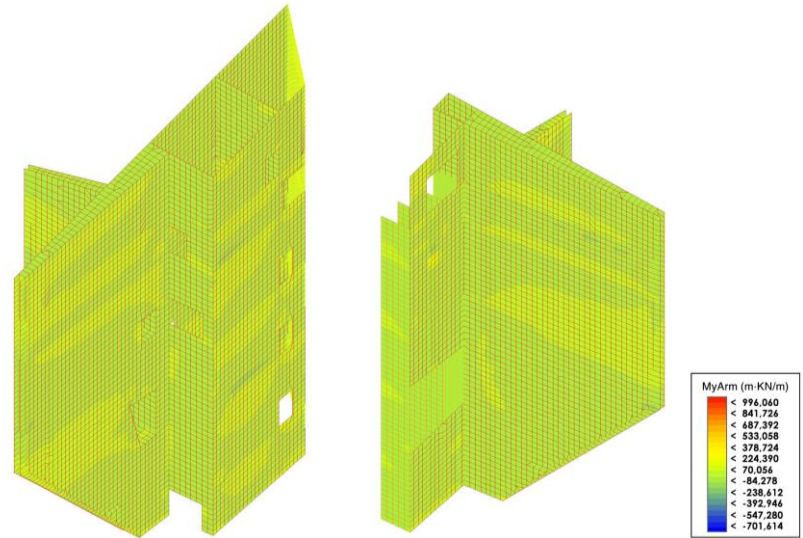
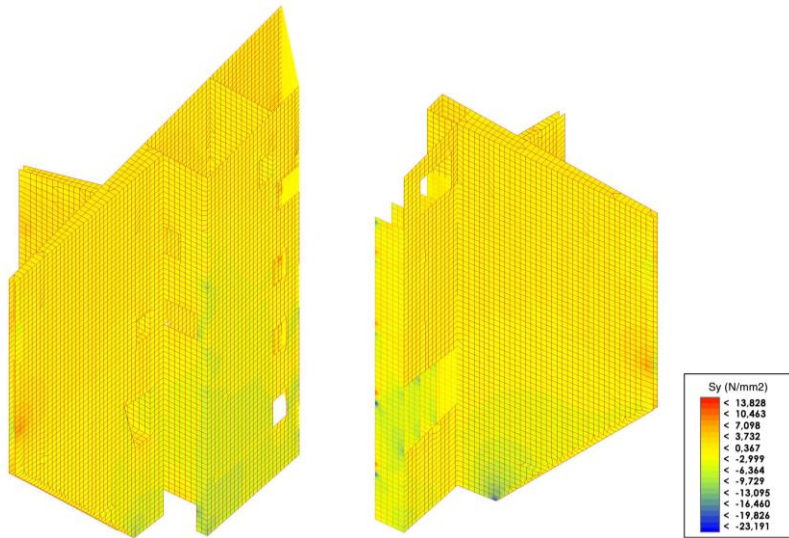


Imagen 4.38 Muros en L. ELU situación persistente. Tensiones Sy.  
 Imagen 4.39 Muros en L. ELU situación persistente. Momentos Mx armado.

Imagen 4.40 Muros en L. ELU situación persistente. Momentos My armado.  
 Imagen 4.41 Muros en L. ELU situación persistente. Tensiones Sy principales.

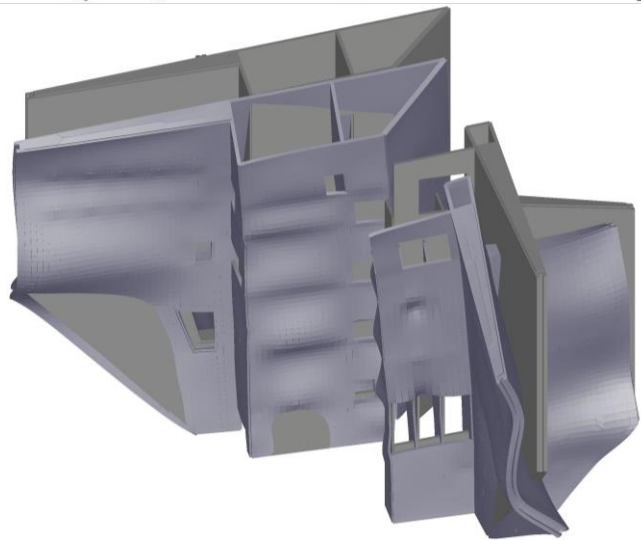
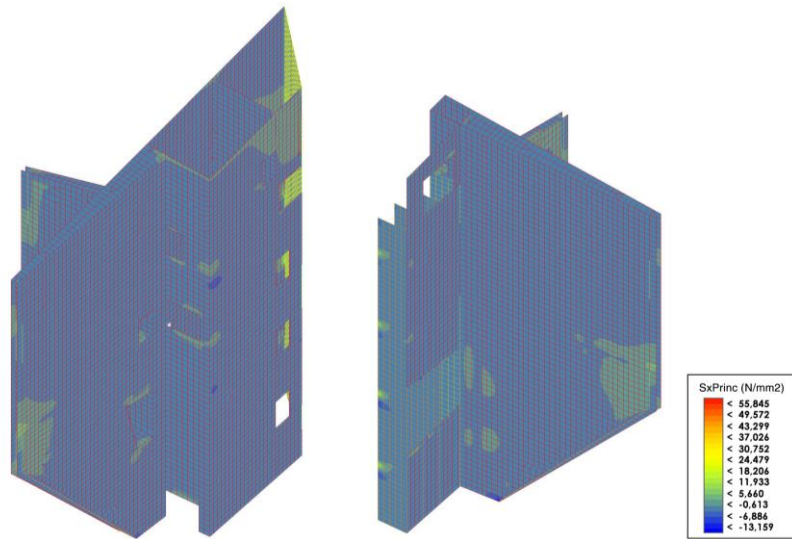


Imagen 4.42 Muros en L. ELU situación persistente. Tensiones Sx principales.  
 Imagen 4.43 Muros en L. ELU situación persistente. Deformada escala 500.

Dado que sobre los muros actúan fuerzas con direcciones diferentes, para conocer los valores máximos de tracción y compresión será necesario recurrir a los diagramas de tensiones principales Sx y Sy, para obtener los valores máximos de tracción y compresión respectivamente.

Se obtiene valores máximos de tracción de 56 N/mm<sup>2</sup> en los extremos del muro en contacto con el terreno y otros picos en las zonas en contacto con la estructura metálica, siendo los valores para el resto del muro prácticamente nulos (imagen 4.38). En cuanto a los valores máximos de compresión se encuentran en puntos muy similares, con valores máximos de 25 N/mm<sup>2</sup>, mientras que en el resto del muro son nulos en la parte superior y van aumentando según se desciende hasta alcanzar valores entorno a los 7 N/mm<sup>2</sup> (imagen 4.37).

Estos esfuerzos, en conjunto con los aplicados por la estructura metálica, producen efectos de torsión en el muro (imagen 4.39) que se retuerce porque la estructura metálica tira de ellos. Este efecto junto con la asimetría de la estructura resistente de hormigón da lugar a un vuelco de la estructura con una dirección predominante y no en diagonal como parecía lógico que sucediera por los volúmenes que sustenta.

## ANÁLISIS DE LOS FORJADOS

Las solicitaciones  $S_x$  y  $S_y$  principales indican los esfuerzos máximos de tracción y compresión a los que están sometidos los distintos forjados. Mediante su análisis se podrán conocer también las tensiones que la estructura metálica provoca en ellos, comprobando que el hormigón que los conforma sea capaz de resistir los esfuerzos a los cuales está solicitado por si solo, o con la ayuda de armadura.

En primer lugar, es necesario distinguir los dos tipos de forjado que aparecen en todas las plantas. En el núcleo central el forjado está formado por una losa maciza de hormigón de 30 cm de espesor, cuya función es, a parte de transmitir a los muros de hormigón las cargas verticales que recibe, es dotar de rigidez al conjunto uniendo ambos muros en L. En el resto de la planta el forjado está formado por una capa de hormigón de 10 cm formando un forjado de chapa colaborante, cuya misión reside principalmente en transmitir las cargas verticales a la estructura metálica, siendo de baja importancia para el conjunto de la estructura global.

Se empieza analizando el forjado de la planta mezzanine, éste tiene la peculiaridad de contar, además de con los dos tipos de forjado anteriormente descritos, con una losa maciza de hormigón de 25 cm de espesor a ambos extremos de la planta.

Se observa en primer lugar los diagramas  $S_x$  de tensiones principales que indican los puntos donde se producen los valores máximos de tracción (imagen 4.44). La mayor parte del forjado presenta unas tensiones de tracción prácticamente nulas, con valores que rondan los  $0,1 \text{ N/mm}^2$ , es en las zonas donde el forjado se encuentra en contacto con sus apoyos donde

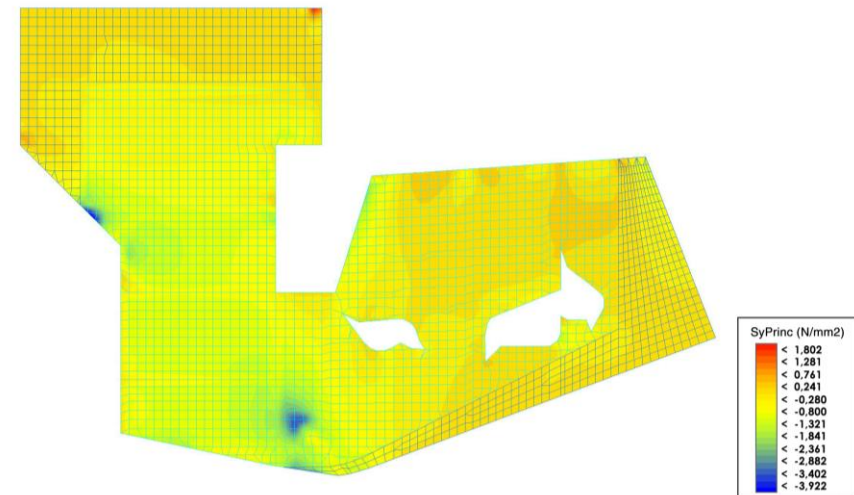
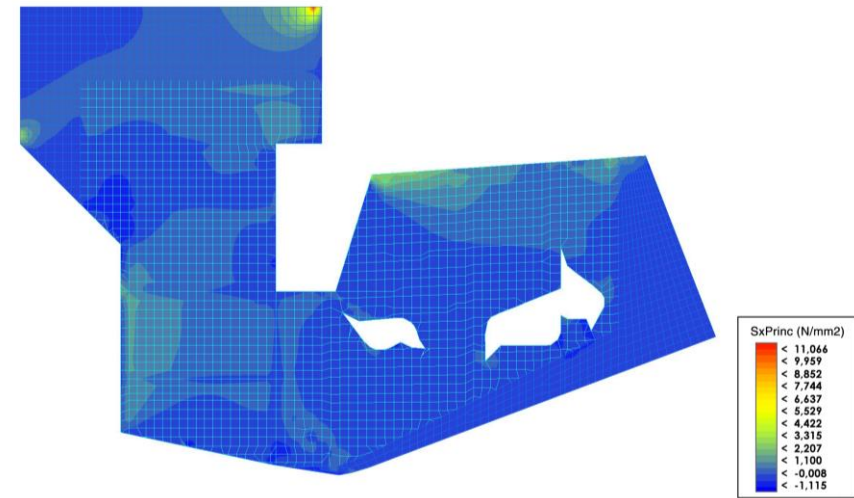


Imagen 4.44 Forjado planta mezzanine. ELU situación persistente. Tensiones  $S_x$  principales.  
Imagen 4.45 Forjado planta mezzanine. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$  principales.



se producen las concentraciones de tracciones con valores máximos entre los 5 N/mm<sup>2</sup> y los 11 N/mm<sup>2</sup>. En cuanto a las tensiones principales Sy de compresión se observan varias situaciones (imagen 4.45). Las partes de la planta que sufren menos flexión, la losa del núcleo central y las zonas más cercanas, se encuentran solicitadas con valores en torno a -1,5 N/mm<sup>2</sup>, mientras que las zonas con una deformada positiva o en voladizo contrarrestan las compresiones debidas a las cargas verticales que gravitan sobre ellas dando lugar a una resultante nula. Por último, los picos de tensiones de compresión se producen en torno a los elementos sobre los que apoya el forjado, con valores máximos de -4 N/mm<sup>2</sup>.

A continuación, se decide analizar el forjado de la segunda planta, por considerarse como el más prototípico.

Atendiendo a las tensiones principales Sx de tracción (imagen 4.46) se observa como de forma general el forjado se encuentra solicitado a tensiones de tracción que no superan el valor de 1 N/mm<sup>2</sup>, alcanzando picos de tensiones de hasta 11,75 N/mm<sup>2</sup> en las zonas en contacto con los elementos resistentes de la estructura vertical.

En las tensiones principales Sy de compresión podemos distinguir, al igual que en el caso anterior varias zonas. La zona del núcleo central apenas se encuentra solicita con valores que ronda, -0,5 N/mm<sup>2</sup>. En las zonas expositivas se puede observar como los propios valores de las solicitaciones marcan la ubicación de las vigas en celosía, siendo los valores sobre éstas ligeramente superiores, dado que al encontrarse apoyados su deformación es más restringida que la de los elementos que ocupan el “centro de vano”.

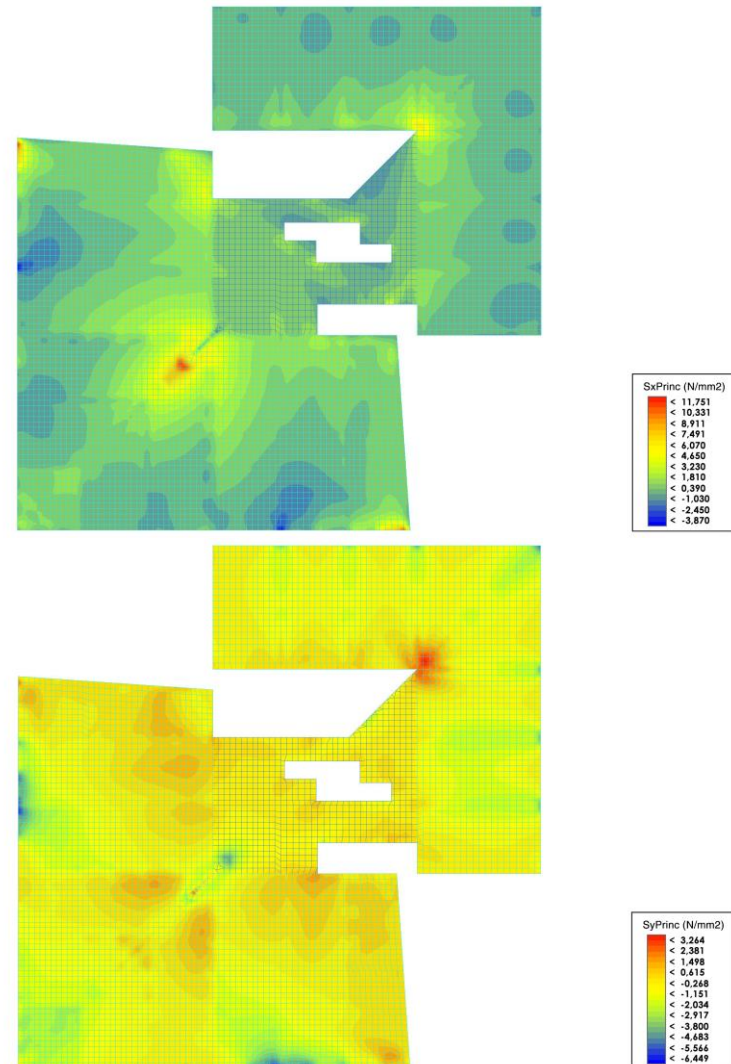


Imagen 4.46 Forjado planta segunda. ELU situación persistente. Tensiones Sx principales.  
 Imagen 4.47 Forjado planta segunda. ELU situación persistente. Tensiones Sy principales.

Los picos de tensiones se producen en las zonas en contacto con la estructura resistente vertical con valores máximos de  $-6,5 \text{ N/mm}^2$  en el entorno inmediato de los perfiles verticales que, trabajando a compresión, unen la estructura metálica de esta planta con la estructura de la planta superior.

Por último, es interesante analizar las tensiones producidas en la planta de cubierta, al estar ésta formada por un material totalmente diferente como son los paneles sándwich.

En primer lugar, se analizan las tensiones principales  $S_x$  de tracción (imagen 4.48). Se observa que las tracciones producen un gradiente desde el centro hasta los extremos, con valores que varían entre los  $6 \text{ N/mm}^2$  de la zona central a los  $0,5 \text{ N/mm}^2$  del borde exterior. Se observan además, picos de tensiones localizados, en los puntos en contacto entre la cubierta y la estructura metálica que la sostiene generando picos de tensiones con valores máximos, en la zona en contacto con la gran viga diagonal, de  $15,5 \text{ N/mm}^2$  que se producen cuando las diagonales de alguna de las vigas en celosía inferiores se encuentran fuertemente traccionadas.

En cuanto a las tracciones principales  $S_y$  de compresión (imagen 4.49) se observa como la mitad de la estructura que se encuentra en aparente voladizo, debido a la propia deformación de los elementos que sostienen la cubierta se encuentra solicitada a valores de compresión prácticamente nulos en torno a  $-0,2 \text{ N/mm}^2$ , mientras que la zona cercana al muro en L con menor dimensión en planta, debido al vuelco que sufre (como se verá más adelante) se encuentra solicitada con valores máximos de  $-8,5 \text{ N/mm}^2$ . También aparecen picos de tensiones en las zonas en contacto con las vigas en celosía con valores máximos de  $-16,3 \text{ N/mm}^2$ .

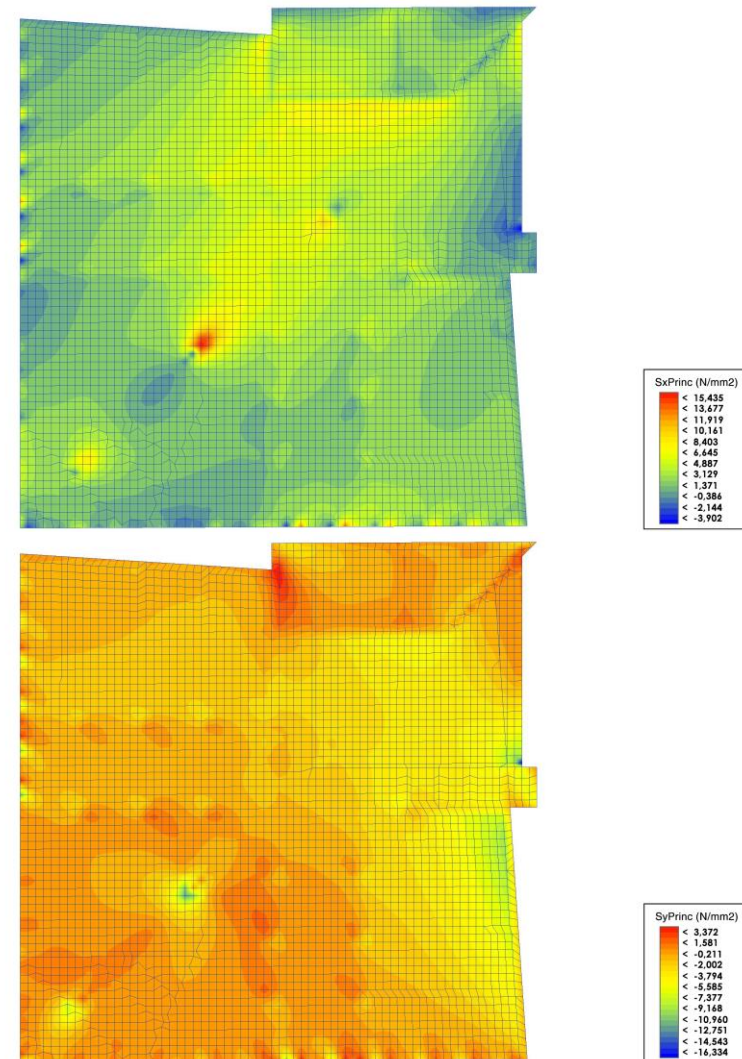


Imagen 4.48 Planta de cubierta. ELU situación persistente. Tensiones  $S_x$  principales.  
Imagen 4.49 Planta de cubierta. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$  principales.

## ANÁLISIS GENERAL DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

Analizando por último la estructura metálica completa se pueden obtener algunas conclusiones sobre la forma de trabajo de la estructura.

Atendiendo a los diagramas de axiles (imagen 4.50) se observa como los elementos que más trabajan son generalmente las diagonales de las vigas en celosía. Se observa además, como por el propio funcionamiento de éstas, cuyas diagonales son las encargadas de ir transmitiendo los esfuerzos de tracción o compresión, impidiendo los desplazamientos relativos entre los nudos. De este modo los esfuerzos se van acumulando en las diagonales de la celosía hasta llegar a los valores máximos en los elementos inmediatamente anteriores a los apoyos o empotramientos.

Los momentos flectores en ambas direcciones son otras solicitaciones muy importantes para comprender el funcionamiento global de la estructura.

Al igual que ocurría con los axiles, los momentos  $M_z$  (imagen 4.51) son generalmente más elevados en los apoyos con picos de momentos negativos, teniendo siempre presente que el factor más desfavorable es la luz del elemento en cuestión. Mientras lo momentos  $M_y$  (imagen 4.52) se observa que actúan sobre todo en los elementos verticales de la estructura metálica, tanto los montantes verticales de las vigas en celosía como los pilares o tirante que trabajan uniendo los distintos niveles de la estructura metálica. Como en el caso de los momentos  $M_z$ , estos aumentan con el resto de solicitaciones según se van aproximando a los apoyos y empotramientos.

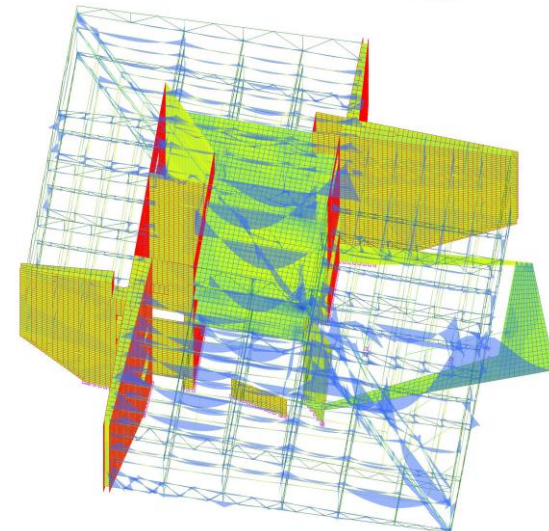
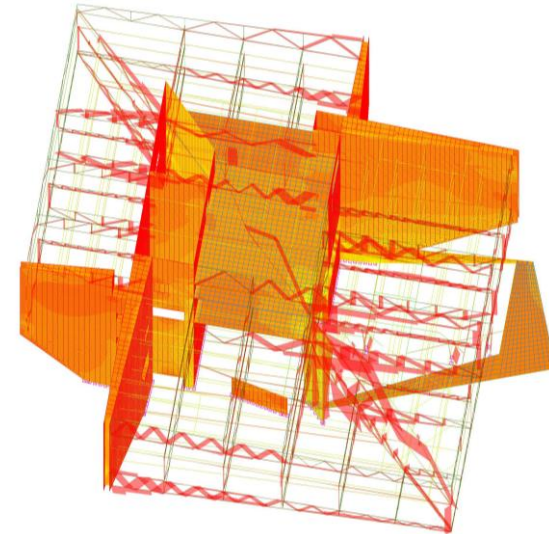


Imagen 4.50 Estructura metálica completa. ELU situación persistente. Axiles.  
Imagen 4.51 Estructura metálica completa. ELU situación persistente.  $M_z$  y  $M_x$  en EF2D.



Se llega a la conclusión que la comprobación realizada en este apartado para estados límite últimos siguiendo criterios de resistencia, no es la más desfavorable pues se observan en la estructura perfiles que trabajan muy por debajo de su capacidad resistente máxima. Al mismo tiempo que este análisis ha servido para encontrar una serie de perfiles excesivamente solicitados en comparación con el resto.

La elección de las secciones se debe, por tanto en gran medida, a criterios de rigidez a flexión, aumentando la sección más allá de lo necesario según criterios resistentes para conseguir reducir los desplazamientos verticales, o en algunos casos a simplificaciones constructivas por las cuales, para una viga en celosía en concreto, con una barra con una sección ligeramente superior al resto se acaba asignando esa sección a todas las barras del mismo tipo.

Es por tanto muy importante realizar un completo análisis de deformaciones en estados límite de servicio para comprender completamente como trabaja la estructura.

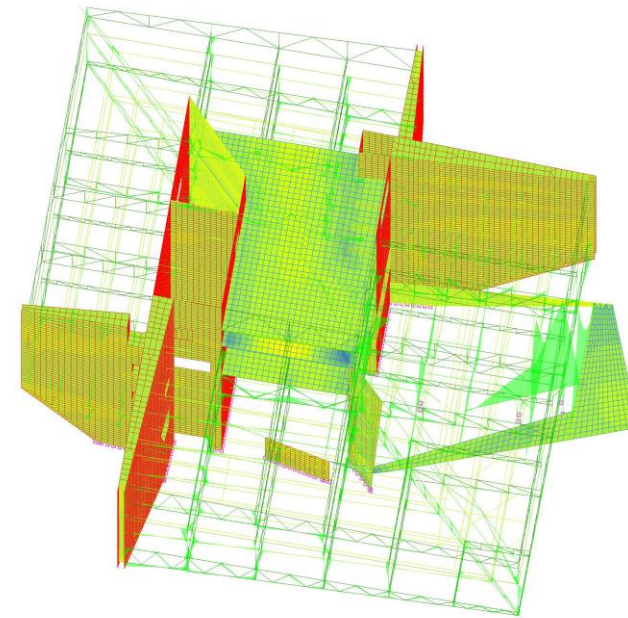


Imagen 4.52 Estructura metálica completa. ELU situación persistente.  $M_y$  y  $M_y$  en EF2D.

## DIMENSIONADO DE ELEMENTOS

Mediante este apartado se pretende ahondar en las distintas causas de fallo por resistencia de los perfiles. Para ello se seleccionará una de las vigas en celosía en las cuales se han detectado perfiles que fallan a resistencia, la más representativa, para analizarla en profundidad.

Se selecciona para el análisis la gran celosía diagonal por ser uno de los elementos más representativos del proyecto, a la vez que el más solicitado. En ella se han encontrado 5 barras que superan su capacidad resistente máxima (imagen 4.53).

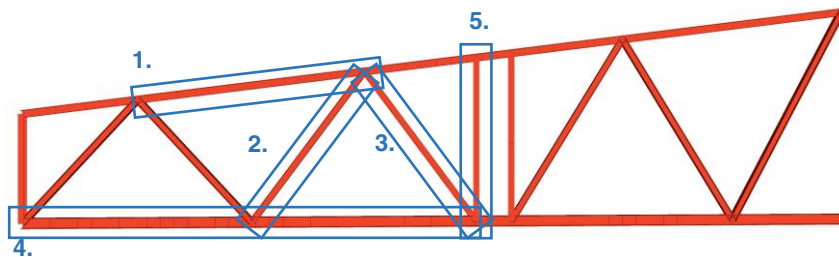


Imagen 4.53 Viga en celosía 3. Barras que fallan.

Atendiendo a los diagramas de axiles, cortante y momentos anteriormente comentados (imagen 4.17 a Imagen 4.20) se obtiene la forma concreta de fallo de cada una de ellas.

Así, analizando la primera de ellas obtenemos el peritaje que nos aporta Architrave sobre ella (imagen 4.54) descubriendo que falla por resistencia. Atendiendo a las solicitaciones de la barra se observa que esta sufre además del axil, grandes esfuerzos de flexión y cortadura debido a la rigidez de los nudos.

Sección: IHEB 360

Propiedades:

- Base: 30,00 cm
- Altura: 36,00 cm
- Área: 181,22 cm<sup>2</sup>
- Ix: 284,93 cm<sup>4</sup>
- Iy: 10.143,08 cm<sup>4</sup>
- Iz: 43.321,39 cm<sup>4</sup>

Material: ACERO\_S275

Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Pórtico de vigas: Nombre del pórtico: 3.12, Nº de vigas: 2, Viga actual: 3.12.2

Longitud viga (m): 10,87

Comprobaciones: Falla

Resistencia: ELU desfavorable: 3, Coeficiente Resistencia: 1,20, Ten. Von Mises (N/mm<sup>2</sup>): 335,43, Comprobaciones: Falla

Pandeo: ELU desfavorable: 3, β Pandeo plano XY local: 1,00, β Pandeo plano XZ local: 0,51, Coeficiente Pandeo: 0,41, Chi Z: 0,72, Chi Y: 0,63, Comprobaciones: Cumple

Pandeo lateral: ELU desfavorable: 0, β Pandeo lateral: 0,00, Coeficiente Pandeo lateral: 0,00, Chi lateral: 1,00, Comprobaciones: Cumple

Flexión: ELS desfavorable: 3, Flecha relativa (elástica) (cm): -0,315, Flecha activa (cm): 0,173, Flecha instant. (cm): 0,158, Flecha casi-perm (cm): 0,252, Tipo de vano: Interior

Comprobaciones de flexión: Límite Flecha activa: 300, Límite Flecha instantánea: 350, Límite Flecha casi-permanente: 300, Comprobaciones: Cumple

Imagen 4.54 Peritaje barra 1.

Optimizando la barra se obtiene que esta cumpliría justito con un HEB 400, como los cambios realizados en Architrave no consideran el peso propio, se decide sustituir la barra por un perfil HEB 450 en Autocad, volviendo a calcular la estructura y comprobando que efectivamente con el cambio realizado ahora la barra es capaz de resistir los esfuerzos que la solicitan (imagen 4.55).

Imagen 4.55 Comprobación barra 1.

Imagen 4.56 Peritaje barra 2.

A continuación, se realiza el mismo proceso para la barra 2. En el peritaje (imagen 4.56) se observa que también falla a resistencia por lo que será necesario observar los diagramas de solicitaciones para averiguar el motivo. Se observa que se encuentra solicitada a un axil de tracción de 3.500 KN superior a la capacidad resistente máxima de un HEB 300.

Al igual que en el caso anterior se decide saltar un perfil y pasar directamente a un HEB 340. Como se observa (imagen 4.57) el perfil pasa a estar solicitado a un 0,92 de su capacidad resistente.



Imagen 4.57 Comprobación barra 2.

La barra 3 (imagen 4.58) se encuentra fuertemente comprimida con 4200 KN y el peritaje de Architrave indica que falla por motivos de pandeo. Se sustituye el HEB 300 por un HEB 450 que sea capaz de resistir los efectos de pandeo. Se comprueba que efectivamente es capaz de resistir esos efectos (imagen 4.59).

Imagen 4.58 Peritaje barra 3.

La barra 4 es un caso interesante, en un primer momento porque el peritaje indica que supera la resistencia máxima del perfil en menos de un 1% (imagen 4.60) y, en segundo lugar, porque la barra no se encuentra solicitada por axiles tan importantes como las diagonales, si no por esfuerzos cortantes  $V_y$  de hasta 835 KN y momentos  $M_z$  con valores máximos de 910 KN · m.

**Sección**  
 Tipo de sección: I HEB 450  
 Propiedades:  
 Base: 30,00 cm  
 Altura: 45,00 cm  
 Área: 218,56 cm<sup>2</sup>  
 Ix: 429,04 cm<sup>4</sup>  
 Iy: 11.723,40 cm<sup>4</sup>  
 Iz: 80.097,55 cm<sup>4</sup>  
 Material: ACERO\_S275  
 Tipo Acero: S275  
 Fyk: 275.000 Fu: 410.000

**Columna de pilares**  
 Ver pilar superior  
 Nombre de la columna: 470  
 Nº de pilares: 1  
 Pilar Actual: 470.13  
 Ver pilar inferior  
 Longitud pilar (m): 9,01  
 Comprobaciones: Cumple normativa

**Resistencia**  
 ELU desfavorable: 1 Ten. Von Mises (N/mm<sup>2</sup>): 210,68  
 Coeficiente Resistencia: 0,80 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo**  
 ELU desfavorable: 1  
 β Pandeo plano XY local: 1,00 Chi Z: 0,91  
 β Pandeo plano XZ local: 0,50 Chi Y: 0,78  
 Coeficiente Pandeo: 0,99 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo lateral**  
 ELU desfavorable:  
 β Pandeo lateral: 0,00 Chi lateral: 1,00  
 Coeficiente Pandeo lateral: 0,00 Comprobaciones: Cumple

**Flecha (no aplicable en pilar)**  
 ELS desfavorable:  
 Flecha relativa (elástica) (cm): Tipo de vano:  
 Flecha activa (cm): Flecha activa/L: 1/  
 Coeficiente Flecha activa: Límite Flecha activa: 1/ 300  
 Flecha instant. (cm): Flecha instant./L: 1/  
 Coeficiente Flecha instantánea: Límite Flecha instantánea: 1/ 350  
 Flecha casi-perm (cm): Flecha casi-perm/L 1/  
 Coeficiente Flecha casi-permanente: Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300  
 Comprobaciones: Cumple

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los coeficientes de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.  
 Coeficientes a mostrar:  Seguridad  Aprovechamiento

Imagen 4.59 Comprobación barra 3.

Atendiendo a los esfuerzos que es capaz de resistir un perfil HEB 500, se observa que el momento solicitación es ligeramente superior la cual es capaz de resistir el perfil. Se decide aumentar la sección a un HEB 550, comprobando a continuación que es capaz de resistir los esfuerzos solicitación (imagen 4.61)

**Sección**  
 Tipo de sección: I HEB 500  
 Propiedades:  
 Base: 30,00 cm  
 Altura: 50,00 cm  
 Área: 239,22 cm<sup>2</sup>  
 Ix: 525,46 cm<sup>4</sup>  
 Iy: 12.626,04 cm<sup>4</sup>  
 Iz: 107.439,80 cm<sup>4</sup>  
 Material: ACERO\_S275  
 Tipo Acero: S275  
 Fyk: 275.000 Fu: 410.000

**Pórtico de vigas**  
 < Ver viga anterior  
 Nombre del pórtico: 5.10  
 Nº de vigas: 3  
 Viga actual: 5.10.1  
 Ver viga siguiente >  
 Longitud viga (m): 21,56  
 Comprobaciones: Falla

**Resistencia**  
 ELU desfavorable: 1 Ten. Von Mises (N/mm<sup>2</sup>): 272,48  
 Coeficiente Resistencia: 1,00 Comprobaciones: Falla

**Pandeo**  
 ELU desfavorable: 1  
 β Pandeo plano XY local: 1,00 Chi Z: 0,55  
 β Pandeo plano XZ local: 0,50 Chi Y: 0,27  
 Coeficiente Pandeo: 0,92 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo lateral**  
 ELU desfavorable:  
 β Pandeo lateral: 0,00 Chi lateral: 1,00  
 Coeficiente Pandeo lateral: 0,00 Comprobaciones: Cumple

**Flecha**  
 ELS desfavorable: 1  
 Flecha relativa (elástica) (cm): -1,615 Tipo de vano: Interior  
 Flecha activa (cm): 0,888 Flecha activa/L: 1/ 2,428  
 Coeficiente Flecha activa: Límite Flecha activa: 1/ 300  
 Flecha instant. (cm): 0,808 Flecha instant./L: 1/ 2,670  
 Coeficiente Flecha instantánea: Límite Flecha instantánea: 1/ 350  
 Flecha casi-perm (cm): 1,292 Flecha casi-perm/L 1/ 1,669  
 Coeficiente Flecha casi-permanente: Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300  
 Comprobaciones: Cumple

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los coeficientes de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.  
 Coeficientes a mostrar:  Seguridad  Aprovechamiento

Imagen 4.60 Peritaje barra 4.

Por último, la barra 5 es tal vez la más interesante, en el peritaje se observa que, a pesar de encontrarse poco solicitada, debido a su longitud falla por pandeo (imagen 4.62). Es además especialmente interesante porque es uno de los dos perfiles que posteriormente discurren por el interior del pilar de hormigón, con la particularidad de que el otro perfil se encuentra arriostrado a la mitad de su altura por el forjado de la cuarta planta que lo

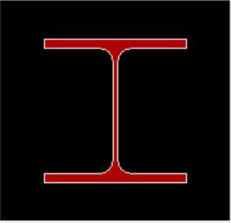
Imagen 4.61 Comprobación barra 4.

Imagen 4.62 Peritaje barra 5.

atravesada, por lo que, a pesar de estar solicitado con un axil de compresión mayor, este segundo perfil es capaz de resistir los efectos del pandeo.

Se procede a cambiar el perfil por un HEB 300, para posteriormente comprobar, que ahora si es capaz de resistir los efectos de pandeo (imagen 4.63).





**Sección**

Tipo de sección:

Propiedades

Base:  cm  
 Altura:  cm  
 Área:  cm<sup>2</sup>  
 Ix:  cm<sup>4</sup>  
 Iy:  cm<sup>4</sup>  
 Iz:  cm<sup>4</sup>

**Columna de pilares**

Ver pilar superior

Nombre de la columna:   
 Nº de pilares:   
 Pilar Actual:

Ver pilar inferior

Longitud pilar (m):

Comprobaciones

Cumple normativa

Material

Nombre:   
 Tipo Acero:   
 Fyk:  Fu:

**Resistencia**

ELU desfavorable:   
 Coeficiente Resistencia:

Ten. Von Mises (N/mm<sup>2</sup>):   
 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo**

ELU desfavorable:   
 β Pandeo plano XY local:    
 β Pandeo plano XZ local:    
 Coeficiente Pandeo:

Chi Z:   
 Chi Y:   
 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo lateral**

ELU desfavorable:   
 β Pandeo lateral:    
 Coeficiente Pandeo lateral:

Chi lateral:   
 Comprobaciones: Cumple

**Flecha (no aplicable en pilar)**

ELS desfavorable:   
 Flecha relativa (elástica) (cm):   
 Flecha activa (cm):   
 Coeficiente Flecha activa:   
 Flecha instant. (cm):   
 Coeficiente Flecha instantáneas:   
 Flecha casi-perm (cm):   
 Coeficiente Flecha casi-permanente:

Tipo de vano:   
 Flecha activa/L: 1/   
 Límite Flecha activa: 1/   
 Flecha instant./L: 1/   
 Límite Flecha instantánea: 1/   
 Flecha casi-perm/L: 1/   
 Límite Flecha casi-permanente: 1/   
 Comprobaciones: Cumple

Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los coeficientes de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1,00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coeficientes a mostrar  
 Seguridad  Aprovechamiento

Imagen 4.63 Comprobación barra 5.

## 4.2. COMPROBACIONES EN ELS

Para las comprobaciones de deformaciones en estados límite de servicio se continuará consultando el documento de seguridad estructural del código técnico de la edificación. Para ello, se supondrán de aplicación las normas y recomendaciones establecidas en el documento para edificación convencional, pese a la singularidad de este proyecto.

Considerando la integridad de los elementos constructivos, se comprobará el punto más desfavorable de cada planta en la combinación característica más desfavorable, teniendo en cuenta que la flecha máxima admisible establecida por la normativa varía según los siguientes supuestos:

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

Además, la normativa establece que esto debe verificarse entre dos puntos cualesquiera de la planta, tomando como luz el doble de la distancia entre ellos. En general, será suficiente realizar dicha comprobación en dos direcciones ortogonales. [14]

Dado que el proyecto está realizado íntegramente con tabiquería ligera, se tomará como referencia del valor máximo admisible 1/300 de la luz.

Atendiendo en primer lugar a la deformada global de la estructura, se observan las zonas más desfavorables para cada forjado. Como era de esperar, las dos esquinas de volúmenes expositivos que se encuentran en

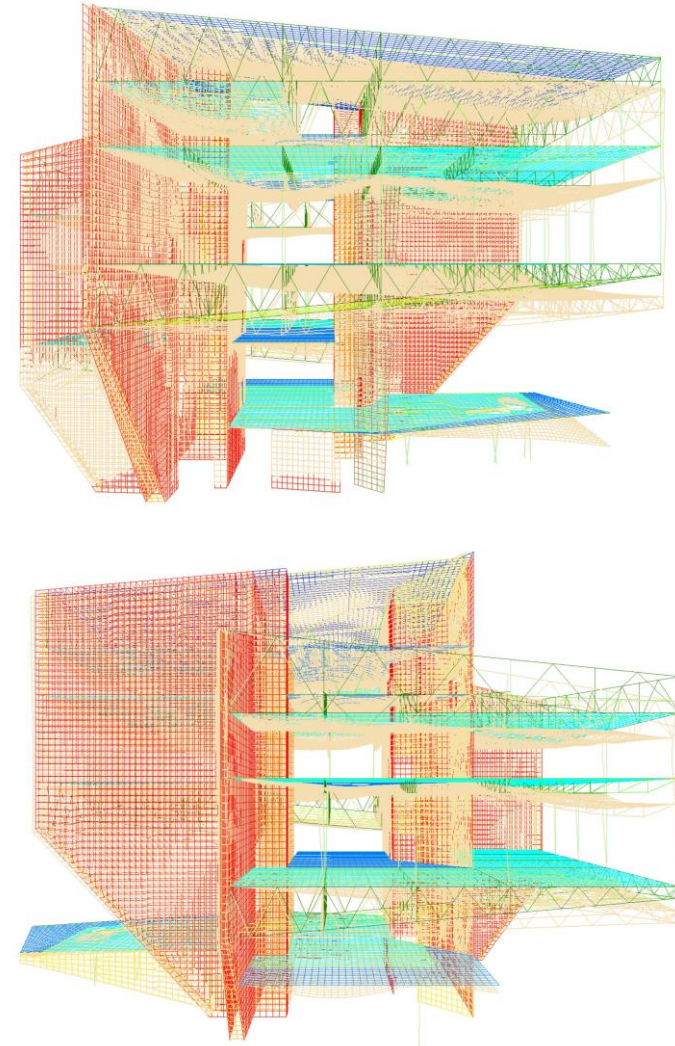


Imagen 4.64 e Imagen 4.65 Deformada global. ELS combinación característica. Escala 50.

aparente voladizo son las zonas más desfavorables de esta. En la planta mezzanine son también las zonas en voladizo las más desfavorables. Se opta por analizar en detalle los puntos críticos de cada planta y no solo los puntos más desfavorables, para comprender mejor el funcionamiento de la estructura, empezando por la cubierta para acabar con la planta mezzanine, ya que esta última responde a una estructura totalmente diferente de la de las plantas anteriores.

Como se observa en la imagen 4.66 y en la imagen 4.67 el punto más desfavorable de la cubierta se encuentra a más o menos un cuarto de la distancia hasta la esquina, con una flecha máxima de 3,988 cm. Este punto cuenta, al igual que el de la otra fachada, con una mayor luz entre las vigas en celosía que el resto. Esto, en conjunto con la pérdida de rigidez de la estructura en la zona por la alteración del orden de la estructura para introducir una terraza en la zona de restauración inferior hace de este punto el más desfavorable.

Tomando la medida entre este punto y la viga en celosía situada a su derecha obtenemos una distancia de 8,25 m, siendo la flecha relativa entre ambos puntos de  $3,988 - 3.468 = 0,52$  cm.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 5,50 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Realizando el mismo proceso en la dirección perpendicular y tomando como segundo punto la gran viga diagonal se obtiene una distancia de 8,25 m, con una flecha relativa de  $3,988 - 2,358 = 1,63$ , por lo que la flecha en la dirección perpendicular también es menor que la flecha máxima admisible.

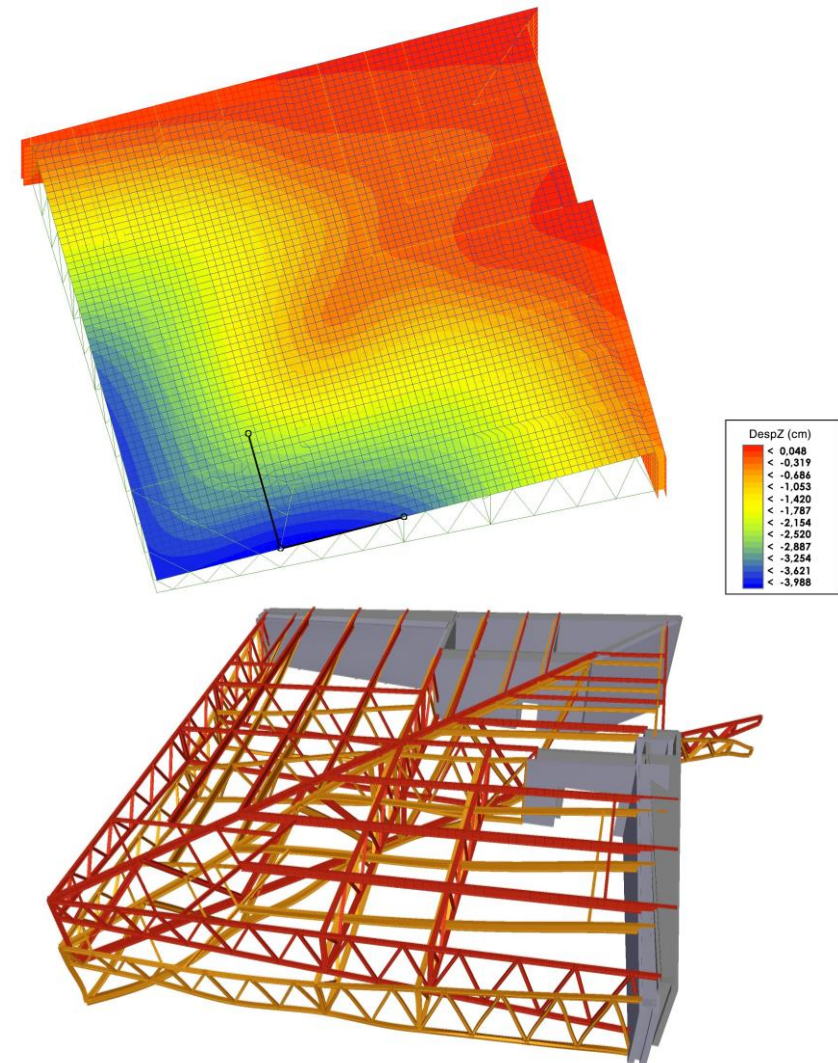


Imagen 4.66 Planta cubierta. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.67 Estructura planta cubierta. ELS combinación característica. Escala 100.



En el forjado de la cuarta planta el punto más desfavorable se encuentra en una de las viguetas que forman los dos pequeños anexos. Las deformaciones en el lado inferior son ligeramente superiores pues, como se ha visto anteriormente, la estructura sufre una torsión que aumenta los desplazamientos verticales negativos en ese muro aumentando ligeramente la flecha, aunque la flecha relativa sea igual.

Las viguetas con mayor deformación son las ubicadas más al exterior, pues éstas acumulan su propia flecha más la de la viga en celosía sobre la que apoyan.

En ambas direcciones se comprobará la flecha tomando como segundo punto la perpendicular en el muro de hormigón, por ser este el punto con menor desplazamiento.

En primer lugar, se comprobará la flecha tomando como segundo punto el situado a menor distancia, obteniendo 7,10 m, y, por tanto, la flecha relativa es igual a  $3,158 - 0,535 = 2,623$  cm.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 4,73 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Se realiza a continuación la comprobación para la dirección perpendicular, tomando como segundo punto el situado en el muro de hormigón perpendicular al anterior. Se obtiene una distancia de 12,80 m siendo la flecha relativa  $3,158 - 0,264 = 2,894$  cm.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 8,53 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

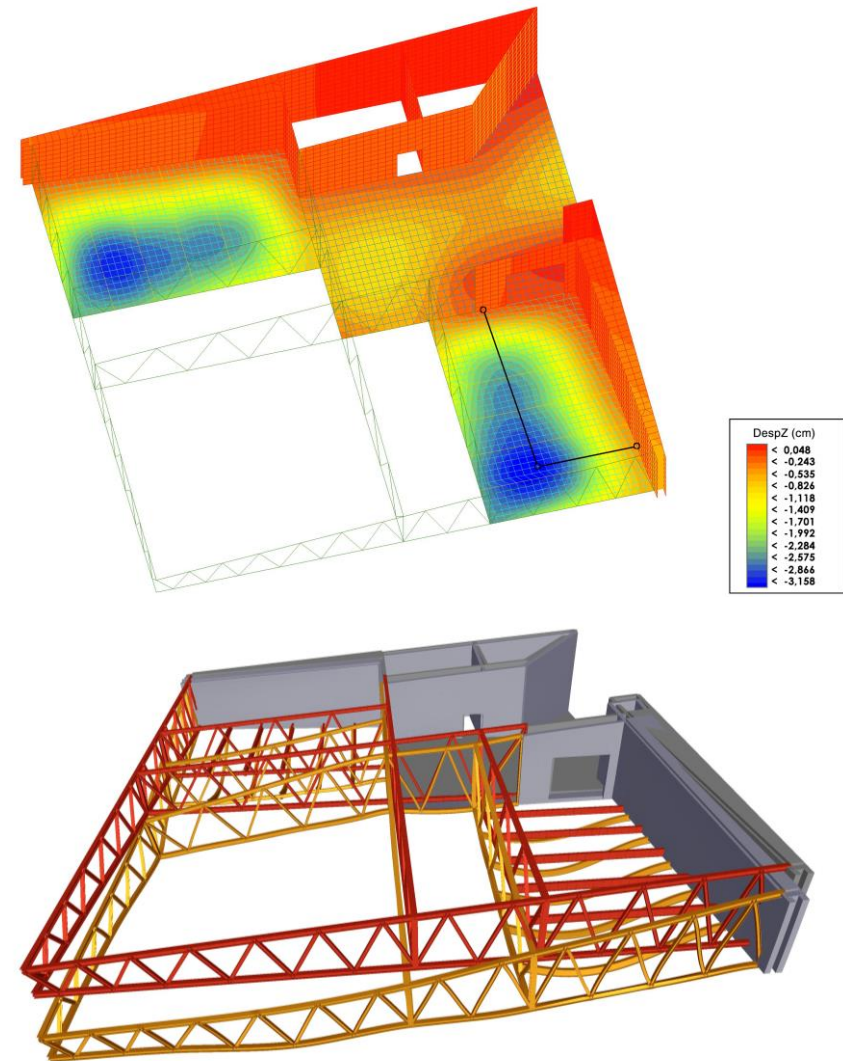


Imagen 4.68 Planta cuarta. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.69 Estructura planta cuarta. ELS combinación característica. Escala 100.

Para el forjado de la tercera planta será necesario calcular la deformación máxima a ambos lados del núcleo vertical pues la estructura y las luces de cada sala son diferentes.

Se observa que el punto más desfavorable en el lado izquierdo está situado en el espacio entre la gran viga en celosía diagonal y la primera viga Pratt del forjado (imagen 4.70). En este caso la influencia de los pilares que unen, trabajando a tracción, la estructura metálica de esta planta con las vigas en celosía de la estructura superior, contrarrestan ligeramente el hecho de que la estructura se venza hacia el lado inferior. Dado que estos se eliminan en el lado izquierdo por la aparición de un mirador los desplazamientos verticales en esta zona son más elevados (imagen 4.71).

Se tomarán dos puntos situados en la viga en celosía más cercana en direcciones ortogonales, calculando la flecha relativa entre cada uno de estos puntos y el obtenido como más desfavorable.

Tomando en primer lugar la distancia entre el punto más desfavorable y la viga Pratt se obtiene una distancia de 4,10 m, con una flecha relativa de  $4,982 - 4,182 = 0,80$  cm.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 2,73 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

En la dirección perpendicular la distancia hasta la viga diagonal es 6,40 m y la flecha relativa es  $4,982 - 2,509 = 2,473$  cm.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 4,26 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

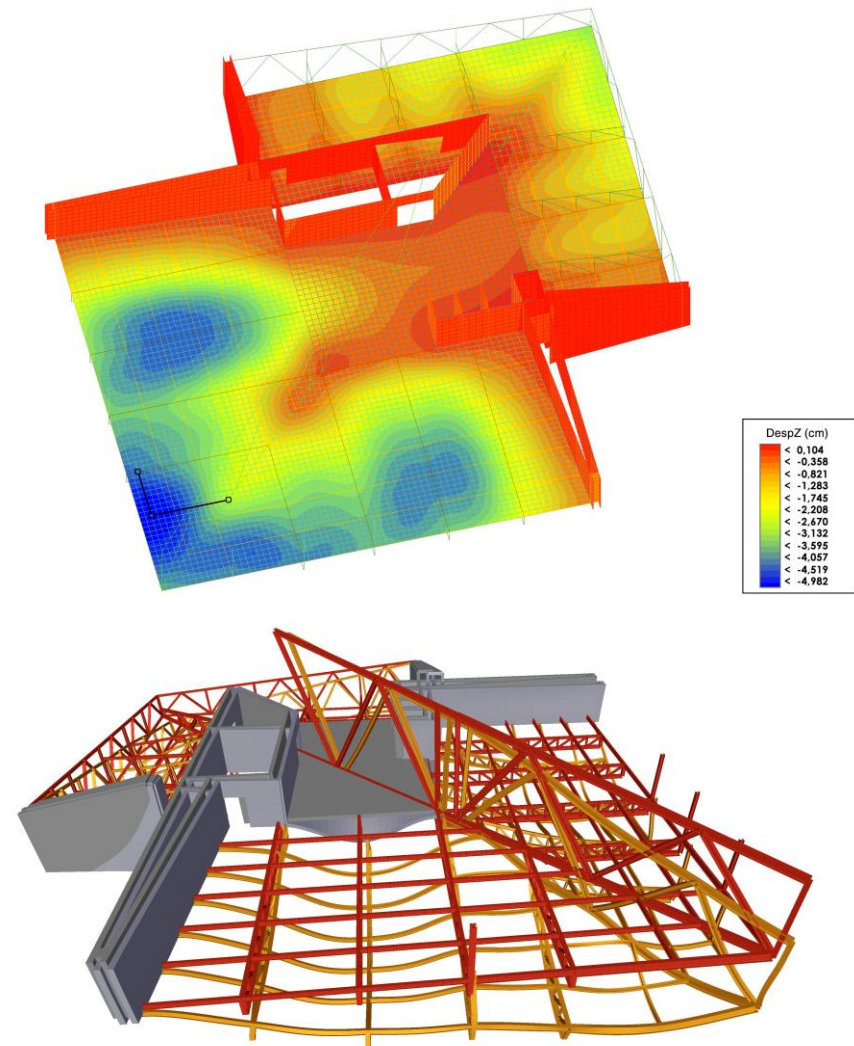


Imagen 4.70 Planta tercera. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.71 Estructura planta tercera. ELS combinación característica. Escala 100.

En el forjado de la sala secundaria la estructura metálica es prácticamente simétrica, por lo que en este caso el punto más desfavorable si coincide con la esquina del voladizo (imagen 4.72 y 4.73). Se observa la alternancia que se produce en la estructura metálica de ambas salas. Ambas disponen de 3 plantas, siendo la estructura metálica de las plantas externas de mayor dimensión que la estructura de la planta intermedia, lo que se suple mediante los pilares comentados en el caso anterior que conectan ambas estructuras exteriores para que trabajen en conjunto.

Por tanto, en este caso no tiene mucho sentido tomar dos puntos situados en direcciones ortogonales pues la flecha en una dirección será prácticamente igual que en la dirección ortogonal, parece más interesante calcular la flecha relativa que se produce entre el empotramiento de la viga en celosía diagonal y su extremo exterior

En primer lugar, se calcula la flecha entre el punto más desfavorable y la viga en celosía ortogonal a la fachada, la distancia entre los dos puntos es de 10,45 m y la flecha relativa es  $3,101 - 1,905 = 1,196$  cm.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 6,96 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Realizando ahora los cálculos para la viga en celosía obtenemos:

La longitud de ésta es de 14,80 m y la flecha relativa es  $3,101 - 0,016 = 3,085$  cm.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 9,86 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

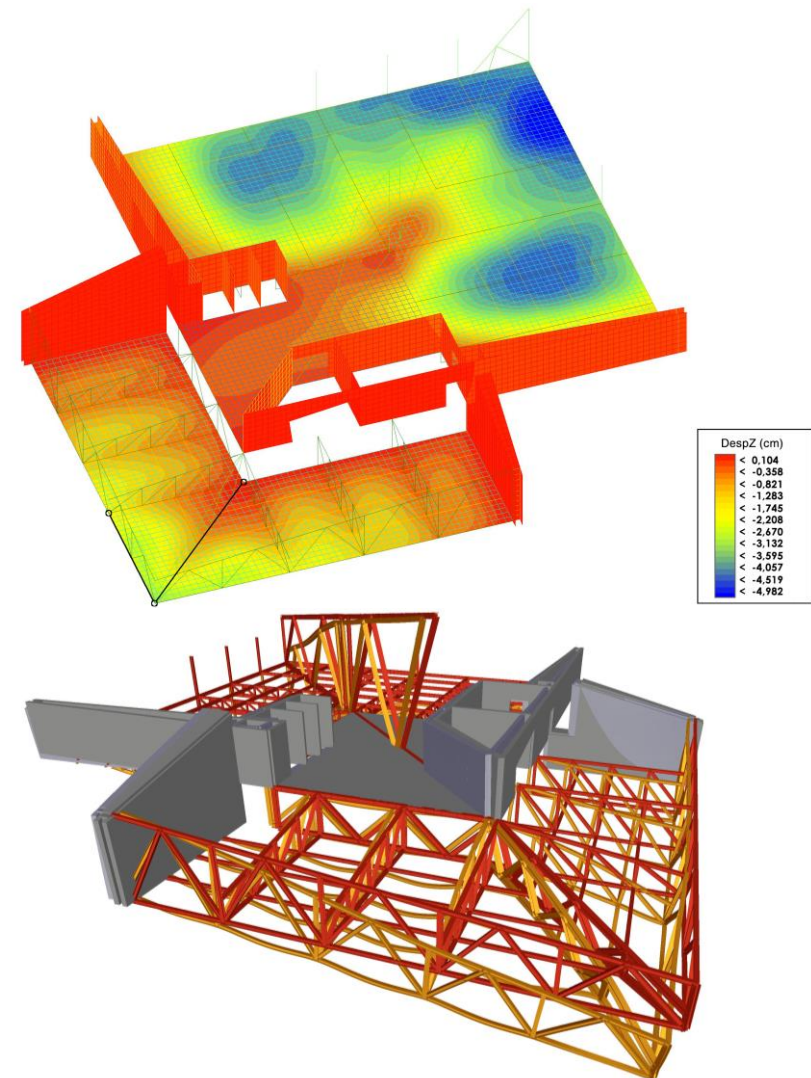


Imagen 4.72 Planta tercera. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.73 Estructura planta tercera. ELS combinación característica. Escala 100.



La segunda planta es la primera del volumen principal, se observa como la estructura metálica de ésta vuelve a estar formada por vigas en celosía de gran canto, de la misma forma que en la sala secundaria, al corresponder la segunda planta al nivel intermedio de ese volumen, adopta una estructura metálica con vigas Pratt similar a la usada en la sala principal en la tercera planta (imagen 4.75).

Se observa que el punto más desfavorable del volumen principal se encuentra situado prácticamente en el mismo punto que en la planta superior (imagen 4.74), por lo que al presentar una flecha menor se debería obtener una flecha menor que la admisible, al igual que en la planta superior. Aun así, dada la sencillez de los cálculos, se decide verificar los resultados.

La primera distancia entre el punto más desfavorable y la intersección entre la viga de fachada y la viga en celosía es de 3,20 m, siendo la flecha relativa de  $4,319 - 4,223 = 0,096$  cm. Dado que la flecha máxima admisible  $2 \cdot L/300$  es 2,13 cm el valor de flecha obtenido es menor que el de la flecha máxima admisible.

Repitiendo el proceso en la dirección perpendicular, se obtiene una distancia de 7,75 m con una flecha relativa de  $4,319 - 2,674 = 1,945$  cm.

Siendo la flecha máxima  $= 2 \cdot L/300$  se obtienen 5,16 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Por tanto, para todas las plantas del volumen museístico principal, se verifica que la flecha obtenida es siempre menor que la flecha máxima admisible.

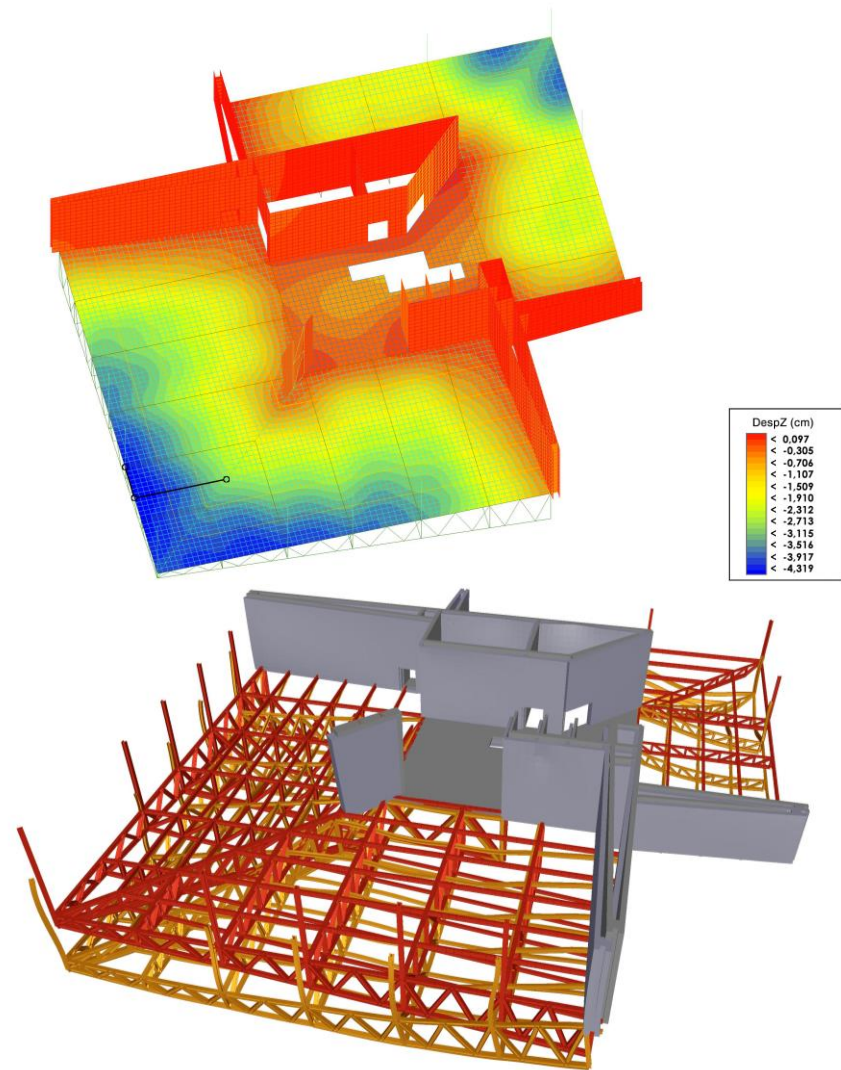


Imagen 4.74 Planta segunda. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.75 Estructura planta segunda. ELS combinación característica. Escala 100.

En el caso del volumen museístico secundario en la segunda planta, las zonas más desfavorables se encuentran a ambos lados de la viga en celosía diagonal (imagen 4.77), en concreto el punto más desfavorable con un desplazamiento vertical negativo de 4,319 cm se encuentra en la fachada izquierda a media distancia entre las dos vigas en celosía (imagen 4.76). Esto es debido a la falta de rigidez a flexión del perfil tipo IPE que une las dos vigas en celosía, dado que mantiene la misma sección que en los tramos posteriores a pesar de tener que cubrir prácticamente el doble de luz (10,45 frente a 5,75).

La distancia entre el punto más desfavorable y el punto de referencia situado en la unión entre la viga en celosía de fachada y la más cercana situada perpendicularmente es de 6,25 m con una flecha relativa entre los dos puntos de  $3,709 - 1,952 = 1,757$  cm. Calculando la flecha máxima admisible con  $2 \cdot L/300$  se obtienen 4,16 cm por lo que el valor de flecha obtenido es menor que el máximo admisible

Repitiendo el mismo proceso para la otra dirección se obtiene una distancia entre puntos de 4,20 m con una flecha relativa entre ambos puntos de  $3,709 - 2,620 = 1,089$  cm

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 2,80 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

A pesar que ambas flechas quedan bastante por debajo del límite máximo, dada la sencillez de la solución necesaria para reducir la deformación de ese tramo parece recomendable aumentar la sección del perfil, tanto ese como el situado en la otra fachada, un par de pasos. De hecho, como se puede observar en la imagen 3.17 en obra se utilizó un perfil mayor.

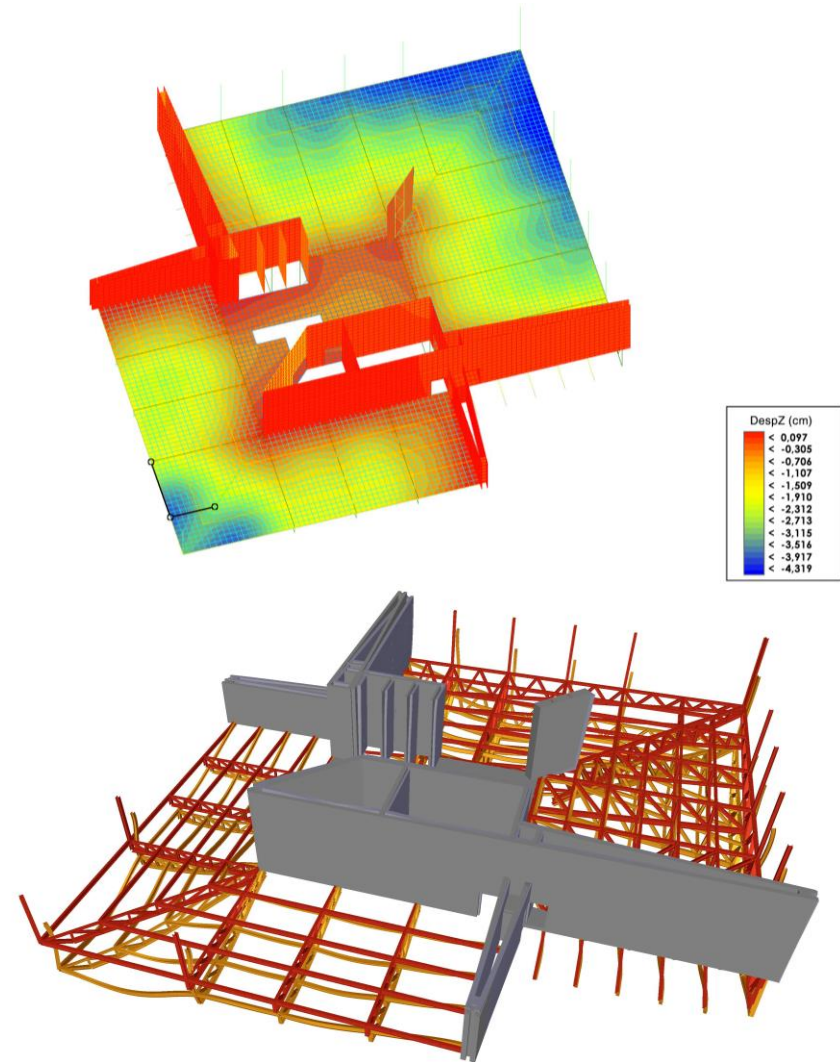


Imagen 4.76 Planta segunda. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.77 Estructura planta segunda. ELS combinación característica. Escala 100.

Se observa como en la primera planta, solo se encuentra el primer nivel del volumen de exposiciones secundario. Presenta una estructura metálica similar a la del primer nivel del volumen principal, con vigas en celosía de grandes dimensiones (imagen 4.79)

El punto más desfavorable se encuentra exactamente en la punta del voladizo al igual que en tercera planta, desplazándose de ese punto únicamente en segunda planta debido a la presencia de una estructura metálica más reducida (imagen 4.78). Por lo que como ya se ha comentado anteriormente, resulta más interesante analizar la flecha máxima en la dirección de la viga diagonal que en dos direcciones perpendiculares

Tomando en primer lugar como segundo punto el situado en la intersección entre la viga de fachada y la viga en celosía se obtiene una distancia entre ambos de 10,50 m y una flecha relativa de 3,069 – 1,966 = 1,13 cm. Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 7 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Realizando el mismo proceso en la dirección de la viga en celosía diagonal se obtienen, con una distancia entre ambos puntos de 14,80 m y una flecha relativa de 3,069 – 0,012 = 3,057 cm, y siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 9,86 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Parece necesario analizar también la flecha en la losa central, tomando únicamente una dirección pues al estar situada entre dos muros que prácticamente no se deforman en vertical, si cumple en la dirección más desfavorable cumplirá también en el otro sentido. Así pues, tomando la menor distancia de las dos, 6,20 m, se obtiene una flecha relativa entre

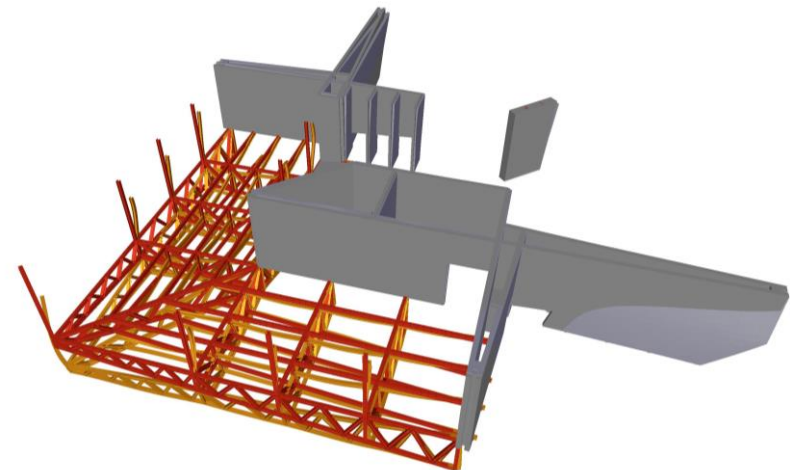
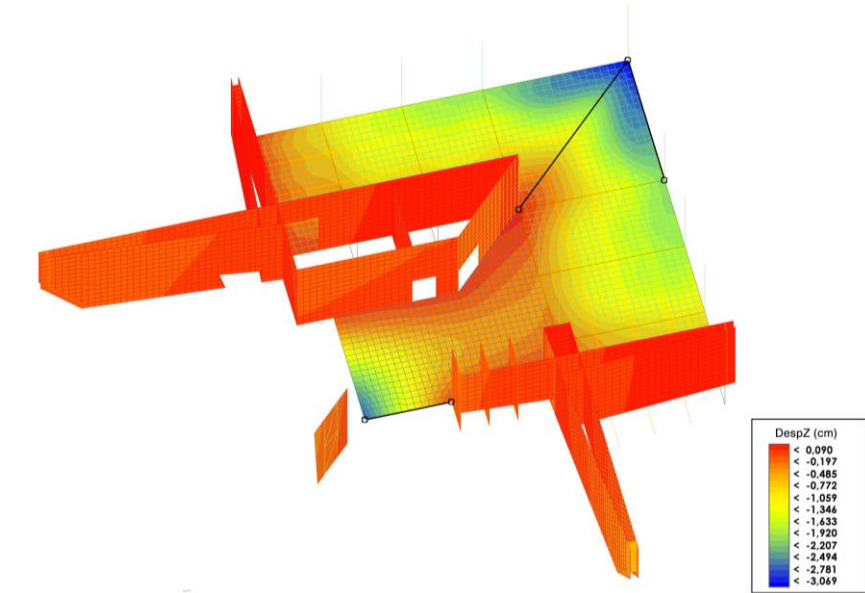


Imagen 4.78 Planta primera. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.79 Estructura planta primera. ELS combinación característica. Escala 100.



ambos puntos de  $2,673 - 0,124 = 2,549$  cm, dado que la flecha máxima admisible =  $2 \cdot L/300$  es de 4,13 cm, la flecha obtenida es menor que la máxima admisible.

Como se ha observado, ambos volúmenes expositivos presentan dos estructuras metálicas diferenciadas, la inferior y superior, de mayor tamaño pues puede ocultarse con la forma de la envolvente, y la estructura intermedia, que reduce su canto para poder quedar oculta tras el falso techo.

Por último, que analizar la deformada producida en la planta mezzanine (imagen 4.80). Como era de esperar el punto más desfavorable se encuentra en la punta del gran voladizo que marca el acceso (imagen 4.80) ya que las vigas void que forman la estructura metálica de esta planta no llegan hasta la zona del voladizo, resolviéndose ese último tramo con una losa de hormigón (imagen 4.81).

Dada la dificultad para establecer los dos puntos necesarios para calcular la flecha, se opta por calcular la para tres puntos, dos de ellos ortogonales entre si y un tercero en el elemento de estructura vertical más próximo.

Tomando en primer lugar como segundo punto el ubicado en el pilar fusiforme de hormigón se obtiene una distancia de 22,45 m, con una flecha relativa de  $6,103 - 0,082 = 6,021$  cm. Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 14,96 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Repitiendo ahora el proceso en la dirección perpendicular se tomará como segundo punto el extremo del muro de hormigón en voladizo, obteniéndose una distancia de 11,10 m y una flecha relativa de  $6,103 - 0,594 = 5,509$  cm.

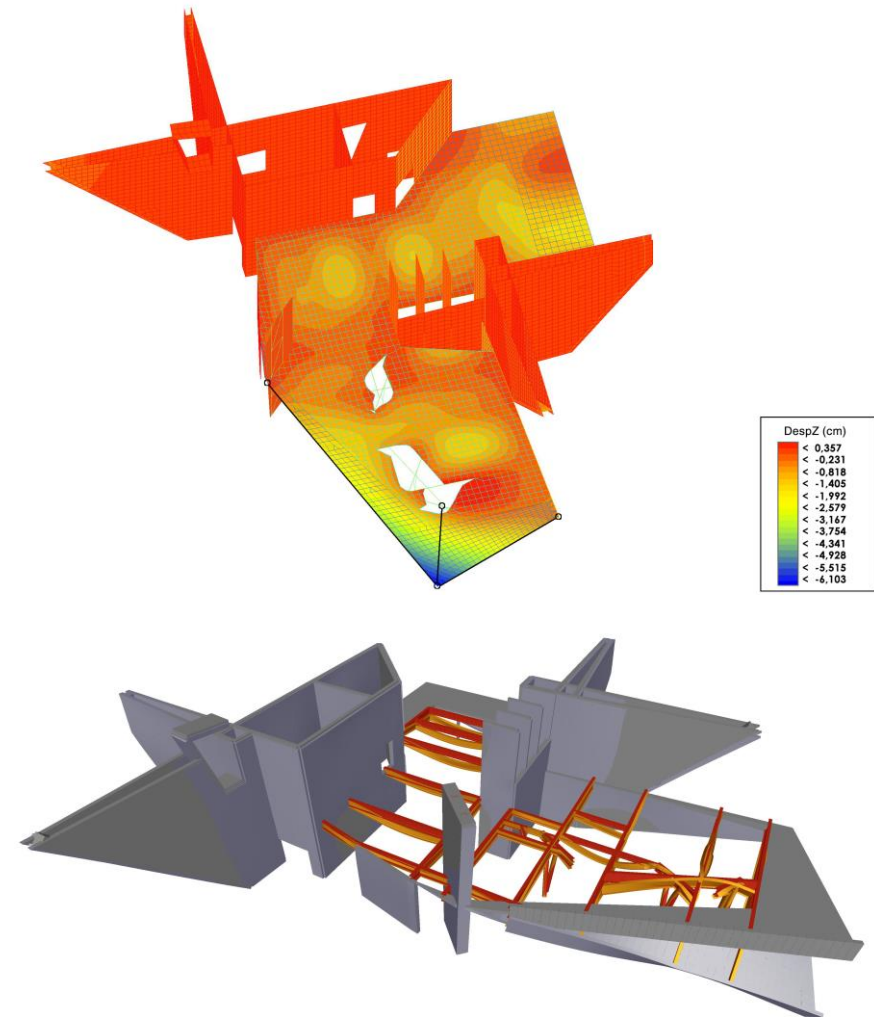


Imagen 4.80 Planta mezzanine. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.81 Estructura planta mezzanine. ELS combinación característica. Escala 100.

Siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300$  se obtienen 7,40 cm por lo que la flecha obtenida es menor que la admisible.

Por último, tomando como segundo punto un pilar metálico, como elemento resistente de la estructura vertical más cercano. La distancia entre ambos puntos es de 7,40 m y la flecha relativa entre ambos puntos de  $6,103 - 0,140 = 5,963$  cm, por lo que siendo la flecha máxima =  $2 \cdot L/300 = 4,93$  cm la flecha relativa calculada superaría la flecha máxima admisible.

Es necesario destacar la poca información encontrada inicialmente para el modelado de esta planta, evolucionando el modelo según se obtenía nueva información. Por este motivo inicialmente se utilizaron unos perfiles que posteriormente se descubriría eran excesivos en comparación con la solución estructural real (vigas en gris en la imagen 4.83), lo que en conjunto con un primer modelado que aún no incluía los lucernarios existentes en este forjado dio lugar a un desplazamiento vertical máximo de solo -3,781 cm (imagen 4.82).

Según se fue obteniendo más información se actualizó el modelo con unos perfiles lo más similares posibles a las vigas void usadas en el proyecto. Al mismo tiempo se añadieron los huecos más importantes del forjado (imagen 4.84). La pérdida de rigidez que experimento debido a estos cambios provocó que la flecha se duplicara, pasando de -3,781 cm a 8,916 cm, provocando además desplazamientos verticales positivos bastante significativos en el entorno de los lucernarios (imagen 4.86).

En este punto se intensificó la búsqueda de información sobre este forjado, dado que unos desplazamientos tan importantes resultaban inadmisibles. Finalmente, en una fotografía realizada durante la construcción del forjado

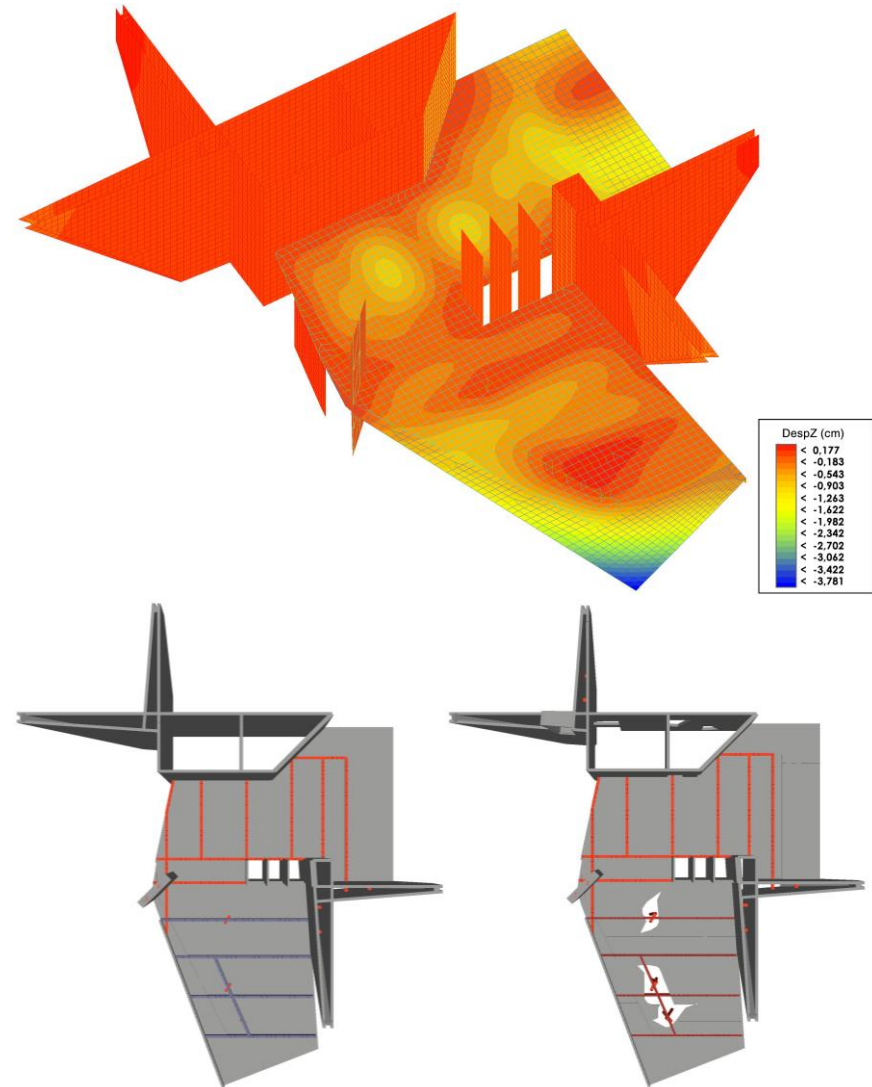


Imagen 4.82 Planta mezzanine. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
Imagen 4.83 e Imagen 4.84 Evolución estructura planta mezzanine.

(imagen 4.85), se puede observar como, además de prolongarse los perfiles que unen los pilares esviados con las vigas void hasta introducirse en el forjado, aparecen una serie de perfiles metálicos, perpendiculares a la dirección principal, que le otorgan al forjado parte de la rigidez perdida tras la introducción de los lucernarios.

Tras introducir estos cambios (imagen 4.87), se obtuvo el modelo final, el cual, como se ha comprobado, aún presenta una flecha superior a la máxima admisible que probablemente sea debida a la falta en el modelo de algún tipo de solución estructural de la que no se tiene información.

De entre las distintas soluciones posibles a este problema, se propone, por su sencillez, continuar atando las vigas void mediante perfiles perpendiculares que se prolonguen hasta la losa del voladizo. Otra posible solución podría haber sido contraflechar ligeramente la losa de hormigón, aprovechar las cajas que enmarcan el acceso para introducir un par de pilares metálicos o incluso realizar la losa con hormigón postensado, dado que como se observa en una imagen anterior (imagen 2.43) la solución propuesta no fue la que se realizó en el proyecto.

Cabe remarcar también que los últimos dos metros del voladizo, solo son transitables para mantenimiento y que el cerramiento de vidrio del hall de acceso discurre justo por debajo de la última viga void, donde los desplazamientos verticales adoptan valores máximos de -2,055 cm.

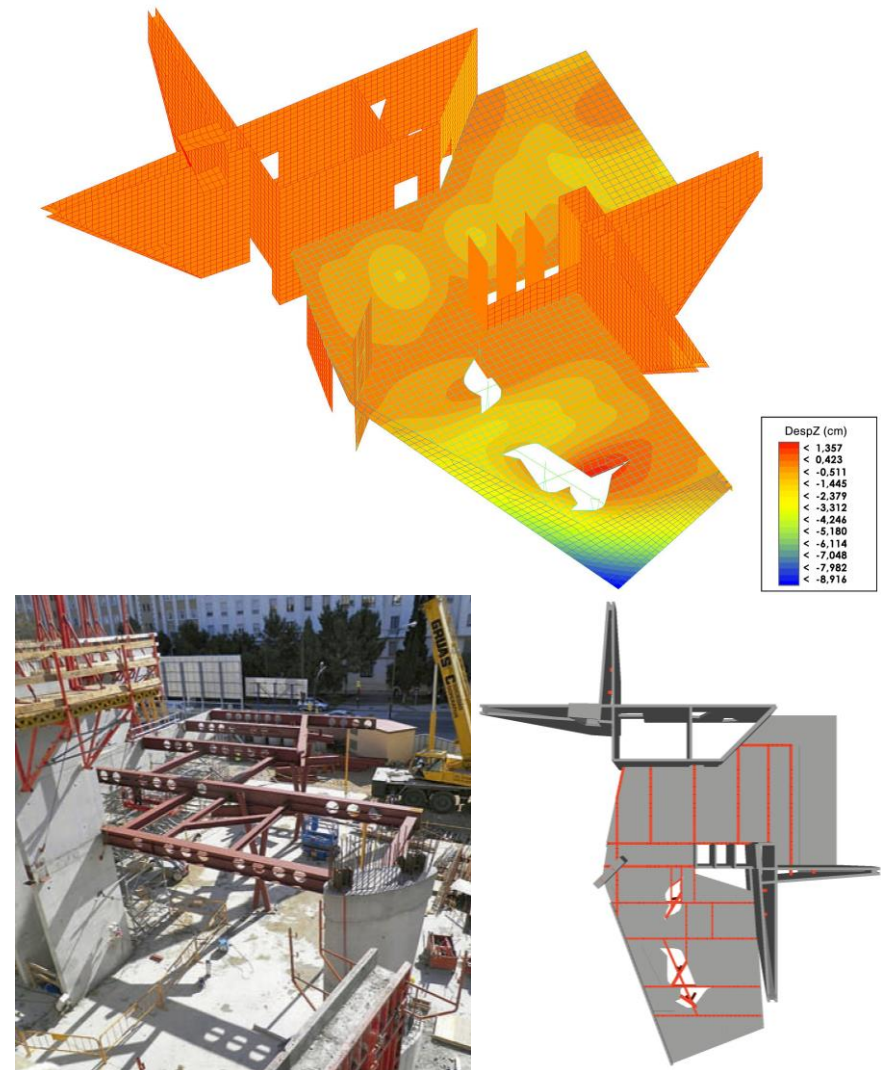


Imagen 4.85 Planta mezzanine. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.  
 Imagen 4.86 Estructura planta mezzanine. Imagen 4.87 Planta mezzanine durante la construcción.



Por último, es interesante estudiar la influencia de cada carga en el porcentaje de flecha total. Para ellos se analizó la flecha máxima producida por las cargas de peso propio, sobrecarga de uso, viento y nieve (imagen 4.88 a imagen 4.91).

Las cargas de **peso propio** producen una flecha máxima de 4,637 cm lo que supone un 72,25% respecto del total.

La **sobrecarga de uso** produce una flecha máxima de 1,496 cm lo que supone un 23,31% respecto del total.

La **sobrecarga de nieve** produce una flecha máxima de 0,165 cm lo que supone un 2,57%

Por último, la **sobrecarga de viento** es la que menos influye en la flecha máxima total, produciendo una flecha máxima de tan solo 0,12 cm que suponen un 1,87%.

Se observa como el peso propio es la carga más desfavorable para la flecha de los forjados, siendo causante de casi tres cuartas partes de la flecha total. La suma de ésta con la sobrecarga de uso supone el 95,56%, por lo que las sobrecargas de viento y nieve tienen sobre la flecha de la estructura una influencia muy reducida, que entre las dos solo suma el 4,44%.

Analizando la influencia del viento en la estructura (imagen 4.91) se observa como la planta mezzanine no sufre prácticamente ningún efecto, mientras que en el volumen superior las cargas de presión vencen ligeramente los muros inclinando toda la estructura.

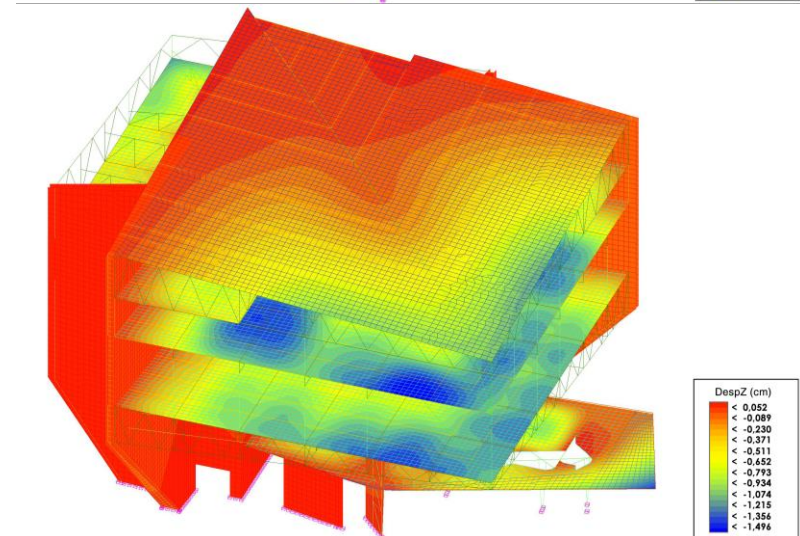
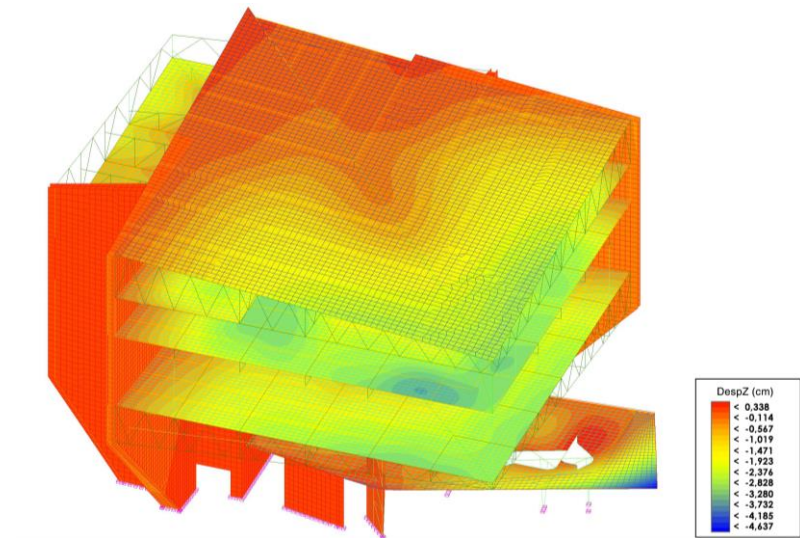


Imagen 4.88 Desplazamientos Dz debidos al peso propio.  
Imagen 4.89 Desplazamientos Dz debidos a la sobrecarga de uso.

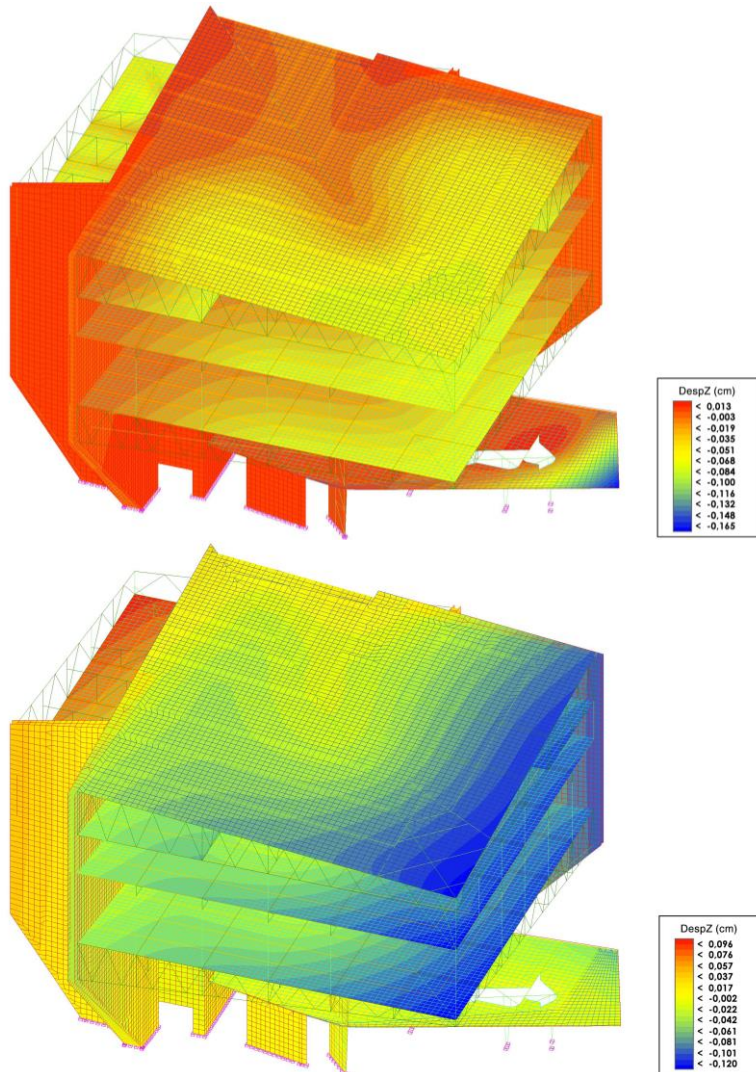


Imagen 4.90 Desplazamientos Dz debidos a la sobrecarga de nieve.  
 Imagen 4.91 Desplazamientos Dz debidos a la sobrecarga de viento.

## DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

El CTE en el punto 4.3.3.2 establece que:

“Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (imagen 4.92) es menor de:

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

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

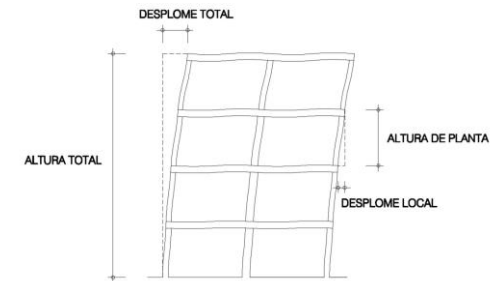


Imagen 4.92 Tabla 4.1 Desplomes.

Se realiza en primer lugar la comprobación de desplome total, por lo que tomando la altura total del edificio (36,5 m), se obtiene que el desplome total máximo admisible para cualquier dirección es 7,30 cm.

Se realiza a continuación la comprobación del desplome lateral en la dirección x, utilizando para ello la combinación de acciones característica cuya variable principal es el viento por considerarla más desfavorable para esta situación.

Se observa como el desplazamiento máximo se produce en el muro en L de hormigón que cuenta con menor masa en la dirección perpendicular, con un valor de -0,709 cm (imagen 4.93).

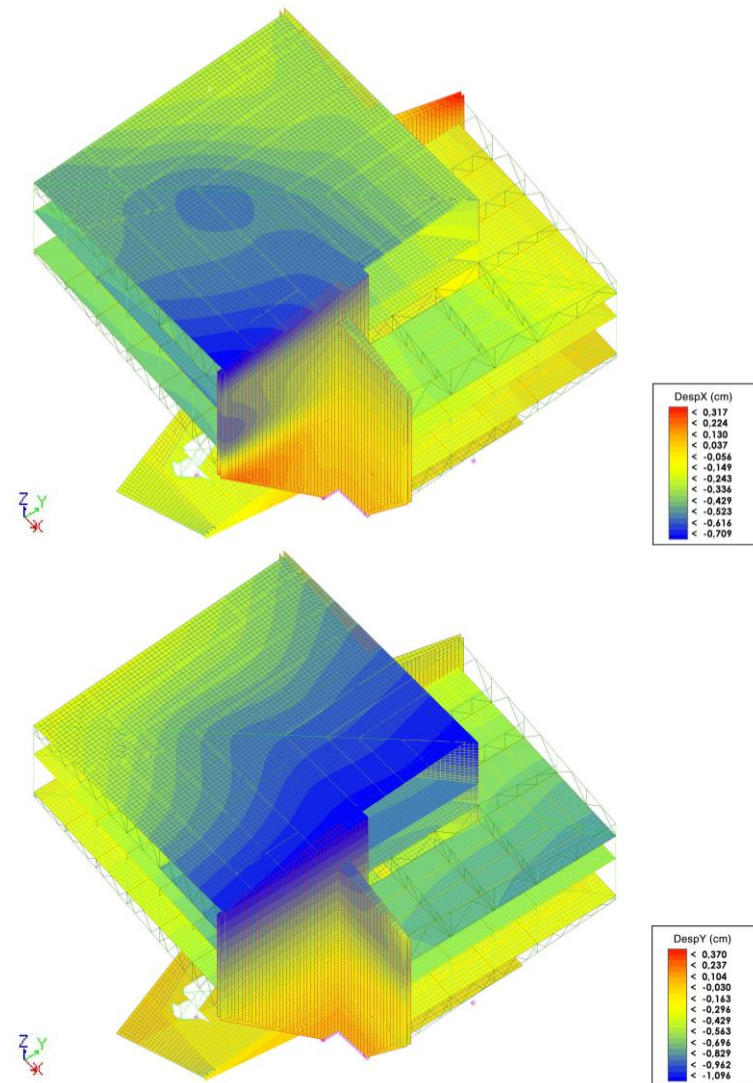
En el sentido perpendicular se observa como todo el muro en L sufre los desplazamientos máximos negativos en el eje y mientras que el muro en L perpendicular consigue absorber la mitad del desplazamiento horizontal máximo de -1,096 cm (imagen 4.94). La asimetría de la estructura del núcleo vertical produce que los desplomes horizontales se concentren principalmente en el más débil de los dos muros.

En cualquier caso, ambos valores son notablemente inferiores al límite marcado por la normativa.

Para la situación de desplome local se estudiará la cuarta planta, por considerarse la situación más desfavorable. Con una altura entre el forjado y la cubierta de 2,30 m, en la zona cercana al final del muro en L, el desplome local máximo es de 0,92 cm.

En la dirección x el desplome local es de  $0,709 - 0,481 = 0,228$  cm, y en la dirección y de  $1,034 - 0,854 = 0,18$  cm.

Se comprueba por tanto que el desplome local en ambas direcciones es menor que el máximo establecido por la normativa para esa planta.









## 5. CONCLUSIONES

## CONCLUSIONES

Este trabajo, parte con el objetivo fundamental de realizar un análisis detallado de la estructura del CaixaForum de Zaragoza para poder comprender su funcionamiento.

El proyecto, desarrollado por el Estudio Carme Pinós, nace fruto de un concurso restringido en medio de la crisis inmobiliaria española. Para analizar completamente el edificio es necesario conocer primero el estudio que lo desarrolla y más concretamente a su fundadora, Carme Pinos. Se ha repasado su vida y obra, atendiendo a los hitos que marcarán su carrera como arquitecta. Para ello se ha hablado de las personas más influyentes en ésta, haciendo especial hincapié en su relación con Enric Miralles con el cual compartió su vida personal y laboral durante un largo periodo de tiempo. A continuación, se repasaron algunas de sus obras más importantes en las cuales se observará la tendencia de la arquitecta por la integración en el paisaje y los proyectos con un esquema estructural muy marcado, al mismo tiempo que destacan por presentar estructuras de alta complejidad.

Centrándose ya de lleno en el proyecto del CaixaForum, se ha analizado el proyecto en profundidad a través de toda la información recopilada, desde su concepción como parte de un concurso organizado por La Caixa hasta su materialidad, para ellos se explica la idea de partida y el programa que alberga, centrándose en especial en la estructura y en el proceso constructivo seguido durante su ejecución. Las imágenes obtenidas serán de gran utilidad para el desarrollo de un modelo informático lo más preciso posible.



*Imagen 5.1 Fotografía de contrastes.*

El proyecto destaca desde un primer momento por ser el primer edificio de la serie CaixaForum que iba a ser realizado completamente de nueva planta, lo que, con los antecedentes conocidos, generó una elevada expectación sobre su diseño. El proyecto, enmarcado dentro de la obra social de La Caixa, consta de un programa muy variado centrado en las exposiciones museísticas, pero contando también con cafetería-restaurante, auditorio y talleres entre otros. Este programa se divide en 6 niveles sobre la rasante del terreno y dos más por debajo de ésta. Destaca por dos grandes volúmenes sensiblemente cúbicos en aparente voladizo, que albergan las distintas salas de exposiciones además de otros usos. Para que esto sea posible es necesario disponer de una gran estructura



combinada de acero y hormigón cuyo trabajo conjunto consigue materializar los grandes voladizos del proyecto. Ésta se puede dividir en dos conjuntos:

El primero de ellos formado por los elementos de hormigón armado. Grandes muros dobles de hormigón con forma de L que enmarcan los volúmenes expositivos y forjados tanto de losa, uniendo el conjunto formado por ambos muros, como de chapa colaborante, encargados de transmitir las cargas verticales a la estructura metálica.

La estructura metálica está formada por todo un repertorio de soluciones estructurales encargadas de salvar las grandes luces del proyecto. Así dependiendo de la situación aparecen grandes vigas en celosía con distinto canto y forma. Tipo Pratt, tipo Warren, etc, y alcanzando un canto de hasta 9 metros y que se unen a los distintos elementos de hormigón para transmitirles los esfuerzos. Cabe destacar el pilar fusiforme dada su importancia en la estructura, además de su complejidad. Está realizado en hormigón armado, aunque por su interior discurren varios perfiles de acero. Es el elemento central de la estructura del volumen mayor y por el discurren las 3 celosías por nivel que sostienen las vigas en celosía de fachada.

Por último, la planta mezzanine (entresuelo) presenta una estructura que, si bien está unida en el núcleo central con la estructura principal, es totalmente independiente. Su característica diferenciadora es la sustitución de las grandes vigas en celosía por vigas Void que sostienen el gran voladizo que marca el acceso.

Tras la recopilación y análisis de toda la información se ha realizado el modelo estructural. Para ellos se ha utilizado el programa de cálculo

estructural Architrave, desarrollado en la Universidad Politécnica de Valencia. Se parte de la premisa de realizar un modelo estructura lo más preciso posible con la realidad de modo que las solicitaciones y deformación obtenidas por este se ajusten lo más posible con el proyecto construido. A pesar de esto los valores obtenidos no deben entenderse como absolutos sino como una aproximación que intenta ser lo más ajustada con la realidad. Para ello se ha realizado una estimación de cargas siguiendo lo establecido por el código técnico de la edificación en el documento básico de seguridad estructural acciones en la edificación. Dada la ubicación del trabajo en una zona sísmicamente estable y para no extender excesivamente el contenido de este trabajo la carga de sismo no fue considerada. Lo cual podría ser objeto de un futuro TFG.



*Imagen 5.2 Vista del proyecto a la altura de la planta mezzanine.*

Tras la aplicación de las cargas se han expuesto las combinaciones de hipótesis siguiendo el documento básico de seguridad estructural del CTE. Se ha realizado el análisis de los resultados en los dos grandes bloques que establece esta normativa para las combinaciones.

Se ha analizado en primer lugar la resistencia de los perfiles en función de las sollicitaciones actuantes, de lo que se extraen una serie de conclusiones. Su análisis individualizado permite conocer la forma de trabajo de cada elemento, así como las relaciones entre ellos. También sirve como una primera aproximación para comprobar si los elementos están correctamente dimensionados. Teniendo en cuenta que para conocer con exactitud las sollicitaciones de las barras sería necesario realizar un análisis más exhaustivo, con un modelo mucho más preciso que prestara especial atención a las uniones entre los distintos elementos, sobre todo a las uniones entre los elementos de hormigón y las celosías metálicas donde se producen concentraciones de tensiones muy elevadas.

Se observa como el modelo responde con lógica a la solución adoptada en el proyecto. Los elementos de hormigón trabajan generalmente comprimidos, con picos de tensiones muy elevados en las zonas de unión entre éstos y la estructura metálica. Por el contrario, los elementos metálicos cubren grandes luces por lo que sufren importantes momentos flectores. Las celosías, por su forma de trabajo, sufren importantes sollicitaciones de axiles en sus diagonales trabajando alternativamente a tracción o compresión. Serán estos elementos metálicos comprimidos a los cuales habrá que vigilar con más cautela pues los efectos de pandeo pueden disminuir gravemente su capacidad resistente.

Se ha estudiado la influencia de cada carga en las deformaciones, de lo que se obtiene que el peso propio es la que más solicita a la estructura, por lo que la solución metálica adoptada para los volúmenes volados, dado que cuenta con un peso propio más reducido que otras soluciones en hormigón armado, es especialmente adecuado para estas situaciones.

Analizando, por último, las deformaciones obtenidas en relación a los límites que establece la normativa, se han obtenido desplazamientos verticales sensiblemente inferiores a los marcados por ésta en la mayoría de los casos. Sin embargo, cabe destacar que aunque los valores queden por debajo de los marcados por la normativa, estos valores no son nada reducidos, alcanzando valores superiores a los 6 cm en puntos concretos de la estructura, lo que puede tener importantes efectos negativos en la puesta en obra. Será necesario, además, tener en cuenta estas deformaciones durante el proceso de diseño de los elementos interiores, así como sus efectos sobre el resto de elementos constructivos.

Por último, cabe destacar el impacto arquitectónico de esta estructura, que consta de vigas en celosía que alcanzan hasta los 9 metros de canto. Por si esto no fuera suficiente y dado que para salvar grandes luces o voladizos importantes lo necesario es un gran canto, la estructura metálica de varios niveles trabaja en conjunto formando una gran estructura global. Esto genera un gran impacto solo asumible en grandes proyectos, que además necesitarán un buen diseño para crear edificios funcionales y no condicionados por los altos requerimientos estructurales.







## 6.BIBLIOGRAFÍA

## 6.1. FUENTES

### LIBROS Y REVISTAS

*Colafranceschi, D (2015) Carme Pinós. Arquitecturas. Barcelona. Editorial Gustavo Gil, S.L. [1]*

“Concurso Caixaforum Zaragoza Primer Premio: Carme Pinós Desplat” en *TC 94 - Concursos* – Pág. 36; Colección TC Cuadernos 2010. [2]

“Tecnologías / Technologies: Carme Pinós y Robert Brufau, “CaixaForum Zaragoza”, en *ZARCH. Journal of interdisciplinary studies in Architecture and Urbanism*, 1 pág. 154-167 – Año 2013. [3]

“CaixaForum Zaragoza, in Detail Carme Pinós, Zaragoza (Spain)” en *AV Proyectos N° 057 Año 2013 Pág. 50* [4]

### ARTICULOS

Besomi, A. Extracto de la Nota de Prensa  
<<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-14346/carme-pinos-gana-el-concurso-para-caixaforum-zaragoza>> [5]

“Carme Pinós diseña el nuevo CaixaForum Zaragoza” en *ON Diseño* N° 299 – Mar/2009 <<http://www.ondisenio.com/noticia.php?id=4055>> [6]

El País. *Carme Pinós: “Con una vida familiar no hubiera podido trabajar al 100%”*.  
<[http://elpais.com/elpais/2015/07/02/eps/1435850356\\_281571.html](http://elpais.com/elpais/2015/07/02/eps/1435850356_281571.html)> [7]

Frenchman, D. y Mitchell, W. (2006) “*Zaragoza \* Milla Digital, Un nuevo espacio Público para el Siglo XXI*”. Zaragoza. Ayto. de Zaragoza. [8]

### CONFERENCIAS

Pinós, Carme; Abalos, Iñaki; Ferrater Lambarri, Carlos; Mangado, Patxi; Foreign Office Architects (2009-02-18) Mesa redonda Audiovisual: <<https://upcommons.upc.edu/handle/2099.2/994>> [9]

### TESIS

Mas Carrera, C. (2013). *Adaptación a nivel nacional del sistema de evaluación alemán DGNB: aplicación particular al edificio Caixaforum de Zaragoza*. De La Fuente, A. y Pedrerol, D.(Tutores). Tesina. Barcelona. Escola de Camins de la UPC BarcelonaTech [10].

### ENLACES

Un Día Una Arquitecta Wordpress. *Carme Pinós i Desplat 1954*. <<https://undiaunaarquitecta.wordpress.com/2015/09/08/carme-pinos-i-desplat-1954>> [11]

### PROGRAMAS INFORMÁTICOS

Pérez, A., Alonso, A., Gómez, F., Alonso, J. y Lozano, P. *Architrave 2015* [online]. 2015. Valencia: Universitat Politècnica de València. 2015.Disponible en: <[www.architrave.es](http://www.architrave.es)> [12]

### DOCUMENTOS TÉCNICOS

Documento Básico DBSE-AE Acciones en la edificación. Abril 2009 [13]

Documento Básico DBSE Seguridad estructural. Abril 2009 [14]

## 6.2 REFERENCIAS DE IMÁGENES

### CARME PINÓS

#### Imagen 1 Carme Pinós

<[http://www.ara.cat/premium/suplements/ara\\_tu/Objectes-construits\\_0\\_766723322.html](http://www.ara.cat/premium/suplements/ara_tu/Objectes-construits_0_766723322.html)>

#### Imagen 1.1 (Izq) Carme Pinós.

<<https://undiaunaarquitectura.wordpress.com/2015/09/08/carme-pinos-i-desplat-1954/>>

#### Imagen 1.2 (Der) Enric Miralles junto a Carme Pinós.

<<https://homenajeaenricmiralles.wordpress.com/2014/02/13/entrevista-con-enric-miralles-y-carme-pinos-larchitettura-1989/>>

#### Imagen 1.3 Carme Pinós en el centro junto con el resto de su estudio.

<<http://www.cpinos.com/index.php?op=3&ap=1>>

#### Imagen 1.4 (Sup) Cementerio de Igualada.

<<http://www.arquitecturayempresa.es/noticia/cementerio-de-igualada-carme-pinos-y-enric-miralles>>

#### Imagen 1.5 (Izq) Torre Cube I.

<<http://blog.a-cero.com/torre-cube-en-guadalajara-mexico-de-carme-pinos/>>

#### Imagen 1.6 (Der) Paseo marítimo de Torrevieja.

<http://www.cpinos.com/index.php?op=1&ap=7&id=70>>

#### Imagen 1.7 Estantería MONI-K diseñada por Carme Pinós como parte de su colección de mobiliario OBJECTS.

<<http://www.scalae.net/noticia/objects-carme-pinos-disena-y-comercializa-muebles>>

### EL CAIXAFÓRUM DE ZARAGOZA

#### Imagen 2

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carme-pinos/>> Foto por Simón García.

#### Imagen 2.1 Vista del museo a pie de calle.

<<http://www.metalocus.es/en/news/caixaforum-museum-auditorium-and-cultural-centre-opened-zaragoza>>

#### Imagen 2.2 (Sup) Vista Aérea del parque de El Portillo (2016).

<<https://www.bing.com/mapspreview>> Captura a vista de pájaro.

#### Imagen 2.3 (Izq) Antigua estación de tren El Portillo.

Zaragoza\*Milla Digital: Un nuevo espacio público para el Siglo XXI – Designing a new century public realm – Meat School of Architecture and Planning (Gráficas San Francisco S.L.- Marzo, 2006 – Zaragoza)

#### Imagen 2.4 (Der) Propuesta del proyecto Milla Digital para el parque.

Zaragoza\*Milla Digital: Un nuevo espacio público para el Siglo XXI – Designing a new century public realm – Meat School of Architecture and Planning (Gráficas San Francisco S.L.- Marzo, 2006 – Zaragoza)

#### Imagen 2.5 Mallos de Riglos.

<<https://www.escapadarural.com/casas-rurales/riglos>>

#### Imagen 2.6 Propuesta para el concurso de Foreign Office Architects (FOA).

< <http://azpml.com/#/projects/1022>>

#### Imagen 2.7 Propuesta ganadora del concurso del Estudio Carme Pinós.

<<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-14346/carme-pinos-gana-el-concurso-para-caixaforum-zaragoza>>

#### Imagen 2.8 (Izq) Maquetas esquemáticas de la evolución del proyecto.

ZARCH, journal of interdisciplinary studies in Architecture and Urbanism (Universidad de Zaragoza). Pág 3.

#### Imagen 2.9 (Der) Esquema definitorio.

<<http://www.cpinos.com/index.php?op=1&ap=1&id=23>>

#### Imagen 2.10 Vista general del proyecto.

<<http://www.metalocus.es/es/noticias/inaugurado-el-museo-auditorio-y-centro-cultural-caixaforum-zaragoza>>



**Imagen 2.11 Esquema de distribución del programa en sección.**

Elaboración propia.

**Imagen 2.12 Planta baja.**

<<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>>

**Imagen 2.13 e imagen 2.14 Escalera interior.**

<<http://www.cpinos.com/index.php?op=1&ap=1&id=23>>

**Imagen 2.15 (Sup) Hall de acceso.**

<<http://www.metalocus.es/es/noticias/inaugurado-el-museo-auditorio-y-centro-cultural-caixaforum-zaragoza>>

**Imagen 2.16 (Inf) Tienda situada en Planta baja.**

<<http://www.metalocus.es/es/noticias/inaugurado-el-museo-auditorio-y-centro-cultural-caixaforum-zaragoza>>

**Imagen 2.17(Sup) Planta semisótano.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen (Inf) 2.18 Alzado B Sur.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen 2.19 (Sup) Planta primera.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen (Inf) 2.20 Sección A.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen 2.21 (Sup) Planta segunda.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen 2.22 (Inf) Sección C.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen 2.23 (Sup) Planta tercera.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen 2.24 (Inf) Sección por diagonal principal.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>>

**Imagen 2.25 Elementos de la estructura principal.**

Elaboración propia.

**Imagen 2.26 a Imagen 2.29 De izquierda a derecha proceso constructivo del pilar fusiforme.**

ZARCH, journal of interdisciplinary studies in Architecture and Urbanism (Universidad de Zaragoza). Pág 6.

**Imagen 2.30 Detalle colocación perfiles interiores del pilar fusiforme.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 58.

**Imagen 2.31 Muro de hormigón durante su construcción.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 56.

**Imagen 2.32 Muro ya acabado.**

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carne-pinos/>> Foto por Simón García.

**Imagen 2.33 Vista de la estructura desde la planta tercera.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013.

**Imagen 2.34 Vista general de la estructura.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 51.

**Imagen 2.35 Collage de la estructura de la tercera planta.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013.

**Imagen 2.36 Vista de la estructura desde el hall exterior del auditorio.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013.

**Imagen 2.37 e Imagen 2.38 Diseño de las principales cerchas del volumen A en segunda planta.**

Revista Av Proyectos 57- 2013.

**Imagen 2.39 Collage de la estructura vista desde segunda planta.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 61.

**Imagen 2.40 Vista de la estructura desde el jardín exterior del auditorio.**

Revista Av Proyectos 57 -2013. Pág 55.

**Imagen 2.41 Esquema sobre los diferentes elementos estructurales de la planta mezzanine.**

ZARCH, journal of interdisciplinary studies in Architecture and Urbanism (Universidad de Zaragoza). Pág 5.

**Imagen 2.42 (Sup) Vista de un lucernario.**

<<http://www.metalocus.es/es/noticias/inaugurado-el-museo-auditorio-y-centro-cultural-caixaforum-zaragoza>> - Imagen 15 de 30

**Imagen 2.43 (Inf) Planta y axonometría de los lucernarios.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013.

**Imagen 2.44 Esquemas unión viga-pilares en los lucernarios.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013.

**Imagen 2.45 Vista del muro de planta baja y el forjado de la planta mezzanine.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 59.

**Imagen 2.46 Vista superior de la estructura de la planta mezzanine.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 62.

**Imagen 2.47 Vista a pie de calle de la estructura de la planta mezzanine.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 63.

**Imagen 2.48 Vista aérea del solar durante la fase inicial de proyecto.**

Captura de Bing maps.

**Imagen 2.49 (Sup) e Imagen 2.50 (Inf) Construcción de los elementos estructurales de hormigón.**

Fotos obras realizadas para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Vaujaus el 18 de abril de 2012 y el 11 de junio de 2012, respectivamente.

**Imagen 2.51 (Sup) Estructura metálica planta mezzanine.**

Revista Cercha 125 – 2015. Pág 18.

**Imagen 2.52 (Inf) Construcción de los elementos estructurales de hormigón, vista opuesta.**

Revista Cercha 125 – 2015. Pág 18

**Imagen 2.53 Estructura resistente de hormigón y planta mezzanine finalizadas.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Vaujaus el 13 de septiembre de 2012.

**Imagen 2.54 Proceso constructivo de la estructura metálica.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Davilote.

**Imagen 2.55 Proceso constructivo de la estructura metálica.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Vaujaus el 13 de septiembre de 2012.

**Imagen 2.56 Proceso constructivo de la estructura metálica.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Davilote.

**Imagen 2.57 Últimos pasos del proceso constructivo de la estructura metálica.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Blascozgz1 el 26 de octubre de 2012.

**Imagen 2.58 Estructura metálica finalizada, en el volumen izquierdo los forjados ya se han hormigonado, proceso que se realizará a continuación en el otro volumen.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Blascozgz1 el 4 de noviembre de 2012.

**Imagen 2.59 (Sup) Protección de la estructura metálica. Imagen 2.60 (Inf) Colocación de los primeros paneles interiores de fachada y su subestructura, pintado de muros y paso de instalaciones.**

Fotos obras realizadas para skyscrapercity <[www.Skyscrapercity.com](http://www.Skyscrapercity.com)> por el usuario Blascozgz1 el 27 de noviembre de 2012.

**Imagen 2.61 (Sup), Imagen 2.62 (Inf Izq) e Imagen 2.63 (Inf Der) Evolución del proceso constructivo de la fachada.**

Fotos obras realizadas para skyscrapercity <www.Skyscrapercity.com> por el usuario Vaujaus el 30 de abril de 2013.

**Imagen 2.64 Envolvente acabada, trabajos en los accesos.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <www.Skyscrapercity.com> por el usuario Adpg el 2 de abril de 2014.

**Imagen 2.65 (Izq) Detalle acabado paneles de fachada.**

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carne-pinos/>> Foto por Simón García.

**Imagen 2.66 (Der) Escalera exterior.**

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carne-pinos/>> Foto por Simón García.

**Imagen 2.67 Vista aérea del proyecto presentado a concurso.**

<<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-14346/carne-pinos-gana-el-concurso-para-caixaforum-zaragoza>>

**Imagen 2.68 (Sup) Vista del vestíbulo previo al auditorio.**

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carne-pinos/>> Foto por Simón García.

**Imagen 2.69 (Inf) Vista de la cafetería.**

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carne-pinos/>> Foto por Simón García.

**Imagen 2.70 Vista exterior, iluminación del conjunto.**

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carne-pinos/>> Foto por Simón García.

## MODELO DE CÁLCULO

**Imagen 3.**

Elaboración propia.

Imágenes de elaboración propia:

**Imagen 3.1 (Sup) Perspectiva Sudoeste del modelo.**

**Imagen 3.2 (Inf) Perspectiva Noreste del modelo.**

**Imagen 3.3 Perspectiva superior de los elementos verticales de hormigón.**

**Imagen 3.4 Vista en planta de la cubierta.**

**Imagen 3.6 (Der) Simplificación realizada en el modelo.**

**Imagen 3.7 Principales medidas de la planta tipo.**

**Imagen 3.8 Líneas de encaje, estructura P3, P4 y PCub.**

**Imagen 3.9 Primera fase del modelado.**

**Imagen 3.10 Modelo de las plantas 3 y 4.**

**Imagen 3.11 Modelo planta mezzanine.**

**Imagen 3.12 Modelo planta mezzanine con huecos.**

**Imagen 3.13 (Sup) Comparativa entre el modelo y la estructura construida.**

**Imagen 3.16 (Sup) Comparativa entre el modelo y la estructura construida.**

**Imagen 3.23 Axonometría explotada de la estructura.**

**Imagen 3.35 Tabla resumen cargas de viento.**

**Imagen 3.37 e Imagen 3.38 Tablas resumen cargas.**

**Imagen 3.45 Desplazamientos verticales en la cubierta.**

**Imagen 3.5 (Izq) Diseño original del pilar.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 58.

**Imagen 3.14 (Inf) Comparativa entre el modelo y la estructura construida.**

Revista Av Proyectos 57 - 2013. Pág 51.

**Imagen 3.15 Proceso constructivo de la estructura metálica.**

Foto obras realizadas para skyscrapercity <www.Skyscrapercity.com> por el usuario Vaujaus el 18 de abril de 2012.



**Imagen 3.17 (Inf) Comparativa entre el modelo y la estructura construida.**

Fotos obras realizadas para skyscrapercity <www.Skyscrapercity.com> por el usuario Blascozgz1 el 4 de noviembre de 2012.

**Imagen 3.18 Información encontrada sobre estructura de la cubierta.**

ZARCH, journal of interdisciplinary studies in Architecture and Urbanism (Universidad de Zaragoza). Pág 5.

**Imagen 3.19 Estructura metálica sala principal.**

Foto obras realizadas para skyscrapercity <www.Skyscrapercity.com> por el usuario Vaujaus el 13 de septiembre de 2012.

**Imagen 3.20 Vista general de la estructura.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <www.Skyscrapercity.com> por el usuario Blascozgz1 el 27 de noviembre de 2012.

**Imagen 3.21 (Sup) Estructura metálica sala principal aún en construcción.**

Foto obras realizada para skyscrapercity <www.Skyscrapercity.com> por el usuario Davilote.

**Imagen 3.22 (Inf) Estructura metálica inferior sala secundaria.**

Revista Av Proyectos 57 -2013. Pág 55.

**Imagen 3.24 (Sup) Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 20. Tabla C.3. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.25 (Inf) Peso propio de elementos constructivos**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 20. Tabla C.5. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.26 Valores característicos de la sobrecarga de uso.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 5. Tabla 3.1. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.27 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 11. Tabla 3.8. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.28 Valor básico de la velocidad del viento.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 23. Tabla D.1.

**Imagen 3.29 Coeficientes para tipos de entorno.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 24. Tabla D.2. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.30 Distribución de la dirección del viento.**

<www.windfinder.com> Con posterior modificación por el autor.

**Imagen 3.31 Tabla coeficientes de presión.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 28. Tabla D.5. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.32 Esquema tramos para cálculo del viento.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>> Con posterior modificación por el autor.

**Imagen 3.33 Tabla paramentos verticales.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Acciones en la edificación. Pág 25. Tabla D.3. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.34 Esquema aplicación sobrecarga de viento.**

<<http://hicarquitectura.com/2015/04/estudio-carne-pinos-caixaforum-zaragoza/>> Con posterior modificación por el autor.

**Imagen 3.36 Mapa de peligrosidad sísmica**

<<http://www.ign.es/ign/layoutIn/sismoListadoMapasSismicos.do>>

**Imagen 3.39 Combinación de acciones para ELU.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Pág 9.

**Imagen 3.40 Combinación de acciones para ELS.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Pág 12.

**Imagen 3.41 Combinación de acciones para ELU.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Pág 12.

**Imagen 3.42 Combinación de acciones para ELU.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Pág 12.

**Imagen 3.43 Tabla coeficientes parciales de seguridad para las acciones.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Pág 11.

Tabla 4.1. Con posterior modificación por parte del autor.

**Imagen 3.44 Tabla coeficientes de simultaneidad.**

Código técnico de la edificación, documento básico sobre seguridad estructural. Pág 11.

Tabla 4.2. Con posterior modificación por parte del autor.

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

**Imagen 4.**

Elaboración propia.

Imágenes de elaboración propia:

**Imagen 4.1 Desplazamientos Dx debidos al peso propio.**

**Imagen 4.2 Desplazamientos Dx debidos a la sobrecarga de uso.**

**Imagen 4.3 Desplazamientos Dx debidos a la sobrecarga de nieve.**

**Imagen 4.4 Desplazamientos Dx debidos a la sobrecarga de viento.**

**Imagen 4.5 Ubicación viga en celosía 1 en estructura de P2.**

**Imagen 4.6 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Axiles.**

**Imagen 4.7 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Cortantes Vy**

**Imagen 4.8 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Momentos My.**

**Imagen 4.9 Viga en celosía 1. ELU situación persistente. Momentos Mz.**

**Imagen 4.10 Viga en celosía 1. ELS combinación característica. Deformada escala 50.**

**Imagen 4.11 Ubicación viga en celosía 2 en estructura de P3.**

**Imagen 4.12 Viga en celosía 2. ELU situación persistente. Axiles.**

**Imagen 4.13 Viga en celosía 2. ELU situación persistente. Cortantes Vy.**

**Imagen 4.14 Viga en celosía 2. ELU situación persistente. Momentos Mz.**

**Imagen 4.15 Viga en celosía 2. ELS combinación característica. Deformada escala 50.**

**Imagen 4.16 Ubicación viga en celosía 3 en estructura de P3.**

**Imagen 4.17 Viga en celosía 3. ELU situación persistente. Axiles.**

**Imagen 4.18 Viga en celosía 3. ELU situación persistente. Cortantes Vy.**

**Imagen 4.19 Viga en celosía 3. ELU situación persistente. Momentos Mz.**

**Imagen 4.20 Viga en celosía 3. ELS combinación característica. Deformada escala 50.**

**Imagen 4.21 Ubicación viga en celosía 4 en estructura de P3.**

**Imagen 4.22 Viga en celosía 4. ELU situación persistente. Axiles.**

**Imagen 4.23 Viga en celosía 4. ELU situación persistente. Cortantes Vy.**

**Imagen 4.24 Viga en celosía 4. ELU situación persistente. Momentos Mz.**

**Imagen 4.25 Viga en celosía 4. ELS combinación característica. Deformada escala 50.**

**Imagen 4.26 Viga en celosía 5 y pilar fusiforme. ELU situación persistente. Axiles.**

Imagen 4.27 Pilar fusiforme. ELU situación persistente. Cortantes  $V_y$ .

Imagen 4.28 Pilar fusiforme. ELU situación persistente. Momentos  $M_z$ .

Imagen 4.29 Viga en celosía 5 y pilar fusiforme. ELS combinación característica. Deformada escala 50.

Imagen 4.30 e Imagen 4.31 Pilar fusiforme. Comparativa  $S_y$  con cargas permanentes y viento.

Imagen 4.32 e Imagen 4.33 Pilar fusiforme. ELU situación persistente.  $M_x$  y  $M_y$  armado.

Imagen 4.34 Pilar fusiforme. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$ .

Imagen 4.36 e Imagen 4.37 Muros en L. Comparativa  $S_y$  con cargas permanentes y viento.

Imagen 4.38 Muros en L. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$ .

Imagen 4.39 Muros en L. ELU situación persistente. Momentos  $M_x$  armado.

Imagen 4.40 Muros en L. ELU situación persistente. Momentos  $M_y$  armado.

Imagen 4.41 Muros en L. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$  principales.

Imagen 4.42 Muros en L. ELU situación persistente. Tensiones  $S_x$  principales.

Imagen 4.43 Muros en L. ELU situación persistente. Deformada escala 500.

Imagen 4.44 Forjado planta mezzanine. ELU situación persistente. Tensiones  $S_x$  principales.

Imagen 4.45 Forjado planta mezzanine. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$  principales.

Imagen 4.46 Forjado planta segunda. ELU situación persistente. Tensiones  $S_x$  principales.

Imagen 4.47 Forjado planta segunda. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$  principales.

Imagen 4.48 Planta de cubierta. ELU situación persistente. Tensiones  $S_x$  principales.

Imagen 4.49 Planta de cubierta. ELU situación persistente. Tensiones  $S_y$  principales.

Imagen 4.50 Estructura metálica completa. ELU situación persistente. Axiles.

Imagen 4.51 Estructura metálica completa. ELU situación persistente.  $M_z$  y  $M_x$  en EF2D.

Imagen 4.52 Estructura metálica completa. ELU situación persistente.  $M_y$  y  $M_y$  en EF2D.

Imagen 4.53 Viga en celosía 3. Barras que fallan.

Imagen 4.54 Peritaje barra 1.

Imagen 4.55 Comprobación barra 1.

Imagen 4.56 Peritaje barra 2.

Imagen 4.57 Comprobación barra 2.

Imagen 4.58 Peritaje barra 3.

Imagen 4.59 Comprobación barra 3.

Imagen 4.60 Peritaje barra 4.

Imagen 4.61 Comprobación barra 4.

Imagen 4.62 Peritaje barra 5.

Imagen 4.63 Comprobación barra 5.

Imagen 4.64 e Imagen 4.65 Deformada global. ELS combinación característica. Escala 50.



Imagen 4.66 Planta cubierta. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.67 Estructura planta cubierta. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.68 Planta cuarta. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.69 Estructura planta cuarta. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.70 Planta tercera. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.71 Estructura planta tercera. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.72 Planta tercera. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.73 Estructura planta tercera. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.74 Planta segunda. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.75 Estructura planta segunda. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.76 Planta segunda. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.77 Estructura planta segunda. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.78 Planta primera. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.79 Estructura planta primera. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.80 Planta mezzanine. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.81 Estructura planta mezzanine. ELS combinación característica. Escala 100.

Imagen 4.82 Planta mezzanine. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.83 e Imagen 4.84 Evolución estructura planta mezzanine.

Imagen 4.85 Planta mezzanine. ELS combinación característica. Desplazamientos Dz.

Imagen 4.87 Planta mezzanine durante la construcción.

Imagen 4.88 Desplazamientos Dz debidos al peso propio.

Imagen 4.89 Desplazamientos Dz debidos a la sobrecarga de uso.

Imagen 4.90 Desplazamientos Dz debidos a la sobrecarga de nieve.

Imagen 4.91 Desplazamientos Dz debidos a la sobrecarga de viento.

Imagen 4.92 Tabla 4.1 Desplomes.

Imagen 4.93 ELS combinación característica. Desplazamientos Dx.

Imagen 4.94 ELS combinación característica. Desplazamientos Dy.

Imagen 4.35 Ábaco para dimensionado de muros de hormigón HA-30 con un espesor de 50cm.

PÉREZ GARCÍA, A. ALONSO DURÁ, A. PELLUZ FERNÁNDEZ, P. y LLOPIS PULIDO, V. "Cálculo de Muros de Hormigón" en Pérez García, A. Alonso Durá, A. Pelluz Fernández, P. y Llopis Pulido, V. Programa de Cálculo de Estructuras EF-CI. Pág 14.

Imagen 4.86 Estructura planta mezzanine.

Revista Cercha 125 – 2015. Pág 18.

## CONCLUSIONES

Imagen 5.

<<http://www.metalocus.es/es/noticias/inaugurado-el-museo-auditorio-y-centro-cultural-caixaforum-zaragoza>>

Imagen 5.1 Fotografía de contrastes.

<<http://www.arqfoto.com/caixa-forum-zaragoza-carne-pinos/>> Foto por Simón García.

**Imagen 5.2 Vista del proyecto a la altura de la planta mezzanine.**

<<http://www.metalocus.es/es/noticias/inaugurado-el-museo-auditorio-y-centro-cultural-caixaforum-zaragoza>>