



Trabajo Final de Grado 2014-2015

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL BANCO DE BILBAO

SAÉNZ DE OIZA

ALUMNO: Sergio Alcantud Martí

TUTORES: Ernesto Fenollosa Forner / Ana Isabel Almerich Chulia

## - RESUMEN -

El desarrollo del siguiente trabajo final de grado se centra en análisis detallado del funcionamiento de la estructura del edificio del BBVA de Francisco J. Sáenz de Oiza, previo repaso de la obra y la carrera del arquitecto. El valor académico del documento reside en la rigurosidad del análisis, necesario para la correcta comprensión y ejecución del modelo, así como la identificación de las cargas a las que se ve sometido, para posterior estudio de la respuesta de la estructura y la comprobación de los resultados.

El proceso hace mayor énfasis a las tensiones provocadas por el viento, aspecto de gran relevancia en el diseño de estructuras para edificios de gran altura, y a los efectos producidos por los cargas gravitatorias, tales como deformaciones o tensiones en las piezas metálicas o de hormigón.

El resultado obtenido es la mejor comprensión del funcionamiento de la estructura, entendiendo por qué es necesario tratar con dos escalas y como se relacionan entre ellas tanto constructiva como estructuralmente.

The development of the following graduate final thesis is focused on the detailed analysis of the functioning of the BBVA building, designed by Francisco J. Sáenz de Oiza, with a previous review of the architect's work and career. The academic value of this document resides in the accuracy of the analysis, needed for the proper understanding and execution of the model, as well as the identification of the loads to which it will be subjected, for further study of the response given by the structure and the verification of the results.

The process places more emphasis on the tensions induced by the wind, which is an aspect of great relevance to consider in the design of a high-rise building structure, and on the effects caused by gravity loads, such as deformations or tensions on the steel or concrete pieces.

The final result is a better comprehension of the structure functioning, understanding the importance of working with two scales and the interaction between them, both constructive and structurally.

El desenvolupament del següent treball final de grau es centra en anàlisi detallada del funcionament de l'estructura de l'edifici del BBVA de Francisco J. Sáenz de Oiza, previ repàs de l'obra i la carrera de l'arquitecte. El valor acadèmic del document resideix en el rigor de l'anàlisi, necessari per a la correcta comprensió i execució del model, així com la identificació de les càrregues a què es veu sotmès, per a posterior estudi de la resposta de l'estructura i la comprovació dels resultats.

El procés fa més èmfasi a les tensions provocades pel vent, aspecte de gran rellevància en el disseny d'estructures per a edificis de gran alçada, i als efectes produïts pels càrregues gravitatòries, com ara deformacions o tensions en les peces metàl·liques o de formigó.

El resultat obtingut és la millor comprensió del funcionament de l'estructura, entenent per què cal tractar amb dues escales i com es relacionen entre elles tant constructiva com estructuralment.

- PALABRAS CLAVE -

MÒDUL / MÓDULO / MODULE

-

NUCLI / NÚCLEO / CORE

-

MACROESTRUCTURA / MACROESTRUCTURA / MACROSTRUCTURE

-

MICROESTRUCTURA / MICROESTRUCTURA / MICROSTRUCTURE

-

EDIFICI EN ALTURA / EDIFICIO EN ALTURA / SKYSCRAPER

## - OBJETIVOS -

Con el paso del tiempo y de los buenos ejemplos de arquitectura, hemos podido comprobar que todo buen proyecto ha sido diseñado con una evolución conjunta del diseño estructural y el resto de aspectos del diseño, la distribución apoyada en la posición de los soportes; la fachada como consecuencia de los elementos estructurales; en definitiva producir un desarrollo simultaneo que forme parte de todos las soluciones del conjunto. La estructura nunca debe ser la manera de sujetar nuestro proyecto, la estructura es el proyecto, nace de ella y se soporta por ella.

Si bien por lo general esto supone un buen paso hacia un gran proyecto, en el edificio de Francisco Javier Sáenz de Oiza para el banco BBVA, este aspecto más que una decisión es una condición de partida. El proyecto se debe erigir sobre las líneas del metro, lo cual conlleva antes de tomar cualquier decisión, hacer una elección que nos va a condicionar nuestras futuras posibilidades. Finalmente podemos concluir que más que condicionar las decisiones de Sáenz de Oiza, lo que hizo fue iniciarle en un camino que solo tenía que seguir. El hecho de nacer en base a dos grandes núcleos, nos deja una serie de soluciones con posibilidades muy similares, que dan como resultado la solución estructural que pretendemos entender y analizar.

Durante el desarrollo del trabajo, buscamos comprender el funcionamiento de cada una de las partes del conjunto de manera individual, y de cómo interaccionan las mismas al entrar en carga; analizar la respuesta de la estructura frente a la fuerza ejercida por el viento, aspecto de gran relevancia en el diseño de una estructura para un edificio de gran altura; estudiar la respuesta del diseño frente a las cargas verticales y horizontales mediante el análisis de las solicitaciones, tensiones y deformaciones sufridas por las diferentes partes de la estructura; y por último hacer una comprobación de las secciones empleadas, verificar que responden de manera positiva frente a los esfuerzos solicitados, entiendo a su vez como se produce esta respuesta y porque se ha optado por esa solución estructural.

En definitiva el documento, nos proporciona un acercamiento al arquitecto y a parte de su obra, así como un análisis y juicio de la solución estructural empleada para el proyecto de la sede del Banco BBVA, analizando los condicionantes previos, entendiendo la solución empleada y estudiando la respuesta a las solicitaciones que se somete.





## - ÍNDICE -

### VIDA

1. Obras
  - 1.1 Santuario de Nuestra Señora de Aránzazu
  - 1.2 Casa Durana
  - 1.3 Edificio Torresblancas
  - 1.4 Museo Oteiza

### EL PROYECTO

2. Ubicación
3. Historia
4. Influencias
  - 4.1 Torre de los caballeros de Colón
  - 4.2 Almacenes Schocken
  - 4.3 Torre del laboratorio de la S.C Johnson & son
5. Composición
6. Función
7. Proceso constructivo
8. Planos

### DISEÑO DEL MODELO

9. Concepto estructural del edificio
  - 9.1 Cimentación
  - 9.2 Núcleos de hormigón
  - 9.3 La macroestructura
  - 9.4 La microestructura
  - 9.5 El forjado

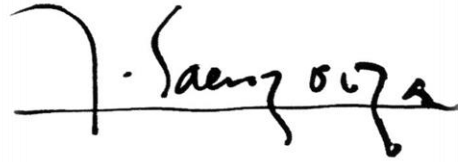
### EVALUACIÓN DE LAS CARGAS

10. Cargas verticales
11. Cargas horizontales
12. Combinaciones de cargas

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

13. Comportamiento de una planta tipo aislada
14. Comportamiento de los núcleos de hormigón
15. Comportamiento de la macroestructura
16. Comportamiento de la microestructura

### CONCLUSIONES



### -VIDA-

*“Oiza multiplica las opciones. Gustaba de dibujar todas las opciones que pasaban por su fértil mente y extendiéndolas sobre la mesa se debatía en una laboriosa elección que a veces se prolongaba días, cuando no en empezar de nuevo cuando llegaba a la conclusión de que era preciso abandonar el camino iniciado. La idea del óptimo como meta del diseño estaba en aquellos días firmemente enraizada en su modo de proceder, adquiriendo el valor del método. Una optimización que, con frecuencia se producía teniendo como bien definido propósito la mejora de aquellas obras que le habían servido como modelo. Oiza sometía sus dibujos, sus proyectos, a rigurosa y estricta comparación con aquellos que consideraba estaban próximos a su investigación proyectual. Aprendí así que la arquitectura, en muy pocas ocasiones, se produce ex novo y a valorar la utilidad que tiene en el desarrollo de un proyecto una correcta identificación de los modelos. Lo que implica toda una teoría del proyecto que arranca del conocimiento, de la experiencia, más que de la utilización de principios a priori. Su curiosidad intelectual, su interés por la arquitectura, le llevaba a estar tan informado como las circunstancias lo hacían posible. Oiza devoraba libros y revistas, con infatigable deseo de aprender, ampliando así día a día los límites de sus vastos conocimientos.*

*Celebraba los buenos proyectos, y el deseo de hacer una arquitectura que tuviese calidad y el interés de aquella que admiraba espoleaba su trabajo, al que se entregaba feliz y apasionadamente.”*

*Rafael Moneo. “Perfil de Oiza joven”*

*El Croquis 32-33. 1988*

Francisco Javier Sáenz de Oiza, nació en Cáseda (Navarra) en 1918, en el seno de una familia bien colocada en la sociedad, cursó sus estudios básicos en Sevilla. A la edad de 19 años decide que quiere enfocar sus estudios hacia la arquitectura, pero en la ciudad de Sevilla no era posible estudiar dicha carrera, por lo que su padre, funcionario, pide el traslado a Madrid para que su hijo finalmente entre entre 1934-1936 pueda cursar los dos cursos de ciencias exactas necesarias para entrar en la Escuela Técnica Superior de Madrid, donde sale graduado en el año en 1946, con un excelente expediente académico que le facilita la posibilidad de ganar el Premio Aníbal Álvarez, concedido a los más brillantes estudiantes. La Real Academia de las Artes de San Fernando

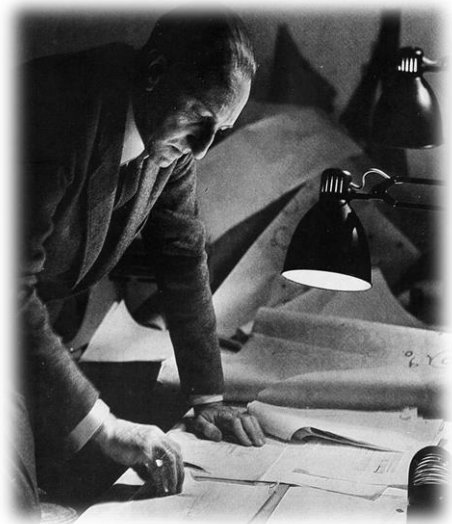


Imagen 1: Francisco Saenz de Oiza

concede a Sáenz de Oiza, un año después, una beca que le permite completar su formación en EEUU.

A la vuelta, comienza a trabajar en la Escuela de Arquitectura, un vínculo que se mantendría hasta su jubilación, en una primera etapa imparte lecciones de Instalaciones, para pronto pasa al departamento de proyectos, donde llegaría a ser el catedrático de dicha materia en 1968 tras doctorarse dos años antes. Finalmente dirige la institución en los años 1981-1983. A pesar de ser uno de los pilares fundamentales en la carrera de Sáenz de Oiza, el trabajo en la escuela fue complementado con otro tipo de tareas, más relacionadas con la creación y construcción de proyectos.

En este campo de los proyectos tiene una gran importancia la relación entre el arquitecto y Jorge Oteiza, uno de los escultores de mayor recorrido en España. Se conocen durante la realización del proyecto del Santuario de Nuestra Señora de Arantzazu, en 1950 en Guipúzcoa. Saenz de Oiza destaca ésta como una de sus obras más emblemáticas, sobre todo por la sociedad que consigue realizar con Oteiza, del que dice que era el verdadero jefe de obra debido al gran carisma y carácter de líder que poseía. Fue el inicio de una relación muy

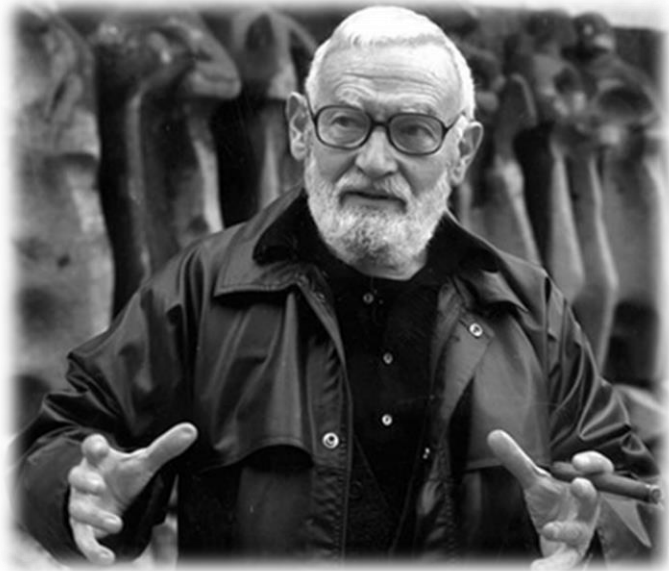


Imagen 2: Jorge Oteiza

fructífera. Su forma de entender la arquitectura viene determinada por las intenciones preconcebidas que el autor tenía antes de generar el proyecto, por lo que antes de acometer la tarea de proyectar se ha de hacer el esfuerzo de eliminar las ideas preconcebidas de manera que sea la propia respuesta dada la que determine las formas.

Al mismo tiempo establece que la arquitectura no es sólo una cuestión funcional, sino que la expresión, la imagen de la arquitectura también tiene su utilidad y por tanto ha de ser tenida en cuenta a la hora de resolver el problema arquitectónico. En este sentido la arquitectura funciona como reflejo de la sociedad, convirtiéndose las fachadas de los edificios en escaparates de sus usuarios, razón que justifica la importancia que Sáenz de Oiza da a la expresión de las construcciones de una ciudad concebida como hogar del hombre.

Se pueden identificar diferentes etapas durante la obra de Oiza, según las influencias y las experiencias del arquitecto que modelan su forma de afrontar la arquitectura, a saber **(Antonio Juárez, 2001)**:

- Una primera que abarca desde 1946, año de su titulación, a 1958 y en la que a partir de los historicismos imperantes en la España de estos años, se llega a un racionalismo extremo en cuanto al nivel de precisión métrica de los proyectos, aplicado a una extensa producción de vivienda social.

- Una segunda etapa de carácter orgánico que comienza a partir de 1959, año en el que proyecta las dos obras con las que rompe con su trayectoria racionalista, la casa Durana y la iglesia para el padre Llanos en Entrevías. Esta etapa finaliza en 1970.

- La tercera etapa considerada, es la más corta de todas. Abarca la década de los 70 y si bien parcialmente podría integrarse en la fase anterior por los conceptos orgánicos de alguno de sus proyectos, de la misma manera podría incorporarse a la última fase, por los coqueteos con los nuevos lenguajes. Es este carácter ambiguo el que ha determinado su definición como etapa intermedia.

- La cuarta y última etapa abarca sus últimos veinte años, en los que el ensayo con los distintos formalismos de la arquitectura posmoderna, se mezclan con ensayos deconstructivistas en busca de la afirmación de una arquitectura artificial, en contraste evidente con su entorno.

Si existe otro nombre propio que cabe destacar en su trayectoria es el de su mujer, Felisa Guerra. Se conocieron en 1952 durante la ejecución de la obra en Arantzazu, en unas fiestas regionales. Oiza habla de los inicios de su matrimonio como un regalo de la arquitectura, debido a que él se desplaza a Arantzazu por una obra y acaba encontrado a la madre de sus futuros 7 hijos.

A la edad de 82 años, y tras una extensa trayectoria como arquitecto con una larga lista de premios y reconocimientos, muere en Madrid en el año 2000.

Además de todo el reconocimiento público, que es posiblemente el mayor premio que puede recibir un arquitecto, la carrera de Oiza fue condecorada con los siguientes premios:

- 1946 Premio Nacional de Arquitectura, por su propuesta para la plaza del Azoguejo (Segovia), en colaboración con Luis Laorga.
- 1954 Premio Nacional de Arquitectura por el proyecto de capilla en el Camino de Santiago.
- 1974 Premio de la Excelencia Europea por el edificio "Torres Blancas".
- 1989 Premio Antonio Camuñas de Arquitectura
- 1989 Medalla de Oro de la Arquitectura, del Consejo Superior de Arquitectos de España
- 1991 Premio de Arquitectura y Urbanismo del Ayuntamiento de Madrid por el edificio de viviendas en la M-30.
- 1993 Premio Príncipe de Asturias de las Artes.
- 2000 Medalla de oro de la Universidad Pública de Navarra.

## 1. Obras

*“El trabajo con Oiza era, ya desde muy joven, una cuestión compleja. Para Oiza, lo único importante era el proyecto final construido, como una voluntad permanentemente cambiante, acercándose a la búsqueda constante de un ideal, siempre inalcanzable, al que se aproximaba incansablemente.”*

*Javier Sáenz Guerra. “Un mito moderno. Una Capilla en Camino de Santiago”  
Fundación Museo Oteiza. 2007*

En sus proyectos existe una fuerte intención de alcanzar la lógica pura, casi matemática, exenta de cualquier emocionalismo inmediato. De su boca era más común oír palabras como fórmula, módulo, serie, proporción... frente a otras más relacionadas con una arquitectura irracional, emocional y sin un sentido estricto de ser (**Carmen Espegel, 1999**).

Defensor de una arquitectura social y anónima, Francisco Javier Sáenz de Oiza representó para la arquitectura española el riesgo artístico permanente, la heterogeneidad y la modernidad por encima de cualquier otra consideración. Esta exigencia, en ocasiones denostada por incoherente e incluso por frívola en sus resultados, es constatable durante toda su carrera hasta llegar a sus últimos trabajos como el Museo Contemporáneo de Las Palmas de Gran Canaria (1989), la Facultad de Ciencias de la Universidad de Córdoba, el Auditorio de los Festivales y la Música de Santander (1985-1991) o la Universidad Pública de Granada (1991)

Algunas de sus obras más destacadas y reflejo de estas ideas que resumen su arquitectura son las siguientes:

### 1.1 SANTUARIO DE NUESTRA SEÑORA DE ARANTZAZU

El Santuario de Nuestra Señora de Aránzazu es un santuario católico mariano situado en el municipio de Oñate, en Guipúzcoa, País Vasco (España), donde se venera a la Virgen de Aránzazu, patrona de esta provincia y que se habría aparecido en 1469.

Se sitúa a 750 metros sobre el nivel del mar, rodeado de montañas y vegetación. Desde 1514 está servido por la Orden de los Franciscanos. Su basílica, construida en los años 1950, es una obra arquitectónica, escultórica y artística de gran relevancia, en la que han trabajado eminentes artistas de renombre internacional, entre los que destacan Fco. Javier Sáenz de Oiza, Chillida y Jorge Oteiza.



Imagen 3: Vista exterior del Santuario de Aránzazu

Este santuario sufrió 3 incendios tras los cuales tuvo lugar la intervención, tras ganar un concurso en el que se presentaron 40 arquitectos. Las premisas de la actuación eran las de respetar las construcciones monacales existentes y la entrada de la carretera.

La imagen del edificio es de gran pureza de líneas, integrándose perfectamente en el agreste paisaje, asomándose al borde del rocoso acantilado, con una metafórica utilización de ciertos elementos como los sillares en punta de diamante que se refieren a los espinos en los que fue hallada la imagen venerada de la Virgen y que revisten tanto las torres que flanquean la fachada como el alto campanario exento que sigue el modelo de los campanile italianos. Veremos como en Arantzazu la piedra se emplea combinándose con la madera, aludiendo a los materiales autóctonos, y el hormigón.

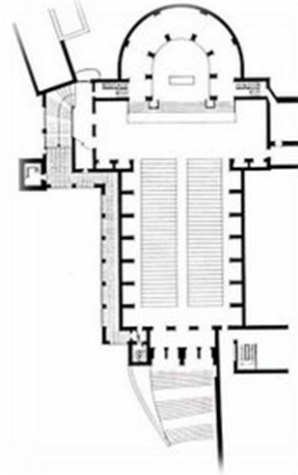


Imagen 4: Planta Arantzazu

La planta de la iglesia es de cruz latina con un cuerpo de una sola y amplia nave de 20 m de anchura cubierta con una bóveda revestida de madera que parece evocar el casco invertido de un barco. Los arquitectos emplearon también con elegancia la madera en el coro que se eleva sobre la entrada a los pies de la iglesia, y en las tribunas laterales que parten de él.

En el interior de la iglesia llama el ambiente de penumbra que contribuye a la unidad de la imagen de éste y al recogimiento de los fieles ya que la iluminación natural es escasa: Una banda de pequeñas ventanas situadas bajo el arranque de la bóveda ofrece la única iluminación natural de la nave. Los confesionarios se encuentran en la base de los muros laterales de la nave situados entre gruesísimos pilares de piedra. El transepto es también de una sola nave y en los extremos de sus brazos se encuentran elevadas unas vidrieras de motivos geométricos realizadas por el artista Xabier Álvarez de Eulate, entonces franciscano de la comunidad de Arantzazu. El característico cimborrio, que es una torre que se eleva sobre el crucero, se alza algo más atrasado, ya sobre el ábside, iluminando cenitalmente el enorme e impresionante retablo de madera realizado por el artista madrileño Lucio Muñoz.

## 1.2 CASA DURANA

Esta vivienda construida para el Dr Fernando Gomez y situada en Durana (Álava) sintetiza muy bien las inquietudes de un Francisco Sáenz de Oiza que a sus 41 llevaba ya 10 años trabajando como profesor de Seguridad e Higiene en la Escuela de Madrid. Es precisamente en la escuela (mientras vigila un examen) donde inicia los



Imagen 5: Vista exterior de la casa Durana

primeros bocetos para este encargo.

En el interior un espacio diáfano entorno a la chimenea, ordena las diferentes estancias. Como resultado de este orden, de claro carácter centrífugo, gracias a los muros interiores; Oiza obtiene una disposición funcional que se divide en las tres funciones: estar, dormir y servicios. Un orden que se integra perfectamente en la vocación orgánica de esta vivienda. Los diferentes espacios se distribuyen buscando la orientación más favorable según su uso. Interiormente los muros se pliegan y se estiran conjugando estancias y diferenciando usos, sin la necesidad de encerrar herméticamente cada función.

La riqueza espacial interior, es muy rica como resultado de la diferencia de alturas entre las partes centrales y las partes más periféricas; gracias a las inclinaciones del tejado y la inserción de otros volúmenes a modo de atillo, como un espacio reservado para un estudio.

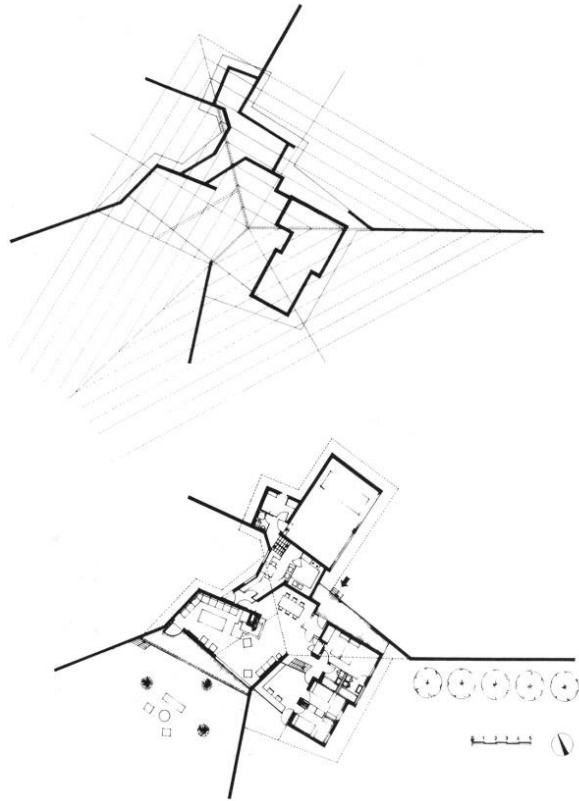


Imagen 6: planta de cubiertas y distribución casa Durana

La extensión de los muros hacia el jardín prolonga las estancias al exterior y configura espacios al aire libre de acogedora singularidad, al amparo y protección de la arquitectura. Con esta suerte de simetrías, en cuanto responder a una disposición orgánica con una acotación de la naturaleza, se consigue romper el límite exterior-interior.

También cabe destacar el empleo de materiales como teja amarilla reutilizada de antiguas fábricas alavesas en la cubierta de tres vértices, además del revestimiento exterior de los muros con plaqueta de ladrillo de galletera.

### 1.3 EDIFICIO TORRESBLANCAS

A modo de anécdota, se debe hablar sobre la etimología de su nombre. Ya que llama mucho la atención cuando se ve una singular torre y además no es blanca. En principio el proyecto era para la realización de dos torres, que finalmente se quedó en una. En cuanto al color, Oiza cuando es cuestionado por él, hace un símil con un árbol, en el cual explica que todos los troncos son marrones, ásperos y duros, igual que el edificio Torresblancas, pero que son reconocidos por sus hojas, para Oiza las hojas de su edificio es la arquitectura interior del mismo, la cual sí que es blanca.



Imagen 7: Vista interior de Torresblancas

Oiza quiso hacer un edificio de viviendas singular, muy alto, que creciera orgánicamente, como un árbol o como un conjunto arbóreo, recorrido verticalmente por escaleras, ascensores e instalaciones, como si fueran venas o vasos leñosos que unían las viviendas con el suelo.

La única torre de hormigón visto en que se plasmó la idea original, despliega una concepción organicista: conjunto de elementos verticales de apariencia arbórea sobre los que se abren miradores y terrazas con núcleos de jardines.

El edificio de hormigón se expande en la parte alta como la copa de un árbol, abriéndose en varias plataformas circulares, de manera que toda la forma exterior responde al trabajo para establecer un nuevo diálogo entre arquitectura, jardín interior y paisaje.

Sólo fue una torre y en hormigón visto, pero la idea encuentra expresión clara, las fachadas transmiten la idea del crecimiento arbóreo, con las terrazas curvas agrupadas como las hojas en la rama, en este caso los muros.

Su planta es aún más reveladora. Está llena de cilindros que parecen secciones de músculos recorridos por las venas. Es en estas plantas en las que aparece el Oiza habilidoso que desarrolla una sintaxis barroca.

Su vocación urbanística es indudable, con independencia de su enorme riqueza como objeto arquitectónico y su importancia como meditación tipológica y tecnológica.

Una estructura de hormigón armado formada a base de grandes losas circulares en voladizo, sin pilares, originando balcones con celosías de madera que dan forma a una estructura arbórea que alberga a lo largo de su desarrollo diversas oportunidades para habitar.

Son las paredes externas y la estructura vertical interna los elementos que garantizan las funciones de sustentación.

La geometría circular o redondeada favorece tanto el movimiento como la rigidez de las pantallas de hormigón que configuran su solidez estructural y acaban dando forma a los espacios vacíos, a la planta libre y a los elementos de servicios.

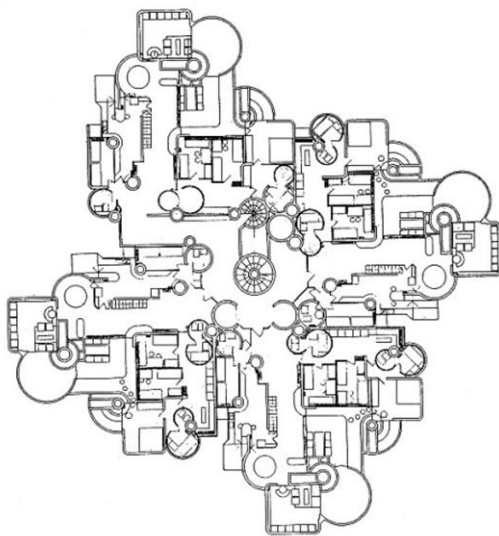


Imagen 8: Planta Torres Blancas

Su imagen característica son los esbeltos cilindros formados por terrazas semicirculares, en ocasiones retranqueadas, alternados por lienzos planos verticales. La torre está rematada en su parte superior por doce discos de 10 metros de diámetro, que albergan el llamado núcleo social.

El edificio es, en gran parte, resultado del anhelo de unir en lo posible los aspectos funcionales, resistentes y estéticos de su estructura, logrando huir de soluciones tradicionales, tanto en su fachada como en el interior. Así, los lienzos ciegos de fachada cumplen perfectamente como elementos sustentantes sin disfrazarse de pilastras, las terrazas se incorporan también a la

estructura resistente y las cajas interiores, todas cilíndricas, cumplen la doble función de albergar escaleras de caracol y ascensores y servir de columna vertebral resistente del edificio.



De las dos torres proyectadas por el arquitecto sólo se construyó una cuya fachada fue revestida en hormigón visto y no mezclado con polvo de mármol blanco como se pensó en un principio.

Oiza emplea genialmente el hormigón para insinuar formas orgánicas, optando por las curvas frente a la línea recta y los ángulos, inexistentes o suavizados no sólo en su fachada, sino también en el interior.

La escalera principal fue la única parte que, al final, se revistió de mármol blanco.



Imagen 9: Vistas interiores y exterior de Torres Blancas

#### 1.4 MUSEO OTEIZA

El Museo Oteiza, está situado en el entorno rural de la localidad navarra de Alzuza, a 9 kilómetros de Pamplona.

Sáenz de Oiza proyectó un gran cubo de hormigón rojizo, integrando en él la vivienda ocupada por Jorge Oteiza durante dos décadas. Hasta su domicilio en esta localidad navarra, trasladó el artista su biblioteca personal, sus manuscritos, las esculturas y maquetas creadas a lo largo de su extensa trayectoria artística, así como el “Laboratorio de Tizas” una de las aportaciones que se encuentran en el Museo.



Imagen 10: Vista exterior museo Oteiza

El concepto de la caja Metafísica en el museo se centra en la difusión de la Obra de Oteiza y el singular edificio que se creó, además de para albergar la obra, para acoger las investigaciones experimentales de Oteiza y la significación metafísica y espiritual de su creación.

Su ejecución representa el reencuentro definitivo del legado de Jorge Oteiza con el testimonio último de Sáenz de Oiza, dos autores fundamentales en la evolución de la escultura y la arquitectura contemporánea, amigos y colaboradores.



Imagen 11: Vista exterior Museo Oteiza

## -EL PROYECTO-

*“Quizás. Hay un cierto indiferentismo de Sáenz de Oiza ante los estilos de la arquitectura. James Joyce solía decir que lo más importante para mí es el estilo. Esto es lo más opuesto posible a Sáenz de Oiza. Hemos comenzado a hablar del tránsito de la conciencia racionalista a la orgánica, de Alba, de Figuras, de todos estos y mira en lo que hemos acabado.. Como si en el fondo, fueran otras las cosas que le importan. Hay algo babélico en el repertorio de lenguajes que ha manejado. Como si no le importaran mucho, repito. Y, de nuevo, con buena voluntad, algo duchampiano. Aunque también hay diferencias. Duchamp deja de pintar y Sáenz de Oiza, construye últimamente como un loco. Quizás en el fondo sea lo mismo. Pero sus pretendidos dones en ese terreno, para mí son de lo más misterioso.”*

*Juan Daniel Fullaondo Errazu. “La bicicleta aproximativa”  
Kain editorial. 1991*

## 2. Ubicación

El edificio se encuentra ubicado en el Paseo de la Castellana, Madrid (España). Una zona conocida como el centro comercial AZCA, en el cual además de la sede central del BBVA, podemos encontrar varios lugares particulares muy conocidos, como el Corte Inglés, los Nuevos Ministerios o el Santiago Bernabéu.



Imagen 12: Ubicación del proyecto

Se encuentra en una de las principales vías de la ciudad, por tanto se puede llegar con vehículo o con transporte público. La parada de metro, que nos deja frente a la puerta de El Corte Inglés, se llama Nuevos Ministerios y pertenece a la Línea de Chamartín con una gran facilidad de traspordo en toda la ciudad.



Imagen 13: Ubicación del proyecto



La zona de acceso es completamente peatonal, la zona de acceso al garaje utiliza el acceso rodado ya existente en la zona comercial de AZCA. Y se caracteriza por la presencia de terrazas, escaparates y espacio público aprovechable por el peatón



Imagen 14: Ubicación del proyecto

### **3. Historia**

La torre del Banco de Bilbao fue un concurso ganado por Sáenz de Oiza en 1971, y que se construyó entre 1979 y 1981.

La empresa del Banco Bilbao, quería convocar un concurso, para lo cual propuso una valoración de las propuestas restringida a 7 arquitectos o grupos de arquitectura:

- Antonio Fernández Alba
- José Antonio Corrales y Ramón Vázquez Molezún
- Antonio Miró y Manuel Miró
- Antonio Bonet
- José Antonio Coderch
- Rafael de la Hoz y Gerardo Olivares
- Francisco Javier Sáenz de Oiza

La intención del Banco era la de establecerse en la élite bancaria del país, colocando su sede central de una manera estratégica en pleno centro de Madrid junto a una de las vías más concurridas de la ciudad, de ahí que no solo debía realizarse un edificio que consiguiera un programa capaz de dar cabida estrictamente funcional que se le presupone a la sede central de un banco, sino que además supone un icono, un hito, un referente, debía ser una muestra del poderío del banco y de sus intenciones en estos momentos. Es por ello que el edificio es llamativo por muchos aspectos, pero de entre ellos se puede destacar la elegancia adquirida en un volumen tan importante, una solución que se repite tanto en el interior como en el exterior, dotando al proyecto de la continuidad en conjunto necesaria para que se reconozca lo que pertenece a él y lo que no.

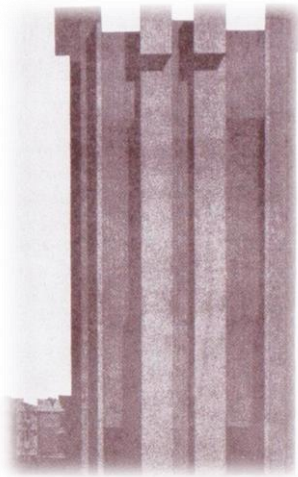


Imagen 15: Propuesta Antonio  
Fernández Alba

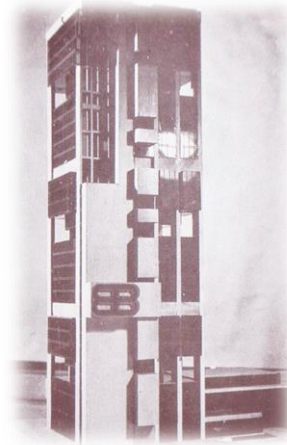


Imagen 16: Propuesta J.A. Corrales  
y R. Vázquez Molezún

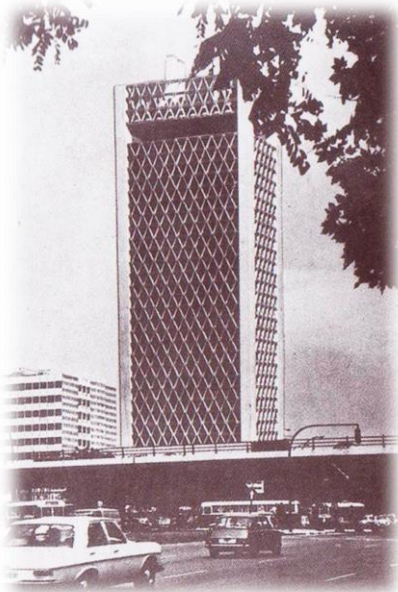


Imagen 17: Propuesta Antonio Bonet

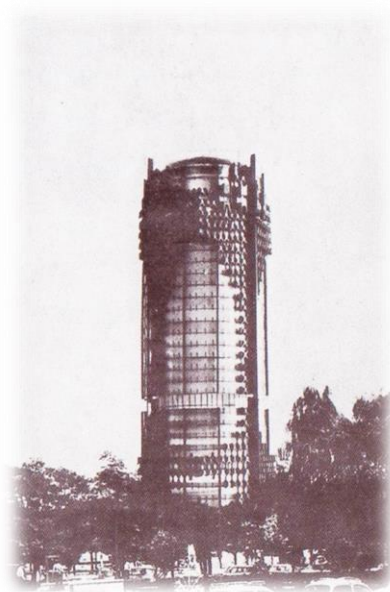


Imagen 18: Propuesta Antonio y Manuel Miró



Imagen 19: Propuesta J.A. Coderch

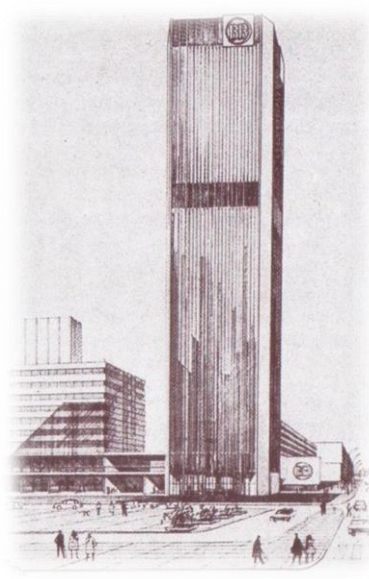


Imagen 20: Propuesta Rafael de la Hoz

El concurso debía resolver un edificio de oficinas de 30 plantas, superando la dificultad de construirlo sobre la bóveda de un túnel del enlace ferroviario Atocha – Chamartín.

Tras la entrega de los anteproyectos, se sometían al examen de un jurado dividido en tres partes: un jurado bancario, el cual trasladaría su parecer al Consejo del Banco, para posteriormente escuchar a las otras dos partes, mucho más técnicas del consejo, la encargada del proyecto y de la construcción.

Se buscaba representar la eficiencia más pura americana, dejándose llevar por el modelo capitalista en términos de arquitectura que empezaba entonces a implantarse en la capital.



J. Sáenz de Oiza

Imagen 21: Propuesta Sáenz de Oiza

## 4. Influencias

Para la creación del Banco BBVA se puede ver la influencia de diversos proyectos con los que tuvo contacto a lo largo de su vida, ya fuera por sus constantes viajes, o su estancia y formación en EEUU, algunos de estos ejemplos son:

### 4.1 Torre de los Caballeros de Colón. New Haven, Connecticut, 1967

#### (Kevin Roche)

El edificio cuenta con cinco torres: cuatro exteriores visibles y una torre de ascensores situada en el interior. Las torres en las esquinas contienen las escaleras y aseos y están revestidos de azulejos con bisel para formar una línea horizontal cada línea de este revestimiento. La estructura es un elemento esencial que se impone sobre otros aspectos del proyecto, tanto en el concepto que sustenta la obra como en la forma definitiva de la misma. De ahí que sus formas sean casi agresivas, o que gigantes pilastras, vigas o cerchas adquieran tanto protagonismo.



Imagen 22: Vista exterior Torre de los caballeros



#### **4.2 Almacenes Schocken. Stuttgart, 1926-1928 (Erich Mendelson)**

Mendelshon se encontró con un solar sumamente irregular, era asimétrico, las calle tenían diferentes anchos y la altura permitida a cada una de ellas era diferente. Sin embargo el edificio a través de la combinación de diferentes volumetrías tenía un aspecto armonioso. Según cuenta la idea se le había ocurrido escuchando un concierto de Bach. Dos núcleos de escalera en torre hacían contrapunto a las fachadas de carácter horizontal. La caja acristalada de la escalera principal, que remataba el frente de los escaparates a la calle principal se convirtió en el emblema de la tienda. Su planta baja era un escaparate, la tres superiores eran la escalera, mientras que en las dos últimas plantas se encontraba el despacho del director de la tienda.



Imagen 23: Vista exterior almacenes Schocken

Los almacenes Schocken estaban contruidos con una estructura de acero, el edificio mostraba tres de sus fachadas con ladrillo visto de color muy oscuro.

#### **4.3 Torre del laboratorio de la S.C. Johnson & Son. Wisconsin, 1944-1950 (Frank Lloyd Wright)**

Un núcleo compacto de los tubos unidos ofrece todos los servicios de construcción para apoyar los espacios de laboratorio: los baños, la circulación, el suministro y retorno de aire, la electricidad, el agua, el gas de alumbrado, el aire comprimido, el dióxido de carbono o de nitrógeno, el vapor de agua y la corriente eléctrica continua y alterna. La forma de la torre minimiza la longitud de las distancias de distribución de utilidad en comparación con un edificio poco convencional

En sección, cada losa se atenúa hacia la fachada, lo que refleja la disminución de las fuerzas de corte y el momento del voladizo, mientras que también se repiten la forma de los capiteles de las columnas dendriformes. Los supletes de construcción se alternan entre los pisos circulares más pequeños y los suelos cuadrados con bordes fileteados que se extienden todo el camino hasta el recinto.



Imagen 24: Vista exterior Laboratorios Johnson

De aquí es de donde aparece esa idea del umbral, y la relación entre el interior y el exterior. Para Oiza este umbral es imprescindible pues con él consigue que desaparezca la relación interior exterior-interior y conseguir que ambos participen y estén presentes en ambos. Decía que cuando te encuentras en el umbral no estás ni dentro ni fuera, trataba al umbral como ese tercer espacio, como la transición de uno a otro, formado por la suma de los dos.

#### 4.4 Daily Express. Manchester, 1935-1939 (O. Williams)

La esquina del edificio está curvada, inspirado en las líneas más representativas del movimiento moderno. Los rasgos típicos del Art Deco, son las esquinas redondeadas, y los contrastes entre los claros y los oscuros cristales del muro cortina. El modo de tratar la esquina es una clara referencia a este edificio. Oiza defiende que la forma curva busca el hecho de la doble orientación durante una jornada de trabajo, lo cual sumado al conjunto de umbral consigue hacer que en todos los lugares de la planta el tratamiento de la luz sea muy similar. Además en el banco de Bilbao acaba teniendo una importancia mayor debido a que al tratarse en un rascacielos de muchas plantas, la fuerza del viento cada vez se va haciendo más agresiva, de manera que con la presencia de la curva en esquina se reduce este efecto negativo gracias a que se puede conseguir una mayor redistribución de los esfuerzos haciendo colaborar a más área de la que colaboraría en una esquina tradicional.



Imagen 25: Vista exterior Daily express

### 5. Composición

En el desarrollo de un edificio de oficinas es de gran interés la adopción de un módulo adecuado a su fin que permita la mejor organización del espacio de trabajo, la mejor agrupación o división de los locales y el más adecuado acondicionamiento a las exigencias de cada puesto de trabajo individual.

De las propuestas más estudiadas, se eligió la de VOKO, sobre un módulo base de dimensionamiento del mobiliario de 195 mm, de esta propuesta de organización de los espacios de trabajo se deriva la serie que acaba desarrollando todo el proyecto, pero en este caso se trata de 165 mm. Se trata de una adaptación de la propuesta de VOKO que finalmente muestra una clara semejanza entre ambas mallas.

El paso de una medida a otra se basa en las conclusiones de varios estudios que han tenido por un lado la necesidad de cumplir la exigencia fundamental de adecuación a los puestos de trabajo y por otro lado las exigencias de otras condiciones de modulación más estrictas como puede ser el caso de una escalera o elementos primordiales para la configuración del espacio arquitectónico, siendo en estos casos inadecuada la malla de 195 mm. En nuestro caso la medida de 165 mm corresponde a la vez a la medida del peldaño y a la modulación vertical como consecuencia directa (**Alfonso Valdés, 1995**).

Dos partes de 165 mm constituyen un pie o unidad de desarrollo, un pie de 33 cm. Y cuatro pies de desarrollo corresponden el módulo fundamental del trazado.

MODULO = 4 pies de 33 cm = 1,32 m = 8 partes de 165 mm

A modo de anécdota, resulta curioso que el pie empleado por Pericles en el Partenón era de 0,328 m solo separado 2 mm de nuestro pie.

La composición en planta sigue un proceso básico a través de las proporciones geométricas y la proporción aurea.



El proyecto se modula a través del pie elefantino, una medida conocida de 1,32m mediante el cual va asignando relaciones geométricas con las que llega a la geometría final de la planta, siguiendo el proceso descrito a continuación.

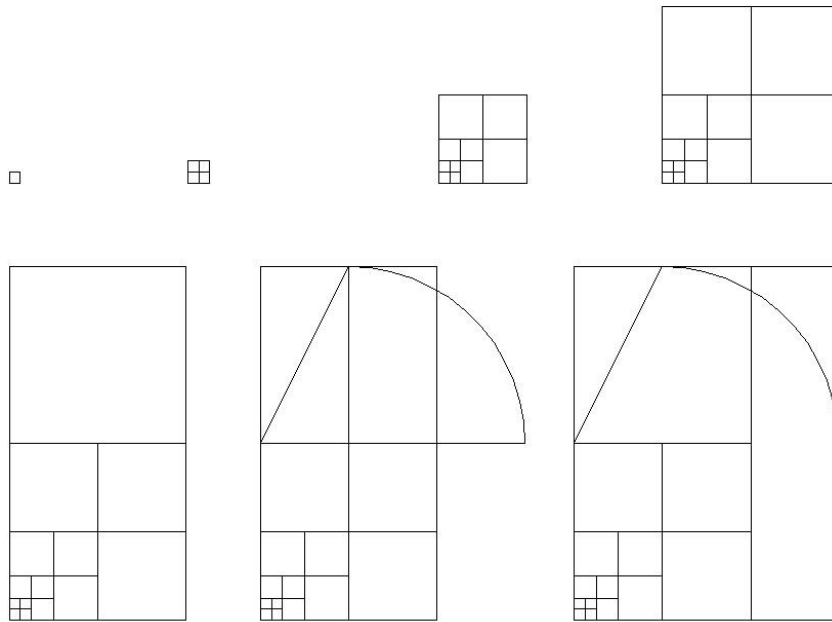


Imagen 26: Modulación de la planta

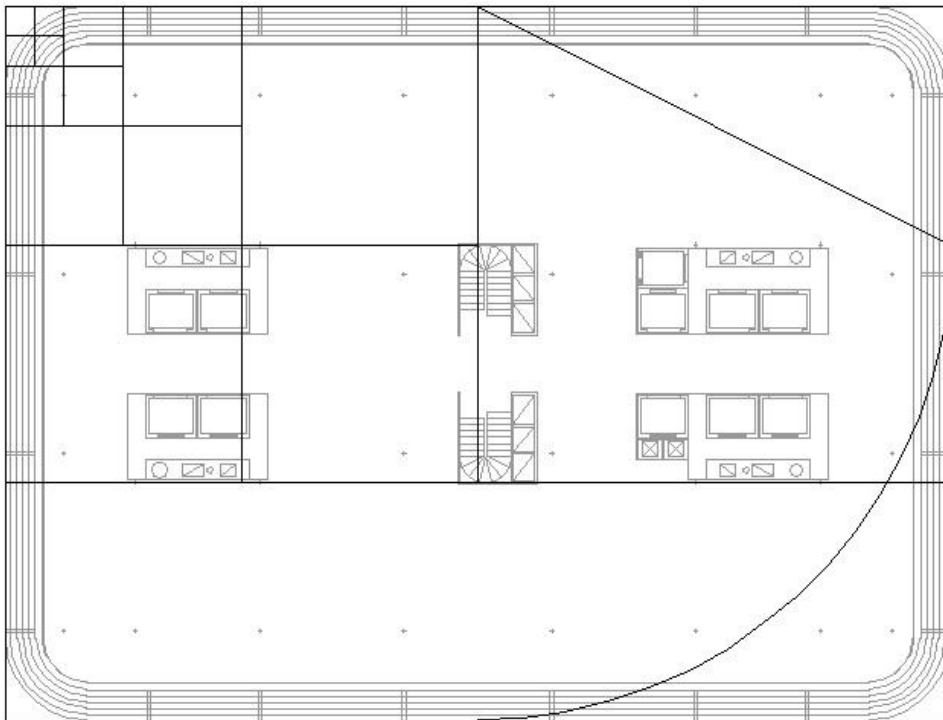


Imagen 27: Modulación de la planta

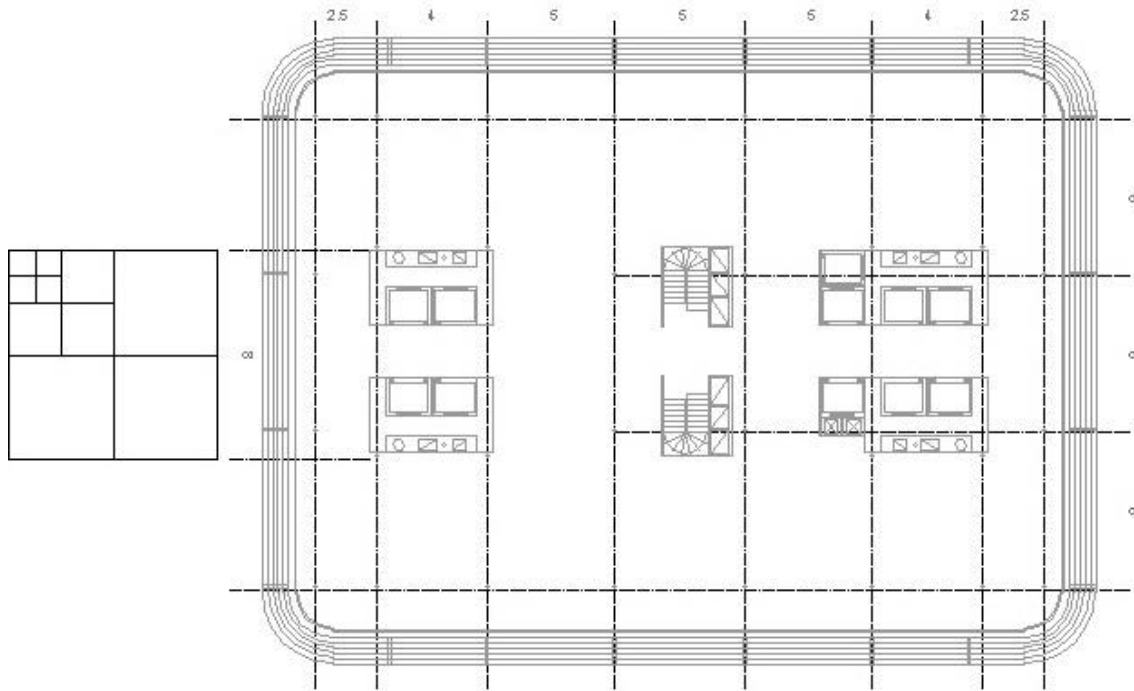


Imagen 28: Modulación de la planta

## 6. Función

Para la redacción del proyecto el BBVA, entregó un programa en el que se explicaba los propósitos y fines a cumplir por el edificio, y que funciones y necesidades necesitaba cubrir el inmueble. El programa funcional, como documento importante para definir los fines del proyecto, no ha sufrido ninguna variación esencial desde su primera redacción. Dicho documento contenía lo siguiente (**Gabriel Ruiz Cabrero, director DPA ETSAM, 1988**):

*“Se trata de construir un edificio representativo y singular, siendo la estética y la distribución interior las propiedades que más interesan al BBV.*

*El edificio estará totalmente destinado a oficinas, donde el BBV y sus filiales ocuparan 15000 m<sup>2</sup> en el momento de su terminación, y el resto estará destinado al alquiler por otras compañías o a futuras ampliaciones de nuestro banco o sus filiales. Es conveniente proveer al banco de espacios de oficinas de 100 y 200 m<sup>2</sup> con posibilidades de zonas diáfanas de para oficinas generales, pues es posible que alguna sociedad alquile una planta completa.*

*El banco para su propio disfrute contará con toda la planta 0, la cual tendrá un acceso principal que dará a la Avenida del Generalísimo, además tendrá otra entrada por la zona de las galería comerciales, para los clientes y visitantes.*

*Sin definir en qué planta se ubicará, el Banco necesita contar con un espacio de Servicio Extranjero de 3500 m<sup>2</sup>, es decir, tres plantas.*

*En la planta más noble destinada a dirección y presidencia de debe preveer:*

- *Despacho presidente*
- *Despacho vicepresidente*
- *Sala de consejo (30 personas)*
- *Sala de reuniones*
- *2 salas de visitas*
- *Despacho director general*
- *Secretaria director general*
- *Despacho director general adjunto*
- *Despacho directores del Banco Bilbao*
- *Fuera del edificio principal, es decir, en el enlace con el edificio colindante, conviene ubicar una cafetería que puede albergar unas 500 personas, por sistema de self-service.*
- *Se preverá un auditorium con capacidad para 200 personas, para proyección de películas o diapositivas*
- *Además se podrá dotar de agencia de viajes, bar, cafetería, peluquerías, sala de fiestas, gimnasio, piscina o sauna en algún otro lugar del edificio.”*

**Terreno:** El solar era propiedad del BBV designado como B/1 de la fase Sur de los planos de Ordenación de la zona AZCA. Ocupa el vértice sur-este de la zona comercial de la Castellana. La planta del solar tiene 3.264,93 m<sup>2</sup> y el terreno era sensiblemente horizontal y a nivel de la Castellana. El subsuelo del terreno está condicionado por el paso de dos líneas de tren de RENFE.



Imagen 29: Vista de la excavación

**Propuesta de paso peatonal:** El proyecto permite una conexión subterránea entre la parte del pórtico proyectado en planta baja y la edificación proyectada en la Subfase Sudeste, destinada a terminales de Iberia y RENFE, lo que permitiría una importante conexión entre este núcleo de circulaciones y el futuro centro comercial que se iba a construir, a través de nuestro propio inmueble. Se propuso un doble juego de escaleras mecánicas para salvar el desnivel existente entre ambas cotas, que además facilitaría mucho el acceso y recorrido peatonal en condiciones climatológicas adversas. Además durante el desarrollo del paso se colocarían locales comerciales o de exposición.

**Organización funcional:** Se pretendía ordenar el edificio como una organización vertical de despachos y oficinas que debe satisfacer el criterio fundamental de la flexibilidad, como respuesta funcional a unas exigencias siempre cambiantes.

Intencionadamente se evita la idea de una organización de núcleo centrado interior, con uno o dos anillos periféricos de despachos, y decide optar por una organización rígida y cerrada de conexión de servicios, que no es compatible con esa demanda flexible antes citada.

Por otro lado, la gran exigencia estructural que supuso la creación de un edificio de más de 100m al que debemos sumar los condicionantes del terreno



Imagen 30: Acceso edificio

con los túneles que atraviesan el subsuelo, suponían una limitación de las posibilidades del proyecto.

La solución al túnel fue encarada desde una perspectiva de localización por zonas fuera del espacio central, de ahí la creación de los dos grandes núcleos, más próximos a las fachadas del edificio que al tercio central. Una organización desdoblada que es absorbida por la planta libre.

La misma idea de flexibilidad es adoptada en la solución de la conexión vertical, con una estructura de gran porte, que se resuelve con otra de menor entidad, de acero. La gran estructura de hormigón pretensado, relaciona rígidamente los elementos aislados de planta y al tiempo posibilita una gran movilidad en la dirección vertical que permite que hasta un 20% de las plantas sean diáfanas.



Imagen 31: Vista interior de la planta libre

**Organización de oficinas:**

Se propuso 3 tipos fundamentales de organización, que más adelante analizaremos con los planos de la propuesta. El primer tipo (imagen 49), permite una organización en despachos o pequeños locales aislados; el segundo tipo (imagen 50) propone un espacio completamente diáfano y abierto para aquellas plantas que requieran un espacio de trabajo amplio sin subdivisión interna; por último el tercer tipo (imagen 51) es una solución intermedia de las dos primeras.

**Desarrollo del programa funcional:** Aparece una doble exigencia importante, por un lado la necesidad de acceder a la torre por una amplia zona de vestíbulo, y por otra que era obligatorio colocar en planta a nivel de calle un espacio dedicado a la entidad bancaria directamente relacionado con los peatones, es decir, a su altura.

Esto supone la existencia de dos plantas bajas, esto se soluciona con dos espacios que se encuentran a la altura de la Av. De la Castellana, logrando así un contacto con el público desde ambos niveles. Para dar mayor unidad de funcionamiento y conexión, visual y humana, entre estos niveles. Se propuso un espacio de planta intermedia, una entreplanta comercial de la zona bancaria de ambos niveles de plantas bajas, lo que pretendía crear un interior más cómodo a la vez que un juego de espacios más sugestivos y atrayentes. Ambos niveles se conectan mediante un doble juego de escaleras mecánicas.

En la conexión vertical una premisa fue intentar conectar directamente los espacios de estacionamiento con las plantas de oficinas sin necesidad de pasar por la planta de vestíbulo. Además la comunicación vertical doble, permite realizar una división del tráfico vertical en comercial y exprés lo cual permite mejorar los tiempos de movilidad. Además verticalmente también se separaron funciones como alquiler de locales, plantas de dirección o plantas de oficinas, de manera que se hace muy difícil el contacto entre ellas. La planta baja y los dos semisótanos que contienen la entreplanta rompen la morfología de la



Imagen 32: Vista interior entreplanta

planta tipo, para adaptarse tanto a la galería comercial como para facilitar el acceso al peatón, el cual se realiza tras una leve bajada de cota de 1 m aproximadamente. El juego de escaleras y de ascensores está muy elaborado, y cada uno conduce a una zona concreta del mismo, no son repetidos en cada planta.

**Accesos:** Los accesos rodados se originan desde el interior, a través de la zona de circulación propuesta anteriormente por AZCA, a través de los cuales se accede a los niveles de aparcamiento mediante un sistema de doble rampa.

El acceso peatonal se hace bien desde las galerías de circulación interiores, bien desde el exterior o por la zona de la esquina dotada de amplia zona de acera. El acceso peatonal se realiza desde la Avenida de la Castellana, mediante un descenso (una clara oposición al acceso que propone Le Corbusier, que siempre suponía un ascenso).

Esta solución facilita el enlace mecánico del paso peatonal subterráneo que permite acceder a la zona de Iberia y RENFE sin interferir desde AZCA con la circulación rodada. Al tiempo, provoca una zona de pórtico de más interés, con mayor protección para el público de las molestias de ruidos del tráfico de la superficie, para esta vital zona de Madrid. De otro lado, esta situación de acceso rehundido, ofrece unas perspectivas



desde el interior más gratas que la que pudiera ofrecer una solución a nivel, o ligeramente realzada. Esta situación ligeramente hundida expresa al propio tiempo una situación de la gran torre, con menor grandilocuencia que la solución a nivel. Alguna solución moderna de rascacielos en Nueva York ha empleado con éxito tal disposición de acceso

**Circulaciones verticales:** Se encuentran servidas por dos grupos de ascensores que se alojan en el centro de los núcleos resistentes de hormigón armado o están envueltos. En la solución de anteproyecto parecían adecuados un total de 8 unidades que servían de manera indiferente a los pisos del edificio, un estudio más detenido llevó a ampliar a 10 el total de unidades, zonificándolos de forma que el primer grupo de 6 unidades sirva a la zona local, incluidas las plantas de sótano y plantas bajas, y el segundo grupo, de 4 unidades, la zona exprés, comprendiendo igualmente la zona sótanos y plantas bajas.

Se disponen dos ascensores independientes para el servicio más denso de las plantas bajas y de sótano. También se han dispuesto otros dos ascensores de servicio, en el núcleo principal, uno de ellos podría dedicarse preferentemente a los servicios de los locales de oficina y el segundo a los de planta de tipo especial como restaurante, auditorio etc.

Se ha dispuesto en posición relativamente centrada un montacargas o montapapeles para el envío de material de oficina. Las escaleras se organizan en forma de dobles unidades en cajas resistentes de hormigón utilizables como escaleras de emergencia preferentemente. Por esta razón se desdoblán en la planta baja, para evitar, a pesar de todo, que las de los dos niveles de sótano continúen por encima de la planta baja.

**Servicios complementarios del programa funcional:** Servicios sanitarios, se resuelven en caso de la planta tipo en dos tipos independientes. En los casos de organizaciones de despacho dividido, se propuso la posibilidad de servicios locales para cada uno, mediante la red de instalaciones que sirve a la planta, en la línea opuesta a la de circulación vertical.



Los servicios de seguridad e incendios, están servidos por dos dobles escaleras resistentes a incendio, dotadas de un sistema de cierre independiente y de una instalación forzada de aire a presión, que asegura en todo momento, y en cualquier condición la pureza del aire de ventilación interno, incluso en el caso de apertura ocasional de alguna de las puertas del sistema. Se dispone también de servicio de extinción automática en los techos de cada planta al igual que ocurre en la planta de aparcamientos.

**Cerramientos:** Toda la envolvente exterior se realiza en doble luna, con cámara aislante intermedia. La luna externa, absorbente de las radiaciones solares. La carpintería exterior de aluminio, anodizado bronce.

La envolvente vidriada va protegida exteriormente por una línea de parasoles, de aluminio anodizado bronce,

como la carpintería exterior. La línea de parasol sirve al tiempo como elemento que facilitan la limpieza y reposición de las fachadas. En la fachada poniente permite la ubicación de persianas o parasoles verticales que aseguren la mejor defensa de esta orientación.

La línea de cerramiento desciende verticalmente hasta cubrir o envolver parte de las zonas de soportal provocando una ligera matización del propio espacio de aquellos, de igual manera se prolonga la línea de parasol envolviendo ligeramente las zonas del cuerpo de coronación, que comprenden las 3 últimas plantas y la de instalaciones técnicas, en el mismo propósito de acentuar la ligereza de la sutil envolvente protectora del edificio, que así, en las partes superior e inferior, aparece como elementos aéreos abiertos en el espacio.

**Terminaciones:** Las correspondientes a un edificio de oficinas de gran nivel, preferentemente pavimentos de gomas y moquetas, sobre base elástica, techos elásticos, pavimentos de granito pulimentado en zonas nobles de planta baja, instalaciones de primerísima calidad.

**Estructura:** La estructura fue tomando forma bajo una circunstancia de orden muy particular, la presencia de las vías del tren y que además se precisaba una rápida ejecución. De cualquier modo se era consciente de que la torre es en sí un problema de estructura o esqueleto portante.

La propuesta se desarrolla en dos niveles diferentes. Una MACROESTRUCTURA capaz de soportar las grandes acciones de la gravedad o las cargas dinámicas y una subestructura de subdivisión espacial para sectorización del espacio anterior en sucesivos planos de trabajo. La primera es de hormigón armado en su totalidad, con un encofrado deslizante (del que los ingenieros participantes tenían una amplia experiencia práctica). Con esto se consigue la creación de unas pilas de hormigón armado gracias a las cuales se pudo elevar la parrilla de vigas de hormigón armado postensado, para organizar 6 núcleos arborescentes de organización horizontal que constituyen el entramado de desarrollo.

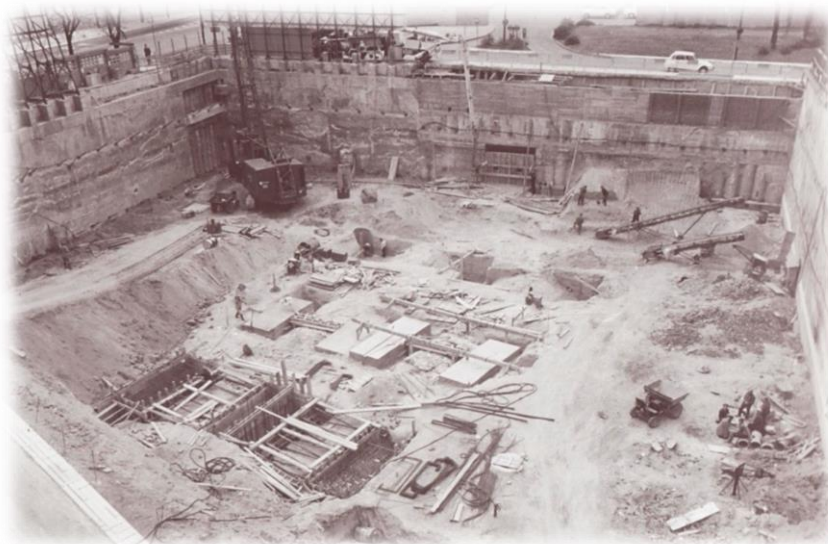
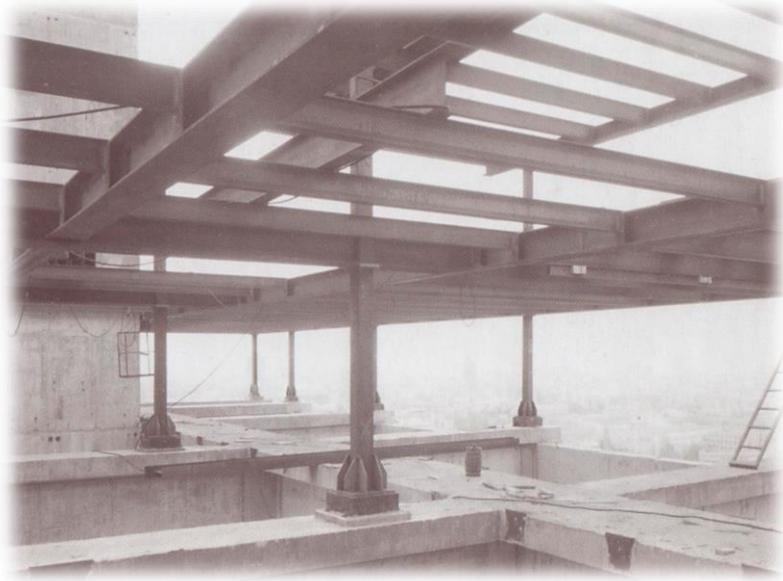


Imagen 33: Vista de la excavación

Colgando o apoyando en esta macroestructura así constituida, aparece la estructura menor de subdivisión del espacio que se realiza totalmente en acero, incluidos los forjados de piso hechos en forjado de chapa colaborante. Cada 5 plantas la estructura propuesta brinda una planta totalmente diáfana y sin pilares en sus aproximadamente  $30 \times 40 \text{ m}^2$



lo que supone un 20% del programa total de oficinas que constituyen un ambiente único de trabajo. Estas oficinas diáfanas se han colocado en el proyecto inmediatamente debajo de la gran estructura colgante de hormigón armado, de forma que el volumen interno de estas áreas se incrementa con el espacio entre vigas.

La visible epopeya constructiva de la realización de esta estructura, es suficientemente evidente a nivel urbano, para ser percibida históricamente de manera imborrable. Frente al concepto de edificio como acumulación de masas y formas, la concepción del banco BBVA quiere ofrecer una respuesta al control energético del medio físico. El término exterior-interior no se resuelve en una dicotomía absurda que separa lo de dentro y lo de fuera mediante un elemental diafragma de vidrio, anulando ambos. La propuesta está en la línea de la definición compleja de un concepto de umbral, una zona límite de penetración de lo exterior en lo interno y de proyección - fisiológica y psicológica- de lo interior en lo externo. La tirante superficie vítrea que envuelve el medio no acondicionado se provee de una segunda envuelta o fachada sensible de un sistema fijo de elementos de parasol metálicos, que determinan el anillo de interrelación dentro-fuera, cuando estamos en el umbral estamos dentro y fuera

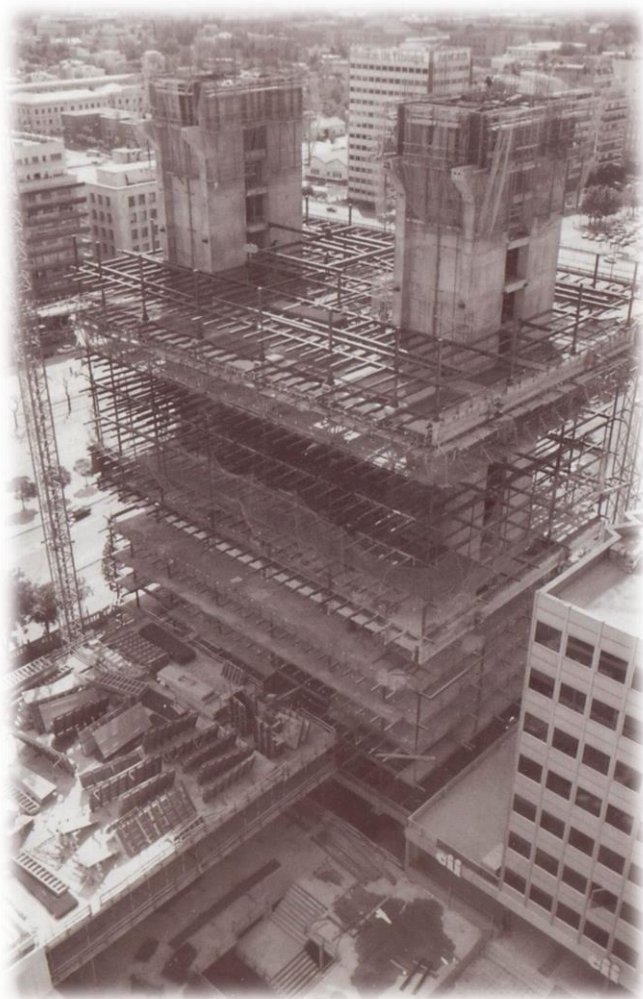


Imagen 35: Núcleos y primer bloque





La esquina como problema singular es afrontada de forma nítida: locales con doble orientación para una misma área de trabajo, locales con doble carga de acondicionamiento o de control ambiental no pueden justificarse, racionalmente hablando, y en consecuencia se replantea su problema en los justos términos funcionales. La esquina convencional obedece a una tecnología superada de ladrillo o de piedra que merece ser revisada. Al problema del control climático que provoca la esquina se une la acción de las cargas dinámicas (viento) que aconsejan su redondeo, como prueba la propia experiencia del tiempo actuando sobre los viejos edificios. El falso concepto de arquitectura industrial como arquitectura de base estrictamente prismático-ortogonal, carece de fundamento serio. La coherencia de las nuevas formas de edificación con las formas que brinda el mundo de los objetos de nuestro tiempo, debe cumplirse con el mismo concepto de rigor histórico que siempre las ha identificado como pertenecientes a una etapa de cultura que las abarca y engloba desde el objeto más íntimo hasta la propia forma metropolitana. Nuestra propuesta ofrecerá un exterior nítido pero protegido económicamente (control climático) de la incidencia perturbadora del medio físico. El exterior penetra al interior a través de esta fachada-esponja de piel sensible.

## 7. Proceso constructivo:

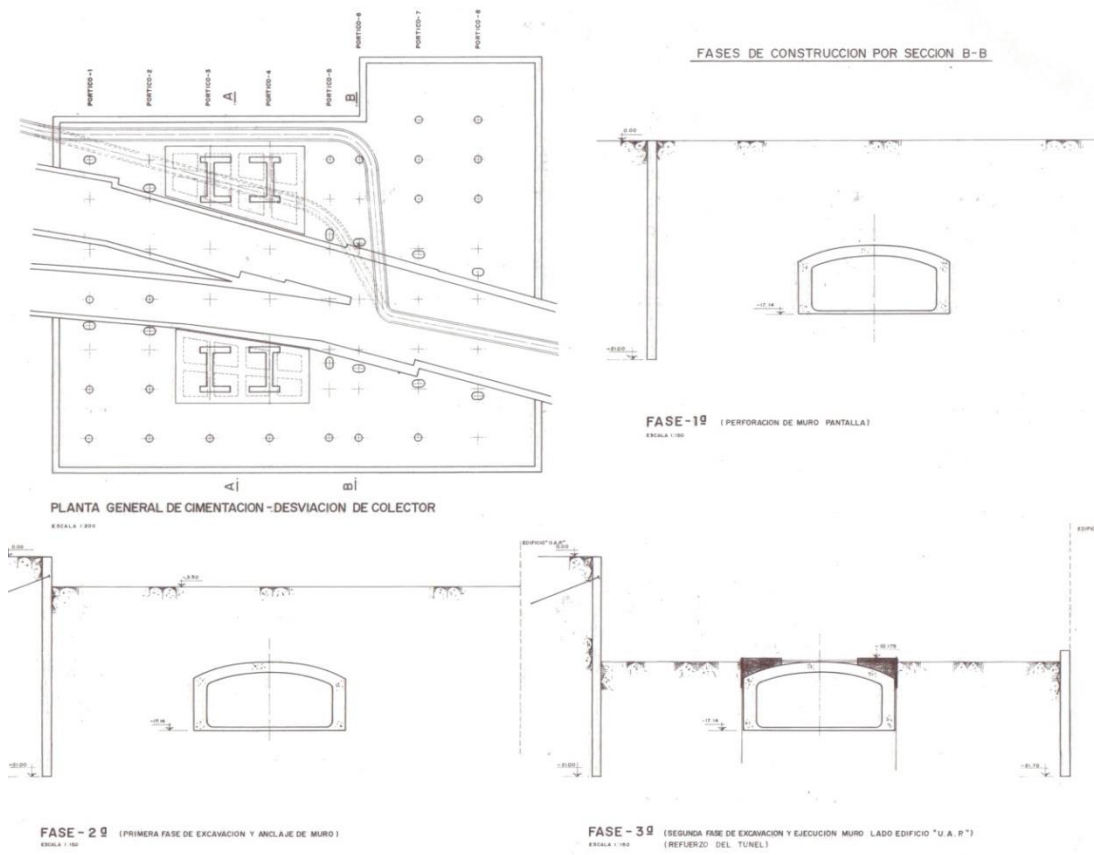


Imagen 36: Bóveda de la línea de metro

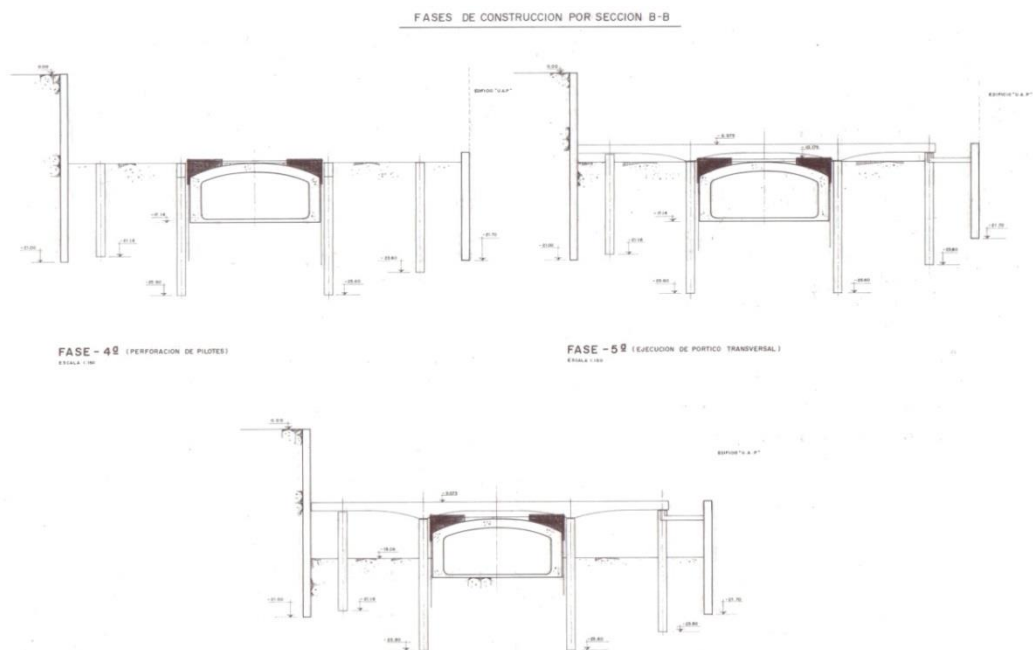


Imagen 37: Bóveda de la línea de metro



El proyecto se va resolviendo según unos bloques que se van agrupando cada 5 plantas. Estas plantas funcionan de la manera que se puede apreciar, descansando cada una de las plantas que conforman la MICROESTRUCTURA, en los ejes de las vigas de hormigón que forman la MACROESTRUCTURA.

Como se aprecia en la imagen 39 el contacto se realiza a través de unas esperas de los soportes que se encuentran embebidas en el hormigón de la viga y están preparadas para la recepción de la estructura metálica.

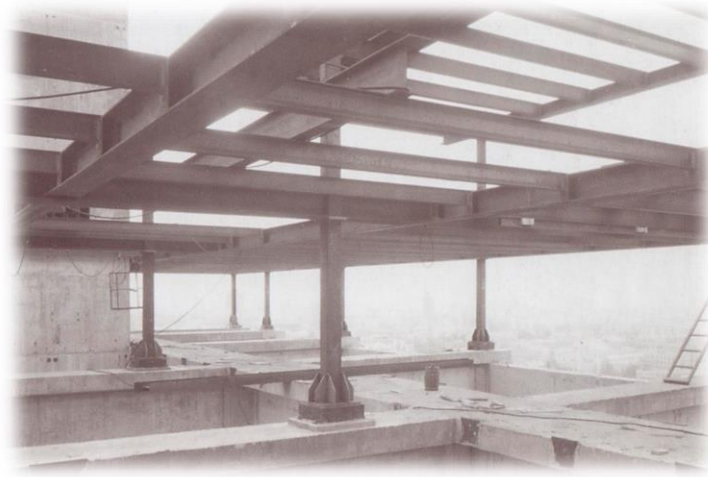


Imagen 39: Apoyo de la estructura metálica



Imagen 40: Excavación



Imagen 41: Preparación de forjado



Imagen 42: Macroestructura



Imagen 43: Planta baja

## 8. Planos:

### Plano de cimentación

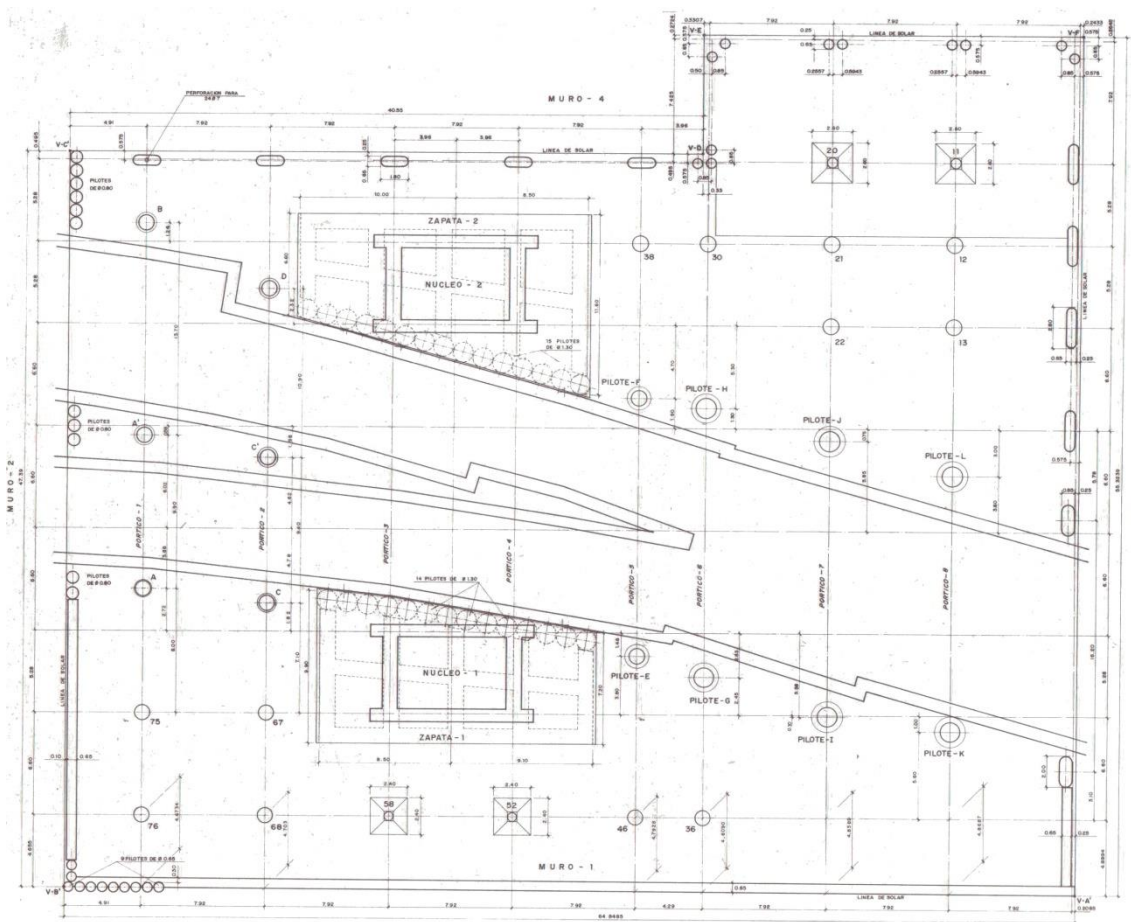


Imagen 44: Plano de cimentación

De la cimentación hay que destacar la presencia de las dos vías del tren de la línea Atocha – Chamartín, lo cual obligó a la solución de realizar dos grandes núcleos resistentes que se encuentran salvando la distancia que hay en la bóveda que se construye para permitir el paso del tren bajo el edificio. La cota de esta planta de cimentación es de -17.65 m. En toda esta altura se consigue ubicar 3 sótanos, la planta de acceso (y la entreplanta situada unos centímetros más arriba de la cota 0). Los sótanos se destinan a aparcamiento y se encuentran muy condicionados por la presencia de toda la estructura de pilares que acaba descargando en esta cota de cimentación.

El proceso que se sigue para ésta es, la interrupción del paso del tren para realizar una excavación con un refuerzo de la bóveda, que nos permita apoyar en ella para descargar. La realización de los bataches para contener el terreno de los taludes y la posterior creación de ambos núcleos y de todas las zapatas de cada uno de los elementos de transmisión de carga verticales.



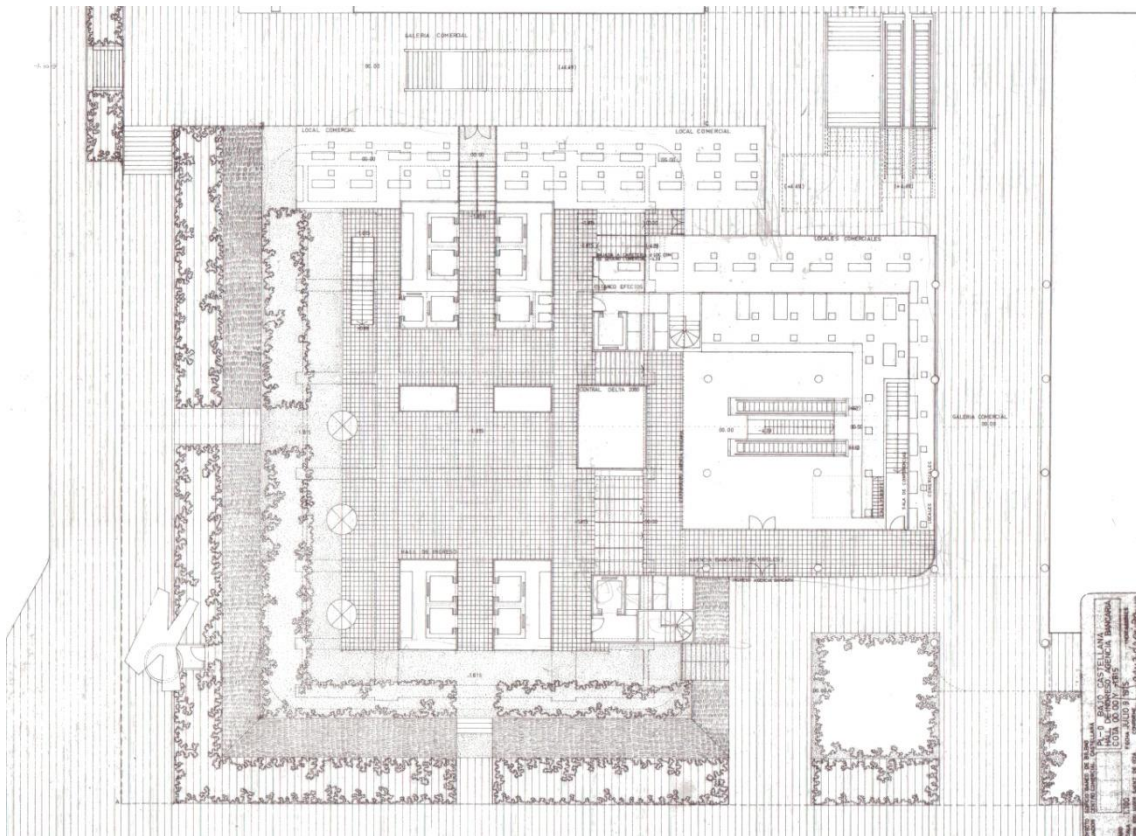


Imagen 45: planta de acceso

El acceso para Oiza supone bajar, seguramente se trate de una referencia a Le Corbusier. Oiza era una gran admirador de este arquitecto, tenía un perfecto conocimiento y dominio de toda la obra del mismo, hasta el punto de que se atrevía a poner en crisis conceptos perfectamente asentados como podía ser el de la “fenetre longere” de la cual decía que no era una solución universal, para lo cual se basaba en el argumento de que Le Corbusier en toda su obra no repite dos ventanas iguales, lo cual nos lleva a la conclusión de que éste no es un concepto universal y adaptable como si lo podía ser la planta de pilotis.

En cuanto a lo que respecta el acceso, Oiza plantea el acceso como una bajada, en oposición a la tradicional idea de Le Corbusier de asociar el acceso a la ascensión en el edificio. Oiza plantea un acceso que nos lleva a una cota inferior, para después comenzar el proyecto con una entreplanta que nos sirve como elemento de distribución vertical con un plano horizontal.

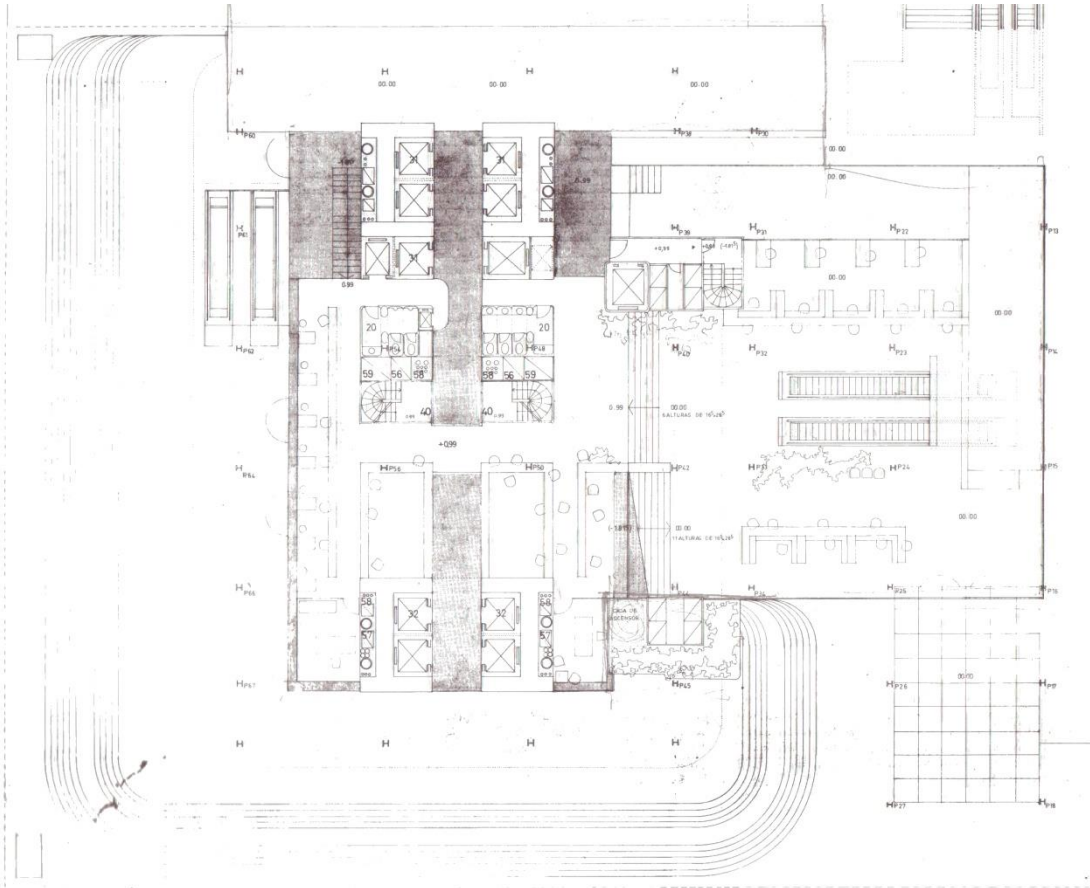


Imagen 46: Planta de entreplanta

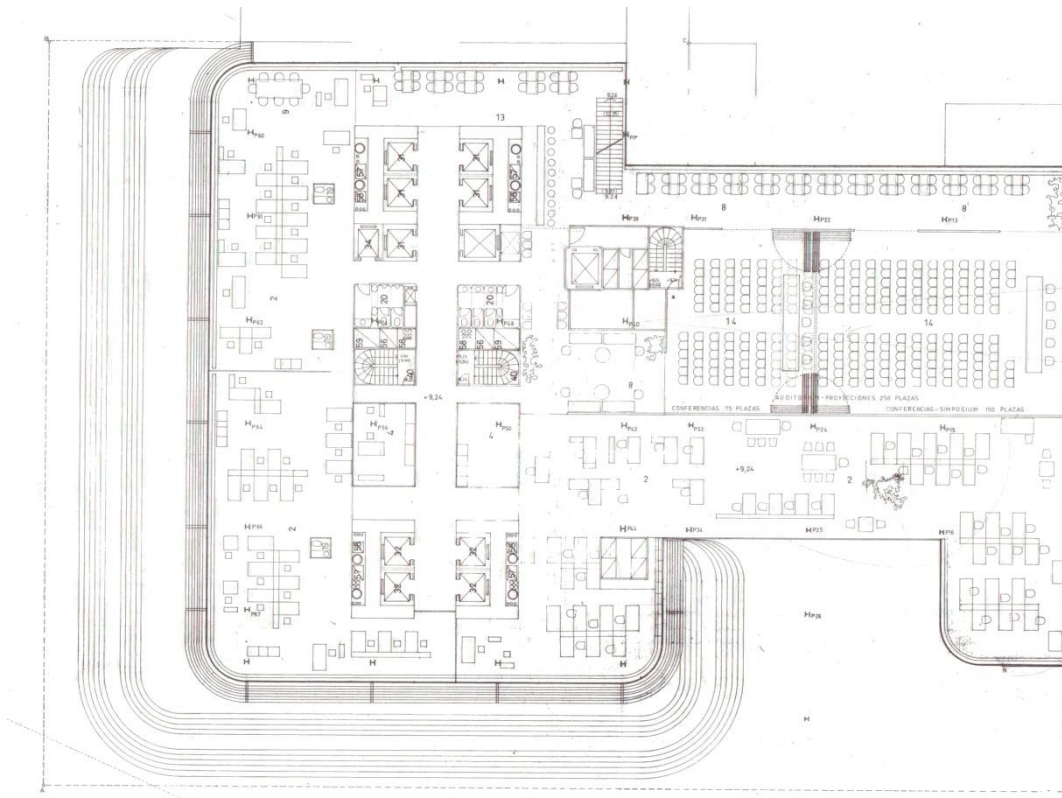


Imagen 47: Planta de conferencias

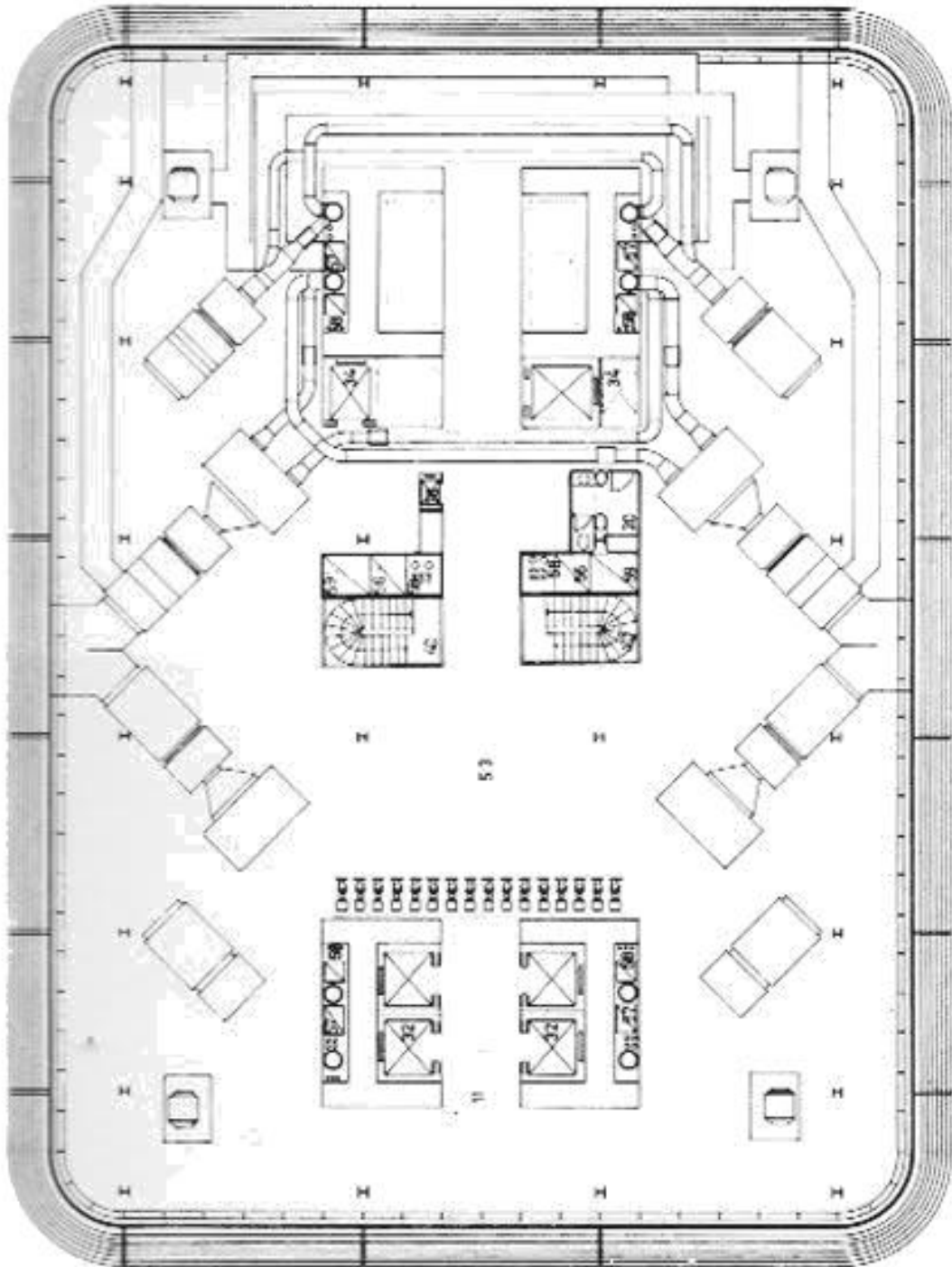


Imagen 48: Planta de instalaciones

Ubicadas en las plantas 12 y 21. Siempre aparecerán como se ve en la sección después de realizar una parrilla de estructura de hormigón y dejando un falso suelo de aproximadamente 0,5m para la canalización de los conductos y su posterior descuelgue.



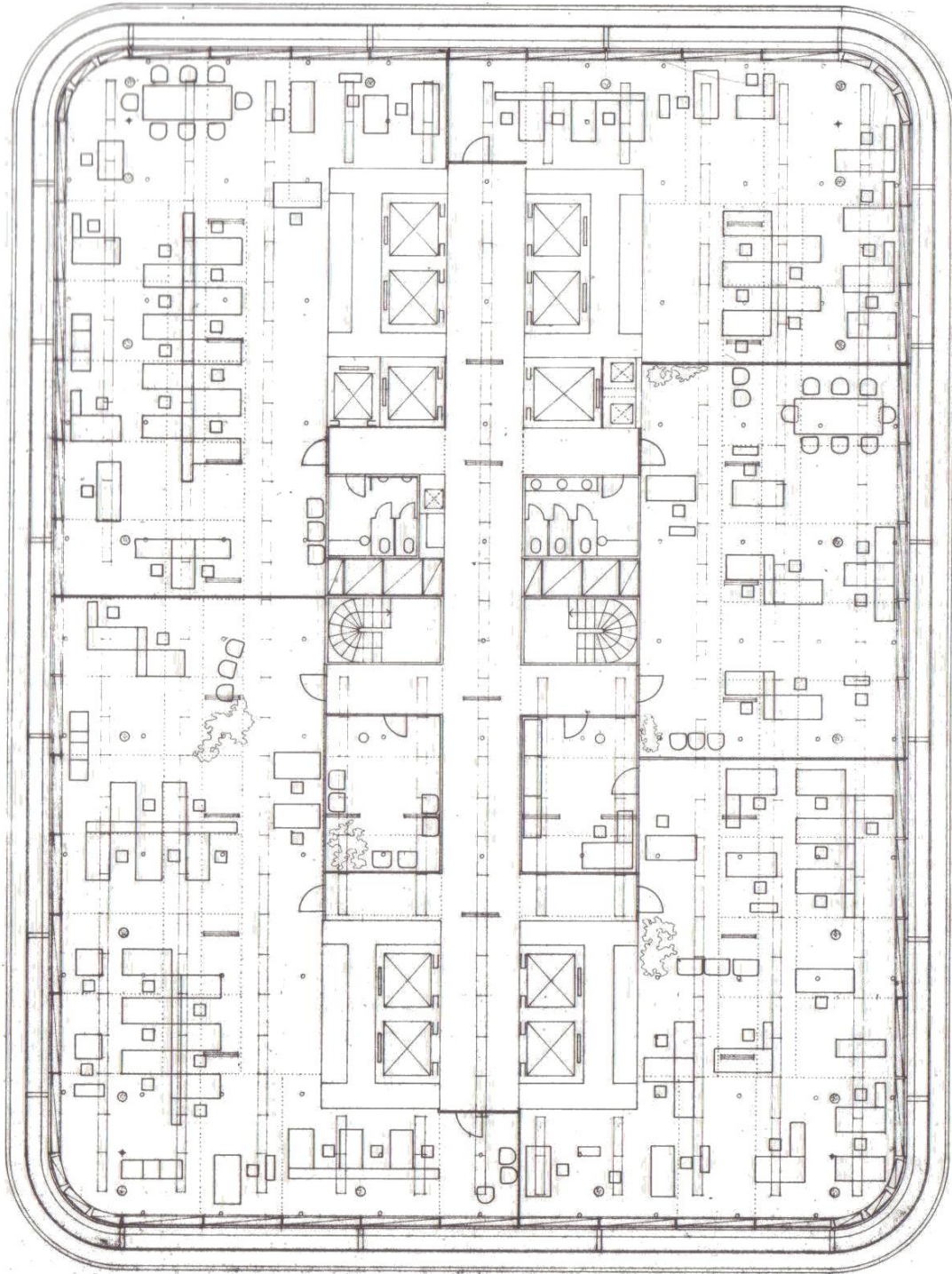


Imagen 49: Planta de oficinas tipo 1

De las soluciones anteriormente comentadas esta se corresponde con aquella planta dedicada a los pequeños locales y a las oficinas privadas, de ahí su gran compartimentación, completamente diferentes de las dos siguientes

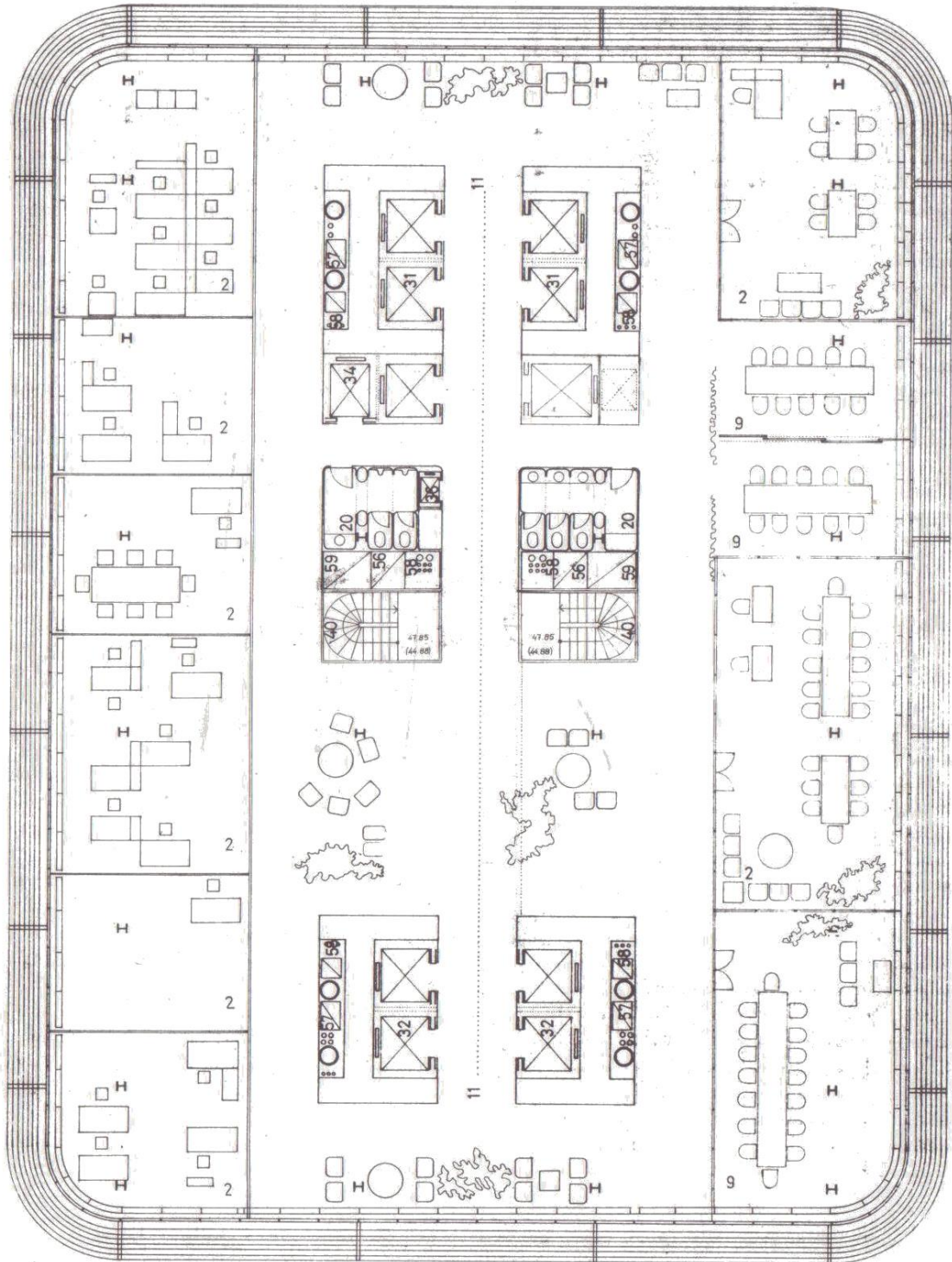


Imagen 50: Planta de oficinas tipo 2

Se trata de una solución intermedia. Aquí a pesar de que existe una intención de abrir el espacio, solo queda de manifiesto en la dirección longitudinal, ya que en ambas fachadas transversales se realiza compartimentación. Como se aprecia esta planta no está exenta de estructura, por tanto no es la adecuada para realizar la planta libre y abierta.



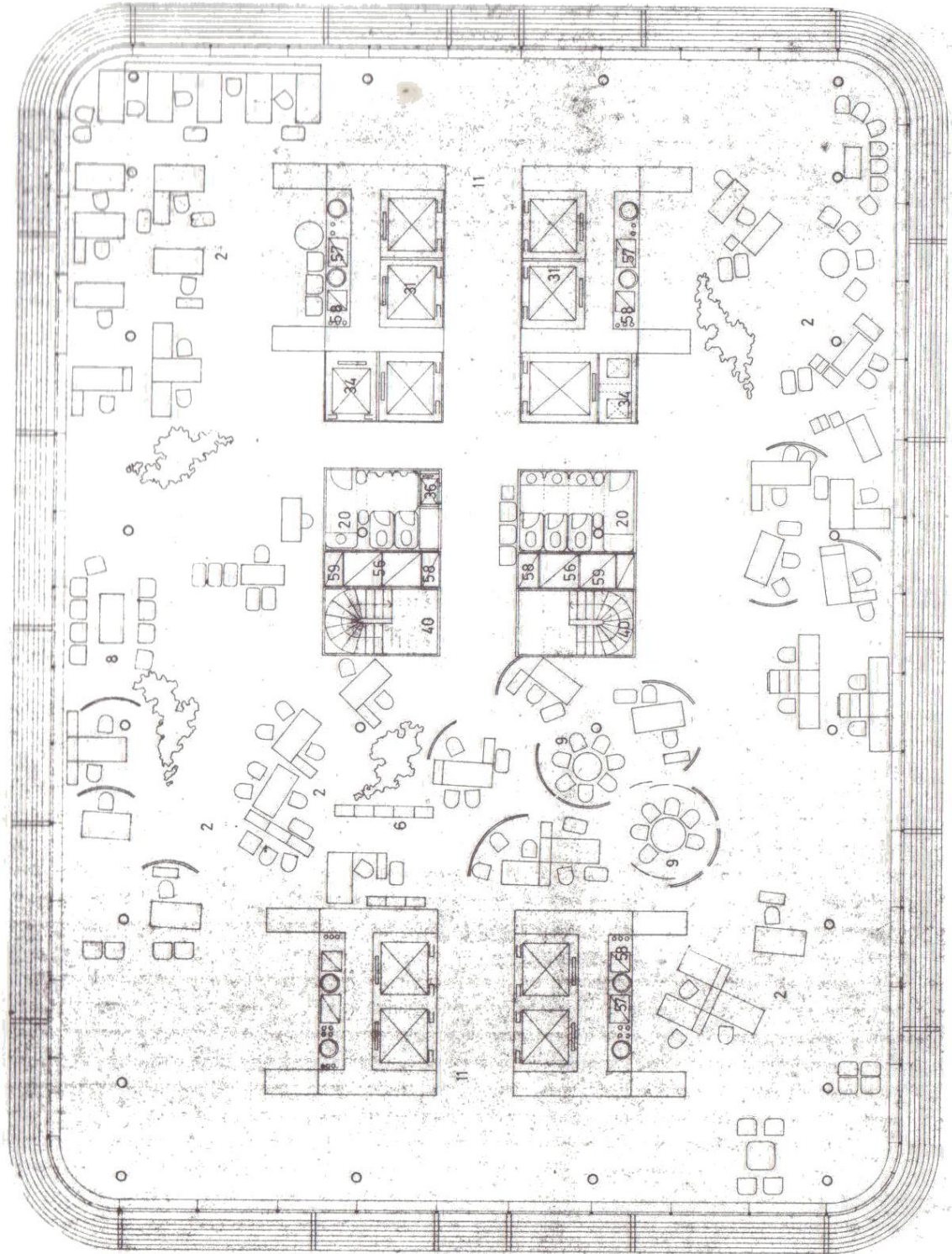


Imagen 51: planta de oficinas tipo 3

Concepto de planta libre que se consigue gracias al sistema estructural de MACROESTRUCTURA y MICROESTRUCTURA que consiguen que bajo cada entramado de hormigón quede una planta libre de pilares.

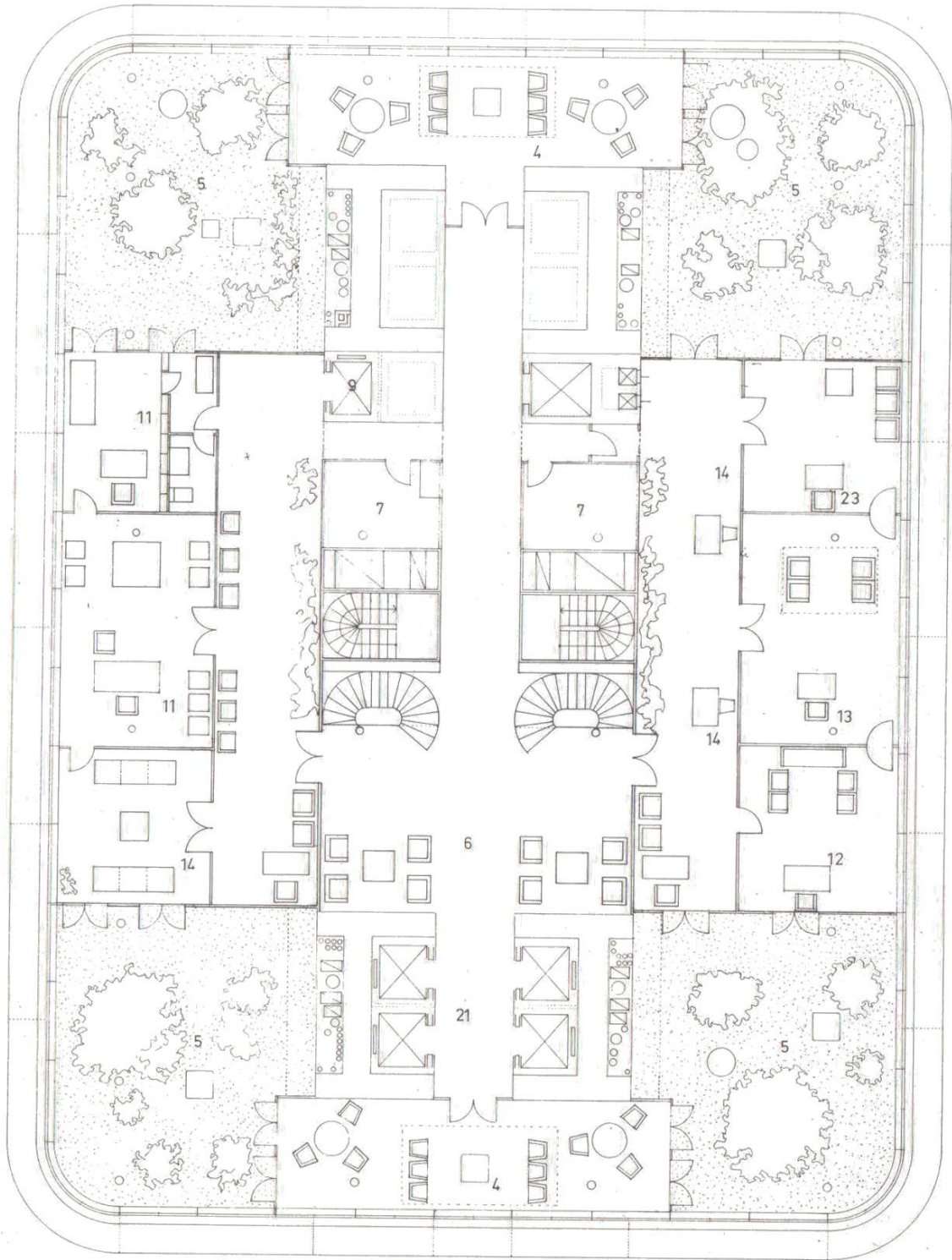


Imagen 52: Planta de direcció

Se encuentra en las plantas más altas, correspondientes al último bloque, en ella la planta cambia y aparecen espacios abiertos y en doble altura, gracias al retranqueo de las plantas superiores, que dejan unos metros entre su frente de forjado y el cerramiento, un nuevo tratamiento del concepto de umbral que tanta importancia recibe en este proyecto.





## -DISEÑO DEL MODELO-

Para la realización del análisis de la estructura y de su comportamiento frente a las cargas a las que está sometido desde su uso, vamos a realizar el diseño del edificio intentando que este modelo virtual simule lo máximo posible al que existe en realidad, creando modelos y situaciones similares a las existentes o en su defecto proponiendo soluciones alternativas que supongan un comportamiento similar o lo más parecido posible, estudiando desde los elementos que componen la estructura hasta la forma de relacionarse de estos. El programa empleado para el diseño será el Architrave, un programa de análisis y cálculo estructural mediante el cual buscamos obtener unos diagramas y unos mapas de tensiones que nos permitan analizar los diferentes elementos de la estructura y su comportamiento frente a las diferentes situaciones de carga.

### **9. El concepto estructural del edificio**

Antes de empezar a describir las diferentes partes del edificio, estudiaremos la estructura para poder comprender como funciona y a partir de ahí empezar el análisis de cada elemento de una manera más detallada.

El edificio se levanta sobre las vías del metro de Madrid, razón por la que precisa de una solución estructural especial, debido a que los puntos de apoyo de la estructura son muy concretos y rígidos. Una de las soluciones más comunes en los rascacielos de la época, era la de un núcleo central que además de soporte estructural resuelve el problema de las comunicaciones y las instalaciones. En nuestro caso, y provocado por la presencia de las líneas de metro, se proponen dos núcleos rígidos, que serán el principal soporte del edificio. Estos recorren todo el conjunto y todas las cargas que recibe o soporta la estructura se transmitirán a ambos elementos, por tanto su dimensión es considerable. Están contruidos con hormigón armado.

Sobre estos elementos cada 5 plantas se disponen unas ménsulas sobre las que apoya un emparrillado de vigas de hormigón, que durante todo el desarrollo del trabajo hemos nombrado como la Macroestructura, pues el edificio puede dividir su estructura en dos, una de mayor escala –macroestructura- y otra de menor –microestructura-. Así pues, las ménsulas son las encargadas de conectar el emparrillado de vigas de hormigón con los núcleos verticales. Estas vigas, tienen un canto de aproximadamente dos metros, y son las encargadas de dar apoyo a la microestructura de las 5 plantas que quedan por encima de ella (hasta que llega el siguiente módulo). La microestructura, es un emparrillado de vigas y pilares metálicos que completan 5 plantas y que apoyan en el emparrillado de hormigón, el cual acaba transmitiendo estas cargas a los dos núcleos rígidos.

El conjunto del edificio está formado por 6 bloques, estando integrado cada bloque por un emparrillado de vigas de hormigón sobre el que apoyan 5 plantas de estructura metálica.

Los núcleos de hormigón, además de tener la misión de soportar todas las cargas tanto verticales como horizontales que los elementos de la estructura conducen hasta ellos, son los encargados de albergar los elementos de comunicación vertical, así como las instalaciones. Gracias a la geometría en planta que tienen dan solución por una cara a las instalaciones y por otra a los ascensores, quedando las escaleras en un lateral (las cuales también contribuyen en el arriostamiento transversal).

## 9.1 Cimentación

Realmente el edificio tiene 4 plantas bajo la cota 0, realizadas con muros pantalla y los núcleos verticales siguen su recorrido a través de ellas hasta apoyar sobre una bóveda reforzada que se construyó sobre las líneas del metro. El sistema empleado en esta fase es similar al resto del edificio, apareciendo de nuevo la estructura metálica para la transmisión de cargas. Estas plantas están destinadas a aparcamiento y acceso peatonal.

No obstante se plantea un modelo simplificado, donde los núcleos de hormigón armado apoyan en el terreno a través de unas zapatas corridas que simulan un empotramiento en el suelo. Es una medida que ha sido elegida en nuestro modelo para poder simplificar uno de los puntos más complejos del edificio, pues este no era el objetivo del trabajo. En su lugar nuestra propuesta, contempla que el edificio no presenta ninguna planta por debajo de la cota 0 y que la cimentación está formada por zapatas corridas.

## 9.2 Núcleos de hormigón

La geometría de estos núcleos es idéntica a la que tiene en la realidad, pues al igual que el resto de la planta se basa en una serie de relaciones geométricas, que facilitan en gran medida el trabajo de interpolación. En cuanto a su altura, la única diferencia reside en que nosotros suponemos que estos núcleos llegan hasta el apoyo por debajo de la cota 0, mientras que en la realidad recorren varias plantas subterráneas hasta apoyar sobre la bóveda del túnel.

Los núcleos se modelizan mediante los elementos finitos, definiendo pequeñas superficies de HA-25, la unión de los cuales genera un elemento de rigidez similar al existente. Mediante esta forma de trabajo, nosotros definimos el eje del elemento, y le asignamos un material y un espesor, y el programa le proporciona la resistencia que se le supone a una pieza de tales características.

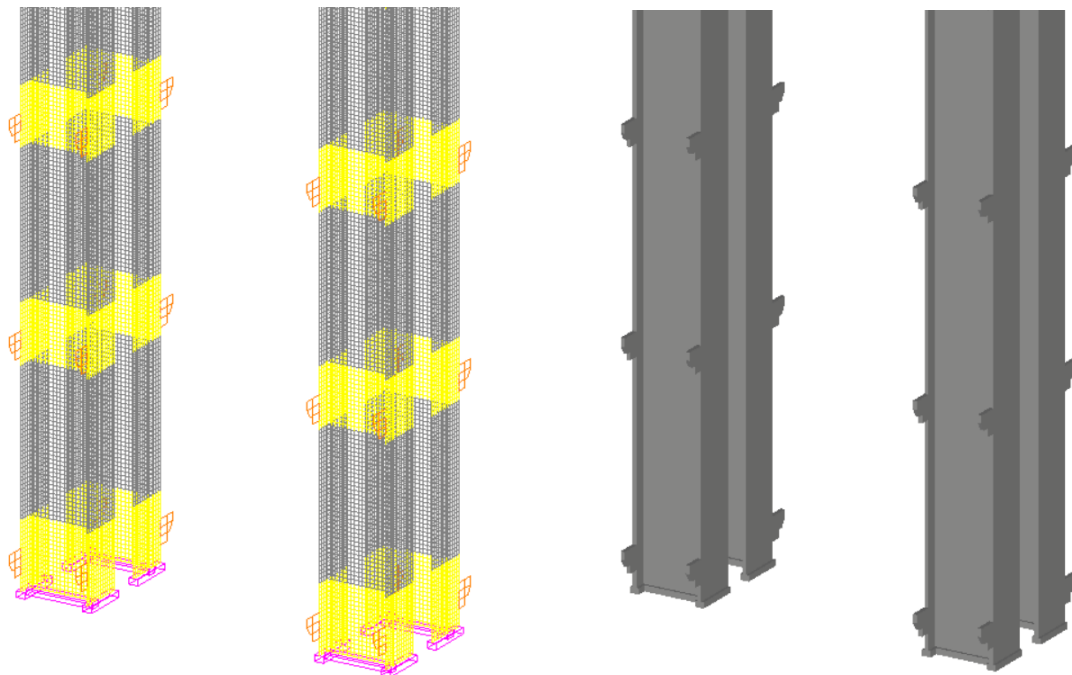


Imagen 54: Modelización de los núcleos

A lo largo de la altura del muro, y también mediante el método de los elementos finitos, se van definiendo las ménsulas que servirán de soporte para la estructura de hormigón, definiendo su geometría, su espesor y su material, conseguiremos acercarnos a las propiedades reales. El espesor asignado es de 33cm (módulo de un pie), con una resistencia correspondiente a un HA-25.

Este elemento constituye el pilar principal del proyecto, es la primera pieza de la estructura y sobre la cual se desarrolla todo el proyecto, pues sobre él se irán colgando los diferentes bloques. Para su completa funcionalidad, aparecen en todo su desarrollo unos huecos continuos a lo largo del muro (no existe dintel), que permite el paso a la zona de ascensores en cada planta.

### **9.3 La macroestructura**

Se trata de un emparrillado de vigas de canto variable de hormigón postesado. En el modelo nosotros hemos trabajado de nuevo, con el método de los elementos finitos y se producen los encuentros de los distintos elementos estructurales. Se trata del punto que mayor precisión requiere de todo el modelo, ya que existe un gran número de elementos finitos, tanto el ala como las almas están formadas por un conjunto de E.F. y es de gran importancia que los nudos de cada elemento – encuentro de alas con alma; alas con ménsula, estructura metálica con la de hormigón...-se encuentren en un único punto. El modelo ha reproducido la posición de todas las vigas, pero no su dimensión, ya que esta es variable tanto dentro de cada viga, como entre las diferentes vigas. Nosotros hemos tomado un canto de para todas las vigas igual de 2.01 m (excepto los zunchos perimetrales de 65 cm).

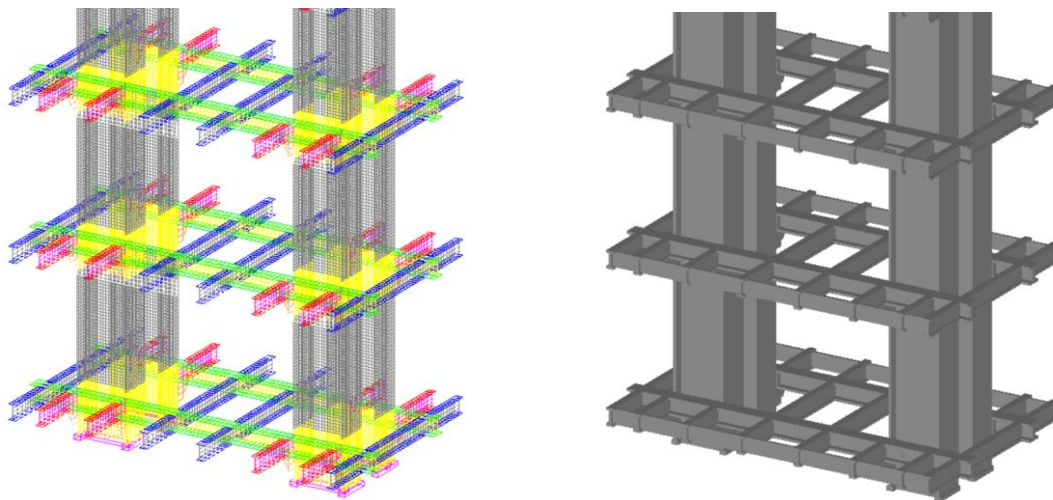


Imagen 55: Modelización de la macroestructura

La parrilla de vigas queda definida (imagen 55), con dos vigas longitudinales que son las que apoyan en las ménsulas, y 8 vigas de hormigón transversales de menor dimensión. Sobre esta estructura de hormigón se apoyan los pilares de la estructura metálica, por tanto cada 5 plantas queda una planta de la estructura metálica libre de pilares. Esta se corresponde con la última de cada bloque, la que queda justo debajo de cada emparrillado de hormigón (ya que el apoyo de este se produce con las ménsulas del núcleo).

#### **9.4 La microestructura**

La microestructura está formada por las cinco plantas que apoyan sobre la estructura que se comenta en el apartado anterior, se trata de una estructura metálica, que transmite las cargas que recibe a la macroestructura para que esta las transmita a los núcleos.

En este caso hemos modelizado el entramado de vigas y pilares mediante barras para posteriormente mediante el programa asignar una sección, que define su material y su geometría, lo cual permite dotar al elemento de la rigidez y la resistencia correspondiente a dicha barra. La disposición de las barras sigue una estricta modulación, ya comentada en este trabajo, que distribuye las vigas, viguetas y los zunchos.

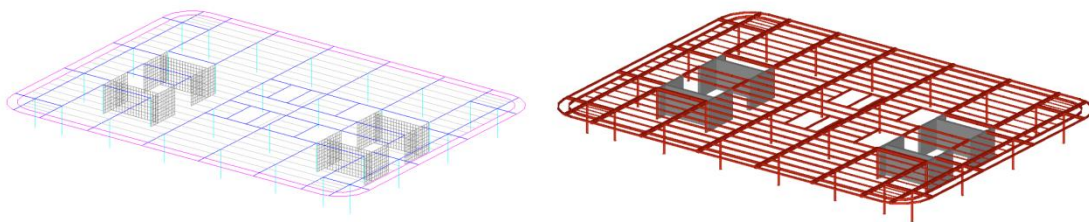


Imagen 56: Modelización de una planta de estructura metálica

Esta estructura directamente no se relaciona con los núcleos rígidos, únicamente si disponen unas pequeñas ménsulas metálicas para apoyar un zuncho en el desembarco de las escaleras. A parte de esto la forma de relacionar estos dos elementos es por medio del emparrillado de hormigón.

#### **9.5 El forjado**

Para el desarrollo de los forjados, se ha empleado el procedimiento de los elementos finitos, por medio de los cuales se le asigna a cada superficie un determinado espesor de un material concreto, de manera que el programa por medio del peso específico de material es capaz de deducir cuánto pesa cada unidad de superficie y transmitirla al resto de elementos.

En nuestro caso concreto, el proyecto emplea forjado de chapa colaborante, atornillado directamente a la estructura metálica, en nuestro modelo hemos diseñado un forjado de 10 cm de espesor de HA-25. En ningún momento se especifica si es de chapa colaborante al programa, pero a efectos de cálculo el peso que va a recibir la estructura es el mismo, ya que el peso de la chapa es despreciable frente al peso de la capa de 10 cm de hormigón. Con los elementos finitos, de nuevo, debemos prestar atención a los enlaces y a las divisiones, de manera que cada límite del elemento finito, caiga sobre alguna barra o punto de carga, nunca sobre el vacío.

Posteriormente, se colocarán las cargas correspondientes a peso propio y sobrecargas, y estas solo serán efectivas en aquellas zonas donde se haya dispuesto previamente de un elemento finito de forjado, dejando inactivas aquellas cargas que caen “al vacío”.

## 9.6 Los módulos

El conjunto del edificio de nuestro modelo, está integrado por 6 módulos de plantas idénticas (en la realidad el sexto módulo tiene una pequeña variación, se trata del módulo de dirección). Estos módulos están formados por un conjunto de cinco plantas de estructura metálica que apoyan sobre un emparrillado de vigas de hormigón. De manera que cada 5 plantas se produce una planta libre de pilares y de mayor altura, como se puede apreciar en el propio alzado o en cualquier sección.

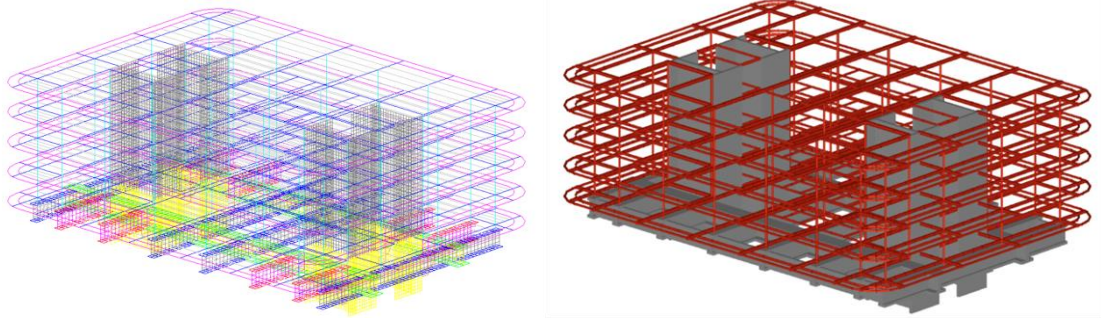


Imagen 57: Modelización de un bloque

El edificio se construye realizando primero el módulo más alto, y bajando sucesivamente, ya que las plantas de hormigón se montan en planta baja para posteriormente ser elevadas hasta su posición final, donde son soportadas por la ménsula y donde se construyen ya las 5 plantas metálicas.

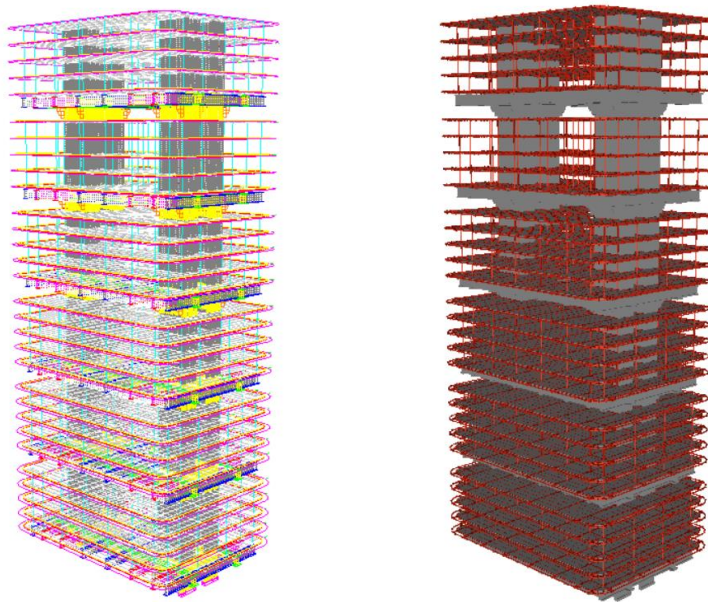


Imagen 58: Modelización del conjunto



## -EVALUACIÓN DE CARGAS-

Finalizada la modelización de los nudos y elementos de la estructura, se pasa a ponerla en carga, realizando una estimación de los pesos que la estructura sufre en la realidad basándose en los datos proporcionados por la norma en el CTE en su apartado DBSE-AE. Debemos tener en cuenta que al estar trabajando con un programa de cálculo de estructuras como Architrave, los pesos propios de los materiales que hemos utilizado en la modelización ya están incluidos en el cálculo del modelo, por ello únicamente nos vamos a centrar en la estimación del resto de la cargas, las cuales pasamos a analizar a continuación.

Haremos una división de las cargas, separándolas en verticales y horizontales, y posteriormente subdividiremos cada una en permanentes y variables.

En el caso de las cargas horizontales, nos encontramos el viento y el sismo, pero en este trabajo únicamente nos centraremos en analizar el viento, dejando el sismo para desarrollos posteriores.

### 10. Cargas verticales

Consideramos cargas verticales todas aquellas que debido a la fuerza de la gravedad ejercen una fuerza en la dirección vertical que es recogida por los forjados y soportada por la estructura. Como ya se ha comentado, el peso propio de la estructura (la cual es una fuerza vertical permanente), no la tendremos en cuenta ya que está siendo tenida en cuenta por el programa cuando le hemos asignado una sección y un material al modelo del edificio.

Por ello como cargas verticales permanentes de la estructura únicamente tendremos:

- Peso propio de los pavimentos y falsos techos: 1.5 kN/m<sup>2</sup>

Este dato lo sacamos de manera aproximada del DBSE-AE Anejo C. Prontuario de pesos

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 1: Peso por unidad de superficie

Tomamos 1.1 kN/m<sup>2</sup> del pavimento y el falso techo lo asimilamos a un parque sobre rastreles por lo que tomamos 0.4kN/m<sup>2</sup>

- El peso del forjado lo sacaríamos de la tabla 2, expresada en kN/m<sup>3</sup> por lo que tendríamos que multiplicar por el espesor, (en nuestro caso 10 cm) ya que estamos hablando de forjado de chapa colaborante por lo que la sección es muy delgada. Pero este proceso es realizado por el sistema de los elementos finitos.

PP forjado: 24 kN/m<sup>3</sup> x 0.1 m = 2.4 kN/m<sup>2</sup>

Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m <sup>3</sup>	Materiales y elementos	Peso específico aparente kN/m <sup>3</sup>
<b>Materiales de albañilería</b>		<b>Madera</b>	
Arenisca	21,0 a 27,0	Aserrada, tipos C14 a C40	3,5 a 5,0
Basalto	27,0 a 31,0	Laminada encolada	3,7 a 4,4
Calizas compactas, mármoles	28,0	Tablero contrachapado	5,0
Diorita, gneis	30,0	Tablero cartón gris	8,0
Granito	27,0 a 30,0	Aglomerado con cemento	12,0
Sienita, diorita, pórfido	28,0	Tablero de fibras	8,0 a 10,0
Terracota compacta	21,0 a 27,0	Tablero ligero	4,0
<b>Fábricas</b>		<b>Metales</b>	
Bloque hueco de cemento	13,0 a 16,0	Acero	77,0 a 78,5
Bloque hueco de yeso	10,0	Aluminio	27,0
Ladrillo cerámico macizo	18,0	Bronce	83,0 a 85,0
Ladrillo cerámico perforado	15,0	Cobre	87,0 a 89,0
Ladrillo cerámico hueco	12,0	Estaño	74,0
Ladrillo silicocalcáreo	20,0	Hierro colado	71,0 a 72,5
<b>Mampostería con mortero</b>		Hierro forjado	76,0
de arenisca	24,0	Latón	83,0 a 85,0
de basalto	27,0	Plomo	112,0 a 114,0
de caliza compacta	26,0	Zinc	71,0 a 72,0
de granito	26,0	<b>Plásticos y orgánicos</b>	
<b>Sillería</b>		Caucho en plancha	17,0
de arenisca	26,0	Lámina acrílica	12,0
de arenisca o caliza porosas	24,0	Linóleo en plancha	12,0
de basalto	30,0	Mástico en plancha	21,0
de caliza compacta o mármol	28,0	Poliestireno expandido	0,3
de granito	28,0	<b>Otros</b>	
<b>Hormigones y morteros</b>		Adobe	16,0
Hormigón ligero	9,0 a 20,0	Asfalto	24,0
Hormigón normal <sup>(1)</sup>	24,0	Baldosa cerámica	18,0
Hormigón pesado	> 28,0	Baldosa de gres	19,0
Mortero de cemento	19,0 a 23,0	Papel	11,0
Mortero de yeso	12,0 a 28,0	Pizarra	29,0
Mortero de cemento y cal	18,0 a 20,0	Vidrio	25,0
Mortero de cal	12,0 a 18,0		

Tabla 2: Valores de pesos propios

Por lo que respecta a las cargas variables, estamos hablando de un edificio de oficinas que contiene 2 plantas de instalaciones intermedias, además de poseer una cubierta transitable para mantenimiento, por ello el resumen final de las cargas será el siguiente, obtenido de DBSE-AE en su apartado 3.1

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
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 3: Valores característicos sobrecargas de uso

- Plantas de oficina (Sobrecarga de uso): Sobrecarga de oficina, la tomamos como C2 debido a que a pesar de ser una zona de oficinas también cumple las labores de banco, e incluso en algunas plantas de local comercial, y con la intención de uniformizar la carga para todas las plantas se considera que esté sería el valor que mejor se adapta. Por tanto como sobrecarga de oficinas tomamos  $4 \text{ kN/m}^2$

\*Existe la posibilidad de realizar una disminución de la sobrecarga en función de la altura del edificio, aspecto que no se ha tenido en cuenta, pero que en cualquier caso al no aplicarlo nos ponemos del lado de la seguridad.

- Planta de instalaciones (Sobrecarga de uso), tomaremos un valor de  $4 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga de cubierta (Sobrecarga de uso) transitable accesible sólo privadamente:  $1 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga de nieve (Sobrecarga variable): Este aspecto se trata en el apartado 3.5 del DBSE-AE, pudiendo deducir el peso de la nieve a través de la expresión:

$$Q_n = \mu \cdot S_k$$

siendo:

$\mu$  coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3

$S_k$  el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2

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

Tabla 4: Sobrecarga de nieve en capitales de provincia

El coeficiente de forma para cubiertas planas es igual a 1

Por tanto la sobrecarga de nieve se queda en  $Q_n = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN/m}^2$

El resumen de las cargas verticales queda:

PLANTAS DE OFICINA:

- Permanentes:  $1.5 \text{ kN/m}^2 + \text{PP estructura}$  (ya tenido en cuenta por Architrave)
- Variables:  $4 \text{ kN/m}^2$

PLANTAS DE INSTALACIONES:

- Permanentes:  $1.5 \text{ kN/m}^2 + \text{PP estructura}$  (ya tenido en cuenta por Architrave)
- Variables:  $4 \text{ kN/m}^2$

PLANTAS DE CUBIERTA:

- Permanentes:  $1.5 \text{ kN/m}^2 + \text{PP estructura}$  (ya tenido en cuenta por Architrave)
- Variables:  $1.6 \text{ kN/m}^2$

El programa, establece las siguientes características para los materiales asignados:

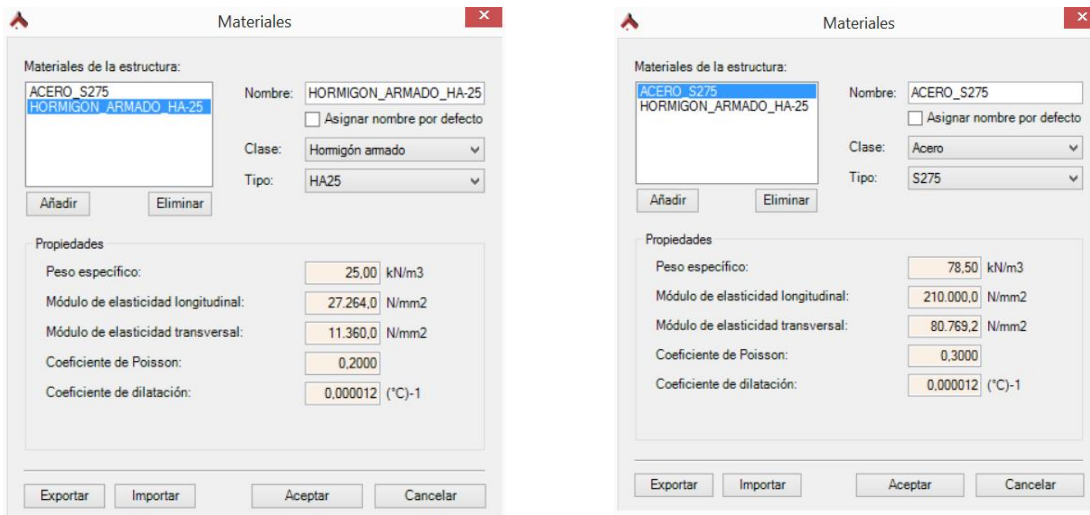


Imagen 59: Características de los materiales



## 11. Cargas horizontales

Para el cálculo de la fuerza ejercida por el viento, se sigue lo descrito por el CTE en su apartado DBSE-AE, que trata sobre las acciones sobre la edificación y como realizar el cálculo de manera que se puedan llegar a tener en cuenta todas las variables ponderadas de una forma correcta.

En primer lugar se ha realizado el modelado completo de toda la estructura del edificio intentando asimilar al máximo los enlaces y los comportamientos reales con los del modelo informático. Por la complejidad del edificio se ha desarrollado más otras parcelas como por ejemplo puede ser el efecto del viento, un factor muy importante en los edificios de gran altura como es nuestro caso.

El análisis que haremos del viento será únicamente en una de las direcciones, concretamente la que hemos previsto más desfavorable, la fachada que da a la orientación sur, por dos razones. En primer lugar porque el área afectada es mucho mayor, y en segundo lugar porque la disposición de la estructura hace que éste sea el lado menos resistente a fuerzas horizontales, debido a que encontramos los núcleos rígidos en paralelo, los cuales presentan mucha menos resistencia que se si dispusieran uno tras otro como ocurre en las fachadas este y oeste.

Una vez decidida la dirección de la actuación pasamos a calcular la fuerza del viento para cada planta, siendo los elementos de la estructura horizontal los encargados de absorber las fuerzas del viento. Concretamente serán las vigas metálicas las que en primera instancia reciban la acción para posteriormente transmitirla hasta el núcleo, principal elemento resistente que arriestra toda la estructura. Cada planta del edificio presenta en este alzado 8 frentes de vigas metálicas, que serán los puntos encargados de absorber para posteriormente transmitir el esfuerzo. El siguiente paso será determinar en cada punto cual es el área de influencia del esfuerzo, siendo ésta la definida por el cuadrado que se forma al contabilizar la mitad de la distancia que existe entre cada punto analizado y el inmediatamente posterior en horizontal y en vertical (en caso de ser un punto que se encuentre en un extremo, la distancia a contabilizar por el lado extremo será la que haya hasta el límite de la fachada).

Cuando hemos definido el área, pasamos a calcular la fuerza que afecta a dicha área ( $\text{kN/m}^2$ ), por medio de la expresión facilitada por el DBSE-AE:

La acción del viento, en general una fuerza perpendicular a a superficie de cada punto expuesto, o presión estática, puede expresarse como:  $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$  siendo:

- $q_e$  La presión dinámica del viento, en España puede adoptarse  $0.5 \text{ kN/m}^2$ , en el anejo D pueden obtenerse valores con mayor precisión
- $c_e$  Coeficiente de exposición, variable con la altura del punto, aspereza del entorno, se obtiene de (tabla 5 y 6)
- $c_p$  Coeficiente de presión, depende de la formau orientación, se obtiene de (tabla 7)



El coeficiente de exposición del edificio varía con la altura, siendo más desfavorable cuanto mayor es la altura, esto se debe a que existen menos elementos que se opongan a la fuerza del viento a medida que aumentamos la altura, y en nuestro edificio será un punto a tener en cuenta, pues la fuerza del viento en la primera planta será mucho menor que la de la planta 15 como veremos ahora.

- 1 El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor puede tomarse de la tabla 5, siendo la altura del punto considerado el medio respecto la rasante media de la fachada a barlovento. Para alturas superiores a 30 m los valores deben obtenerse de la tabla 7
- 2 En el caso de edificios situados en las cercanías de acantilados o escarpas de pendiente mayor de 40°, la altura se medirá desde la base de estos. Este documento solo vale para alturas de acantilados menores de 50 m.
- 3 El grado de aspereza, se designará en base a los tipos citados en la tabla 5.

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

Tabla 5: Valores de ce

\*En caso de que el edificio supere los 30 m y menores de 200 m el Ce debe calcularse teniendo en cuenta lo prescrito por el AnejoD.2 del DBSE-AE, según la expresión:

$$C_e = F \cdot (F + 7k) \quad F = k \cdot \ln(\max(z, Z) / L)$$

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

Tabla 6: Coeficiente para cada tipo de entorno

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

Tabla 7: Coeficiente eólico en edificios de pisos

En el archivo Excel nombrado como “Fuerzas provocadas por el viento” podemos ver el desglose de la fuerza para cada punto, aquí a modo de ejemplo vamos a mostrar cómo se ha realizado el cálculo de dicha fuerza para el bloque 2 del alzado, formado por una pieza de la macroestructura de hormigón y 5 plantas de la microestructura.

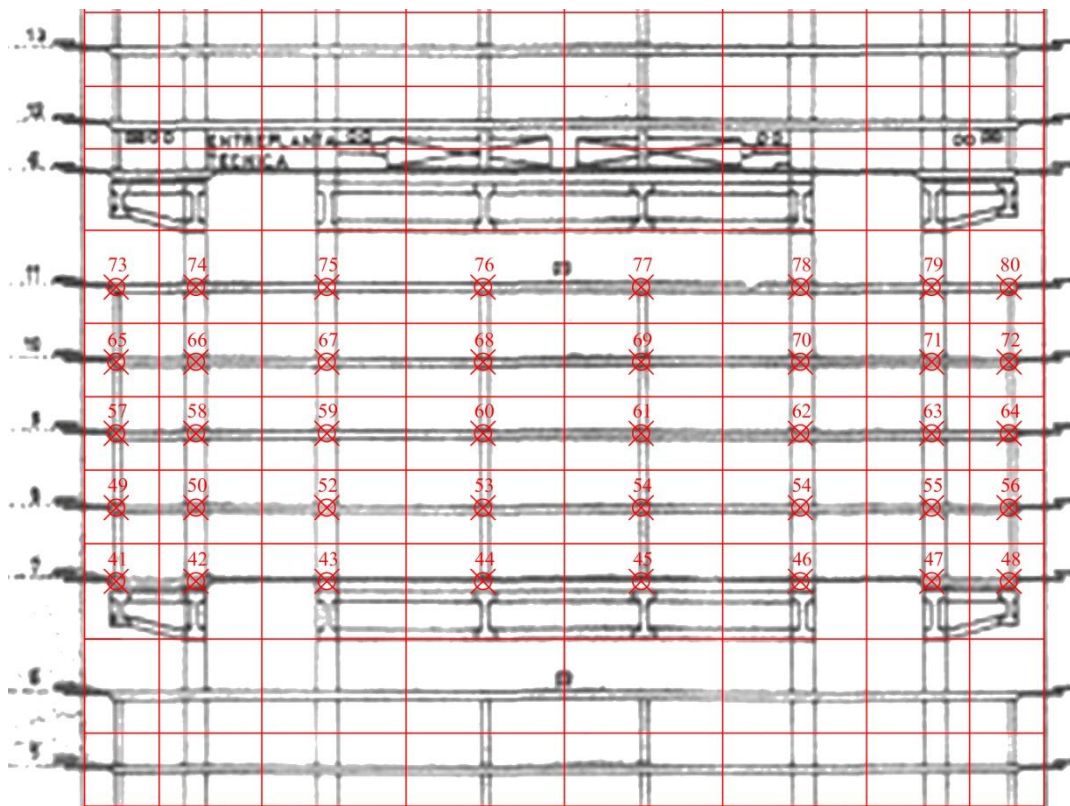


Imagen 61 Puntos de aplicación de la fuerza del viento

Se puede prever que el comportamiento de la estructura frente a la carga del viento será el de absorber todo el esfuerzo por medio de las vigas de la subestructura, el objetivo final será el de alcanzar los dos núcleos rígidos de hormigón, los cuales con su mayor inercia serán capaces de soportar los esfuerzos horizontales. Como se aprecia en las imágenes que nos muestran la deformación a pesar de que el acortamiento de las vigas metálicas horizontales no es significativo, sí que se aprecia un pandeo de las los pilares que provocan un desplazamiento (de pequeña magnitud) horizontal en la dirección principal del viento. Este fenómeno no se produce en la parte posterior porque ya ha sido soportado por el gran núcleo.



(m)		(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )				(kN/m <sup>2</sup> )	(kN)
Altura	Punto	Alto	Ancho	Superficie	q <sub>b</sub>	C <sub>e</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>e</sub>	q <sub>v</sub>
23,04	<b>41</b>	3,96	4,54	17,98	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>17,04</u>
23,04	<b>42</b>	3,96	4,36	17,27	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>16,37</u>
23,04	<b>43</b>	3,96	6,015	23,82	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>22,58</u>
23,04	<b>44</b>	3,96	6,375	25,25	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>23,93</u>
23,04	<b>45</b>	3,96	6,375	25,25	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>23,93</u>
23,04	<b>46</b>	3,96	6,015	23,82	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>22,58</u>
23,04	<b>47</b>	3,96	4,36	17,27	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>16,37</u>
23,04	<b>48</b>	3,96	4,54	17,98	0,5	2,37	0,8	0,948	<u>17,04</u>
26,34	<b>49</b>	2,97	4,54	13,48	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>13,38</u>
26,34	<b>50</b>	2,97	4,36	12,95	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>12,85</u>
26,34	<b>51</b>	2,97	6,015	17,86	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>17,72</u>
26,34	<b>52</b>	2,97	6,375	18,93	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>18,78</u>
26,34	<b>53</b>	2,97	6,375	18,93	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>18,78</u>
26,34	<b>54</b>	2,97	6,015	17,86	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>17,72</u>
26,34	<b>55</b>	2,97	4,36	12,95	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>12,85</u>
26,34	<b>56</b>	2,97	4,54	13,48	0,5	2,48	0,8	0,992	<u>13,38</u>
29,31	<b>57</b>	2,97	4,54	13,48	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>13,90</u>
29,31	<b>58</b>	2,97	4,36	12,95	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>13,35</u>
29,31	<b>59</b>	2,97	6,015	17,86	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>18,41</u>
29,31	<b>60</b>	2,97	6,375	18,93	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>19,52</u>
29,31	<b>61</b>	2,97	6,375	18,93	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>19,52</u>
29,31	<b>62</b>	2,97	6,015	17,86	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>18,41</u>
29,31	<b>63</b>	2,97	4,36	12,95	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>13,35</u>
29,31	<b>64</b>	2,97	4,54	13,48	0,5	2,577	0,8	1,0308	<u>13,90</u>
32,28	<b>65</b>	2,97	4,54	13,48	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>14,24</u>
32,28	<b>66</b>	2,97	4,36	12,95	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>13,67</u>
32,28	<b>67</b>	2,97	6,015	17,86	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>18,86</u>
32,28	<b>68</b>	2,97	6,375	18,93	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>19,99</u>
32,28	<b>69</b>	2,97	6,375	18,93	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>19,99</u>
32,28	<b>70</b>	2,97	6,015	17,86	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>18,86</u>
32,28	<b>71</b>	2,97	4,36	12,95	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>13,67</u>
32,28	<b>72</b>	2,97	4,54	13,48	0,5	2,64	0,8	1,056	<u>14,24</u>
35,25	<b>73</b>	3,96	4,54	17,98	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>19,49</u>
35,25	<b>74</b>	3,96	4,36	17,27	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>18,72</u>
35,25	<b>75</b>	3,96	6,015	23,82	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>25,82</u>
35,25	<b>76</b>	3,96	6,375	25,25	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>27,37</u>
35,25	<b>77</b>	3,96	6,375	25,25	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>27,37</u>
35,25	<b>78</b>	3,96	6,015	23,82	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>25,82</u>
35,25	<b>79</b>	3,96	4,36	17,27	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>18,72</u>
35,25	<b>80</b>	3,96	4,54	17,98	0,5	2,71	0,8	1,084	<u>19,49</u>

## 12. Combinación de cargas

La combinación de cargas la realiza el programa Architrave una vez son asignados los valores de ponderación de cada acción extraídos del DBSE

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

es decir, considerando la actuación simultánea de:

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

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

Tabla 8: Coeficientes parciales de seguridad

En base a lo extraído del documento se establecen diferentes hipótesis en función de si estamos analizando los Estados Límite Últimos (ELU) o los Estados Límite de Servicio (ELS), estudiando en cada caso para una acción variable como principal, quedando de la siguiente manera:

**ELU** (Criterios resistentes)

Uso (C1):  $1.35 H_1 + 1.5 H_2 + 0.75 H_3 + 0.9 H_4$

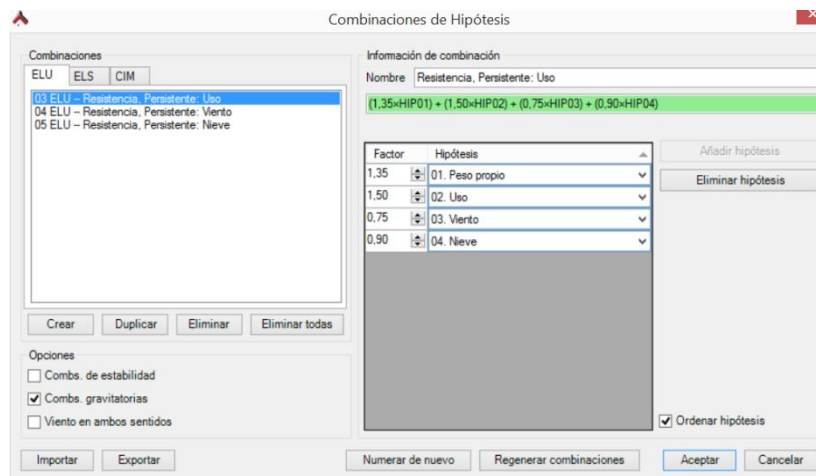


Imagen 62: Combinación de acciones

Viento (C2):  $1.35 H_1 + 1.05 H_2 + 1.5 H_3 + 0.9 H_4$

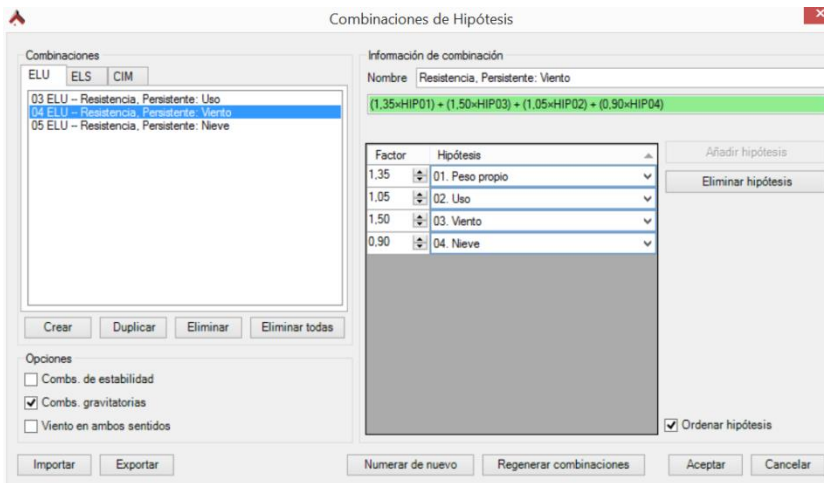


Imagen 63: Combinación de acciones

Nieve (C3):  $1.35 H_1 + 1.05 H_2 + 0.75 H_3 + 1.5 H_4$

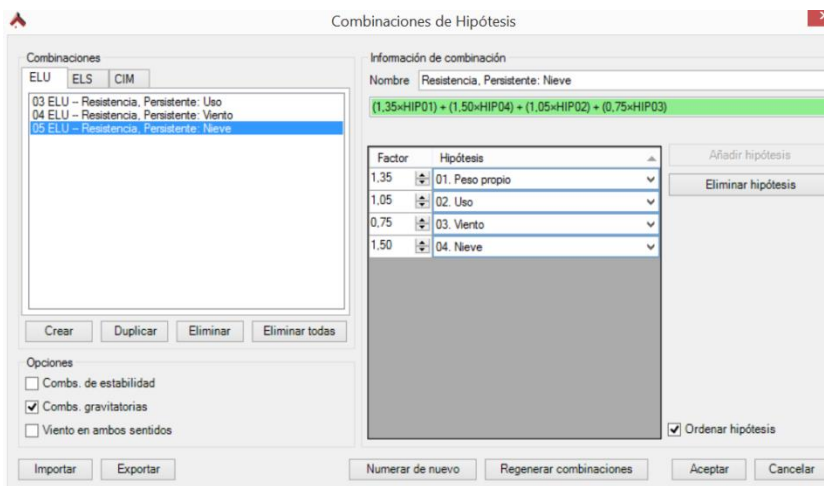


Imagen 64: Combinación de acciones

ELS (Criterios de desplazamiento y deformación)

Uso (C1):  $1 H_1 + 1 H_2 + 0.5 H_3 + 0.6 H_4$

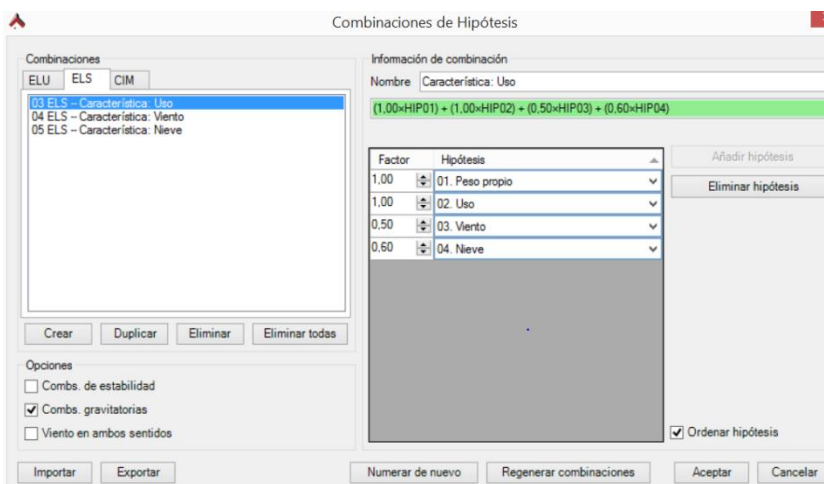


Imagen 65: Combinación de acciones

Viento (C2):  $1 H_1 + 0.7 H_2 + 1 H_3 + 0.6 H_4$

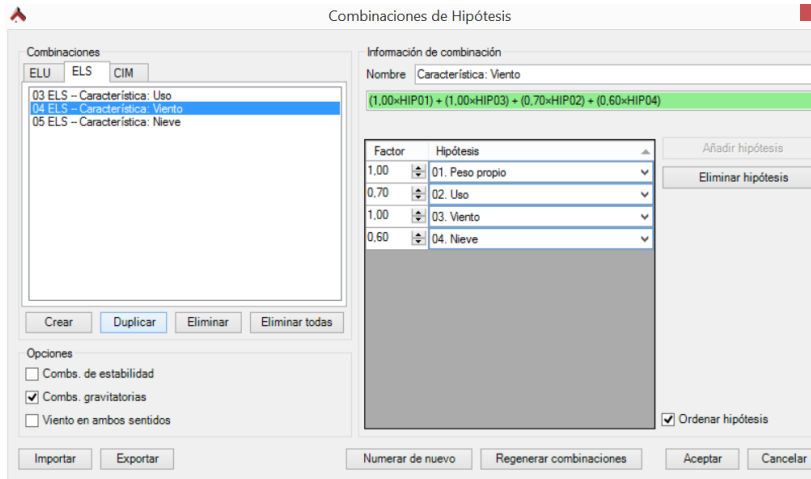


Imagen 66: Combinación de acciones

Nieve (C3):  $1 H_1 + 0.7 H_2 + 0.5 H_3 + 1 H_4$

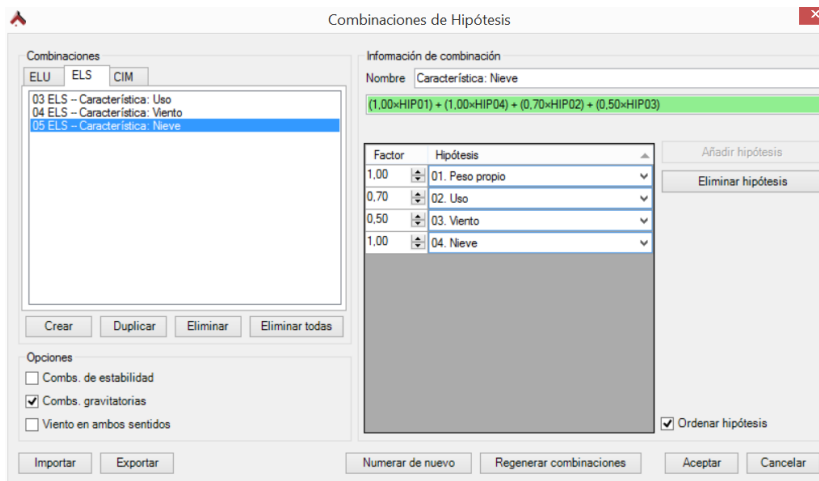


Imagen 67: Combinación de acciones

Siendo:

$H_1$ : Cargas verticales permanentes     $H_2$ : Cargas verticales variables     $H_3$ : Viento     $H_4$ : Nieve



## -ANÁLISIS DE RESULTADOS-

El análisis de los resultados obtenidos tras poner en carga el modelo, es la última fase del trabajo y en ella vamos a conseguir entender cómo se comporta la estructura en los diferentes supuestos planteados. Para poder estudiar cual es el comportamiento del conjunto, el análisis lo haremos en diferentes fases. En primer lugar, analizaremos cómo se comporta una planta de la estructura metálica de manera aislada, como si de una estructura de una sola planta se tratase. Con esto se podrá empezar a entender cuáles son los comportamientos del entramado de manera general y podremos suponer cuales son las barras más solicitadas y así a la hora de realizar el análisis global, centrarnos en aquellos puntos de la estructura que se supongan más solicitados. En segundo lugar haremos un análisis de todo el conjunto formado por los dos núcleos centrales de hormigón, de los cuales obtendremos valores significativos en todo aquello que tenga que ver con los esfuerzos de viento, debido a la importancia de la altura en este apartado. De manera paralela se pasará a analizar la relación entre los núcleos de hormigón y la macroestructura horizontal, así como esta última de manera individual. Por último se estudiará el comportamiento de un bloque de estructura metálica formado por 5 plantas de las mismas, y se demostrará como cada uno de los bloques trabajan de forma independiente, y por tanto tienen un comportamiento similar en cuanto a las cargas gravitatorias, mostrando diferencias en el apartado del viento debido a la diferencia de altura entre los bloques, aspecto que también se comprobará.

### **13. El comportamiento de una planta tipo aislada**

En este apartado vamos a comentar como es el comportamiento de una planta de la estructura metálica, más que para poder hablar de como se comporta el edificio, para identificar cuáles son los puntos que debemos analizar en las comprobaciones globales del mismo.

El proceso llevado a cabo ha sido, en primer lugar detectar cuales son aquellas vigas tomando el valor de la envolvente ELU, el valor más desfavorable en cada punto, por tanto colocándonos siempre en el peor de los casos, algo que en la realidad resulta improbable.

Tras la comprobación de cada una de sus barras se han detectado tres de ellas que por diversas razones su análisis puede servir de ayuda para explicar el comportamiento.

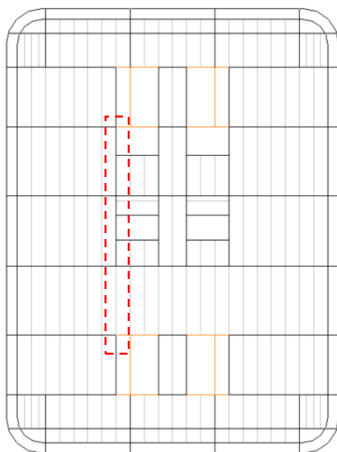


Imagen 68: Viga entre núcleos de hormigón

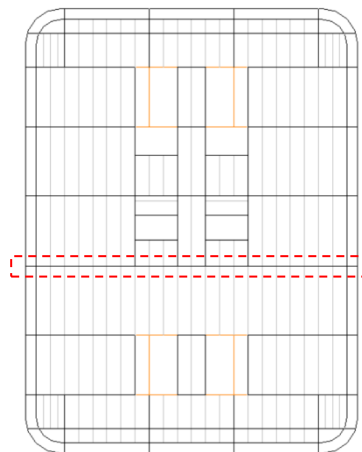


Imagen 69: Viga transversal

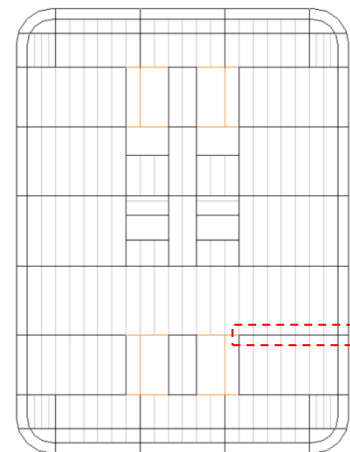


Imagen 70: Viga transversal que apoya en núcleo

Éstas serán las 3 vigas que nos servirán para identificar los puntos de la estructura que están sometidos a un mayor esfuerzo, y los cuales cuando todo el edificio entre en carga y funcione como un conjunto, deberemos prestar atención.

### 1. Viga entre núcleos de hormigón

Esta viga como se puede apreciar en el modelo y en las plantas, se caracteriza por recorrer toda la luz entre los núcleos, pero en su recorrido encuentra diferentes puntos de apoyo, entre los que se encuentran 2 pilares (que se encuentran junto a los núcleos de hormigón) y 2 vigas transversales que hacen que la luz entre vanos adquiera valores razonables para el buen funcionamiento de la estructura.

La elección de esta viga para el análisis es para demostrar que al tratarse del elemento continuo de mayor longitud que nos encontramos en el entramado metálico horizontal, las solicitaciones son mayores que en el resto. Por ello analizamos cuales son los valores que adquiere la envolvente del cortante y los flectores en sus distintos tramos.

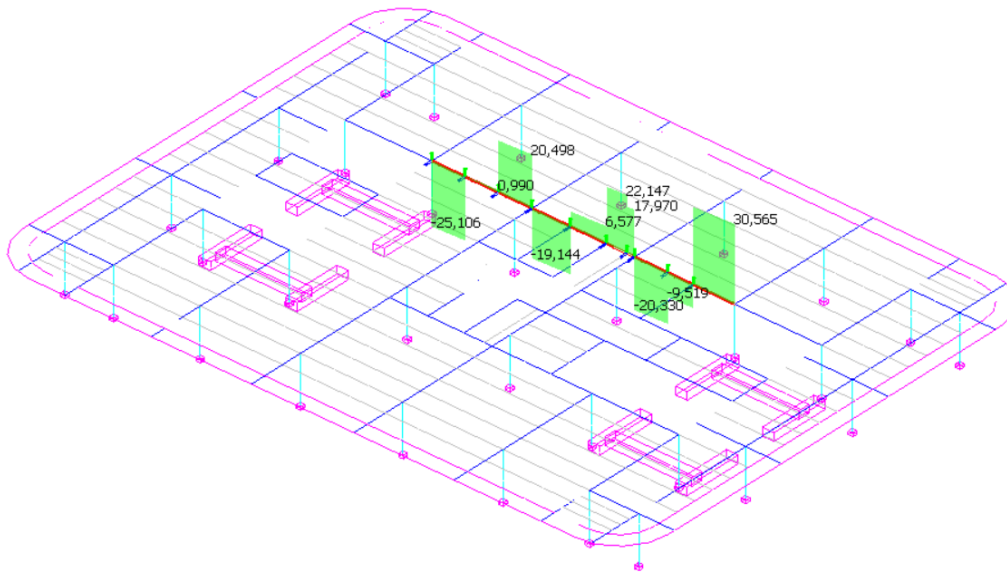


Imagen 71: Diagrama de cortantes

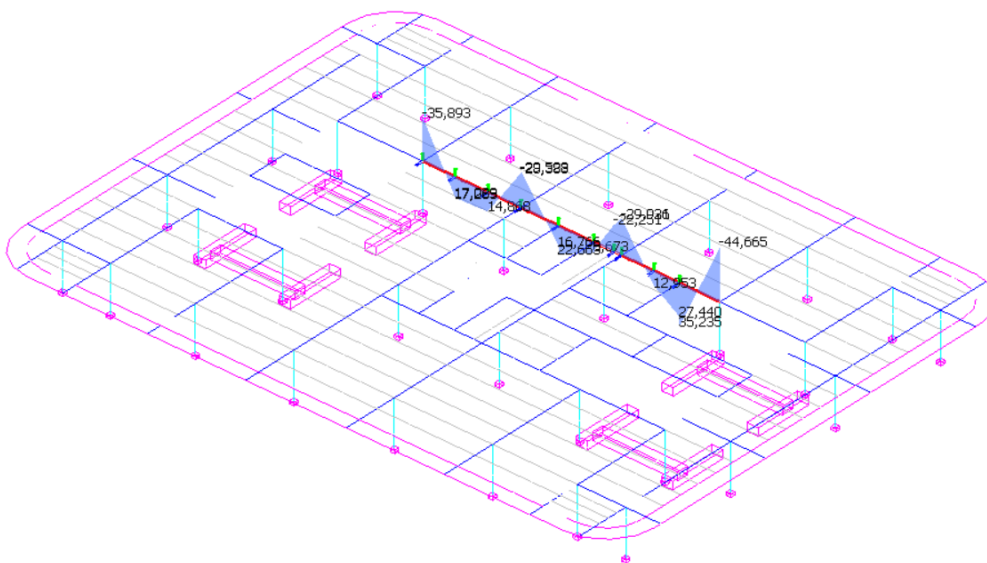


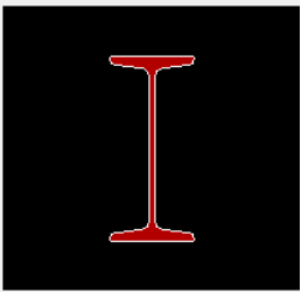
Imagen 72: Diagrama de flectores

En esta barra se producen los flectores con un valor más elevado, tanto en momentos negativos como positivos, pues coincide además con las luces de mayor módulo, siendo el mayor de ellos el vano central con un valor de 6.6 m.

En cualquier caso, estos valores son de sobra soportados por la barra como se deduce de la comprobación que el propio programa nos proporciona del elemento. Debemos recordar que en este análisis no estamos teniendo en cuenta la fuerza del viento, ya que comparada con la que sufre el edificio completo el valor de la carga de viento de una sola planta tiene un efecto insignificante.

La viga en cuestión es un IPE 200 que es capaz de soportar la fuerza que se le ha asignado, pero que como veremos posteriormente será el elemento de la planta que mayor número de problemas nos va a dar, debido a que trabaja en valores cercanos a su límite resistente, como podemos apreciar en esta misma tabla, y siempre recordando que en este análisis solo contemplamos una planta cuando en realidad un bloque está formado por 5 de ellas.

Peritar Viga 33.1.4 (Barras: 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323)



**Sección**

Tipo de sección: **IPN** 200

Propiedades

Base:	9,00	cm
Altura:	20,00	cm
Área:	33,48	cm <sup>2</sup>
Ix:	12,20	cm <sup>4</sup>
Iy:	116,88	cm <sup>4</sup>
Iz:	2.141,20	cm <sup>4</sup>

Material

Nombre: **ACERO\_S275**

Tipo Acero: **S275**

Fyk: **275.000** Fu: **410.000**

Pórtico de vigas

Nombre del pórtico: **33.1**

Nº de vigas: **6**

Viga actual: **33.1.4**

Longitud viga (m): **19,50**

Comprobaciones

**Cumple normativa**

Peritar Optimizar << Información básica

---

**Resistencia**

ELU desfavorable: **1**

Ten. Von Misses (N/mm<sup>2</sup>): **211,81**

Coefficiente Resistencia: **0,80** Comprobaciones: **Cumple**

**Pandeo**

ELU desfavorable: **1**

β Pandeo plano XY local: **0,50** Chi Z: **0,41**

β Pandeo plano XZ local: **0,50** Chi Y: **0,03**

β Pandeo lateral: **0,00** Chi lateral: **1,00**

Coefficiente Pandeo: **0,56** Comprobaciones: **Cumple**

**Flexión**

ELS desfavorable: **1**

Flecha relativa (elástica) (cm): **-1,034**

Flecha activa (cm): **0,414**

Coefficiente Flecha activa: **0,08**

Flecha instant. (cm): **0,362**

Coefficiente Flecha instantánea: **0,06**

Flecha casi-perm (cm): **0,776**

Coefficiente Flecha casi-permanente: **0,12**

Tipo de vano: **Interior**

Flecha activa/L: 1/ **4,713**

Límite Flecha activa: 1/ **400**

Flecha instant./L: 1/ **5,386**

Límite Flecha instantánea: 1/ **350**

Flecha casi-perm/L: 1/ **2,514**

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.

Coefficientes a mostrar

Seguridad  Aprovechamiento

Imagen 73: Peritaje de la sección

## 2. Viga transversal.

En la planta únicamente aparecen dos vigas que en su recorrido no se encuentren con los núcleos de hormigón, debido a esto la dimensión de esta viga de 3 vanos y voladizos en ambos lados, es la más grande del proyecto, y por ellos vamos a analizar su comportamiento (el de ambas vigas es muy similar, la única diferencia es la que puede provocar que en una de ellas encontramos un hueco de escalera). Como ahora veremos se trata de una viga con las mayores solicitaciones del proyecto, pero no se trata de una viga cuya resistencia se vaya a ver comprometida con facilidad.

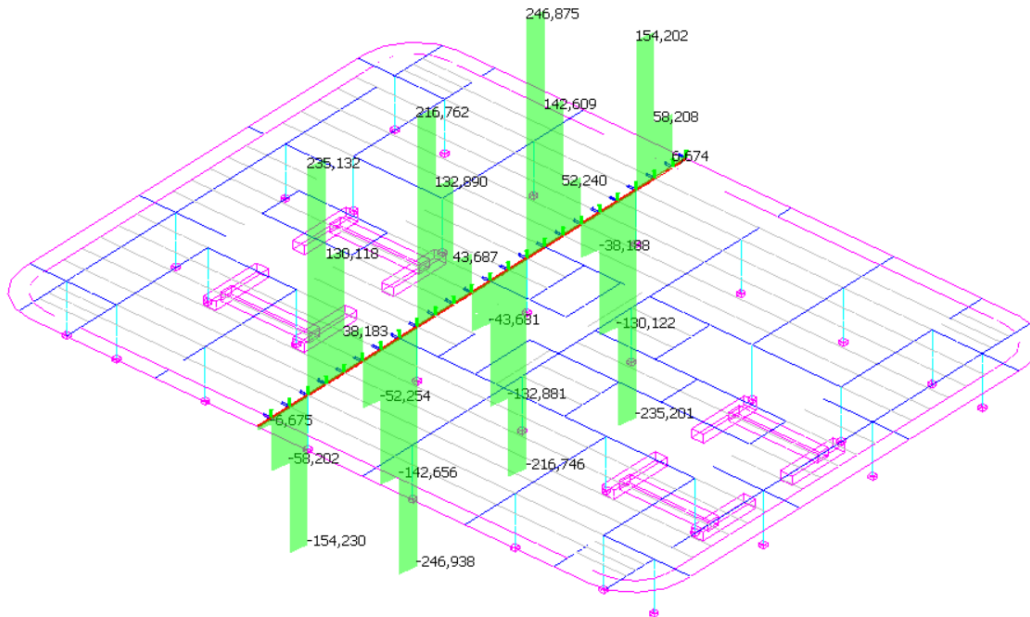


Imagen 74: Diagrama de cortantes

Podemos apreciar como el valor de los cortantes en comparación con la viga que acabamos de analizar, es 10 veces mayor. Este aumento en los cortantes en gran medida es provocado por el ámbito de carga de la viga. Mientras que en el primer caso analizado solo recogía la carga que existe entre la viga y la mitad de la distancia que hay respectivamente a uno y otro lado con la primera vigueta, debido a que la viga era paralela a la dirección de las viguetas, y el ámbito de carga tiene un valor de dos veces medio módulo, es decir, un valor total de 66 cm. En este segundo caso los cortantes aumentan, ya que en este caso la carga superficial debe ser multiplicada por la mitad de la dimensión de las viguetas, que son del orden de 6.6m por cada lado, aumentando considerablemente el ámbito de carga de esta viga.

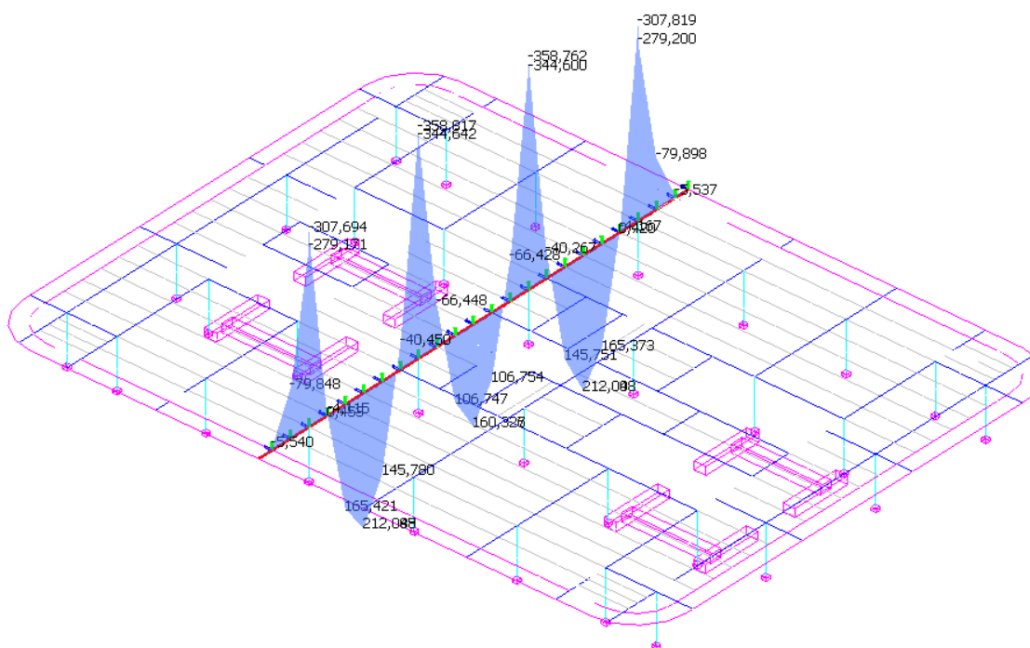
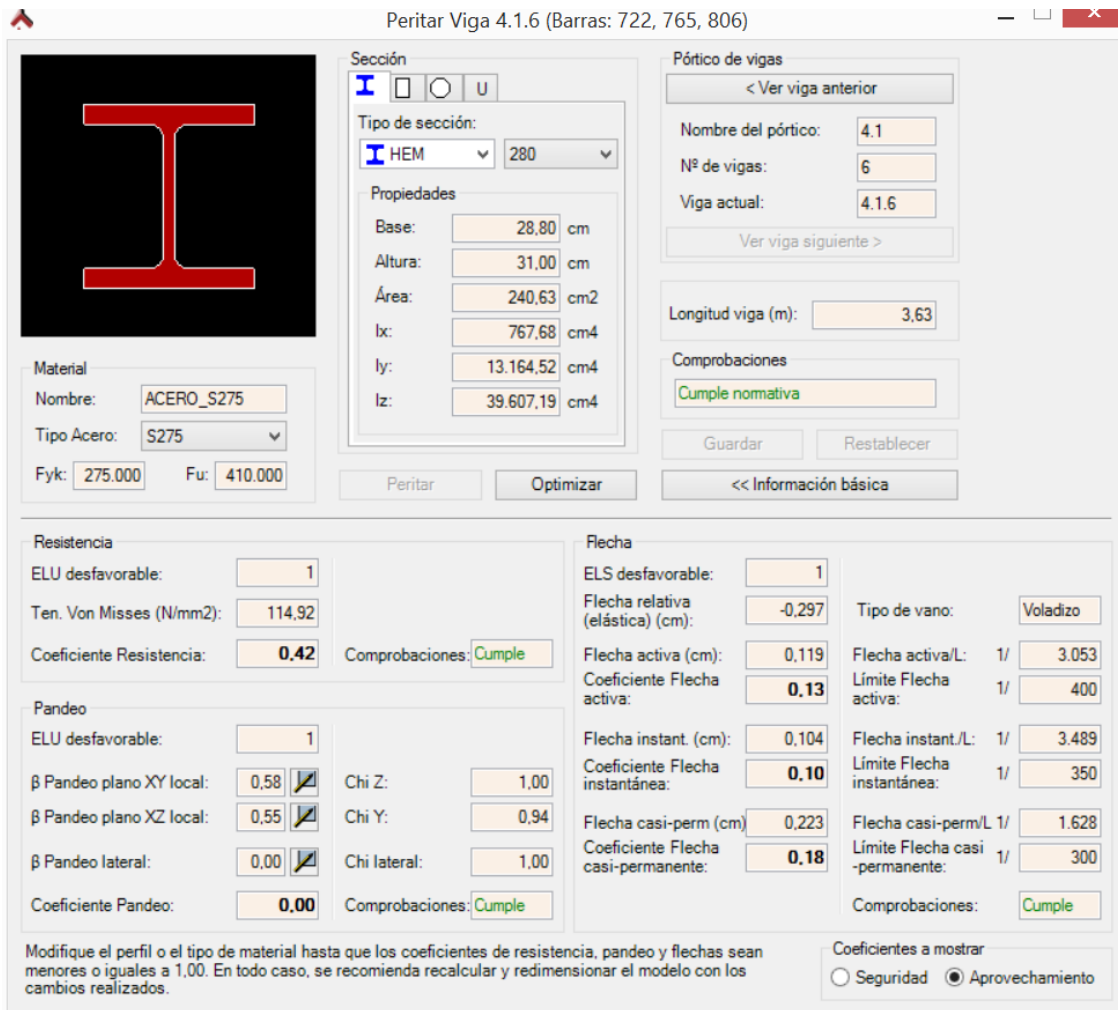


Imagen 75: Diagrama de flexores



Al igual que ocurre con los cortantes, el aumento del ámbito de carga que debe ser soportado por la viga, provoca un aumento sustancial de los momentos, otra vez del orden de 1:10 en relación con la anterior viga.

Peritar Viga 4.1.6 (Barras: 722, 765, 806)



**Sección**

Tipo de sección: HEM 280

Propiedades

Base: 28,80 cm  
 Altura: 31,00 cm  
 Área: 240,63 cm<sup>2</sup>  
 I<sub>x</sub>: 767,68 cm<sup>4</sup>  
 I<sub>y</sub>: 13.164,52 cm<sup>4</sup>  
 I<sub>z</sub>: 39.607,19 cm<sup>4</sup>

Material

Nombre: ACERO\_S275  
 Tipo Acero: S275  
 F<sub>yk</sub>: 275.000 F<sub>u</sub>: 410.000

Pórtico de vigas

Nombre del pórtico: 4.1  
 Nº de vigas: 6  
 Viga actual: 4.1.6

Longitud viga (m): 3,63

Comprobaciones

Cumple normativa

Peritar Optimizar << Información básica

**Resistencia**

ELU desfavorable: 1  
 Ten. Von Misses (N/mm<sup>2</sup>): 114,92  
 Coeficiente Resistencia: 0,42 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo**

ELU desfavorable: 1  
 β Pandeo plano XY local: 0,58  
 β Pandeo plano XZ local: 0,55  
 β Pandeo lateral: 0,00  
 Coeficiente Pandeo: 0,00 Comprobaciones: Cumple

Chi Z: 1,00  
 Chi Y: 0,94  
 Chi lateral: 1,00

**Flecha**

ELS desfavorable: 1  
 Flecha relativa (elástica) (cm): -0,297  
 Flecha activa (cm): 0,119  
 Coeficiente Flecha activa: 0,13  
 Flecha instant. (cm): 0,104  
 Coeficiente Flecha instantánea: 0,10  
 Flecha casi-perm (cm): 0,223  
 Coeficiente Flecha casi-permanente: 0,18

Tipo de vano: Voladizo  
 Flecha activa/L: 1/ 3,053  
 Límite Flecha activa: 1/ 400  
 Flecha instant./L: 1/ 3,489  
 Límite Flecha instantánea: 1/ 350  
 Flecha casi-perm/L: 1/ 1,628  
 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 76: Peritaje de la sección

A pesar de que se trata de una viga que está soportando solicitaciones mucho más exigentes que la anterior nos encontramos con que está trabajando de una manera mucho segura que ésta, teniendo una resistencia frente a tales esfuerzos superior a la necesaria, eso se debe a la elección del perfil que en este caso tiene una inercia casi 40 veces mayor. Lo cual permite resistir dichos esfuerzos dentro de los parámetros permitido.

### 3. Viga transversal que apoya en el núcleo.

La elección de esta última viga es para comprobar como el hecho de que la viga tenga una menor dimensión a causa de que se encuentra con el núcleo, y a pesar de que las cargas son las mismas las solicitaciones a las que se ve sometida el elemento sean menores. Se trata de una viga de un vano y un voladizo que se somete a la carga del peso propio más las sobrecargas. Al igual que en el caso anterior, los valores son mayores que en el primer caso, porque mientras que en el primero la distancia a cada lado de la viga era la mitad de la longitud entre viguetas, aquí se trata de la mitad de la longitud de las vigas, aunque aquí con una luz menor. Esta disminución de la distancia entre la viga que estamos estudiando y la siguiente, provoca una reducción de los valores de los cortantes y de los flectores casi a la mitad, y por tanto la deformación en este punto como veremos más adelante también tendrá valores inferiores. A pesar de ello el perfil empleado en esta barra es el mismo que en el caso anterior, y si en el segundo apartado comentamos que la barra cumplía las necesidades sobradamente, en este caso es aún más exagerado.

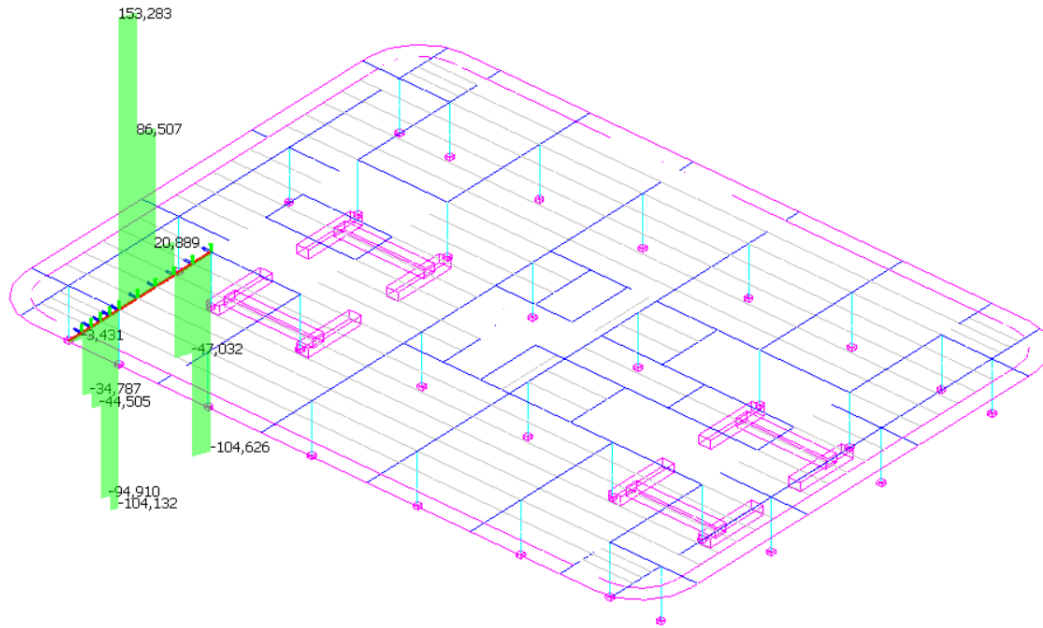


Imagen 77: Diagrama de cortantes

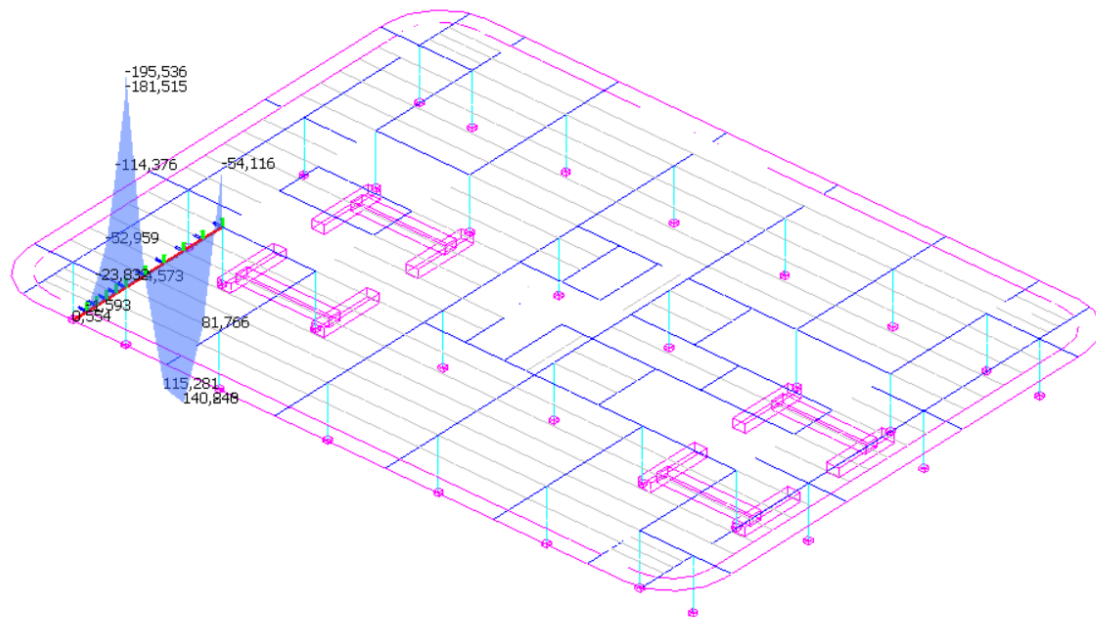
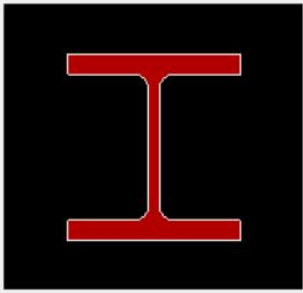


Imagen 78: Diagrama de flectores

El valor de los cortantes es aproximadamente la mitad que en el segundo caso, mientras que en el caso de los flectores es del orden de una tercera parte. Como se aprecia las distancias entre los vanos adyacentes son menores que en el segundo caso, siendo en uno de sus lados una distancia muy pequeña, por lo que la superficie de carga a la que debe dar respuesta es mínima. Se trata de una barra que no nos va a presentar problemas en el dimensionado, ya que mucho antes de que esta llegue a una situación límite, lo harían otras tales como la estudiada en el caso anterior. Pero desde el punto de vista del análisis, tiene el interés de comprobar como varían los valores de los esfuerzos en función de la distancia entre pórticos.

Peritar Viga 66.1.1 (Barras: 557, 587, 618, 649, 682)



Material  
Nombre: ACERO\_S275  
Tipo Acero: S275  
Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Sección

Tipo de sección: HEM 280

Propiedades

Base: 28,80 cm  
 Altura: 31,00 cm  
 Área: 240,63 cm<sup>2</sup>  
 Ix: 767,68 cm<sup>4</sup>  
 Iy: 13.164,52 cm<sup>4</sup>  
 Iz: 39.607,19 cm<sup>4</sup>

Pórtico de vigas

Nombre del pórtico: 66.1  
 Nº de vigas: 2  
 Viga actual: 66.1.1

Longitud viga (m): 6,60

Comprobaciones  
Cumple normativa

Resistencia

ELU desfavorable: 1  
 Ten. Von Misses (N/mm<sup>2</sup>): 84,40  
 Coeficiente Resistencia: 0,29

Flecha

ELS desfavorable: 1  
 Flecha relativa (elástica) (cm): -0,397  
 Flecha activa (cm): 0,159  
 Coeficiente Flecha activa: 0,10  
 Flecha instant. (cm): 0,139  
 Coeficiente Flecha instantánea: 0,07  
 Flecha casi-perm (cm): 0,298  
 Coeficiente Flecha casi-permanente: 0,14

Tipo de vano: Interior

Flecha activa/L: 1/ 4,153  
 Límite Flecha activa: 1/ 400  
 Flecha instant./L: 1/ 4,746  
 Límite Flecha instantánea: 1/ 350  
 Flecha casi-perm/L: 1/ 2,215  
 Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300

Comprobaciones: **Cumple**

Comprobaciones: **Cumple**

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 79: Peritaje de la sección

- La deformación del forjado

El comportamiento de una planta aislada en cuanto a las deformaciones verticales es algo que a diferente escala, se va a seguir produciendo los mismos patrones.

En primer lugar debemos analizar que el hecho de que estemos tratando una planta de manera aislada, nos va a dar unos resultados bastante predecibles, y que cuando nos dediquemos a ver cómo se comporta el edificio entero, tendremos en cuenta las deformaciones acumuladas de las sucesivas plantas del bloque más la de la macroestructura y el núcleo, con la variable del viento presionando toda la fachada, haciendo que las deformaciones se produzcan de una manera más pronunciada en una parte concreta de la planta, pues todo el bloque trabajará en conjunto.

El análisis de la deformación se hará sobre la hipótesis de ELU tomando como carga característica la sobrecarga de uso. De los valores obtenidos en la gráfica de una planta aislada destaca la similitud entre las deformaciones relativas que se producen en una planta de la estructura metálica y las que se producen en la macroestructura, es decir, que aunque los valores disten mucho entre sí, los puntos más deformados respectivamente en cada una de ellas son bastante similares. Esto se debe a la presencia de los núcleos rígidos, los cuales debido a su importancia en planta hace que los puntos que se encuentran cerca de ellos sufran una deformación mucho menor que aquellos que se encuentran más alejados como podemos ver en la siguiente imagen.

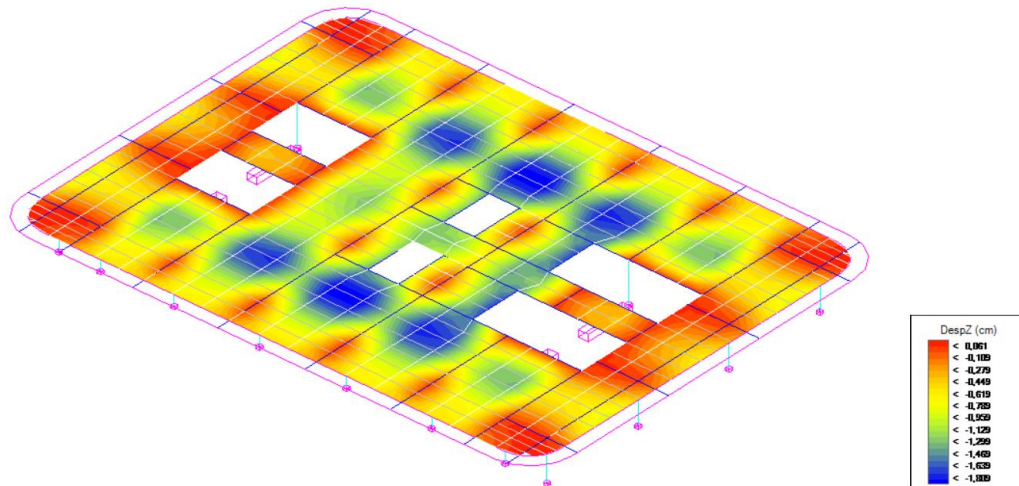


Imagen 80: Valores de deformación

Podemos hacer un análisis de la deformación mirando los isovalores, lo primero que nos llama la atención es la presencia de los colores rojos, se trata de puntos en los que se produce una deformación positiva, es decir que el punto se desplaza en dirección contraria a la gravedad. La presencia de estos puntos rojos coincide con las proximidades de los núcleos rígidos y con las 4 esquinas de la planta. La razón por la que se produce esta elevación en los puntos cercanos al núcleo, se debe a que podemos considerarlo indeformable si consideramos el núcleo en el ámbito de una planta (cuando analicemos los 105 m de núcleo veremos que sí que se produce una deformación), en relación a lo que deforman los puntos de la planta. Ante tal hecho y debido a la continuidad en los elementos horizontales, en los apoyos donde se produce un momento positivo, al tratarse de un enlace continuo se produce una elevación, la cual a su vez ayuda a que la deformación en el centro de la viga sea menor.

El otro punto de interés del gráfico es el que nos sale de color azul, el cual se corresponde con la deformación negativa más importante. Es lo que se conoce como deformada, y en el caso más desfavorable tiene un valor de 1.8 cm (menor que  $L/350$ , pero mayor que  $L/500$ ) en la dirección de la gravedad. Esto se produce en las viguetas donde la luz es de 6.6m. Estos puntos coinciden con el punto central de los cuadros definidos por las 4 vigas, en aquellos vanos donde la influencia de los núcleos es menor. Destaca la deformación que se produce en el vano central, en el cual la presencia del hueco destinado a la escalera provoca que se rompa la continuidad en algunas viguetas, por tanto se produce una menor redistribución de momentos, y son en estas viguetas cortadas donde encontramos los valores máximos de deformación en su tercio central.

Por último las zonas amarillas, marcan la transición entre la deformación positiva y la negativa, se corresponderían con el punto de inflexión de la deformada, donde los valores pasan de negativos a positivos.

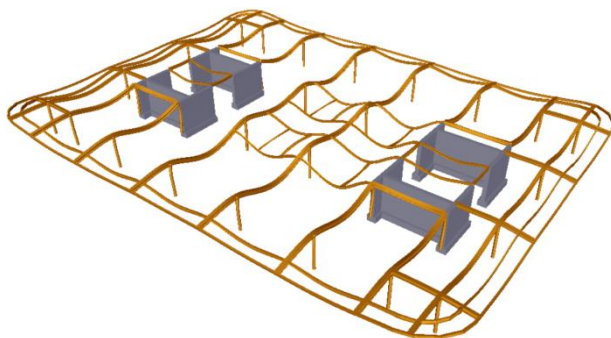


Imagen 82: Deformada

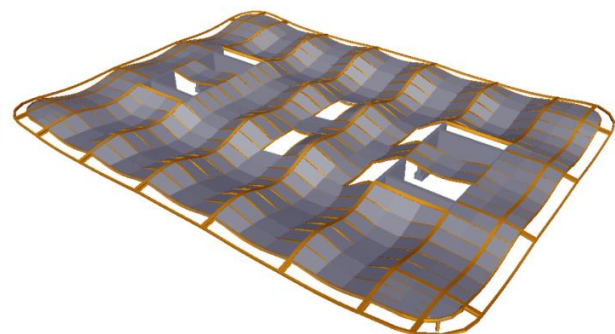
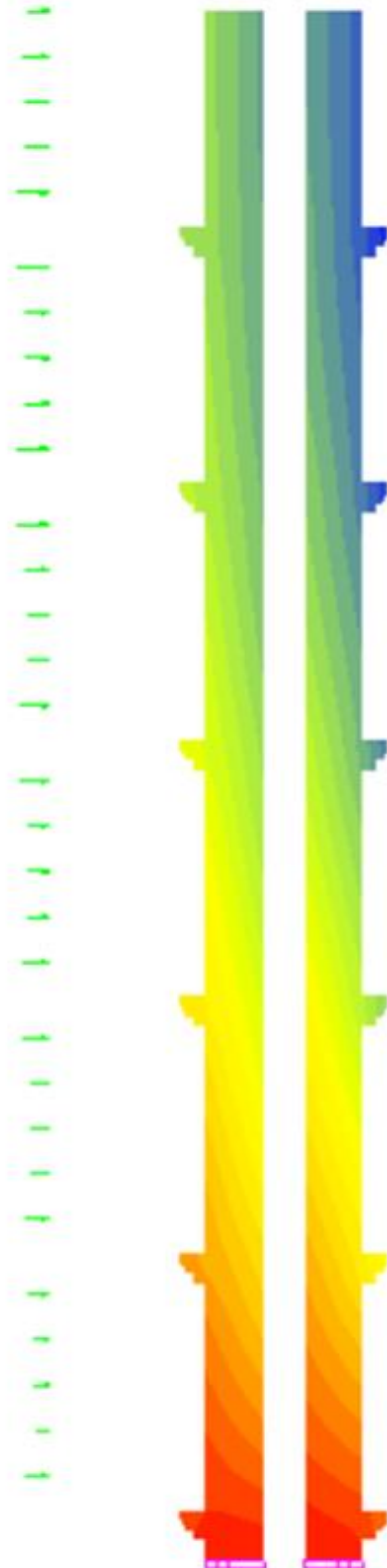


Imagen 83: Deformada



## 14. El comportamiento de los núcleos de hormigón

Posiblemente se trate de los elementos que definen el proyecto, se trata de los dos grandes soportes del edificio, encargados de transmitir las cargas verticales hasta la misma bóveda que rodea la vías del tren, a la vez que de actúan como elemento de rigidización horizontal soportando las cargas causadas por el viento. Éstas serían las dos principales misiones de estos elementos.



Para entender cómo funciona, vamos a analizar el desplome de cada núcleo, la deformación vertical y las tensiones a lo largo de la placa. Para comprobar las tensiones de la placa trabajaremos con la envolvente de los ELU mientras que para el análisis de las deformaciones comprobaremos el ELS tomando como característica la fuerza del viento.

- La deformación vertical.

El núcleo de cada 6 plantas presenta un juego de ménsulas, sobre las cuales apoyan las dos vigas principales de la dirección longitudinal, y a través de éstas, todas las cargas verticales y las horizontales son transmitidas al mismo. La secuencia consta de las siguientes fases. Cada uno de los forjados del bloque de estructura metálica formado por 5 plantas, transmite las cargas verticales que soporta hasta los pilares metálicos, los cuales descansan en la macroestructura, que a su vez transmite dichas cargas al núcleo por medio de las ménsulas. De esta manera, se generan en el núcleo unas fuerzas de compresión de elevado valor que produce un acortamiento de la medida total de los 4 núcleos, como se puede apreciar en la (imagen 84).

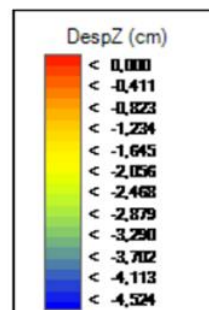


Imagen 84: Deformación Z

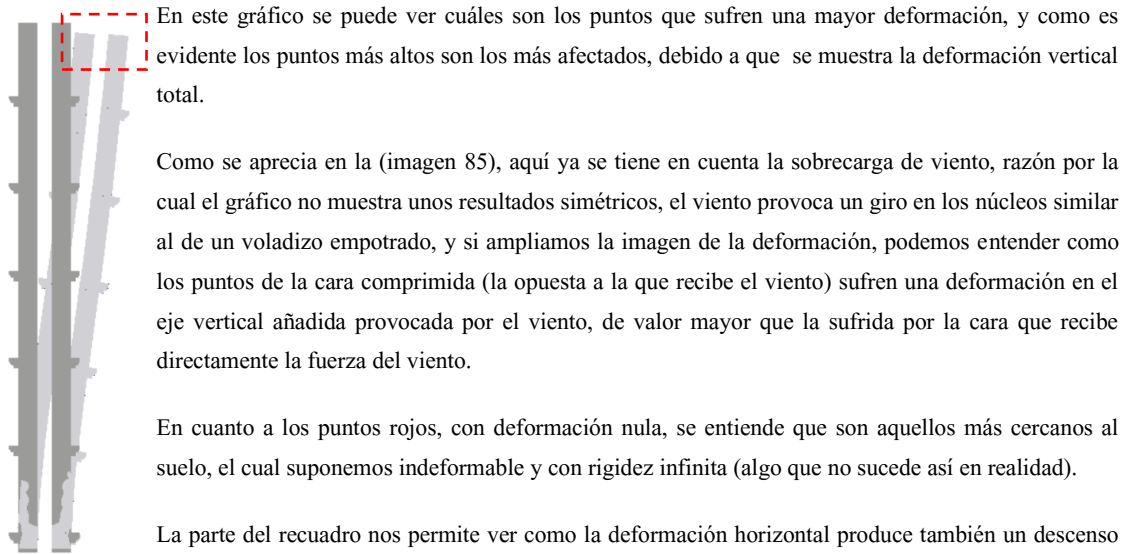
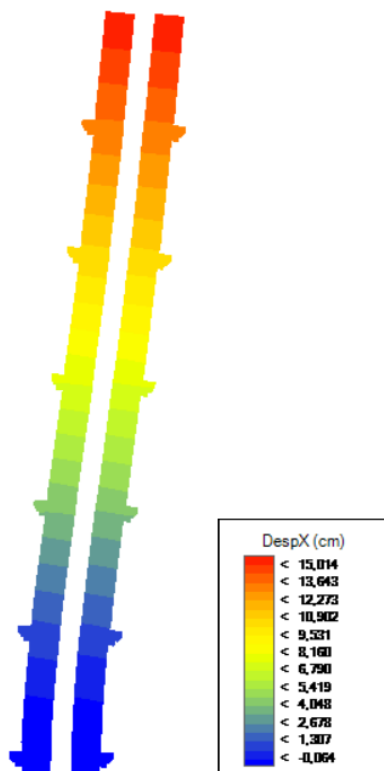


Imagen 85: Deformada

- La deformación horizontal.

La principal causa de la deformación horizontal es el viento. El cálculo del viento ya ha sido explicado anteriormente, y existe un archivo adjunto en el que se especifica la presión que ejerce sobre cada punto de la estructura. En definitiva, los elementos verticales en cada planta de la estructura metálica y la de hormigón, que soportan los elementos de fachada, son los encargados de recibir el esfuerzo horizontal que le corresponde (el área definida por la mitad de la distancia entre ese punto y los colindantes en las dos direcciones). Una vez es transmitida al elemento horizontal de la estructura, a través de las otras barras llega hasta el núcleo. El viento en los edificios en altura es un condicionante muy exigente, a mayor altura, mayor es el brazo de palanca (si seguimos con la similitud entre el edificio y el voladizo), y por tanto mayores las tensiones a soportar en el empotramiento, en nuestro caso la cimentación) y también mayor la torsión que sufren los elementos verticales de la estructura.



Una de las restricciones de mayor importancia a la hora de construir un edificio de gran altura, es el desplome que viene especificado por el CTE su valor límite. En nuestro caso, si tomamos la base del núcleo como referencia, nos encontramos que el edificio tiene un desplome de 15 cm, lo cual en relación con el desplome permitido por el código técnico como explica en su apartado 4.3.3.2. Desplazamientos horizontales, el desplome total debe ser menor que la Altura total/500, y en nuestro caso la altura total es de 102.24 cm. Si realizamos la comprobación  $(102.24/500 = 0.204 \text{ m})$  Es decir, en base a lo escrito por el código técnico, se permite un desplome de 20.4 cm, por tanto nosotros estamos dentro de los valores permitidos.

Es evidente que el valor máximo se produce en lo más alto del edificio, y se va reduciendo progresivamente.

Según el CTE DBSE-AE:

Imagen 86: Deformada lateral

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

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

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

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

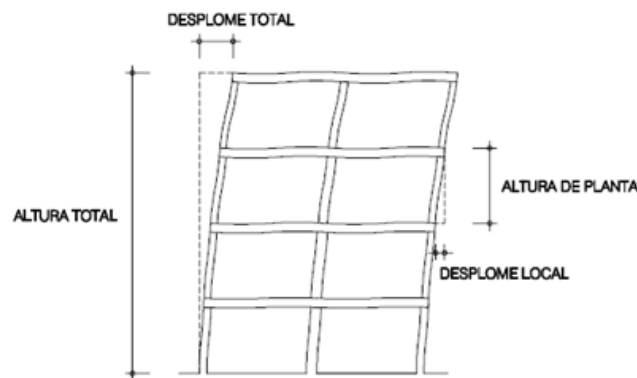


Imagen 87: Desplomes

- Las tensiones del núcleo.

La tensión principal en esta pieza se corresponde con la que lleva la dirección de la gravedad, aunque en el sistema de coordenadas

empleado hasta el momento para la representación no ocurría así, en el caso de las tensiones existen unos ejes locales que nos indican que el eje Y es el que marca la dirección de la gravedad. En su análisis vamos a observar cómo se comporta frente a la hipótesis de ELU Viento, vamos a comparar la fcd del hormigón con el punto más solicitado en Envolvente ELU y por último hablaremos de las concentraciones de tensión en las ménsulas y la idoneidad de colocar o no armadura.

Vamos a realizar un acercamiento, viendo los valores generales que se producen en la Hipótesis 01. Seleccionando lo elementos finitos en el programa, comprobamos que en la parte superior, los valores son nulos y en la parte inferior, debido a la acumulación de pesos es máximo. Los isovalores muestran colores rojos y azules debido a las concentraciones de tensión en las ménsulas, por eso el resto del núcleo adquiere un color tan similar, con valores tan dispares, pues

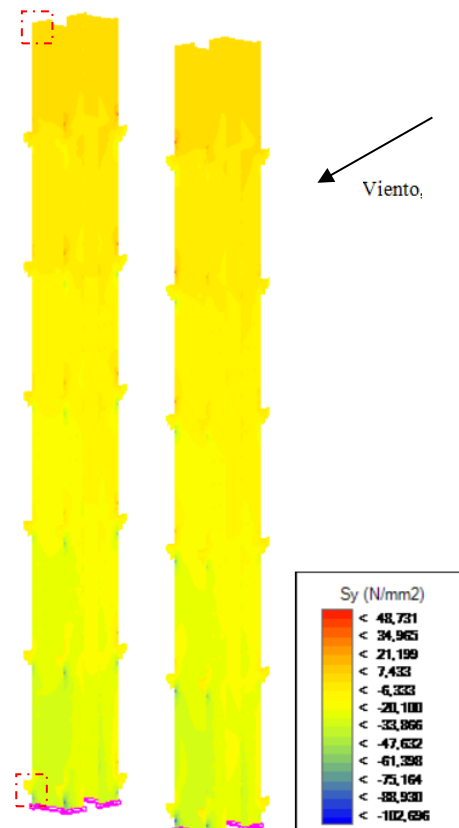


Imagen 88: Tensiones Sy

las concentraciones distan mucho de los valores a lo largo del núcleo, de manera detallada en las (Imágenes 89 y 90) podemos ver los valores para cada uno de los puntos citados:

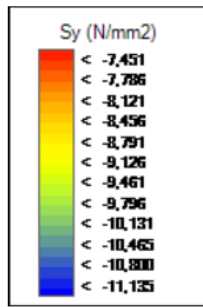


Imagen 89: Tensión en parte inferior

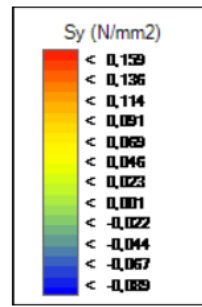


Imagen 90: Tensión en parte superior

Cuando pasamos a comprobar el comportamiento en la hipótesis de ELU Viento, se vuelve a constatar que las tensiones Sy en la parte superior son nulas, pero en la parte inferior, destaca el hecho de que cambie el valor para cada una de las caras según la fachada que recibe el viento. De esta manera se vuelve a comprobar como el viento aumenta las tensiones verticales en la parte comprimida, es decir en aquella fachada contraria a la que recibe el esfuerzo.

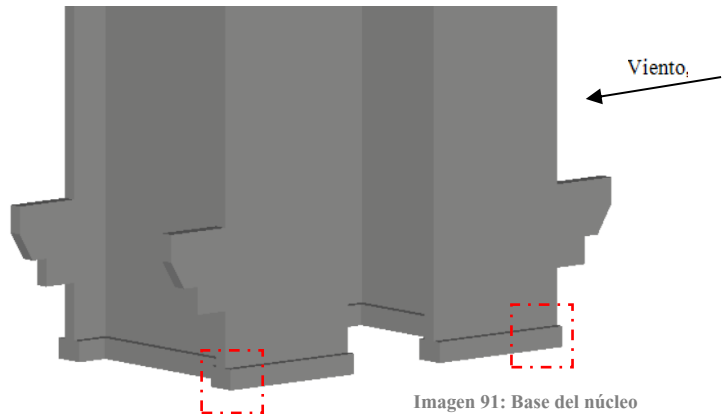


Imagen 91: Base del núcleo

Si nos centramos en la base del núcleo donde las tensiones Y son mayores, podemos comprobar como en la parte opuesta a la recepción del viento, la tensión es más o menos el doble que en la base de la cara que lo recibe.

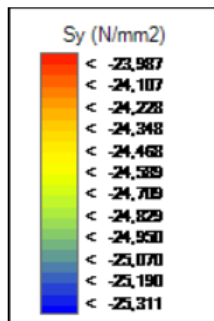


Imagen 92: Tensión en cara opuesta al viento

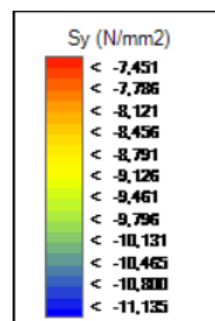
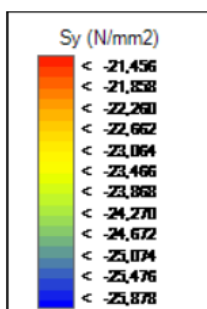


Imagen 93: Tensión en la cara del viento

En cuanto al hecho de saber si el hormigón es capaz de soportar los valores máximos a los que se ve sometido el núcleo, vamos a comprobar si en la base del núcleo en su cara más solicitada, la resistencia del hormigón es mayor que la tensión a la que se ve sometido en núcleo, y vemos que cumple.



Propiedades	
Peso específico:	25,00 kN/m3
Módulo de elasticidad longitudinal:	27.264,0 N/mm2
Módulo de elasticidad transversal:	11.360,0 N/mm2
Coefficiente de Poisson:	0,2000
Coefficiente de dilatación:	0,000012 (°C)-1

Imagen 94: Comparación



Por último la concentración en las ménsulas alcanza unos valores muy altos, lo cual hace necesario la presencia de armadura para la colaboración en la absorción de las tracciones que llegan a alcanzar un valor de  $109 \text{ N/mm}^2$



Imagen 95: Tensiones en la ménsula

En estos puntos será necesario introducir armadura de tracción, ya que el hormigón es incapaz de llegar a estos valores. Además en la parte inferior de las ménsulas se producen unas concentraciones de tensiones de compresión, que superan la resistencia de cálculo del hormigón. En la imagen se aprecia la solución de armado empleada para las ménsulas.

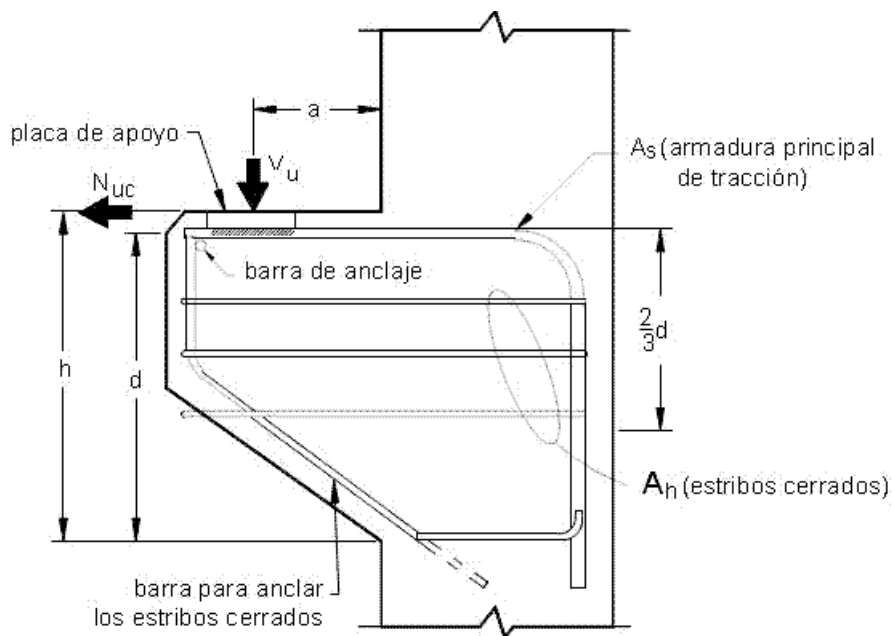


Imagen 96: Esquema de armado de la ménsula

## 15. El comportamiento de la macroestructura.

La macroestructura junto con los dos núcleos de hormigón, es la que consigue que el proyecto funcione como una sucesión de bloques. Cada macroestructura aparece cada 6 plantas y se conecta con los núcleos por medio de las ménsulas. Debajo de cada una de ellas queda una planta libre, que se corresponde con la última planta del bloque inferior.

El conjunto está formado en la dirección principal por 2 grandes vigas de hormigón pretensado, que son las que se encargan de apoyar en las ménsulas, a través de un elemento elastomérico que permite un mejor reparto de las cargas. Además en esta dirección también aparecen 2 vigas perimetrales de sección sensiblemente menor, cuya misión es la de atar los vuelos de las vigas transversales. Las vigas transversales son 8, de las cuales 4 atraviesan toda la planta en la dirección transversal y 4 llegan solo hasta los núcleos (empotrándose en las vigas principales longitudinales).

La sección de las vigas en la realidad, no es constante en todas ellas, ni si quiera a lo largo del recorrido de ellas mismas, por ello en nuestro proyecto, frente a la complicación que ya supone el trabajo con elementos finitos, se ha optado por diseñarlas con una altura común a todas de 1.68cm (excepto las de atado) y en lugar de ser de hormigón pretensado, son de hormigón armado.

La mejor manera de entender cómo funciona la placa es analizando su deformación y sabiendo donde apoyan los pilares, ya que estos son los principales puntos por donde se va a introducir la carga.

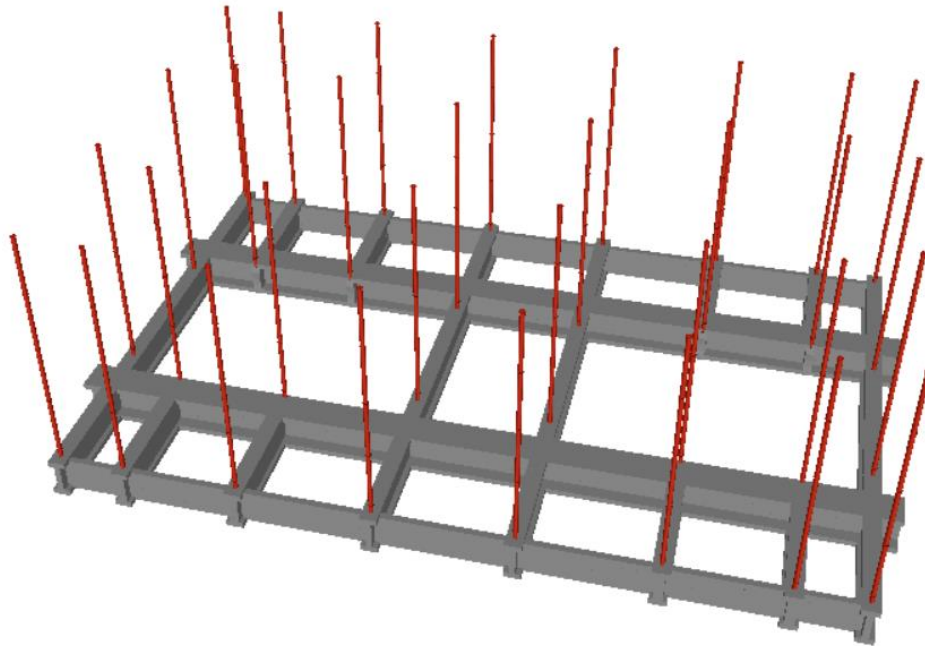


Imagen 97: Modelado de pilares

Estos serán los puntos de contacto entre la estructura de hormigón y la metálica. A partir de entonces y debido a la rigidez del conjunto, las cargas se repartirán por la placa de manera que acaben siendo transmitidas por las ménsulas hasta el núcleo de hormigón. Durante este proceso, el entramado de vigas habrá sufrido unas deformaciones como causa de las cargas introducidas, que hará que los puntos de apoyo de los pilares no coincidan todos en una supuesta cota 0 (como ocurriría con un suelo de rigidez infinita), y esto puede afectar en plantas superiores aspectos como el pandeo o los momentos dentro de las barras.

- Deformaciones.

Las deformaciones en la dirección horizontal, estarán directamente relacionadas con la deformación horizontal de los núcleos, ya que estos son los principales encargados de soportarlas, por tanto si estos se desplazan la macroestructura también lo hará. Es por ello que los diagramas son casi idénticos que en el caso del análisis del núcleo. Si analizas cada entramado de vigas de manera individual, el resultado es semejante, ya que solo contempla el viento que recoge un bloque, es por ello que el análisis se hace primero consultando todos los bloques y por tanto toda la fuerza del viento, y luego se estudia cómo le afecta a cada una. Para su análisis trabajaremos con la combinación ELS Uso.

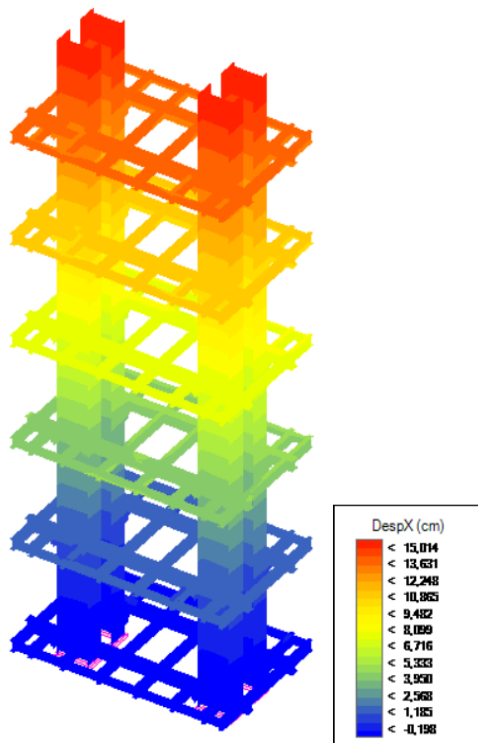


Imagen 98: Desplazamientos X

Como ocurriera en el caso de los núcleos el desplome total se produce en la parte superior, y es de 15 cm, y si tomamos la base del núcleo como referencia, nos encontramos que el edificio tiene un desplome de 15 cm, lo cual en relación con el desplome permitido por el código técnico como explica en su apartado 4.3.3.2. Desplazamientos horizontales, el desplome total debe ser menor que la Altura total/500, y en nuestro caso la altura total es de 102.24 cm. Si realizamos la comprobación ( $102.24/500 = 0.204$  m) Es decir, en base a lo escrito por el código técnico, se permite un desplome de 20.4 cm, por tanto nosotros estamos dentro de los valores permitidos.

El desplazamiento horizontal dentro de cada entramado, se corresponde con el del núcleo en esa misma cota, ya que está directamente condicionado por el movimiento de la ménsula.

De cualquier modo, en esta parte de la estructura, lo que realmente nos va a preocupar son las deformaciones verticales, que son las que se van a producir como consecuencia de

soportar las cargas de los 5 pisos superiores.

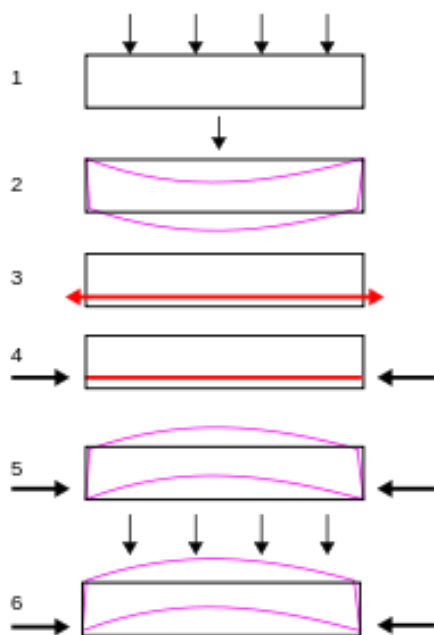


Imagen 99: Esquema del postesado

La principal deformación vertical en la planta se produce en la viga que conecta una ménsula con la siguiente, y el motivo es obvio. Si todas las vigas tienen la misma sección y están sometidas a la misma carga superficial, la más solicitada será la que reciba una mayor superficie de carga y tenga una mayor luz, en nuestro caso se trata de la viga longitudinal principal, nombrada a lo largo del proyecto como viga 1. Debido a la gran distancia entre los bloques (19.5m) en el diseño de la estructura se optó por realizar un postesado antes de su puesta en carga. Este proceso aplica en las armaduras unas fuerzas de tracción previas en las barras de la zona superior (que tienden a comprimirse), para contrarrestar el efecto que se produce cuando entran en carga, es decir se le induce a una deformación positiva (curva de la deformada hacia arriba) que es inversa a la que va a ocurrir.

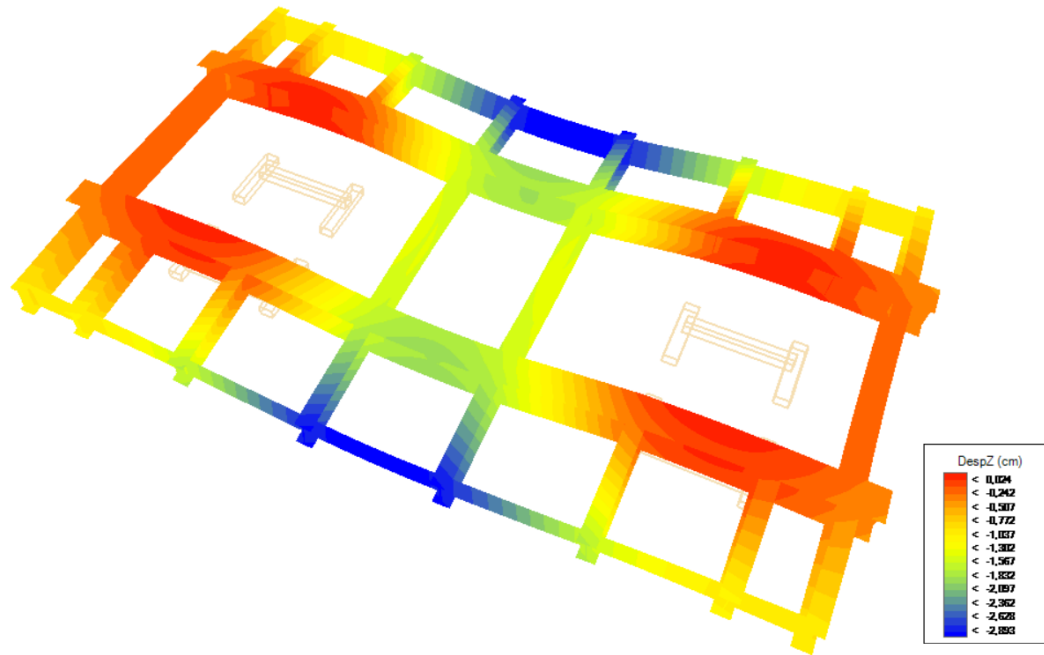


Imagen 100: Diagrama de desplazamientos Z

En el estudio de la deformada vertical, como ya se había sospechado y como viene pasando anteriormente, son los puntos más alejados de los núcleos principales los que se encuentran más deformados.

Primero vamos a analizar los puntos cuya deformación es menor, que son aquellos con tonos rojos y naranjas. Como se puede comprobar se encuentran cerca del núcleo, el cual podemos suponer indeformable, si lo tratamos en el ámbito de esta planta. Esto provoca que al estar los puntos de apoyo de la macroestructura siempre dentro de estos núcleos, esos puntos que apoyan así como sus colindantes experimentan una deformación nula o muy baja. Se puede apreciar un aumento de la deformación, cuando aparecen vigas empotradas sobre la longitudinal, ya que a pesar de estar cerca del núcleo, al estar trabajando como un voladizo empotrado, las deformaciones se producen con rapidez, es lo que ocurre en las vigas de menor longitud que aparecen frente al núcleo.

Un aspecto de interés, es el hecho de que las vigas perimetrales transversales sufran una deformación mayor que la transversal que pasa por el centro de la barra. Esto es debido a un concepto que ya se ha comentado en el trabajo, la redistribución de esfuerzos. Al tratarse de vigas en continuidad, se deben estudiar como un todo, en el caso de los extremos, la deformación de la viga en sus dos voladizos extremo es una tercera parte de la deformada de las vigas centrales, este hecho provoca que no pueda colaborar en absorber parte del momento del vano central.

Centrándonos en los puntos de mayor deformación, los azules podemos llegar a comprender como se alcanza una deformación de casi 3 cm en los extremos de las vigas transversales. La razón es que aquí se produce una deformación acumulada, es decir en primer lugar encontramos con la viga central que salva una luz de 19.5m y que por esto hecho ya recibe una deformación importante. Si a esto le sumamos que en su punto central tiene empotrada una viga, que en voladizo recorre aproximadamente 2m, la consecuencia es que el extremo del voladizo tendrá un alto valor de deformación, compuesto por la propia deformación que experimenta como voladizo, y agravado por la deformación que ya lleva adquirida en su empotramiento debido a la deformación de la viga principal.

Por último aún sufrirá más deformación el elemento que conecta ambos voladizos, ya que a la deformación acumulada de ambos voladizos, habrá que sumar la deformación propia que se produce en toda barra apoyada en dos puntos y sometida a una carga repartida, que aunque el valor será pequeño, tendrá gran importancia debido a toda la deformación que acumula de los hechos anteriores.

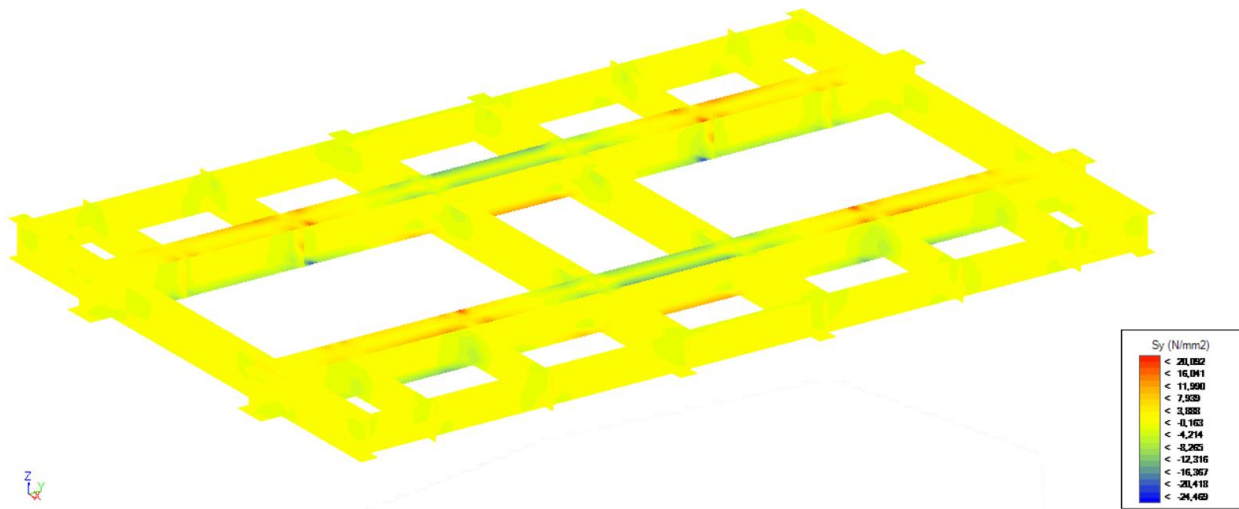


Imagen 101: Diagrama de tensiones Sy

Por último, se puede comprobar la relación entre las tensión que sufre el hormigón y sus deformaciones. Realizando un análisis con la envolvente de las cargas, vemos como existe una relación entre los puntos de deformación los cuales se caracterizan por tener tracciones en su cara inferior y compresiones en la superior. Aquí se puede ver como en la cara que aparecen colores azules, se trata de fuerzas de compresión, por ello en los tramos entre apoyos de la viga aparece azul en la cara de arriba, mientras que en las que estaban voladas aparece por abajo. Por otra parte los colores rojos muestran las tracciones de la placa, que en estos casos se producen en su cara superior y se concentran en el empotramiento. Como podemos comprobar en la (imagen 101) las tensiones en el vano central son grandes, es por ello que en el proyecto se acaba tomando la decisión de realizar un postesado previo a la puesta en carga. Como se aprecia en la (imagen 102) la resistencia del hormigón a compresión es mayor que la sollicitación.

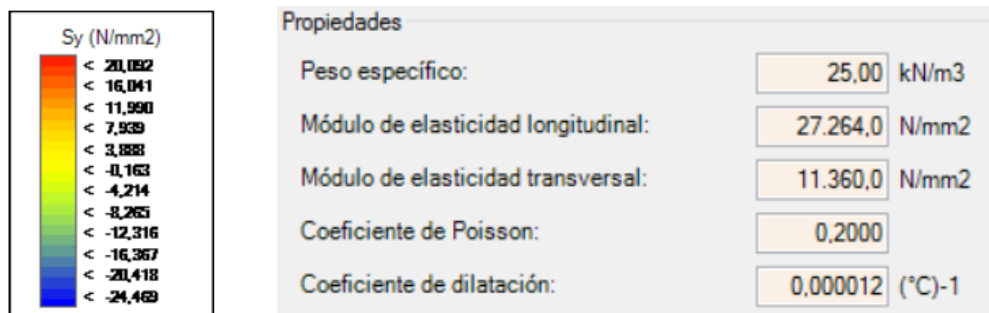


Imagen 102: Comprobación de la resistencia



## 16. El comportamiento de la microestructura.

En este apartado vamos a comprobar cómo se comporta un bloque de 5 plantas de estructura metálica, basándonos en los análisis que hemos hecho en el apartado de la planta aislada. Además podremos comprobar como varía de una a varias alturas y la diferencia entre apoyar en el suelo con resistencia infinita y apoyar en la microestructura.

Las principales diferencias entre considerar una sola planta apoyada en el suelo y considerar un conjunto de 5 plantas que apoyan en la macroestructura son las siguientes. En primer lugar existe una diferencia entre el suelo que lo consideramos indeformable por tener una rigidez infinita, y la rigidez de la macroestructura la cual es finita, y por tanto sufre deformaciones, que afectan a los esfuerzos que sufre el bloque. Por otra parte, el acortamiento total de 5 pilares en vertical es mucho mayor que el que se produce en un solo pilar, de ahí que la deformada total de la última planta adquiera unos valores importantes al estar considerando todas las deformaciones acumuladas de lo que tiene debajo. Otro aspecto a tener en cuenta es el viento, que provoca una distribución de tensiones diferente a la del primer caso donde habíamos ignorado dicha fuerza. Además esta fuerza del viento genera en los pilares tensiones añadidas de torsión y momento.

:

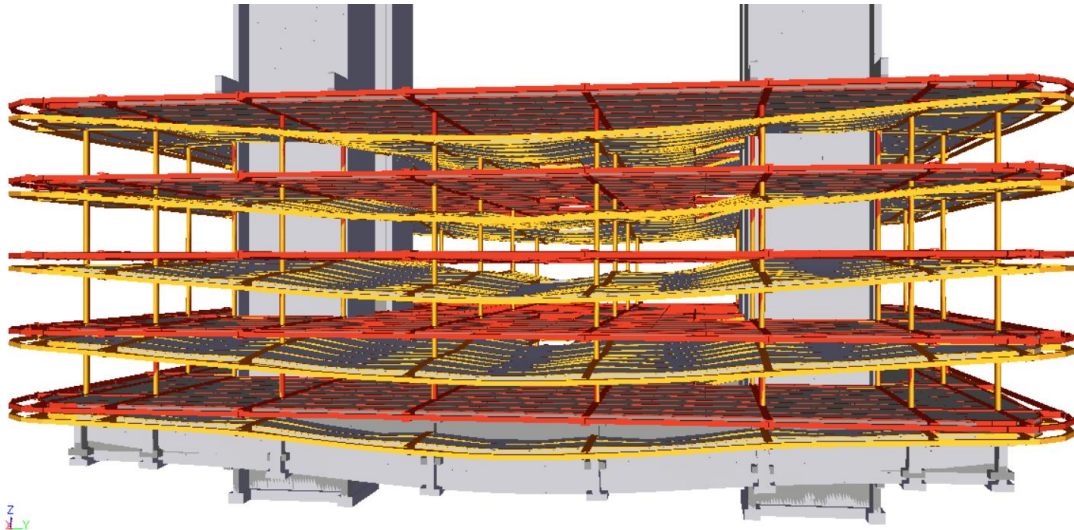


Imagen 103: Deformación del bloque

En la (imagen 103) se pueden ver como los puntos de la zona central, que en el análisis anterior ya habíamos concluido que son los que sufrían mayores deformaciones y mayores esfuerzos, son los que en este caso mayor riesgo suponen, debido a que a la propia deformación sufrida en cada planta se debe sumar la acumulada, lo cual provoca que sea necesario analizar los esfuerzos, las tensiones y las deformaciones del forjado superior ya que si este cumple, los de abajo lo harán también.

Para el estudio de las deformaciones se ha sometido el edificio a una combinación de cargas ELS con la sobrecarga de uso como valor característico; mientras que para el cálculo de los esfuerzos y las tensiones se ha usado la envolvente de acciones para conseguir emular la situación más desfavorable.

El método a seguir va a ser el de estudiar de nuevo las 3 barras que hemos considerado representativas de las diferentes situaciones que se dan en la planta, además de comentar la deformación y las tensiones que sufren las placas. Por última se hará una comprobación de los pilares, los cuales son unos elementos que trabajan menos de lo que lo suele hacer este elemento en los edificios en altura, debido a que en realidad están trabajando como en un edificio de 5

alturas, pues el encargado de soportar las cargas de los casi 105m de altura es el núcleo de hormigón, de ahí que como se verá en el análisis, el pilar es un elemento que no supone un problema en la elaboración del proyecto.

1. Viga que llega de un núcleo de hormigón a otro.

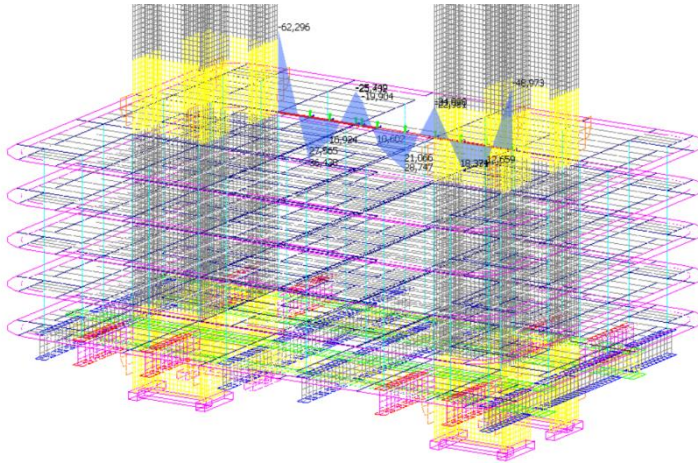


Imagen 104: Diagrama de flectores

La presencia de una estructura que se repite en cada planta provoca que la ley de momentos y de cortantes sea muy similar tanto en el caso de una única planta aislada, como si se trata de un bloque de cinco plantas. Existe alguna mínima variación debido a que, como ya se ha comentado, en este caso se está aplicando la fuerza del viento además de que la superficie de apoyo es deformable.

En cualquier caso, la carga que debe soportar esta viga, es mucho menor a la que soportan las vigas que funcionan en la otra dirección, razón por la cual desde el punto de vista resistente, no le prestaremos gran atención. Como se aprecia, con un perfil IPN 220 llegamos a satisfacer todas las necesidades resistentes con la adecuada seguridad, pero a pesar de que las cargas son menores de las que por ejemplo sufre la viga del siguiente apartado, observamos que no estamos excesivamente del lado de la seguridad, pues el coeficiente de resistencia es de 0.87. Esto se debe a que se trata de un perfil con poca inercia ( $3.058 \text{ cm}^4$ )

Imagen 105: Peritaje de la sección

2. Viga transversal que no atraviesa los núcleos.

Como ocurre en una planta aislada, aquí tendremos esfuerzos más altos, debido a que su dirección es perpendicular al de las viguetas y por tanto debe responder a una mayor superficie a la hora del reparto de cargas en planta. Por otra parte las grandes luces de las vigas como consecuencia de que aquí no aparece ningún núcleo rígido de hormigón, da como resultado que esta sea la viga metálica más solicitada y por tanto la que mayor atención deberemos prestar a la hora del dimensionado.

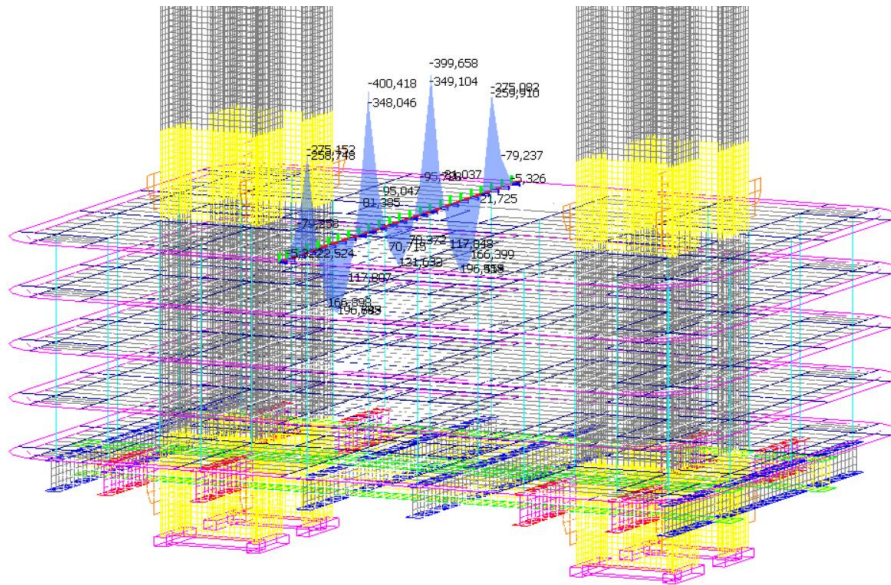
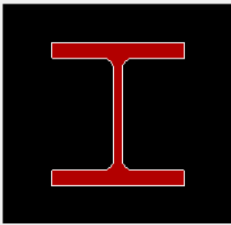


Imagen 106: Diagrama de flectores

Los valores de los momentos son muy similares a los que se producen en el análisis de la planta aislada, y a pesar de ser muy elevados la elección de un perfil HEM 280 debido a su grandísima inercia, podemos considerar que desde el punto de vista de la resistencia a los esfuerzos de viento y gravedad el perfil cumple con un amplio margen de seguridad.

Peritar Viga 4.6.3 (Barras: 3474, 3509, 3540, 3571, 3602, 3632)



Material  
Nombre: ACERO\_S275  
Tipo Acero: S275  
Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Sección

Tipo de sección: HEM 280

Propiedades

Base: 28.80 cm  
 Altura: 31.00 cm  
 Área: 240.63 cm<sup>2</sup>  
 Ix: 767.68 cm<sup>4</sup>  
 Iy: 13.164.52 cm<sup>4</sup>  
 Iz: 39.607.19 cm<sup>4</sup>

Pórtico de vigas

< Ver viga anterior

Nombre del pórtico: 4.6  
 Nº de vigas: 6  
 Viga actual: 4.6.3

Ver viga siguiente >

Longitud viga (m): 7.92

Comprobaciones

Cumple normativa

Guardar Restablecer

<< Información básica

**Resistencia**

ELU desfavorable: 1  
 Ten. Von Misses (N/mm<sup>2</sup>): 169.74  
 Coeficiente Resistencia: 0.61 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo**

ELU desfavorable: 1  
 β Pandeo plano XY local: 0.53 Chi Z: 0.94  
 β Pandeo plano XZ local: 0.50 Chi Y: 0.78  
 β Pandeo lateral: 0.00 Chi lateral: 1.00  
 Coeficiente Pandeo: 0.00 Comprobaciones: Cumple

**Flecha**

ELS desfavorable: 1  
 Flecha relativa (elástica) (cm): -0.675 Tipo de vano: Interior  
 Flecha activa (cm): 0.270 Flecha activa/L: 1/ 2.932  
 Coeficiente Flecha activa: 0.14 Límite Flecha activa: 1/ 400  
 Flecha instant. (cm): 0.236 Flecha instant./L: 1/ 3.351  
 Coeficiente Flecha instantánea: 0.10 Límite Flecha instantánea: 1/ 350  
 Flecha casi-perm (cm): 0.506 Flecha casi-perm/L: 1/ 1.564  
 Coeficiente Flecha casi-permanente: 0.19 Límite Flecha casi-permanente: 1/ 300  
 Comprobaciones: Cumple

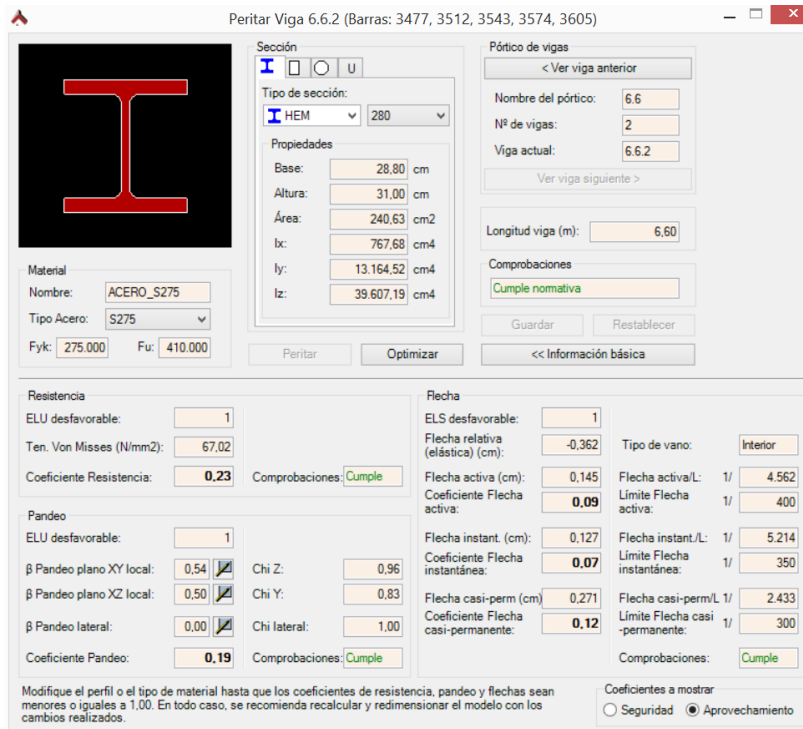
Modifique el perfil o el tipo de material hasta que los coeficientes de resistencia, pandeo y flechas sean menores o iguales a 1.00. En todo caso, se recomienda recalcular y redimensionar el modelo con los cambios realizados.

Coeficientes a mostrar  
 Seguridad  Aprovechamiento

Imagen 106: Peritaje de la sección



3. Viga que apoya en el núcleo y finaliza en la fachada.



Las luces de las viguetas que descansan en estos vanos son menores que las del caso anterior, parece lógico pues que si emplea el mismo perfil, el resultado quede aún más por el lado de la seguridad. En cuanto a las solicitaciones como ocurre en las dos barras anteriores varían muy poco respecto a las mostradas en el análisis de una planta aislada.

El punto que requiere mayor atención es el apartado de las deformaciones, tanto horizontales como verticales, que se analiza a continuación.

Imagen 107: Peritarje de la sección

- Deformación de los forjados del bloque.

Partimos de la base de que como ya se ha comentado, en el caso del bloque estamos apoyando en una superficie susceptible de ser deformada, a lo que le podemos sumar que la superposición de 5 plantas hace que el axil que recibe el pilar de la inferior sea el producido por las cargas de 5 forjados, es decir, mucho mayor que en el caso de la planta aislada. Esto provoca que la compresión aumente la deformación del pilar, en este caso acortándolo, y variando las alturas de los nudos iniciales, que al tener que ir reajustándose generará en la barra un aumento de las tensiones

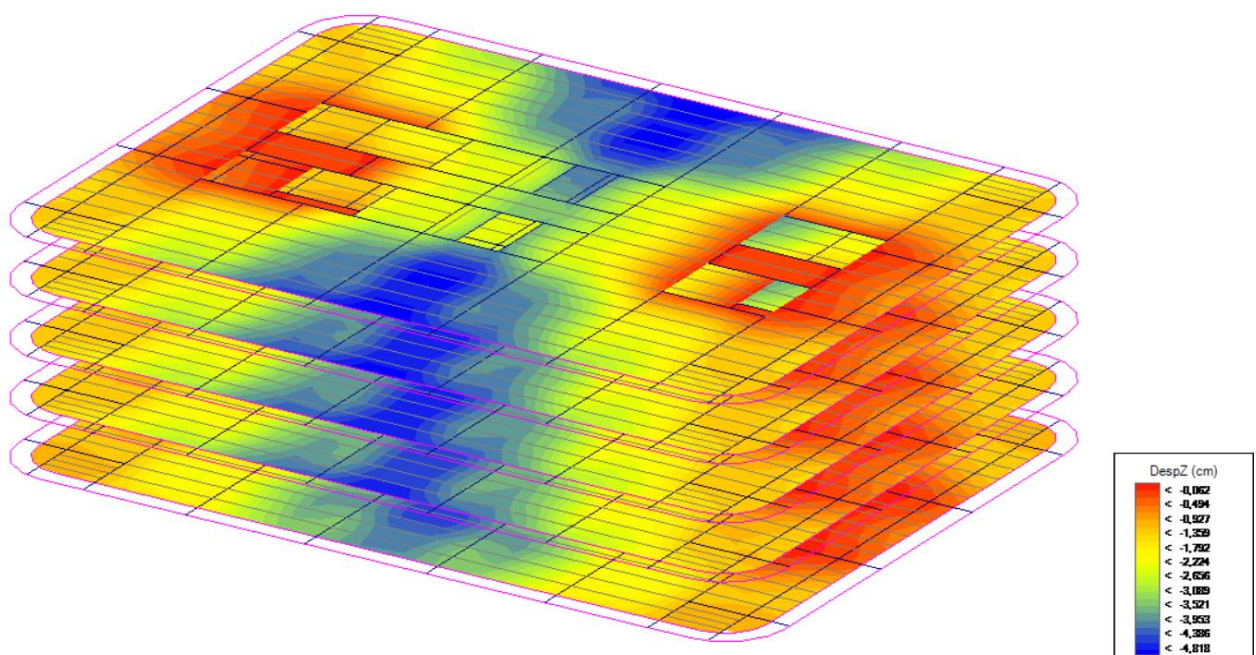


Imagen 108: Diagrama de desplazamientos

internas. Al igual que ocurría en la planta aislada, los puntos que existen entre medio de los núcleos, son los que mayor deformación sufren, sobre todo los más alejados, mientras que los más cercanos apenas experimentan un descenso. El cálculo de la deformada se ha llevado a cabo con la envolvente de las cargas.

Por su parte los pilares sufren un acortamiento que a medida que vamos aumentando las alturas es menor, debido a que soportan menos forjados. Se puede apreciar como el pilar inferior llega a soportar una carga casi 4 veces mayor al más alto.

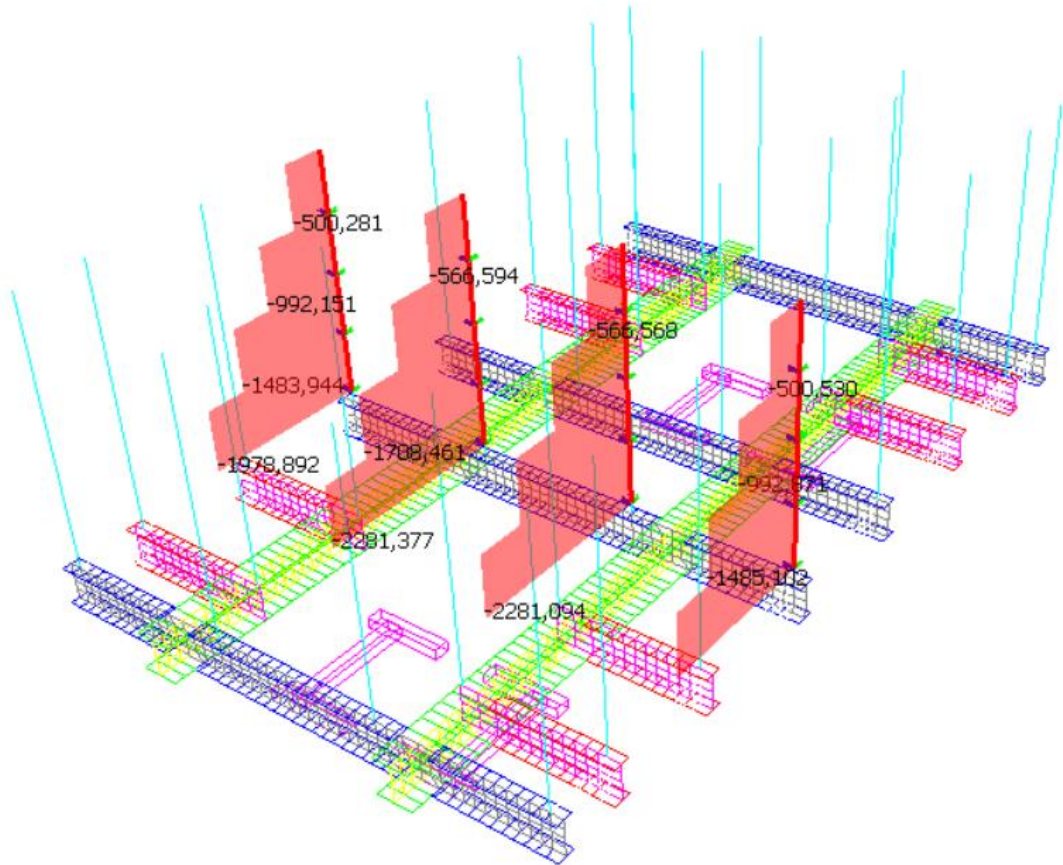


Imagen 109: Diagrama de axiles

Además podemos comprobar desde un punto de vista práctico, que lo que hemos explicado teóricamente sobre los bloques de 5 plantas, en la realidad se cumple. La (Imagen 93), está obtenida de un modelo que solo trabaja con un bloque de 5 plantas de manera individual, para poder hacer un análisis más visual de los esfuerzos. Si observamos los pilares centrales podemos comprobar que el axil es en torno a 2300 kN, y se corresponde a la carga de 5 plantas de forjado.

Ahora en esta (Imagen 94), en la planta primera, hemos comprobado el axil, y como se puede apreciar, el valor vuela a rondar los 2300kN, esto se debe a que lejos de soportar todo el peso de la estructura, los bloques apoyados en la macroestructura, consiguen aislar las plantas de manera que se pueda entender el proyecto, como una suma de edificios de 5 plantas que se apoyan en los dos

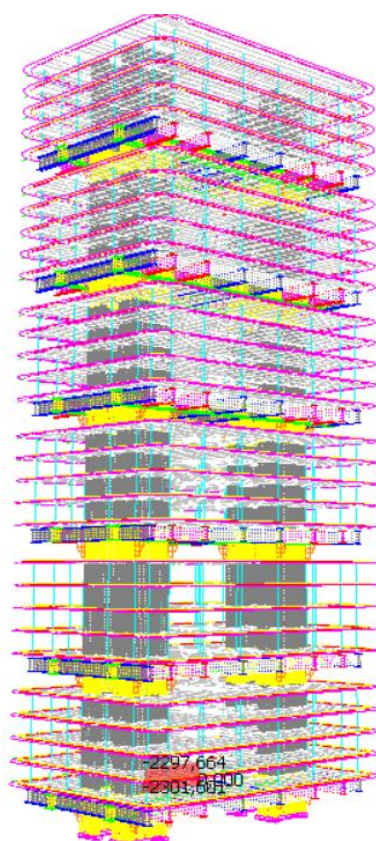
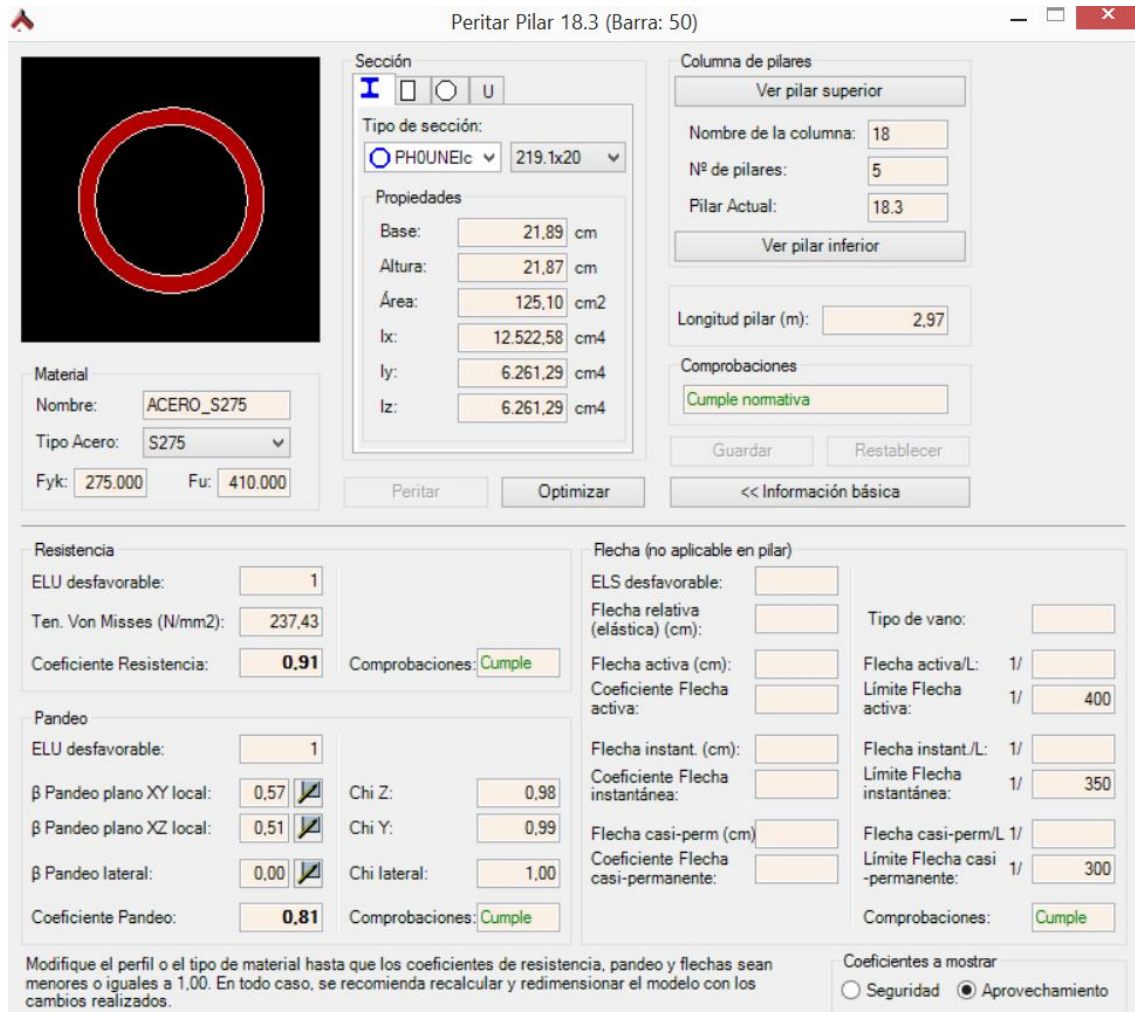


Imagen 110: Diagrama de axiles



grandes núcleos verticales. Podría asimilarse a un árbol y sus ramas, donde una rama que sale a 2 m de altura, no tiene la misión de soportar a otra rama que queda encima, sino que es el tronco quien soporta ambas.

Por finalizar con el tema de los pilares podemos comprobar cómo se encuentra dentro de las prescripciones establecidas por el CTE a pesar de tratarse de un pilar de una ligera sección, ya que además de tratarse de un pilar pequeño, está hueco.



**Peritar Pilar 18.3 (Barra: 50)**

**Sección**

Tipo de sección: PH0UNE1c 219.1x20

Propiedades

Base: 21.89 cm  
 Altura: 21.87 cm  
 Área: 125.10 cm<sup>2</sup>  
 Ix: 12.522.58 cm<sup>4</sup>  
 Iy: 6.261.29 cm<sup>4</sup>  
 Iz: 6.261.29 cm<sup>4</sup>

Material

Nombre: ACERO\_S275  
 Tipo Acero: S275  
 Fyk: 275.000 Fu: 410.000

Columna de pilares

Ver pilar superior

Nombre de la columna: 18  
 Nº de pilares: 5  
 Pilar Actual: 18.3

Ver pilar inferior

Longitud pilar (m): 2.97

Comprobaciones

Cumple normativa

Guardar Restablecer

Peritar Optimizar << Información básica

---

**Resistencia**

ELU desfavorable: 1  
 Ten. Von Misses (N/mm<sup>2</sup>): 237.43  
 Coeficiente Resistencia: 0.91 Comprobaciones: Cumple

**Pandeo**

ELU desfavorable: 1  
 β Pandeo plano XY local: 0.57  
 β Pandeo plano XZ local: 0.51  
 β Pandeo lateral: 0.00  
 Coeficiente Pandeo: 0.81 Comprobaciones: Cumple

Chi Z: 0.98  
 Chi Y: 0.99  
 Chi lateral: 1.00

**Flexión (no aplicable en pilar)**

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

Tipo de vano:  
 Flecha activa/L: 1/  
 Límite Flecha activa: 1/ 400  
 Flecha instant./L: 1/  
 Límite Flecha instantánea: 1/ 350  
 Flecha casi-perm/L: 1/  
 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 111: Peritaje de la sección

## - CONCLUSIONES -

El estudio de la obra de Francisco Javier Sáenz de Oiza, nos permite tener una base sobre su forma de proyectar, esencial para entender el carácter del Banco de Bilbao y comprender su funcionamiento. La solución empleada para resolver el problema de las vías del tren generando dos grandes núcleos rígidos, nos lleva a una serie de actuaciones en las plantas superiores que son las que hemos podido entender gracias al desarrollo del trabajo.

A lo largo del análisis de los resultados hemos podido observar como el hecho de implantar dos escalas de la estructura, tiene un sentido puramente estructural, con ello lo que consigue es independizar las cargas de los bloques, conteniéndolos todos dentro del mismo conjunto gracias a la presencia de los dos grandes núcleos. La solución va generando cada 5 plantas una nueva cota 0 para ese bloque, gracias a la presencia de la macroestructura, a partir de la cual nacen dichos bloques de 5 plantas de estructura metálica, que son totalmente independiente del bloque siguiente o del anterior. La relación entre ambas estructuras es la misma que se produce entre cualquier construcción y el terreno en el que se cimienta, con la diferencia en el contacto entre ambas y de que la rigidez y el comportamiento de la macroestructura distan bastante del comportamiento del terreno.

Los resultados obtenidos tras la puesta en carga del modelo, a pesar de soportar un gran carga en la dirección vertical, por lo que respecta a los núcleos de hormigón nos indican que el mayor problema de éstos es el causado por el viento, agravado por la gran altura de los mismos (105 m), por lo que el análisis de esta parte del trabajo, se centra en comprobar los efectos de la fuerza horizontal, en cuanto a desplome y tensiones producidas en la placa, concluyendo que su respuesta es favorable.

Por su parte en el estudio de la macroestructura se ha concluido que es necesario el empleo de un postesado antes de la puesta en carga del emparrillado, a pesar del gran canto de la viga (2.01 m), la luz entre los dos núcleos (19.5 m) nos da en el cálculo unas deformaciones mayores a 2,5 cm siendo necesario el empleo de este sistema que reducirá la deformación y permitirá que la microestructura tenga un apoyo más uniforme y por tanto más similar al que se produciría en cualquier cimentación sobre el terreno.

La microestructura formada por bloques sucesivos de 5 plantas de estructura metálica, presenta los problemas propios de este tipo de entramados, la elección de la sección necesaria para las luces y cargas a las que debe dar respuesta, el comportamiento frente a las cargas horizontales y el enlace con el emparrillado de vigas de hormigón. En el trabajo se concluye que tras el diseño del modelo más similar a la estructura real, la respuesta frente a cargas verticales y horizontales, en cuanto a resistencia y deformación, muestra unos resultados aceptables y dentro de los parámetros establecidos por la norma.

En resumen, el procedimiento partía del diseño de un modelo del conjunto lo más fiel posible a la realidad, para posteriormente a su puesta en carga, hacer un estudio de la respuesta y las necesidades estructurales, tras la comprobación de las secciones y de los elementos se ha confirmado la buena respuesta de la estructura en cuanto a cargas verticales y esfuerzo frente al viento.



## - BIBLIOGRAFÍA ESCRITA -

Sáenz de Oiza 1946-1988. (Abril de 1988). El Croquis(32-33), 00. Ábalos, I. (2005).

La buena vida. Barcelona: Gustavo Gili. Alberdi, R. (1996).

Cinco proyectos de vivienda Social en la obra de Oiza. Madrid: Ediciones Pronaos

Sáenz de Oiza, F. (2006). Escritos y conversaciones. Barcelona: Fundacion Caja de Arquitectos.

Sáenz de Oiza, F. J. (2006). Escritos y conversaciones. Barcelona: Fundación Caja de Arquitectos.

Capitel, A. (septiembre de 2000). Palabras de Arquitectura. Arquitectura Coam, 82. Colectiva, G. d. (2010).

Cuadernos de Vivienda nº 4. Madrid: Givco Dpa Etsam Upm.

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao

## - BIBLIOGRAFÍA FOTOGRÁFICA -

Imagen 1\_ <http://www.arquimagazine.com>

Imagen 2\_ <http://www.museooteiza.org>

Imagen 3\_ <http://www.esukomedia.org>

Imagen 4\_ <http://www.esukomedia.org>

Imagen 5\_ <http://www.urbipedia.com>

Imagen 6\_ <http://www.urbipedia.com>

Imagen 7\_ <http://www.arqpress.net>

Imagen 8\_ <http://www.arqpress.net>

Imagen 9\_ <http://www.arqpress.net>

Imagen10\_ <http://www.esculturaurbana.com>

Imagen 11\_ <http://www.esculturaurbana.com>

Imagen 12\_ Elaboración propia

Imagen 13\_ Elaboración propia

Imagen 14\_ Elaboración propia

Imagen 15\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez

Imagen 16\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez

Imagen 17\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez

- Imagen 18\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 19\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 20\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 21\_ <http://www.lookingatbuildings.org.uk>
- Imagen 22\_ <http://www.tectonicablog.com>
- Imagen 23\_ <http://www.urbipedia.com>
- Imagen 24\_ <http://www.archdaily.com>
- Imagen 25\_ <http://www.lookingatbuildings.org.uk>
- Imagen 26\_ Elaboración propia
- Imagen 27\_ Elaboración propia
- Imagen 28\_ Elaboración propia
- Imagen 29\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 30\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 31\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 32\_ <http://www.artehistoria.com>
- Imagen 33\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 34\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 35\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 36\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 37\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 38\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 39\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 40\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 41\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 42\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 43\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 44\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 45\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 46\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 47\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez

- Imagen 48\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 49\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 50\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 51\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 52\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 53\_ Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Sáenz de Oiza Banco de Bilbao. Fotografía de Boltanás Sánchez
- Imagen 54\_ Elaboración propia
- Imagen 55\_ Elaboración propia
- Imagen 56\_ Elaboración propia
- Imagen 57\_ Elaboración propia
- Imagen 58\_ Elaboración propia
- Imagen 59\_ Elaboración propia
- Imagen 60\_ Elaboración propia
- Imagen 61\_ Elaboración propia
- Imagen 62\_ Elaboración propia
- Imagen 63\_ Elaboración propia
- Imagen 64\_ Elaboración propia
- Imagen 65\_ Elaboración propia
- Imagen 66\_ Elaboración propia
- Imagen 67\_ Elaboración propia
- Imagen 68\_ Elaboración propia
- Imagen 69\_ Elaboración propia
- Imagen 70\_ Elaboración propia
- Imagen 71\_ Elaboración propia
- Imagen 72\_ Elaboración propia
- Imagen 73\_ Elaboración propia
- Imagen 74\_ Elaboración propia
- Imagen 75\_ Elaboración propia
- Imagen 76\_ Elaboración propia
- Imagen 77\_ Elaboración propia



Imagen 78\_ Elaboración propia

Imagen 79\_ Elaboración propia

Imagen 80\_ Elaboración propia

Imagen 81\_ Elaboración propia

Imagen 82\_ Elaboración propia

Imagen 83\_ Elaboración propia

Imagen 84\_ Elaboración propia

Imagen 85\_ Elaboración propia

Imagen 86\_ Elaboración propia

Imagen 87\_ CTE DBSE - AE

Imagen 88\_ Elaboración propia

Imagen 89\_ Elaboración propia

Imagen 90\_ Elaboración propia

Imagen 91\_ Elaboración propia

Imagen 92\_ Elaboración propia

Imagen 93\_ Elaboración propia

Imagen 94\_ Elaboración propia

Imagen 95\_ Elaboración propia

Imagen 96\_ [http: www.ingenieriacivilnomastecnicas.com](http://www.ingenieriacivilnomastecnicas.com)

Imagen 97\_ Elaboración propia

Imagen 99\_ [https://es.wikipedia.org/wiki/Hormigón\\_postesado](https://es.wikipedia.org/wiki/Hormigón_postesado)

Imagen 100\_ Elaboración propia

Imagen 101\_ Elaboración propia

Imagen 102\_ Elaboración propia

Imagen 103\_ Elaboración propia

Imagen 104\_ Elaboración propia

Imagen 104\_ Elaboración propia

Imagen 105\_ Elaboración propia

Imagen 106\_ Elaboración propia

Imagen 107\_ Elaboración propia

Imagen 108\_ Elaboración propia

Imagen 109\_ Elaboración propia

Imagen 110\_ Elaboración propia

Imagen 111\_ Elaboración propia