



UNIVERSITAT  
POLITÀCNICA  
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA  
SUPERIOR  
D'ARQUITECTURA

TRABAJO FINAL DE GRADO (TFG)

APROXIMACIÓN ARQUITECTÓNICA Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL

# HOTEL PORTA FIRA

PROYECTADO POR

*Toyo lto*

ALUMNA

**SILVIA SÁNCHEZ RUESCAS**

CURSO 2017 - 2018

TUTOR

**ERNESTO JESÚS FENOLLOSA FORNER**

GRADO EN FUNDAMENTOS DE LA ARQUITECTURA





---

## AGRADECIMIENTOS

A todos aquellos que han hecho este trabajo posible, empezando por Ernesto Fenollosa, mi tutor y un gran apoyo para mi en esta aventura que ha sido estudiar Arquitectura. Por su disponibilidad y disposición para cualquier asunto que se me ha presentado. Muchísimas gracias por todo, Ernesto.

A otros muchos profesores que también me han ayudado y apoyado a lo largo del camino. A Luí de Mazarredo por darme tantas oportunidades y siempre incitarme a superarme. A Ana Almerich, por haberme soportado muchas tardes en su despacho y haber hecho de segunda madre para mi, auxiliándome en todo lo que ha podido y más (¡sin olvidarme tampoco de Dani!).

A todos los amigos que he hecho en esta carrera y a los de fuera de ella, por soportarme durante tantos buenos y malos momentos. Sobre todo a Ariadna Cánaves, la cual me ha acompañado todas las veces que han sido necesarias a visitar el edificio objeto de este trabajo.

A mis padres y hermana, por siempre creer en todas las decisiones que he tomado, y a quienes les debo todo lo que soy hoy en día.

## RESUMEN

---

La torre del Hotel Porta Fira (l'Hospitalet de Llobregat, Barcelona), galardonado por el Emporis Skyscraper Award 2010, es una de las grandes obras de Toyo Ito en España.

Tras haber reconocido que Antoni Gaudí fue una gran inspiración en toda su obra realizada en Barcelona, este esbelto edificio rojo ha marcado un antes y un después del skyline de Barcelona, además de albergar uno de los hoteles más ejemplares de la ciudad.

La torre del hotel junto a su hermana, la torre dedicada a oficinas, se caracterizan por la potente verticalidad del conjunto que va acompañada de prominentes elementos compositivos que las hacen únicas en su entorno. El edificio cuestión de este trabajo, cuenta además con una complejidad volumétrica debida a la forma de flor de loto que hace de la estructura un punto principal como recurso proyectual e intrínseco en el propósito arquitectónico.

Así pues, el presente trabajo tiene como fin el estudio y análisis de la Torre Porta Fira tras hacer un repaso por la biografía e influencias en la obra de Toyo Ito. La búsqueda de información para la descripción detallada de la estructura resultará en el desarrollo de un modelo informático E.F.2D a partir del programa de cálculo Architrave© que reflejará su comportamiento. Finalmente, se intentarán dar las soluciones necesarias para hacer de este singular y emblemático edificio una realidad tangible tanto constructiva como estructuralmente.

**Palabras clave:** Toyo Ito, Hotel Porta Fira, elementos finitos, análisis estructural, hormigón armado, volumen orgánico.

---

## ABSTRACT

The Porta Fira Hotel tower (l'Hospitalet de Llobregat, Barcelona), Emporis Skyscraper Award 2010, is one of the greatest works of Toyo Ito placed in Spain.

After acknowledging Antoni Gaudí as a great inspiration for his works located in Barcelona, this slender red building has made a real difference in Barcelona's skyline being also one of the most exemplary hotels of the city.

The hotel tower along with his brother, the tower meant for offices, are defined by an utmost verticality which pairs with distinctive compositional elements that make them both unique in their surroundings. This way, the building matter of this work, is added an extra volumetric complexity because of the lotus flower form which makes the structure a principal point as a designing and innate resource in the architectural agenda.

Therefore, the following document will embody the study and analysis of the Porta Fira Hotel tower after taking a look into the biography and influences in Toyo Ito's works. Data gathering for a detailed structure description will result in the creation of an E.F.2D structural model thanks to the estimation software Architrave© which will later reveal the behaviour of said structure. Finally, necessary solutions will be taken to make this singular and emblematic building a tangible reality not only constructive but also structural wise.

**Keywords:** Toyo Ito, Porta Fira Hotel, finite element method, structural analysis, reinforced concrete, organic volumetry.

“ *I will never fix my architectural style and (will) never be satisfied with my works.*”

**TOYO ITO**

# ÍNDICE

---

<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	[06]
1.1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	[07]
1.2. CONTEXTO ARQUITECTÓNICO: TOYO ITO	[08]
1.3. CONTEXTO HISTÓRICO-CULTURAL: LA BARCELONA DE GAUDÍ	[12]
<b>2. EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO</b>	[19]
2.1. PORTA FIRA Y SUS INICIOS	[20]
2.2. LA GEOMETRÍA: FLOR DE LOTO	[23]
2.3. EL PROGRAMA Y SUS USOS	[24]
2.4. MATERIALIDAD	[27]
<b>3. EL MODELO ESTRUCTURAL</b>	[28]
3.1. DESCRIPCIÓN MATERIAL ESPECÍFICA DE LA ESTRUCTURA	[29]
3.2. SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS ESPECÍFICAS DEL EDIFICIO	[33]
3.3. SIMPLIFICACIÓN Y MODELO	[36]
3.4. EVALUACIÓN DE CARGAS	[37]
<b>4. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL</b>	[49]
4.1. COMPORTAMIENTO GENERAL	[50]
4.2. LA CUBIERTA AJARDINADA	[51]
4.3. TENSIONES EN LOS ELEMENTOS VERTICALES	[53]
4.4. DESPLAZAMIENTOS EN LA VOLUMETRÍA	[56]
<b>5. SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE LA PLANTA 4</b>	[57]
5.1. LAS PANTALLAS RADIALES	[58]
5.2. EL NÚCLEO CENTRAL	[62]
5.3. ARMADO Y REFUERZOS DEL FORJADO	[64]
<b>6. CONCLUSIONES</b>	[67]
<b>7. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES</b>	[71]
7.1. FUENTES	[72]
7.2. REFERENCIA DE IMÁGENES	[74]

## 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

Denominado la Joya Roja de Toyo Ito, el Hotel Porta Fira situado en l'Hospitalet de Llobregat (Barcelona) es una obra ampliamente comentada, premiada y publicada en plataformas sobre arquitectura, revistas y periódicos. No obstante, su análisis estructural (calculado originalmente por *IDOM UK LTD.*), pese a ser de gran singularidad proyectual, apenas ha sido estudiado por la complejidad de su diseño dentro de su volumetría orgánica.

Este rascacielos rojo (junto a su hermana torre de oficinas) cuenta con una estructura que desempeña un papel muy importante, como en cualquier edificio. No por tratarse únicamente de ser el esqueleto que sostiene a todo el conjunto del edificio, sino porque configura sus espacios relacionándolos de diferentes maneras.

De esta forma, el objetivo principal del trabajo se basa en la descripción de la estructura de este edificio proyectado en 2006 y cuyas obras finalizaron en 2010 para dar paso a su análisis a partir de un modelo informático E.F.2D. Gracias al programa de cálculo Architrave©, se podrá conocer y entender el planteamiento estructural del edificio en su conjunto y de los elementos individuales que conforman su estructura en detalle.

Para poder llegar al estudio del comportamiento estructural, es necesaria la aproximación a la obra de su autor, su trayectoria arquitectónica y las influencias que ha ido acumulando a lo largo de su carrera además de las condiciones del entorno para entender la situación en la cual Toyo Ito desarrolló el proyecto Porta Fira.

De esta forma es necesario la búsqueda exhaustiva de información para poder desarrollar una descripción arquitectónica de la torre y la elaboración del modelo de su estructura lo más fieles posibles a la realidad.

La finalidad conllevará, por otra parte, poder obtener conclusiones y resultados de diseño extrapolables que permitan conocer la lógica estructural que se esconde tras el singular diseño desarrollado por éste gran arquitecto japonés. Además, también será necesario comprender las limitaciones y efectos que tiene una estructura de este tipo sobre el diseño arquitectónico para poder aplicar los conceptos subyacentes a edificios de similares características y esquemas estructurales.

Para ello, se propone la siguiente metodología: búsqueda y análisis del contexto arquitectónico y socio-histórico que envuelve a Toyo Ito y el Hotel Porta Fira, incluyendo las condiciones de su localización, Barcelona. A partir de la información disponible recopilada y, una vez analizada, se realizará un modelo de su estructura con la ayuda del programa informático de análisis y cálculo estructural Architrave. Este modelo será sometido a las cargas propias de la edificación estimadas según el documento CTE DB SE-AE sobre Seguridad Estructural y Acciones en la Edificación, lo que permitirá realizar un exhaustivo estudio de su comportamiento. De los resultados obtenidos, se extraerán una serie de conclusiones sobre el modelo que muestren la realidad estructural de cada una de las partes del edificio y de su conjunto global respecto a los distintos esfuerzos a los que han sido sometidos.

## 1.2. CONTEXTO ARQUITECTÓNICO: TOYO ITO



Figura 1. Toyo Ito.

8

Toyo Ito nació el 1 de Junio de 1941, en la ciudad metropolitana de Seúl, durante la ocupación japonesa en Corea del Sur. No obstante, dos años más tarde, en 1943, regresó a Japón (Shimosuwa-machi en la Prefectura de Nagano) con su madre y sus dos hermanas mayores, esperando a la vuelta de su padre que se produjo otros dos años más tarde.

Tras la muerte de su padre en 1953, Toyo Ito se graduó del Departamento de Arquitectura en la Facultad de Ingeniería, Universidad de Tokio (1965). De esta forma, empezó a trabajar como aprendiz con Kikutake Kiyonori, uno de los líderes de la *Metabolist School* (un movimiento arquitectónico japonés de los años 60 que abogaba por estrategias de diseño radicalmente futurísticas), pero a medida que el movimiento se fue apagando, Ito abandonó el estudio de Kikutake (1969) para establecer su propio despacho en Tokio, al cual llamaría

*Urban Robot* (URBOT). Durante esta etapa, Ito se enfocó principalmente en la proyección residencial y otras obras de pequeña escala, de las cuales destaca la casa *White U* (1976), un encargo para su hermana mayor y sus dos hijas pequeñas después de que el marido de ésta perdiera su batalla contra el cáncer.



Figura 2. Vista al patio interior de la casa *White U*.



Más tarde, en 1979, renombró su firma a tal y como la conocemos hoy en día, *Toyo Ito & Associates, Architects*.

Con este cambio de etapa, Ito también empezó a enfocarse en obras de mayor escala, y sus diseños comenzaron a ser de carácter más experimental como *Tower of the Winds* (1986).



Figura 3. *Tower of the Winds*. Luminaria apagada (izq.) y encendida (der.).

Esta torre de instalaciones donde se alberga un raro tanque de agua de viviendas que sirve de aire acondicionado para un mall que se encuentra en el subsuelo, se erige como una escultura tecnológica, dando la bienvenida a los viajeros que llegan a la estación de trenes de Yokohama. Además, representa una visión de la arquitectura de Toyo Ito, particularmente en su creencia sobre la importancia de la tecnología y su rol vital en el futuro de la arquitectura.

La *Tower of the Winds* pone en valor la estratificación de la ciudad, la cual descompone en líneas electrónicas que superpuso posteriormente dinámicamente. Además,

extrajo el tema del viento como una refinada metáfora con la que justificó la efímera luz evanescente que rodea al volumen, conformado por una ligera estructura que soporta una piel perforada, semitransparente, de aluminio.

Así pues, durante el día la torre se mantiene como un volumen sólido, pero de noche, las luces convierten a la pieza en un elemento vertical estratificado bajo constantes cambios lumínicos gracias a un sistema computarizado.

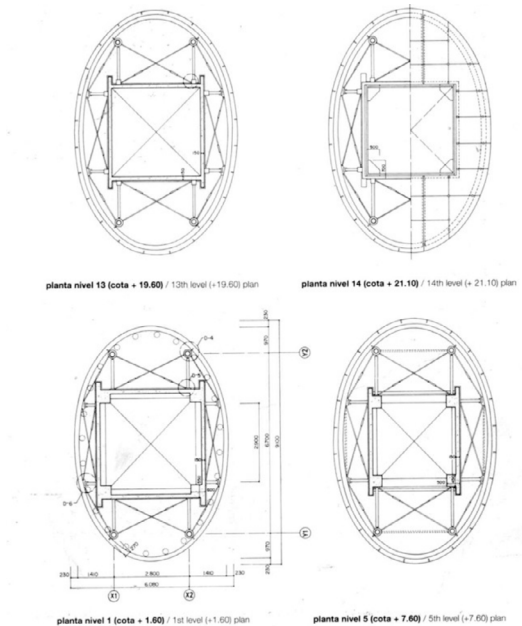


Figura 4. Planimetría de la *Tower of the Winds*.

Fue más tarde, en 1987, cuando se le premió con el *Edwin Guth Memorial Award of Excellence*, expedido por la *America's Illumination Engineering Society* por este proyecto, en el cual se le acreditó por su aporte al cosmopolitismo además de la ingeniosidad de la solución lumínica.



edificio. Pero, además, cada planta se caracteriza por la utilización de diferentes colores, formas y materiales, creando un efecto de estratificación como si varios fragmentos de la ciudad hubiesen sido puestos uno encima de otro.

En cierta manera, esta obra recuerda a las maneras en las que trabajaba Le Corbusier, entre otras al principio de planta libre de entre los cinco puntos de la arquitectura moderna, por su gran adaptabilidad a toda posibilidad de programa.

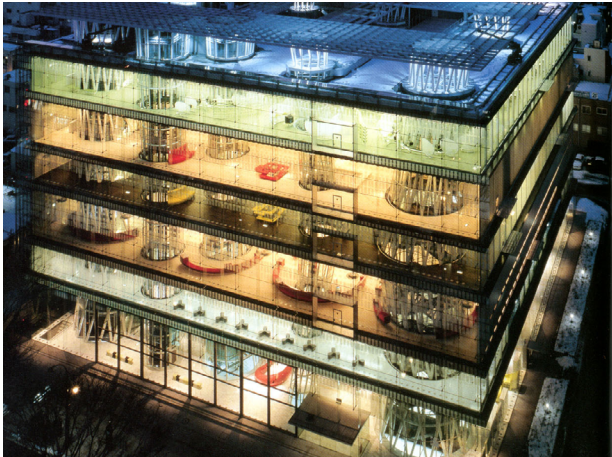


Figura 7. La estratificación de la *Sendai Mediatheque*.

Cabe remarcar, que la verdadera singularidad de este edificio reside en su solución portante que consiste en forjados de hormigón los cuales son perforados por 13 volúmenes cilíndricos irregulares de gran tamaño que albergan en su interior parte del programa de distribución.

La compartimentación en cada altura se reduce al mínimo, dejando el espacio completamente libre para que se puedan llevar a cabo diferentes funciones. Además, cada piso cuenta con

diferente altura libre para diversificar al máximo los espacios.

Por otra parte, la tecnología, al igual que en la *Tower of the Winds*, determina la forma del edificio en cierta manera. En este caso, actúa sobre las singulares columnas. Principalmente estaban concebidas como elementos sólidos, blancos y de "consistencia homogénea".

Desde el principio, la intención había sido iluminar las columnas, poniendo los aspectos técnicos al servicio de su búsqueda de la poesía de luz, pero fascinado por los estudios de Mutsuro Sasaki, Ito fue acercándose progresivamente a la desmaterialización de las formas sólidas llegando a la conclusión final de una estructura tubular.



Figura 8. Las columnas de la *Sendai Mediatheque* y su espacio interior.

El estudio de la forma de las columnas (cuyo diámetro oscila entre 2 y 9 metros) empezó del concepto de un cilindro; sometido primero a torsión y posteriormente a oscilación. Además, como solución de resistencia a sismo, los perfiles



de las columnas con mayor diámetro, situadas en las cuatro esquinas del edificio, se resolvieron como cercas con bases reforzadas de hormigón. Mientras tanto, las 9 columnas restantes no contribuyen a la resistencia horizontal, pero por su posición sí ayudan al sustento y disipación de cargas gravitatorias.

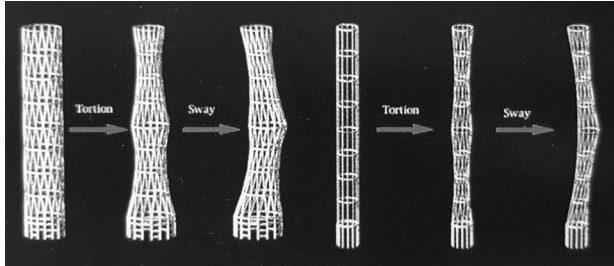


Figura 9. Ideación y transformación de las columnas.

Estos volúmenes tubulares que añaden un especial punto de atractivo visual al espacio, no habrían sido posible ejecutarlos *in situ* dada la complejidad de la estructura, y la prefabricación fue la única solución con garantías de calidad y seguridad.

En 2011, la estructura se vio sometida a sismo, en el que el interior sufrió grandes daños (instalaciones y acabados) pero donde la estructura aguantó sin apenas sufrimiento.



Figura 10. La Sendai Mediatheque tras el fatídico terremoto de 2011 en Japón.

Como muchas otras de sus obras, Ito se inspira principalmente en imágenes de la naturaleza, donde refleja su creencia en la arquitectura como "extensión de la naturaleza".

Su niñez entre las montañas de Nagano, cerca del lago Suwa influenciaron su trabajo, el mismo Ito comentaba que solía admirar el lago cada día cuando caminaba hacia el colegio.

Es por esto que efectos como las grietas que se generaban en el lago tras congelarse en los meses fríos del año han formado parte de su trayectoria arquitectónica, y podemos encontrar esta referencia en obras como el pabellón efímero de 2002 para la *Serpentine Gallery* en Londres o el edificio para TOD's en el famoso distrito comercial de Omotesando en Tokio.



Figura 11. Pabellón para la Serpentine Gallery (izq.) y edificio para TOD's (der.).

Toyo Ito ha sido un gran referente arquitectónico en el siglo XX y XXI, es por esto que ha recibido numerosos premios entre los cuales se incluyen el *Architectural Institute of Japan Award*, el *Golden Lion* en la *Venice Biennale*, la *Royal Gold Medal* del *Royal Institute of British Architects*, el *Asahi Prize*, el *Praemium Imperiale in Honour of Prince Takamatsu*, y en especial, el *Pritzker Architecture Prize 2013*, entre muchos otros.

A lo largo de más de 40 años de carrera, Ito ha desarrollado su labor en bibliotecas, casas, parques, teatros, tiendas, edificios de oficinas y pabellones, en los que ha buscado ampliar las posibilidades de la arquitectura. Pero además, ha participado activamente en la reconstrucción de áreas dañadas por el gran sismo que sacudió a Japón en 2011 mediante la construcción de su proyecto *Homes-for-All*, además de en actividades que acercan a la sociedad hacia la arquitectura.

### 1.3. CONTEXTO HISTÓRICO-CULTURAL: LA BARCELONA DE GAUDÍ

La arquitectura del siglo XX, estoica y abstracta, se caracterizó por edificios que se pueden concebir en cualquier parte del mundo. Es por esto que en el siglo XXI se quiso volver a pensar cómo se podía reflejar una nueva forma de vivir y, en este sentido, la figura de Gaudí, que con sus formas orgánicas sabía reflejar la vida en arquitectura, ha sido un punto culminante muy importante en la propuesta de Toyo Ito y muchísimos otros arquitectos y artistas de hoy en día.



Figura 12. Antonio Gaudí y Cornet.

Gaudí (nacido en 1852) creció en una Barcelona que estaba siendo modificada por el Plan Cerdá (1860) debido al gran crecimiento demográfico que elevó la población de la ciudad de 115.000 habitantes en 1802 a 140.000 en 1821, llegando a los 187.000 en 1850. Además, su situación sanitaria y social se había ido haciendo asfixiante.

A medida que el Plan Cerdá fue desarrollándose, Gaudí estudió arquitectura al mismo tiempo

que trabajó como dibujante con el arquitecto Francesc de P. del Villar Lozano en el proyecto del nuevo ábside de la iglesia del monasterio de Montserrat. También colaboró con el maestro de obras Josep Fontseré en los trabajos del parque de la Ciudadela y, en calidad de delineante, con el arquitecto y profesor de la Escuela de Arquitectura, Leandre Serrallach.

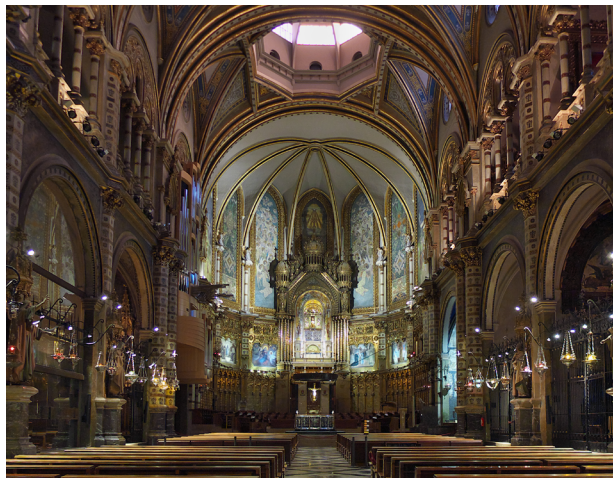


Figura 13. Ábside de la iglesia del monasterio de Montserrat.

No obstante, hasta que no abrió su estudio al acabar la carrera (1878), no recibió sus primeros encargos (un quiosco de servicios para Enric Girossi y el proyecto de iluminación de la muralla del mar).

El ensanche de la ciudad durante 1870 percibió un progreso notable ya que los inversores vieron una gran oportunidad de negocio en este proyecto gracias al capital proveniente



de las Américas. Pero el gran interés acabó siendo perjudicial para el plan inicial, y la fiebre constructora contribuyó a la progresiva reducción de los espacios verdes y de los equipamientos que estaban proyectados dentro del Plan.

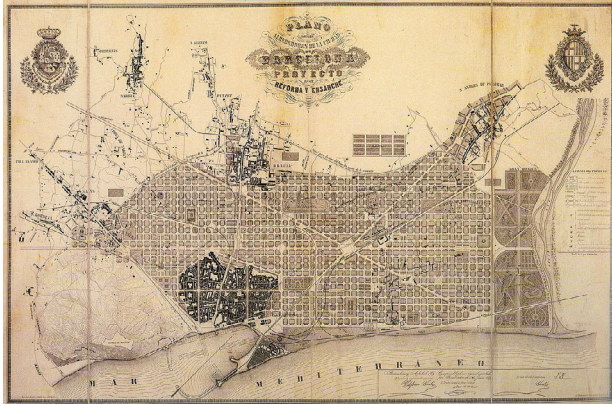


Figura 14. Plano general del Plan Cerdá (1960).

No fue hasta la Exposición Universal de 1888 que se albergó en la misma Barcelona (en la cual el mismo Gaudí participó con el diseño de una vitrina de cristal para el fabricante de guantes Comella el cual exhibía sus productos en la Exposición) que se vieron con la necesidad de crear de servicios públicos dentro del Ensanche. Así mismo, gracias al Modernismo apoyado por la burguesía, se invirtieron también en edificios para dedicarlos al alquiler.

Por otra parte, y remontándonos unos años atrás, y pese al que el proyecto empezara a cocerse en 1866, no fue hasta 1882 cuando se colocó la primera piedra que daría comienzo a las obras de la Sagrada Familia, situada en la totalidad de una manzana del Ensanche de Cerdá. Al principio, el arquitecto principal fue Francisco de Paula del Villar y Lozano, que al poco tiempo por

discrepancias con los promotores, abandonó la dirección de la obra, pasando a manos de Gaudí el encargo del edificio.

De esta forma, la Sagrada Familia se convirtió en la primera gran obra de un Antonio Gaudí que acababa de cumplir 30 años (pese a hallarse inacabada tanto en el proceso constructivo como en el de toma de decisiones proyectadas hoy en día).



Figura 15. La Sagrada Familia.

A medida que lleva a cabo las obras de este gran monumento, Gaudí llevó a cabo muchas otras obras como la casa de Vicens i Montaner (1883), la villa “El Capricho” (1883), la finca y el palacio Güell (1884 y 1886), el Colegio de las Teresianas de la calle Gandúxer (1888)... y un sinfín de proyectos más que le hicieron enfermar gravemente en 1894, y que consigue sobrevivir gracias a las presiones y las curas de sus amigos .

Tras su recuperación, prosiguió con la construcción de la Sagrada Familia, y además, concibió nuevas obras como la torre de Bellesguard (1900), el Parc Güell (1901), la casa Batlló (1904) o la casa Milá también conocida como “la Pedrera” (1906).

Por desgracia, en 1926, Gaudí fue atropellado por un tranvía cuando se dirigía a la iglesia de San Felipe Neri donde vivía, tras volver de un nuevo día de trabajo en la Sagrada Familia, habiendo visto construir únicamente la torre de Sant Bernabé, el primer pináculo de la fachada del Nacimiento de la Sagrada Familia, la cual fue finalizada en 1925.

En estos últimos años de su vida, se dedicó principalmente a la Sagrada Familia, o como se conocía popularmente como la “catedral de los pobres”, pero además, participó activamente en manifestaciones en contra de la prohibición del uso del catalán por parte de la dictadura de Primo de Rivera, llegando a ser arrestado por la Guardia Civil.

En contraposición, y al igual que otros dirigentes catalanes, Josep Puig i Cadafalch, otro de los grandes arquitectos del Modernismo en Cataluña, apoyó el golpe de estado de Primo de Rivera, convirtiéndose en una autoridad de la ciudad.

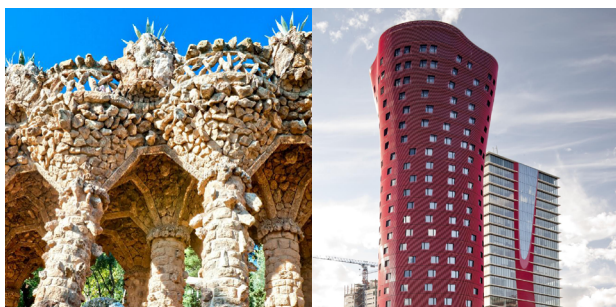


Figura 16. Soportes del mirador del Parc Güell (izq.) y edificios Porta Fira (der.).

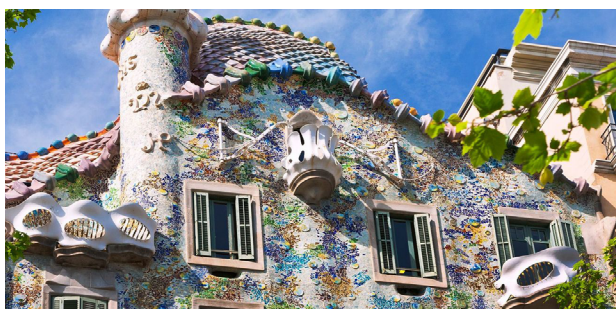


Figura 17. Fachada de la casa Batlló.



Figura 18. Manifestaciones en Barcelona tras la censura del catalán .



Gaudí fue un maestro de las técnicas constructivas basadas en la tradición que, muy influenciado por las formas de la naturaleza, se refleja en el uso de piedras de construcción curvadas, esculturas de hierro retorcidas, y formas orgánicas, unas propuestas muy avanzadas a su tiempo.



Figura 19. Maqueta funicular del sistema de arcos desarrollado por Gaudí.



Figura 20. Detalle del trencadís en los bancos serpentinados del Parc Güell.



Figura 21. La fachada de la casa Batlló en detalle.

El adorno de muchos de sus edificios con cerámicas coloreadas siguiendo patrones mosaicos añade otra importante dimensión a sus edificios que a menudo era ignorada por muchos arquitectos. Es por esto, que el uso del color es uno de los puntos significativos de Gaudí, que junto a la composición de éstas en formas irregulares, se genera el elemento de mosaico (trencadís) que le da una increíble experiencia visual.

Como se ha comprobado en esta breve introducción sobre este magnífico arquitecto, Gaudí se ha convertido en una figura universal de la arquitectura moderna. Su aportación a la arquitectura comportó una rotura de los esquemas establecidos, tanto en la forma como en los sistemas constructivos y estructurales de sus edificios, fruto de una metodología propia, única y sin precedente.

El mismo Ito admitió tras la inauguración del edificio Porta Fira que la referencia a Antoni Gaudí en su obra proyectada en Barcelona era inevitable. Así pues, también expresó su admiración por la arquitectura del maestro catalán, por sus espacios fluctuantes. No obstante, comentó que con su obra no pretendía imitar su expresión tal como es, sino que prefería reflejar su dinamismo y fluidez como si fueran las olas del mar y así poder corresponder con La Pedrera y con Gaudí mismo.



Figura 22. Influencia de la Pedrera en la fachada de los apartamentos de lujo de Toyo Ito en *Passeig de Gràcia*.

## **2. EL PROYECTO ARQUITECTÓNICO**



## 2.1. PORTA FIRA Y SUS INICIOS

Galardonado con el *Emporis Skyscraper Award* 2010, el Hotel Porta Fira fue reconocido como el mejor rascacielos del mundo debido a su "exquisitez estética y la integración urbanística del edificio barcelonés", en una convocatoria en la que se impuso al edificio más alto del planeta, el Burj Khalifa de Dubai.

Situado en l'Hospitalet de Llobregat, junto al entorno de Fira Barcelona en la Plaza Europa, este proyecto fue concebido para albergar a los asistentes de Fira Barcelona, junto a la torre de oficinas que resuelve un programa administrativo muy común en la zona.



Figura 23. Plaza España, Barcelona.

Encargo de Hoteles Santos, y en colaboración con el prestigioso arquitecto español Fermín Vázquez (estudio b720 Arquitectos), se presentó un proyecto que rinde homenaje a Ramón Reventós y sus míticas torres venecianas situadas a los pies de Montjuïc (1928), creando una nueva

puerta de entrada a la ciudad de forma más vanguardista. Así pues, el conjunto arquitectónico pone como prioridad dar respuesta al entorno y convertirse en el portal de acceso a las ciudades de l'Hospitalet de Llobregat y Barcelona desde el aeropuerto internacional de El Prat.



Figura 24. Plano de localización del conjunto arquitectónico.

El proyecto está compuesto por dos torres diferenciadas -de unos 117m de altura-, una perteneciente al hotel y la otra a un uso de oficinas, como ya se ha especificado previamente, las cuales mantienen un sutil diálogo entre sí.



Figura 25. Torres Porta Fira frente a Feria Barcelona.

*La obra Porta Fira es el mayor proyecto que tengo en España. No empieza de cero, es decir, ésta debía ensamblar piezas preexistentes y otras nuevas. Es un proyecto urbano donde quise reflejar un espacio fluido.*

*La gente se pregunta... “¿Por qué se diseñaron una torre redonda y roja, y otra cuadrada y bicolor?” Esto tiene que ver en parte con otro de mis proyectos, el de la Sendai Mediatheque, en Japón. Se trata de un edificio cúbico con unas columnas orgánicas redondeadas en su interior., y tras este proyecto, siempre quise hacer una torre de planta redonda y otras de planta cuadrada, conteniendo ésta última un alma redonda.*

*Con respecto al color rojo, éste es el color de la tierra, un color apasionado y alegre que casa bien con la ciudad de Barcelona. - Toyo Ito*



Figura 26. Vista del conjunto arquitectónico desde Feria Barcelona.



Figura 27. Alzado del conjunto Porta Fira.

## 2.2. LA GEOMETRÍA: FLOR DE LOTO

La torre destinada a uso hotelero (objeto de detalle de este trabajo) cuenta con 3 sótanos, planta baja, 25 alturas de estancias y 2 alturas destinadas a plantas técnicas. Diseñada con una forma orgánica siendo su percepción cambiante a medida que se la rodea, cuenta con una estructura que gira sobre sí misma, rememorando la forma de un tallo que conforme va rotando, crece, y en su parte superior se abre como una flor de loto.

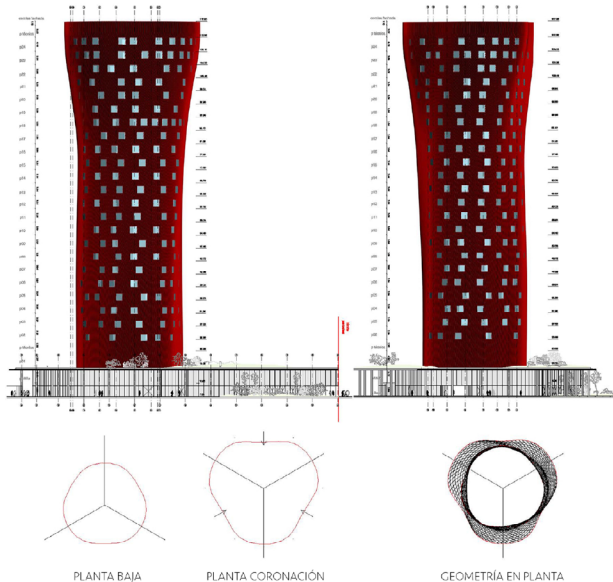


Figura 28. Alzados y esquemas de planimetría.

De esta manera, la torre queda dividida en tres partes: primero se halla la geometría de del sótano, planta baja y entresuelo, como un elemento macizo, de mayores dimensiones que la proyección en planta de las alturas

de las estancias, un encuentro con el suelo contundente que se ancla a éste; en segundo lugar y hasta la planta 18, la forma orgánica de las plantas de habitaciones van rotando con respecto a un eje central; y por último, hasta la altura 25, la planta no rota únicamente, sino que va aumentando de superficie y perímetro progresivamente a medida que sube de altura.

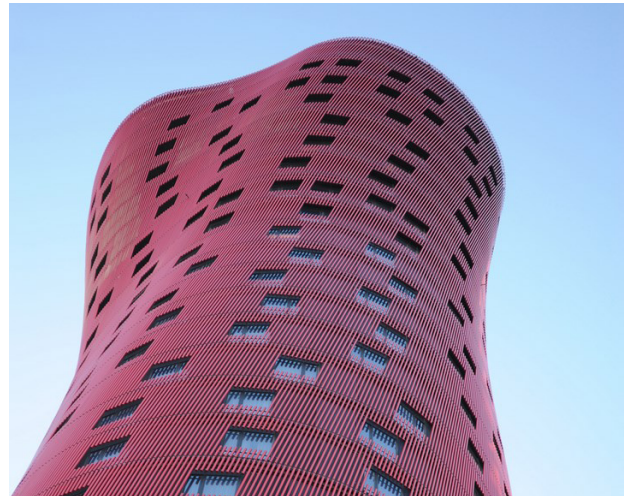


Figura 29. Detalle de la geometría en rotación.

Toyo Ito defiende que no hay mejor arquitectura que la de un árbol la cual debe crecer en concordancia con su entorno. Es decir, la arquitectura tiene que fundirse con el entorno, no un elemento diferenciador.

*Gaudí decía que su maestro era el árbol que tenía delante; yo también pienso que nunca podremos hacer una arquitectura mejor que la de un árbol. - Toyo Ito*



## 2.3. EL PROGRAMA Y SUS USOS

El proyecto general se compone de tres grandes usos claramente diferenciados: uso hotelero, uso de oficinas y uso comercial, los cuales se distribuyen de la siguiente forma:

- El programa hotelero se presenta en 28 plantas sobre cota cero, desde planta baja, 25 plantas de estancias y 2 plantas técnicas con una superficie total construida de 34.688m<sup>2</sup> en las que se ubican unas 344 habitaciones. El espacio restante se distribuye en un hall, una gran zona de banquetes, salas para reuniones/congresos y zonas de servicios.

- El programa del edificio de oficinas se haya distribuido en planta baja, 22 plantas de oficinas y 2 plantas técnicas, recipiente de zonas diáfnas y de grandes luces estructurales con un total de 45.420m<sup>2</sup> de superficie construida.

- El programa comercial se ubica dentro del volumen destinado a oficinas, más específicamente en la planta baja, consolidando la fachada que delimita el parque construido y cerrando así el anillo comercial de Plaza Europa.

El edificio de oficinas de geometría ortogonal, colocado en posición perpendicular al eje vertebrador de Plaza Europa (a 30° respecto de la Gran Vía) se convierte en un final para la plaza y dialoga con el límite situado de forma simétrica al otro lado de la Gran Vía (dos torres ortogonales perpendiculares a este eje).

Este hecho se hace todavía más patente al verse cortado el núcleo de las oficinas a su llegada a fachada, por un plano vertical invisible,

coincidente con el eje principal del proyecto de Plaza Europa.

La percepción de torsión y traslación generada por el hotel se complementa y tiene respuesta en la segunda torre de oficinas. Se trata de un volumen a primera vista puro, provisto de un muro cortina de vidrio ligeramente retranqueado respecto al forjado, pero cuyo núcleo vertical rojo, situado en el lateral de la planta, también con forma orgánica, se convierte en reflejo de la torre hotel. Entre ambas torres, y conectándolas, se erige un atrio común.



Figura 30. Imágenes interiores del Hotel Porta Fira.



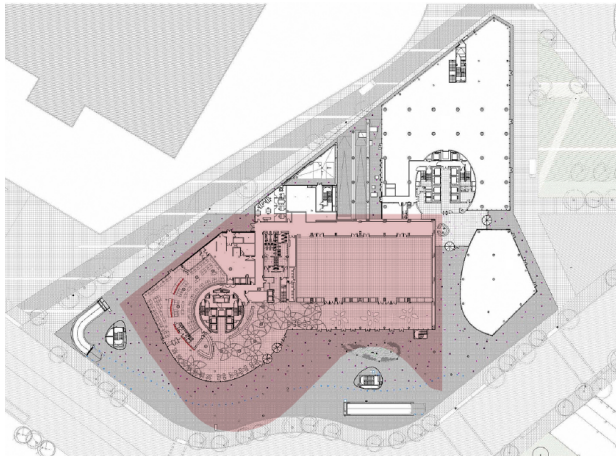


Figura 31. Planta baja.

Área de modelado

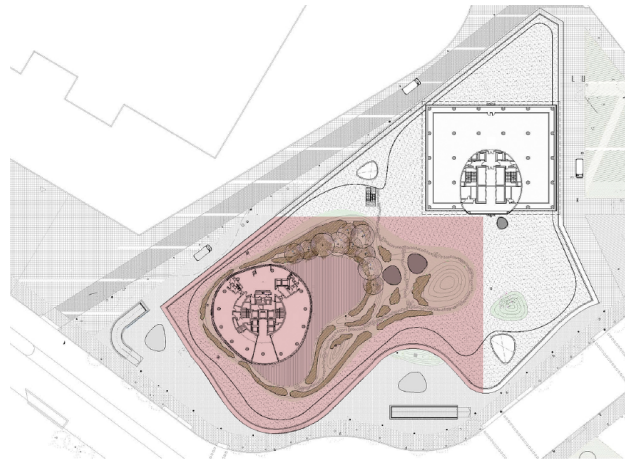


Figura 32. Primera planta.

Área de modelado

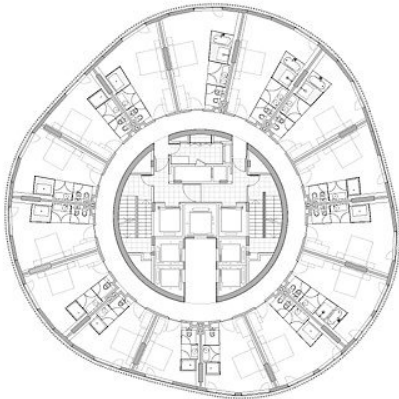


Figura 33. Planta 15.

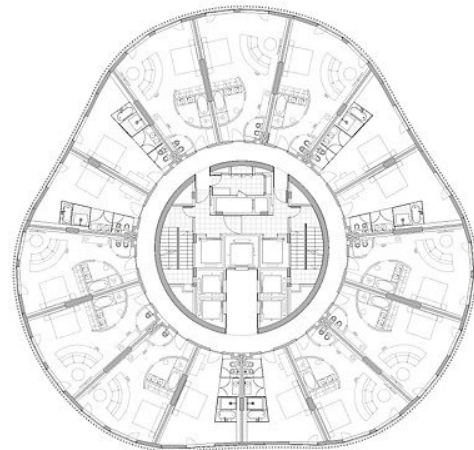


Figura 34. Planta 18.

## 2.4. MATERIALIDAD Y SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS: LA PIEL EXTERIOR.

Dada la dificultad geométrica del edificio por su forma orgánica y torsora, la fachada se ha dividido en dos **pieles**:

- La piel **interior** conformada por una solución ligera tipo muro cortina con elementos opacos de aluminio y acristalamiento, permite articular la geometría de cada una de las plantas para acercarse a las formas curvas buscadas.

De esta forma, y con la información extra que se ha podido obtener con la sección constructiva obtenida de la web oficial de Fermín Vázquez más el estudio FACFacade sobre la envolvente, se puede estimar que la solución opaca de fachada se trata de un panel sandwich de unos 5cm con acabado metálico oscuro y acabado rugoso sustentado por una estructura metálica portante anclada a los forjados mediante un sistema de raíles y montantes, rematado interiormente con placas de yeso (sistema PYL) de unos 25-30cm de espesor en total.

- La piel **exterior** está compuesta por una envolvente de 12500 tubos de aluminio lacado en rojo de 10cm de diámetro anclados al canto de forjado mediante un sistema de pletinas y rótulas que permiten a cada tubo ajustarse a la alineación de cada planta.

Este método permite colocar cada tubo con una inclinación determinada (hasta alrededor de 5°) en los 3 ejes del espacio. Todo ello para conseguir un efecto de continuidad en la fachada exterior, que junto a la forma orgánica del volumen añaden una percepción torsora en el edificio. Esta piel sólo queda interrumpida en los huecos que corresponden a las ventanas de cada habitación del edificio.

Cada tubo está más o menos alejado de la línea de forjado (alrededor de 20cm) y anclado en un ángulo concreto respecto de la vertical ya que, de colocarlos todos en vertical, la figura resultante se parecería más a la superposición de unos anillos excéntricos que a una piel continua y fluida.

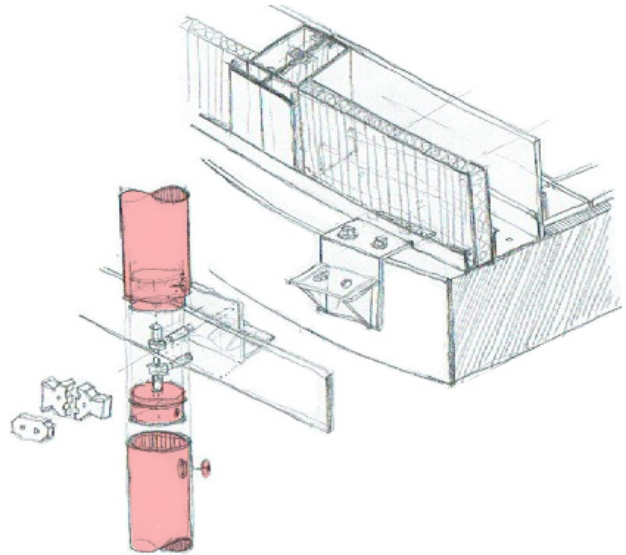


Figura 35. Detalle axonométrico de la solución de envolvente.



Figura 36. Imágenes de detalle.

### **3. EL MODELO ESTRUCTURAL**





Figura 37. Las torres en construcción



Figura 38. Detalle del revestimiento



Figura 39. Acrisolamiento de la planta baja

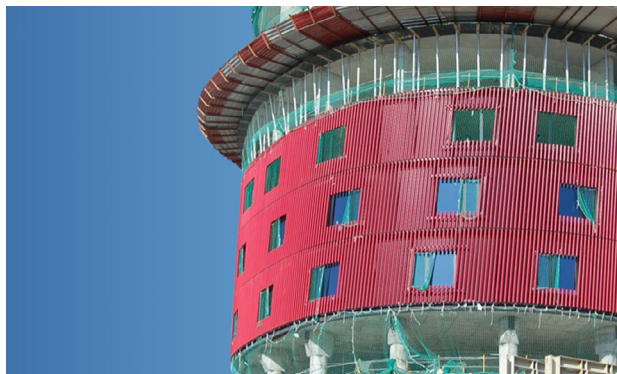


Figura 40. Detalle de la fachada en construcción

### 3.1. TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

El Hotel Porta Fira es sin duda de tipología estructural un edificio en altura. Ésta se resuelve mediante la construcción de un **núcleo central** circular de hormigón de 45cm de espesor donde se alberga todo el paso de instalaciones.

Al rededor del núcleo se disponen de **15 pantallas** también de hormigón armado a modo de pilares dispuestas radialmente que coinciden con la división del núcleo en 30 porciones, es decir, cada  $12^\circ$  (las pantallas están dispuestas cada  $24^\circ$ ). Además, estas pantallas de 35cm de espesor varían de tamaño entre 1,8m y 0,45m de longitud aproximadamente según las condiciones del forjado con el que se encuentren.

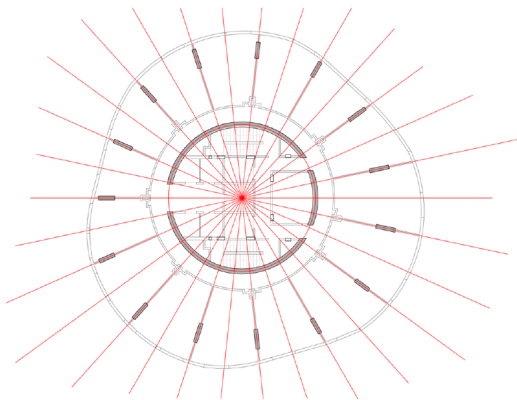


Figura 41. Esquema en planta de las divisiones radiales (Planta 18)

El núcleo cuenta con un diámetro interior de 6,5m y un diámetro exterior de 7,05m. Por otra parte, la distancia entre el paramento exterior del núcleo hasta la línea frontal de las pantallas radiales varía entre los 4 y 6m, habiendo una

distancia media entre éstas de entre 5 y 6m.

El tamaño de las pantallas dependerá de la geometría de la planta que como se ha comentado previamente en el punto 2.2. "La geometría: Flor de Loto" cada planta tiene una geometría diferente ya que hasta la planta 18, la forma orgánica de las plantas de habitaciones van rotando con respecto a un eje central (punto central de la circunferencia); y a partir de la altura 25, la planta no rota únicamente, sino que va aumentando de superficie y perímetro progresivamente a medida que sube de altura.

Es por esto que las pantallas se van acortando o alargando con respecto al perímetro de la planta.

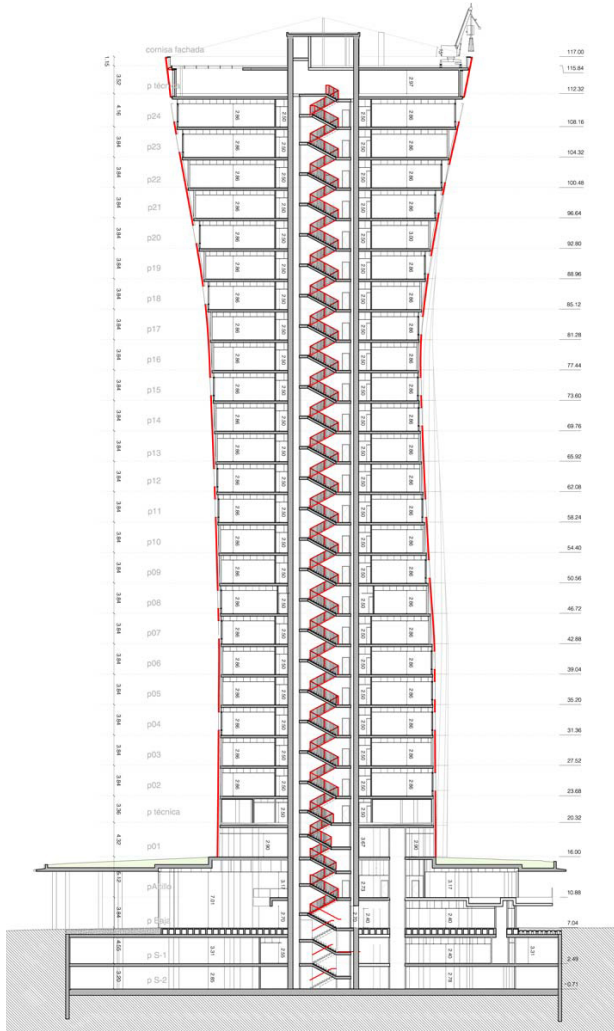
Por otra parte, en planta de cubierta (planta 26) debido a la situación continua de las pantallas, tras ampliarse el perímetro del forjado, se pueden encontrar vuelos máximos de hasta 7m.

Con respecto a los **forjados**, los situados **sobre cota de rasante** están conformados por losas de hormigón armado de alrededor de 30cm de espesor con una altura media libre entre plantas de 3,84m.

Además, tal y como se ve anteriormente en la Figura 35, los forjados cuentan con una pieza metálica frontal de remate que sirve también como encofrado perdido a la hora del hormigonado.

Especial mención al forjado de planta baja debido a que se trata de una cubierta vegetal transitable para la base del edificio que se

extiende más allá de la torre central. De esta forma, toma una geometría especial en sección para poder albergar este programa y aprovechar también esos espacios bajo él para esconder las instalaciones de la planta baja que se haya en una doble altura.





sea sobre los 10m bajo el nivel del mar, es decir, muy cercana a la cota de cimentación.

Es por esto que otro de los factores clave es la impermeabilización y protección de las armaduras contra las filtraciones que puedan ocurrir debido a la presión del terreno.

Se estima que ha sido solucionado mediante tratamientos al hormigón con productos inorgánicos de base cementosa o conglomerantes hidráulicos, absoluta y totalmente homogéneos y compatibles con el hormigón tanto física como químicamente. Asegurándose la estanqueidad del conjunto en las juntas de hormigonado y estructurales.

La **contención del terreno** se plantea mediante muros de sótano de 60cm de espesor arriostrados mediante anclajes al terreno de alrededor de 7,75m de profundidad hasta el plano inferior de la losa. Éstos se prolongan además otros 3m

de empotramiento en el terreno bajo la cota de máxima excavación.

La profundidad de las pantallas, a partir del citado borde inferior de la losa, debe atender no sólo a las consideraciones de empotramiento a flexión y transferencia de axiles provocados por las losas de sótanos y planta baja en dichas pantallas, sino que también deben garantizar que en la fase de máxima excavación y con las peores condiciones de altura de la capa freática, no se produzca ni el sifonamiento de las arenas en el interior del recinto, ni la rotura del fondo de la excavación producida por el desequilibrio entre la subpresión y el peso del terreno confinado entre pantallas.

Por esto, se limitan los desplazamientos máximos horizontales de las pantallas en 21mm en la coronación de éstas y 31mm en la zona intermedia entre anclajes y máxima excavación.

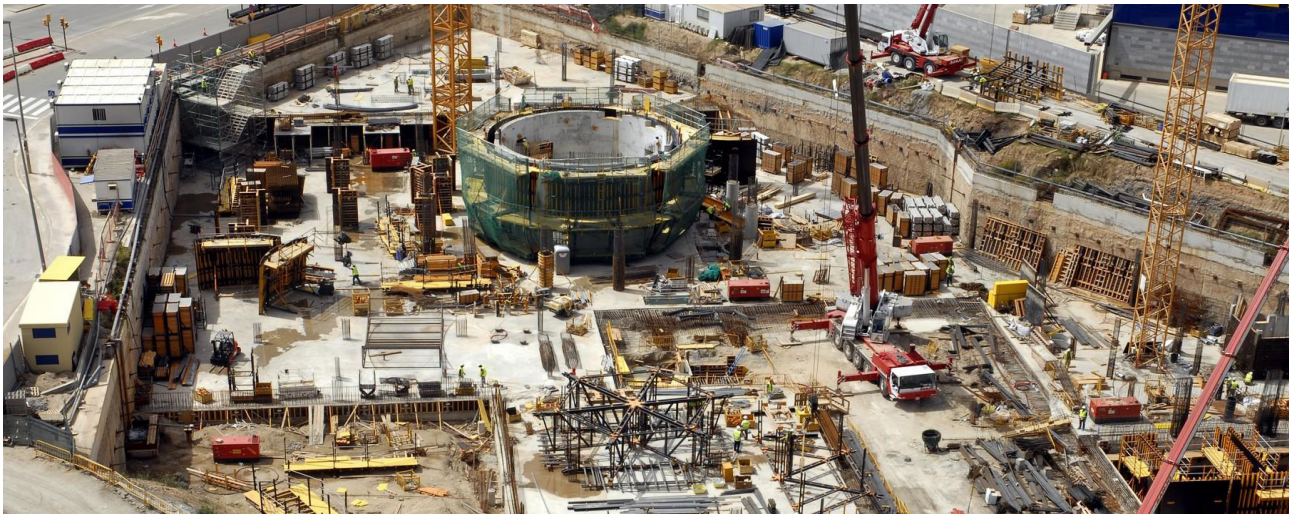


Figura 44. Construcción de la losa de cimentación.

## 3.2. DESCRIPCIÓN MATERIAL ESPECÍFICA DE LA ESTRUCTURA



Figura 45. El lugar en construcción.

32

Una vez se ha realizado el análisis más genérico del edificio, abordando sus aspectos puramente estéticos y funcionales, se adentrará en el estudio particular de la estructura y sus componentes.

Pese a no haber hecho referencia a ella explícitamente todavía, muchos de los puntos explicados con anterioridad dan importantes pistas de cómo acometer el estudio estructural del edificio, teniendo en cuenta que se trata de un elemento esbelto cuyas cargas gravitatorias producen una concentración de esfuerzos -principalmente axiales- en la base. Además, cuenta con una forma orgánica y rotante, y de una complejidad extra debido al sistema portante de las pantallas distribuidas radialmente con respecto al núcleo circular central.

Es por esto que dos puntos clave a tener en cuenta serán el efecto del viento en el desplazamiento horizontal y la tensión a las cuales las pantallas se verán sometidas.

El edificio en última instancia trabaja estructuralmente como un conjunto único. Pese a la particularidad de cada una de sus partes, todas ellas colaboran entre sí para la resistencia de las distintas acciones, suponiendo un sistema con unas características globales de comportamiento, unas propiedades y unos elementos comunes.

De esta forma, en toda la parte edificada sobre rasante se plantean los siguientes criterios:

- Se utilizará una solución de **hormigón armado** que vendrá determinado con respecto al emplazamiento del proyecto y según la tabla 8.2.2 "clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras" de la norma española EHE-08.

De esta forma, para "elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la



línea costera (a menos de 5km)”, el proyecto se haya en una clase de exposición marina aérea designación IIIa (corrosión por cloruros).



Figura 46. Distancia del proyecto a línea costera.

Tabla 8.2.2

Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso	
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	<ul style="list-style-type: none"> <li>Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar.</li> <li>Elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km).</li> </ul>

Figura 47. Tabla 8.2.2. de la normativa española EHE-08.

Una vez obtenida la clase general de exposición, se podrá obtener la resistencia del hormigón mínimo adecuado para la construcción del proyecto mediante la tabla 37.3.2b “Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad” de la EHE-08.

Tabla 37.3.2.b

Resistencias mínimas recomendadas en función de los requisitos de durabilidad (\*)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición	
		IIIa	IIIb
Resistencia mínima (N/mm <sup>2</sup> )	Masa	—	—
	Armado	30	30
	Pretensado	30	35

Figura 48. Tabla 37.3.2.b de la normativa española EHE-08.

De esta forma, se obtiene que, para valor de predimensionado, el cálculo ha de realizarse con un hormigón HA-30 como mínimo.

• Con respecto al **acero**, y debido a la magnitud de la obra, se utilizará una armadura B500SD en relación a su resistencia, ya que en relación a su deformabilidad ambos aceros tienen el mismo módulo de deformación, (es decir, que a igualdad de tensión también tendrán igualdad de deformación y, por tanto, el comportamiento será el mismo en ambos aceros).

Es por esto, que en cuanto a resistencia, el valor 400 ó 500 indica el límite elástico del material cosa que implica que una sección que alcance dicho límite se plastificará, dejando de soportar más presión. Por ello, una barra de acero B500 es capaz soportar un 25% más de tensión sin que se agote que una barra de acero 400.

Tabla 32.2.a

Tipos de acero corrugado

Tipo de acero	Acero soldable		Acero soldable con características especiales de ductilidad	
	B 400 S	B 500 S	B 400 SD	B 500 SD
Designación				
Límite elástico, $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>(1)</sup>	≥ 400	≥ 500	≥ 400	≥ 500
Carga unitaria de rotura, $f_s$ (N/mm <sup>2</sup> ) <sup>(1)</sup>	≥ 440	≥ 550	≥ 480	≥ 575
Alargamiento de rotura, $\epsilon_{u,5}$ (%)	≥ 14	≥ 12	≥ 20	≥ 16
Alargamiento total bajo carga máxima, $\epsilon_{max}$ (%)	Acero suministrado en barra	≥ 5,0	≥ 5,0	≥ 7,5
	Acero suministrado en rollo <sup>(3)</sup>	≥ 7,5	≥ 7,5	≥ 10,0
Relación $f_s/f_y$ <sup>(2)</sup>	≥ 1,05	≥ 1,05	$1,20 \leq f_s/f_y \leq 1,35$	$1,15 \leq f_s/f_y \leq 1,35$
Relación $f_{y,real}/f_{y, nominal}$	—	—	≤ 1,20	≤ 1,25

<sup>(1)</sup> Para el cálculo de los valores unitarios se utilizará la sección nominal.

<sup>(2)</sup> Relación admisible entre la carga unitaria de rotura y el límite elástico obtenidos en cada ensayo.

<sup>(3)</sup> En el caso de aceros corrugados procedentes de suministros en rollo, los resultados pueden verse afectados por el método de preparación de la muestra para su ensayo, que deberá hacerse conforme a lo indicado en el Anejo 23. Considerando la incertidumbre que puede conllevar dicho procedimiento, pueden aceptarse aceros que presenten valores característicos de  $\epsilon_{max}$  que sean inferiores en un 0,5% a los que recoge la tabla para estos casos.

Figura 49. Tabla 32.2.a de la normativa española EHE-08.

Son múltiples las ventajas y los inconvenientes del predimensionado a acero B500SD, por ejemplo:

1. Las secciones dimensionadas con aceros B500 precisan una cuantía menor de armadura para soportar una misma sollicitación, lo que repercute favorablemente en los kg de acero necesarios, facilitando y acelerando el proceso de fabricación y montaje.

2. Debido a lo anterior, la ejecución en obra podrá ser más sencilla y económica.

3. En el caso de estructuras con fuertes sollicitaciones puede ser la única opción pues un B400 exigiría una cantidad de armaduras incompatibles con el hormigonado y con una calidad final adecuada.

4. El B500, teniendo un 25% más de límite elástico, tiene un sobre coste mínimo con respecto al B400.

En cuanto a las desventajas:

1. Al dimensionar con acero B500 se necesitan menos armaduras que con B400. Como ambos aceros se deforman lo mismo y la primera pieza tiene menos armadura resulta que se deformará más para la misma carga.

2. Se precisan de mayor longitud de solape y anclajes en el hormigón.

3. La mayor deformación de la pieza con B500 favorece la fisuración y la corrosión de la armadura, además de quedar más expuesta a fenómenos reológicos como la retracción.

4. Cuando por falta de disponibilidad no se encuentre en stock del B500 no es posible en obra colocar el B400 ya que en ese caso se podría estar infradimensionando la seguridad, de manera que habría que recalculer la obra con B400 mientras que a la inversa sí que podría ser aceptable realizar el cambio, habida

cuenta de que la estructura puede resultar sobredimensionada.

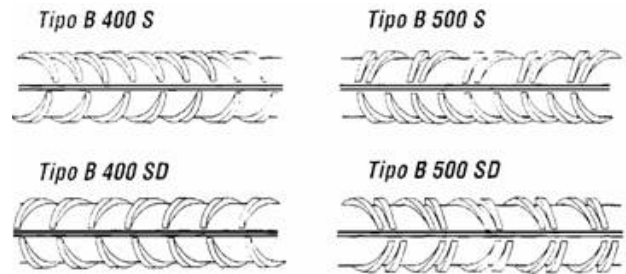


Figura 50. Diferencia entre tipos de aceros corrugados.

Por lo general, el ahorro se encontraría a costa de la obtención de una estructura más deformable, pero si el dimensionado es condicionado por la resistencia puede llegar a ser más conveniente el acero B500. No obstante, si el dimensionado se condiciona por la deformabilidad, el acero B500 no presentará ninguna ventaja ya que habrá de armarse más (al mismo nivel que un B400) para cumplir con el Estado Límite de Servicio.

Así pues, no existe un acero mejor que otro, sino el más adecuado en función de cada caso particular buscando el equilibrio entre resistencia/deformación/coste.

No obstante, la tendencia en el mercado actual se decanta hacia el uso del acero B500 debido a que la pequeña diferencia de precio entre ambos tipos ha impulsado el uso del acero B500.

También se tendrán en cuenta las posibles soluciones específicas que se puedan generar en encuentros especiales debido a la geometría de la estructura. Esto puede darse sobre todo en ciertos paneles situados en las plantas 3, 4 y 5.

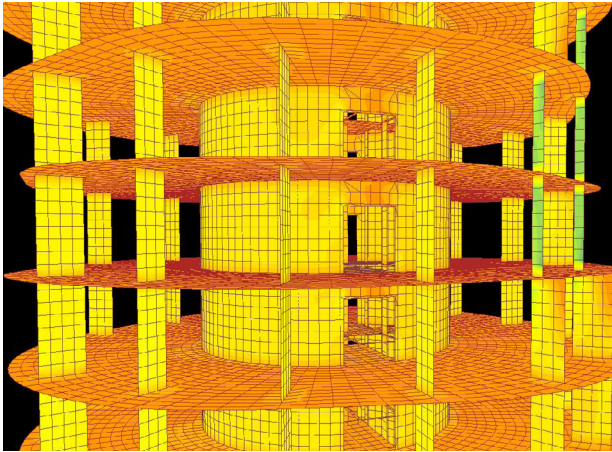


Figura 51. Detalle de las pantallas situadas en las plantas 3, 4 y 5.

Como se puede ver y se ha comentado previamente, la planta tipo del edificio desde la planta primera hasta la planta número dieciocho se repite rotando sobre el centro de su núcleo cilíndrico una distancia igual al ángulo entre pantallas ( $24^\circ$ ).

Estas rotaciones obligan a que las pantallas se vayan alargando o acortando dependiendo de la ondulación en fachada, llegando a secciones críticas en las que cabrá la posibilidad del uso de perfilaría metálica (IPE, HEB, pletinas...) con una resistencia mecánica S275 para dar paso a soluciones mixtas y concluir sus mecanismos resistente.

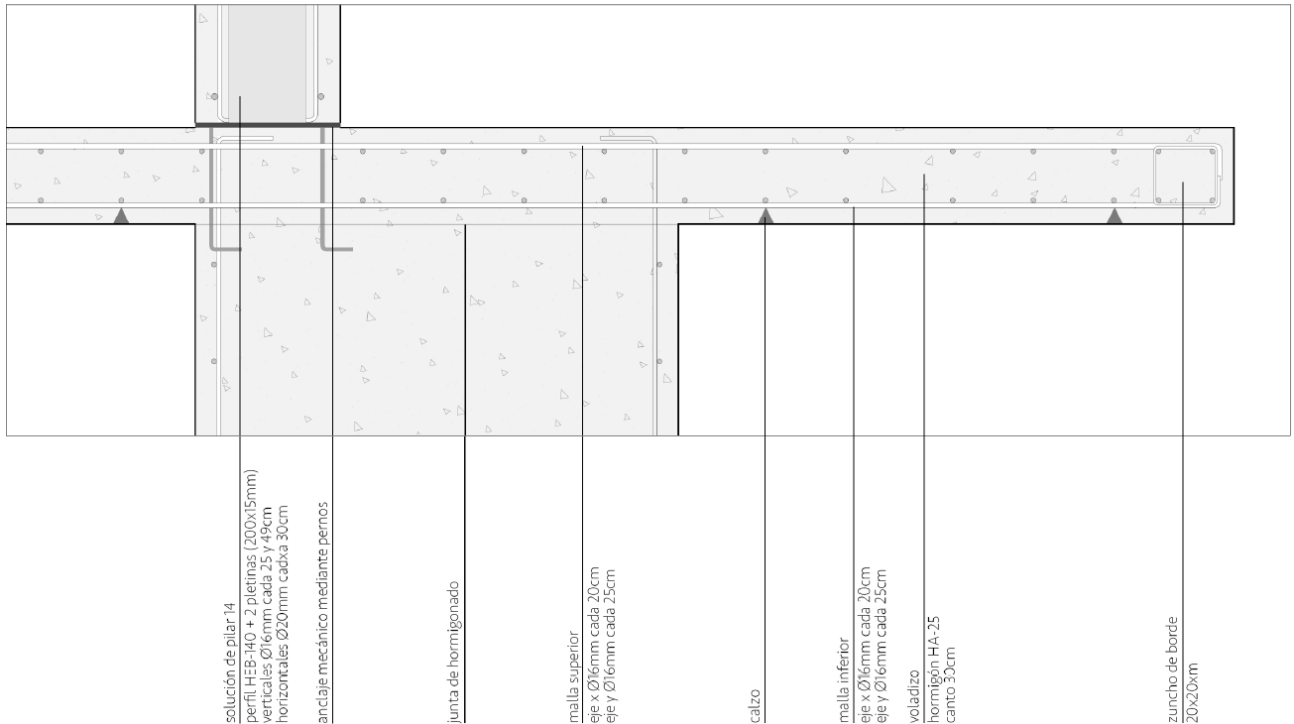


Figura 52. Detalle esquema de anclaje mediante placas y pernos metálicos en la P04.

### 3.3. SIMPLIFICACIÓN Y MODELADO ESTRUCTURAL

Una vez se conocen todos los componentes y generalidades de la estructura, el siguiente paso previo a realizar el análisis del conjunto y estudiar el comportamiento de la estructura, será su modelización virtual con la ayuda del programa informático de diseño y cálculo Architrave®.

El conjunto arquitectónico en su integridad es elevadamente grande y complejo, y pese a la intención de reproducir en lo posible la realidad con la mayor aproximación (ya sea por la envergadura del modelo como por la ausencia de algunos datos concretos de la estructura real), se ha tenido que simplificar determinados aspectos.

En este sentido, se ha decidido modelizar y comprobar únicamente la parte de la estructura aérea del edificio hotelero, obviando la estructura convencional de los niveles enterrados de sótano con sus respectivos forjados, ya que se puede considerar que su comportamiento es independiente de la estructura singular del edificio.

Una vez elaborado el laborioso modelo mediante el sistema de Elementos Finitos E.F.2D de cada uno de los forjados y todas sus pantallas manualmente (todos los sistemas bidireccionales, es decir, el hormigón armado), se ha procedido a la evaluación y asignación de cargas al modelo, definiendo su materialidad y secciones. Con todo ello, se obtiene un modelo estructural simplificado respecto de la estructura real, que teniendo en cuenta las limitaciones del programa, permite obtener conclusiones válidas del funcionamiento de la estructura.

Es por esto que la integridad de la estructura

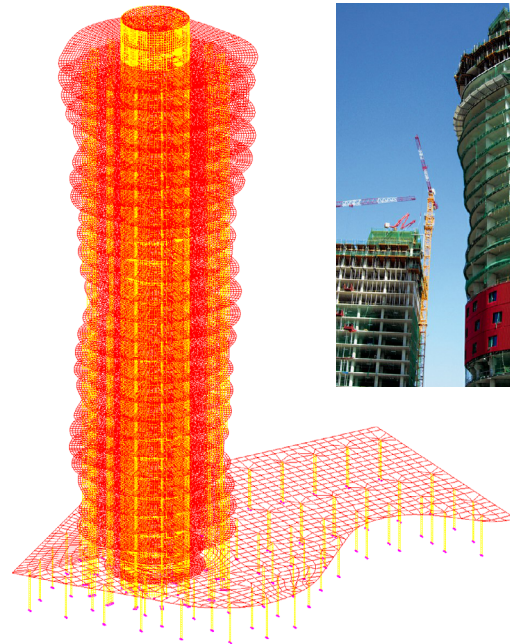


Figura 53. Modelo alámbrico E.F.2D.



Figura 54. La torre en construcción.

está modelizada mediante mallas cuadriláteras generalmente de 50x50cm aproximadamente de HA-30 y espesor 30cm en forjados y 50cm en pantallas, vigilando y prestando especial atención en los encuentros entre elementos horizontales y verticales, y remates para corregir el sistema con mallas triangulares debido a la forma orgánica de la torre.

En cuanto a la cimentación, el núcleo central y las pantallas están unidas rígidamente a zapatas corridas centradas de HA-30, a las que se les ha asignado un canto uniforme de de 1,2m de profundidad.

### 3.4. EVALUACIÓN DE CARGAS

Para alcanzar la máxima efectividad y adecuación en la realización del análisis general del conjunto de las estructuras sobre rasante, se pueden considerar dos líneas complementarias, pero bien diferenciadas, en cuanto al modelo de asignación de cargas:

- En **primer lugar**, tras el estudio particular del cuerpo o edificio para determinar las características estructurales básicas a establecer, se realiza la distribución de **cargas** de tipo **vertical o gravitatorio**, aprovechando de forma idónea todos los elementos resistentes, tanto convencionales como especiales, de cada volumen específico.

- En **segundo lugar**, se plantea el análisis global del conjunto de elementos específicos maclados, cuya vinculación real e interactiva participan y colaboran en la resistencia a las **acciones horizontales**, consiguiendo el reparto más favorable posible de los esfuerzos provocados, no sólo por **el viento y el sismo**, sino también por las geometría irregular en el conjunto del sistema.

Será la superposición de ambos modelos lo que determinará el comportamiento global de la estructura en su conjunto.

Sin embargo, debido a la gran extensión del trabajo, con un complejo y elaborado modelo, en el análisis realizado, no se han tenido en cuenta más acciones horizontales que las provocadas exclusivamente por el viento (tras un análisis exhaustivo por la geometría del edificio que será detallado posteriormente) y el desvío

de las fuerzas transmitidas por los elementos descentrados.

No se ha considerado, por tanto, las acciones de sismo ya que, al estar el edificio en una zona de sismicidad baja/moderada (aceleración sísmica básica Barcelona  $a_b = 0,04g$ ), presumiblemente, estas acciones serán menores que las cargas de viento, por ser una zona de costa, de alta exposición. De esta forma, se puede suponer que si el modelo tiene un buen comportamiento bajo las acciones dinámicas del viento, podría comportarse aceptablemente a acciones de sismo.

No obstante, la evaluación y el efecto que puedan producir estas cargas, se podrían plantear como objeto de otro posible y futuro Trabajo Final de Grado.

Por lo tanto, se realiza una evaluación de cargas de acuerdo con lo establecido en el Código Técnico de la Edificación (CTE), específicamente en su apartado DB-SE-AE: Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.

Para la evaluación de cargas deberemos distinguir aquellas permanentes de las variables. Cabe mencionar que los pesos propios de los elementos estructurales ya los tiene en cuenta el propio programa a la hora de realizar el cálculo, por lo que no será necesario evaluar estas acciones.

## a) CARGAS GRAVITATORIAS

Debido a las condiciones de modelización mediante sistema de Elementos Finitos E.F.2D y al programa informático de diseño y cálculo Architrave©, se han introducido cargas superficiales gravitatorias aplicadas sobre áreas de reparto en las que se han considerado las siguientes acciones:

### 1. Peso propio y cargas permanentes (HIP01).

- Desde planta baja hasta la planta número 26, se han supuesto  $2\text{kN/m}^2$  por forjado correspondientes a reparto de tabiquería y acabados interiores (tales como falso techo y solución de pavimento cerámico).

- En cubiertas (ajardinada y terraza superior de la torre más forjado del casetón)  $2\text{kN/m}^2$  por solución de cubierta catalana.

- En la cubierta ajardinada,  $1,2\text{kN/m}^2$  de solución para la carga de vegetación.

- Cargas perimetrales en los forjados sustituibles a ambas pieles del edificio,  $0,8\text{kN/m}$  por la fachada ligera de paneles sandwich metálicos (se simplifica el modelo suponiendo que toda la piel interior sea continua) y  $4,3\text{kN/m}$  debido a la envolvente de barras metálicas.

### 2. Sobrecargas de uso (HIPO2).

- En interiores,  $2\text{kN/m}^2$  correspondientes a viviendas y zonas de habitaciones en hospitales y hoteles (según el punto A1 del DB SE-AE).

- En cubiertas transitables (cubierta vegetal y terraza superior de la torre)  $5\text{kN/m}^2$  correspondientes a zonas de acceso al público en hoteles (según el punto C3 de la normativa DB SE-AE).

- En la cubierta del casetón  $1\text{kN/m}^2$  correspondiente a accesibilidad únicamente para conservación (según el punto G1 de la

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m <sup>2</sup> ]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hosp-ales y hoteles	2
		A2	Trasteros	3
B	Zonas administrativas			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
		C2	Zonas con asientos fijos	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
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente <sup>(2)</sup>			1
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación <sup>(3)</sup>	G1 <sup>(4)</sup>	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 <sup>(5)</sup>
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) <sup>(5)</sup>	0,4 <sup>(4)</sup>
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0

<sup>(1)</sup> Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,6 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m<sup>2</sup> para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m<sup>2</sup> para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m<sup>2</sup> para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.

<sup>(2)</sup> En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.

<sup>(3)</sup> Para cubiertas con un inclinación entre 20° y 40°, el valor de  $q_k$  se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.

<sup>(4)</sup> El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.

<sup>(5)</sup> Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m<sup>2</sup>.

<sup>(6)</sup> Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m<sup>2</sup> y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.

<sup>(7)</sup> Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

Figura 55. Tabla 3.1. de la normativa española DB SE-AE.

normativa DB SE-AE).

Además, habrá de tenerse en cuenta que en las zonas de acceso y evacuación de los edificios de las zonas de categorías A y B, tales como portales, mesetas y escaleras, se incrementará el valor correspondiente a la zona servida en  $1\text{kN/m}^2$ . Y para su comprobación local, los balcones volados de toda clase de edificios se calcularán con la sobrecarga de uso correspondiente a la categoría de uso con la que se comunique, más una sobrecarga lineal actuando en sus bordes de  $2\text{kN/m}$ .

No obstante, podrá hacerse una reducción en las sobrecargas de tipo A, B, C y D atendiendo a la suma de las sobrecargas de un mismo uso que graviten sobre un elemento, multiplicándolos



por un coeficiente mostrado en la siguiente tabla:

**Tabla 3.2. Coeficiente de reducción de sobrecargas**

Elementos verticales			
Número de plantas del mismo uso			
1 ó 2	3 ó 4	5 ó más	
1,0	0,9	0,8	
Elementos horizontales			
Superficie tributaria (m <sup>2</sup> )			
16	25	50	100
1,0	0,9	0,8	0,7

Figura 56. Tabla 3.2. de la normativa española DB SE-AE.

### 3. Sobrecarga de nieve (HIP03).

En cubiertas 0,4kN/m<sup>2</sup> correspondientes a la zona geográfica de Barcelona según la tabla 3.8 “Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas” del Documento Básico SE-AE.

### b) ACCIONES HORIZONTALES

#### 4. Viento (HIP04).

Con respecto a la carga horizontal relacionada con el viento, se ha llevado a cabo una estimación siguiendo el Anejo D “Acción del viento” del Documento Básico SE-AE, interpretando los datos y valorando los resultados para la forma irregular del edificio.

De esta forma, se obtienen los siguientes valores iniciales correspondientes a Barcelona (Zona C). Velocidad básica del viento  $V_b = 29\text{m/s}$  según la Figura D.1 “Valor básico de la velocidad del viento  $V_b$ ” de la normativa DB SE-AE, densidad del aire

general  $\delta = 1,25\text{kg/m}^3$ . Además, se habla de un grado de aspereza IV debido a la situación del edificio “Zona urbana en general, industrial o forestal”.

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

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I	0,156	0,003	1,0
II	0,17	0,01	1,0
III	0,19	0,05	2,0
<b>IV</b>	<b>0,22</b>	<b>0,3</b>	<b>5,0</b>
V	0,24	1,0	10,0

Figura 57. Tabla D.2 de la normativa española DB SE-AE.

Así pues, para hacer el proceso no tan tedioso, se divide el edificio en grupos de plantas y así proceder al cálculo de forma más sencilla.

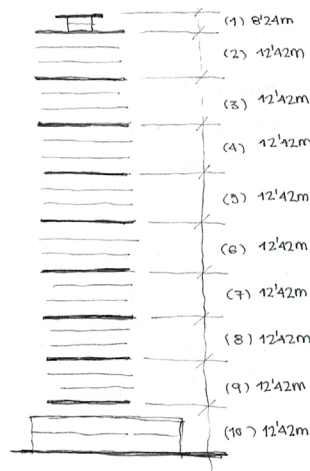


Figura 58. División del edificio por grupos de plantas.

Primero se ha de calcular el valor básico de la presión dinámica del viento que puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \cdot \delta \cdot V_b^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 29^2 = 0,53 \text{ Pa}$$

Posteriormente hay que obtener el coeficiente de exposición  $c_{e,z}$ , que alturas sobre el terreno,  $z$ , no mayores de 200 m, puede determinarse con la expresión:

$$c_{e,n} = F_n \cdot (F_n + 7 \cdot k)$$

siendo  $F_n = k \cdot \ln \cdot (\max(z, Z) / L)$ .

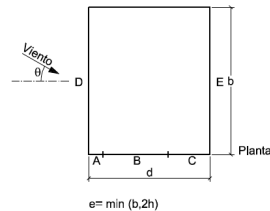
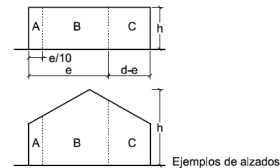
$$\begin{aligned} F_1 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 / 0,3) = 0,82 \\ F_2 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 2 / 0,3) = 0,97 \\ F_3 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 3 / 0,3) = 1,06 \\ F_4 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 4 / 0,3) = 1,12 \\ F_5 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 5 / 0,3) = 1,17 \\ F_6 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 6 / 0,3) = 1,21 \\ F_7 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 7 / 0,3) = 1,25 \\ F_8 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 8 / 0,3) = 1,28 \\ F_9 &= 0,22 \cdot \ln(12,42 \cdot 9 / 0,3) = 1,3 \\ F_{10} &= 0,22 \cdot \ln((12,42 \cdot 9 + 8,24) / 0,3) = 1,32 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_{e,1} &= 0,82 \cdot (0,82 + 7 \cdot 0,22) = 1,94 \\ c_{e,2} &= 0,97 \cdot (0,97 + 7 \cdot 0,22) = 2,44 \\ c_{e,3} &= 1,06 \cdot (1,06 + 7 \cdot 0,22) = 2,76 \\ c_{e,4} &= 1,12 \cdot (1,12 + 7 \cdot 0,22) = 2,98 \\ c_{e,5} &= 1,17 \cdot (1,17 + 7 \cdot 0,22) = 3,17 \\ c_{e,6} &= 1,21 \cdot (1,21 + 7 \cdot 0,22) = 3,33 \\ c_{e,7} &= 1,25 \cdot (1,25 + 7 \cdot 0,22) = 3,49 \\ c_{e,8} &= 1,28 \cdot (1,28 + 7 \cdot 0,22) = 3,61 \\ c_{e,9} &= 1,3 \cdot (1,3 + 7 \cdot 0,22) = 3,69 \\ c_{e,10} &= 1,32 \cdot (1,32 + 7 \cdot 0,22) = 3,78 \end{aligned}$$

A continuación, hay que obtener los coeficientes de presión exterior o eólico,  $c_{p,i}$ , dependen de la dirección relativa del viento, de la forma del

edificio, de la posición de elemento considerado y de su área de influencia. En las tablas D.3 a D.13 del Anejo D en el DB SE-AE se dan valores de coeficientes de presión para diversas formas simples de construcciones, obtenidos como el pésimo de entre los del abanico de direcciones de viento definidas en cada caso.

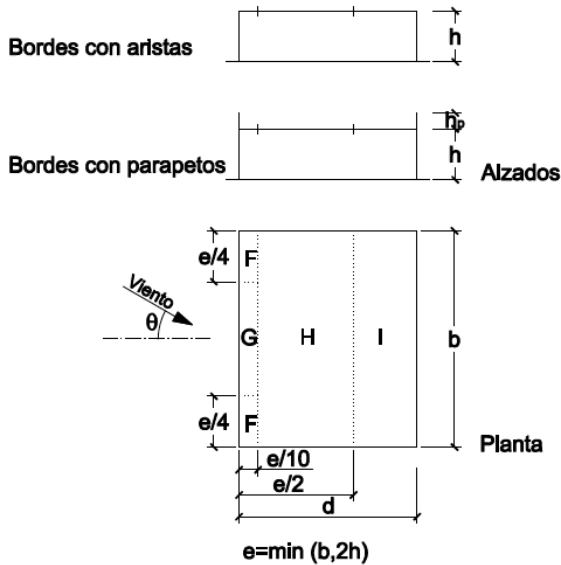
Para el caso de este edificio, estimaremos los valores con respecto a la Tabla D.4 "Cubiertas planas" (con pendiente no superior a 5°).



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

Figura 59. Tabla D.3 "Paramentos verticales" de la normativa española DB SE-AE.





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

Figura 60. Tabla D.4 "Cubiertas planas" de la normativa española DB SE-AE.

Se va a suponer que la fachada que vaya a recibir el viento será aquella más expuesta, es decir, la opción que al inscribir la planta en un cuadrado configure el lado más ancho ( $b = 39,35\text{m}$   $d = 38,12\text{m}$ ), por lo que  $e = \min \{39,35\text{m o } 120,02\text{m}\} = 39,35\text{m}$ .

$$\begin{aligned} A &= 3,94\text{m}, \\ B &= 35,41\text{m}, \\ C &= 0\text{m}, \\ D = E = b &= 39,35\text{m}, \\ J &= 9,84\text{m}, \\ K &= 19,67\text{m}. \end{aligned}$$

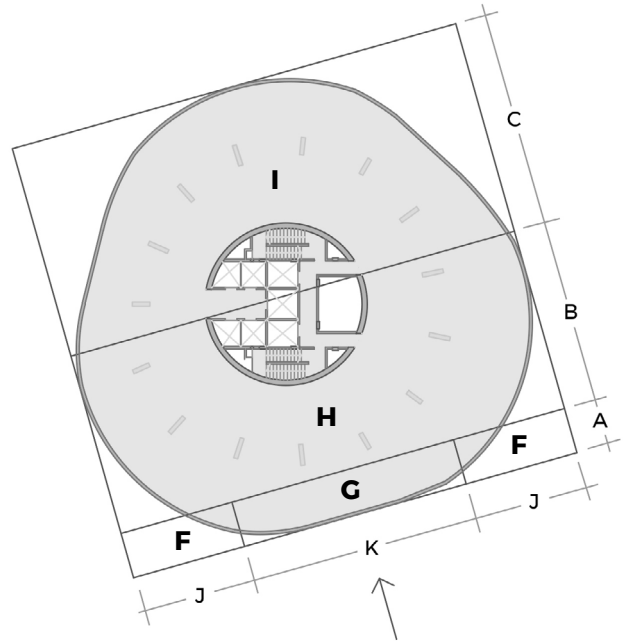


Figura 61 Reinterpretación de los coeficientes de presión en la planta de cubierta.

Así pues, el área afectada de la planta de cubierta con respecto a la configuración de zonas basada en la normativa DB SE-AE es:

$$\begin{aligned} F &= 6,61\text{m}^2 \\ G &= 73,1\text{m}^2 \\ H &= 575,56\text{m}^2 \\ I &= 511,56\text{m}^2 \end{aligned}$$

A continuación, necesitamos saber los valores de presión estática  $q_e$  en cada zona de cada franja del edificio así como  $S_k$  y la  $F_k$ . Por lo que contiguamente se configurará una tabla para la exposición de todos estos valores. Siendo:

$$\begin{aligned} q_e &= q_b \cdot c_e \cdot c_p \\ S_k &= h \cdot S_o \\ F_k &= q_e \cdot S_k \end{aligned}$$

Con respecto a la planta de cubierta situada en la franja 10 donde  $c_{e,10} = 3,78$  y  $q_b = 0,53$ .

zona	$c_p$	$q_n$	área (m <sup>2</sup> )	$F_n$ (kN)
F	-1,6	-3,21	6,61	-23,86
G	-1,1	-2,2	73,1	-175,44
H	-0,7	-1,4	575,52	-805,73
I	+/- 0,2	+/- 0,4	511,56	+/- 204,62

Figura 62. Tabla de valores para cubierta.

Y con respecto a cada franja del edificio donde

$$\begin{aligned} c_{p,A} &= -1,2 & c_{p,B} &= -0,8 \\ c_{p,D} &= 0,8 & c_{p,E} &= -0,7 \end{aligned}$$

(obviamos el cálculo de la zona C por ser área 0m<sup>2</sup>).

franja	$c_e$	$q_A$	$q_B$	$q_D$	$q_E$
1	1,94	-1,23	-0,82	0,82	-0,72
2	2,44	-1,55	-1,04	1,04	-0,91
3	2,76	-1,76	-1,17	1,17	-1,02
4	2,98	-1,9	-1,26	1,26	-1,11
5	3,17	-2,02	-1,34	1,34	-1,18
6	3,33	-2,12	-1,41	1,41	-1,24
7	3,49	-2,22	-1,48	1,48	-1,3
8	3,61	-2,3	-1,53	1,53	-1,34
9	3,69	-2,35	-1,57	1,57	-1,37
10	3,78	-2,4	-1,6	1,6	-1,4

Figura 63. Tabla de valores  $q_n$  para fachada.

franja	h (m)	$S_A$ (m <sup>2</sup> )	$S_B$ (m <sup>2</sup> )	$S_D$ (m <sup>2</sup> )	$S_E$ (m <sup>2</sup> )
1 a 9	12,42	48,94	439,79	488,73	488,73
10	8,24	32,47	291,78	324,24	324,24

Figura 64. Tabla de valores  $S_n$  para fachada.

franja	$F_A$	$F_B$	$F_D$	$F_E$
1	-60,2	-360,63	400,76	-351,89
2	-75,86	-457,38	508,28	-444,74
3	-86,13	-514,55	571,81	-498,74
4	-92,99	-554,14	615,8	-542,49
5	-98,86	-589,32	654,9	-576,7
6	-103,75	-620,1	689,11	-606,03
7	-108,65	-650,89	723,32	-635,35
8	-112,56	-672,88	747,76	-654,9
9	-115,01	-690,47	767,31	-669,56
10	-77,93	-466,85	518,78	-453,94

Figura 65. Tabla de valores  $F_n$  para fachada.

Una vez obtenido las fuerzas actuantes en cada zona, se ha de calcular la resultante por franja siguiendo la siguiente expresión:

$$F_n = F_D + F_E + 2 \cdot \mu \cdot (F_A + F_B)$$

Siendo  $\mu$  el coeficiente de rozamiento debido a que la acción del viento genera también fuerzas tangenciales paralelas a la superficie de la fachada. Según la normativa DB SE-AE, el coeficiente de rozamiento es igual a 0,01 si la superficie es muy lisa (por ejemplo de acero o aluminio), 0,02 si es rugosa (como en el caso de hormigón) y 0,04 si es muy rugosa (como en el caso de existencia de ondas, nervadura o pliegues). En este caso, debido a la piel de barras de aluminio se ha decidido una opción intermedia entre rugosa y muy rugosa, por lo tanto,  $\mu = 0,03$ .

$$F_1 = 400,76 + 351,89 + 2 \cdot 0,03 \cdot (60,2 + 360,63)$$

$$F_1 = 777,9\text{kN}$$

$$F_2 = 508,28 + 444,74 + 2 \cdot 0,03 \cdot (75,86 + 457,38)$$

$$F_2 = 985,01\text{kN}$$

$$F_3 = 571,81 + 498,74 + 2 \cdot 0,03 \cdot (86,13 + 514,55)$$

$$F_3 = 1106,36\text{kN}$$

$$F_4 = 615,8 + 542,49 + 2 \cdot 0,03 \cdot (92,99 + 554,14)$$

$$F_4 = 1197,12\text{kN}$$

$$F_5 = 654,9 + 576,7 + 2 \cdot 0,03 \cdot (98,86 + 589,32)$$

$$F_5 = 1272,89\text{kN}$$

$$F_6 = 689,11 + 606,03 + 2 \cdot 0,03 \cdot (103,75 + 620,1)$$

$$F_6 = 1338,57\text{kN}$$

$$F_7 = 723,32 + 635,35 + 2 \cdot 0,03 \cdot (108,65 + 650,89)$$

$$F_7 = 1404,24\text{kN}$$

$$F_8 = 747,76 + 654,9 + 2 \cdot 0,03 \cdot (112,56 + 672,88)$$

$$F_8 = 1449,79\text{kN}$$

$$F_9 = 767,21 + 669,56 + 2 \cdot 0,03 \cdot (115,01 + 690,47)$$

$$F_9 = 1485,2\text{kN}$$

$$F_{10} = 669,56 + 767,31 + 2 \cdot 0,03 \cdot (77,93 + 466,85)$$

$$F_{10} = 1005,41\text{kN}$$

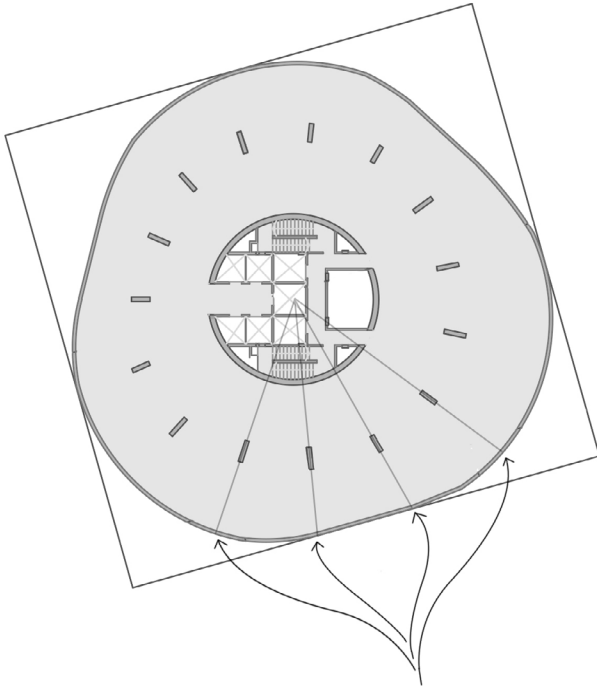


Figura 66. Esquema de viento por planta.

Una vez obtenidos todos estos valores por franja, se ha decidido dividirlo por planta y por puntos de la "fachada" de afección. En este caso, en la proyección en fachada según el esquema axial de las cuatro pantallas más cercanas.

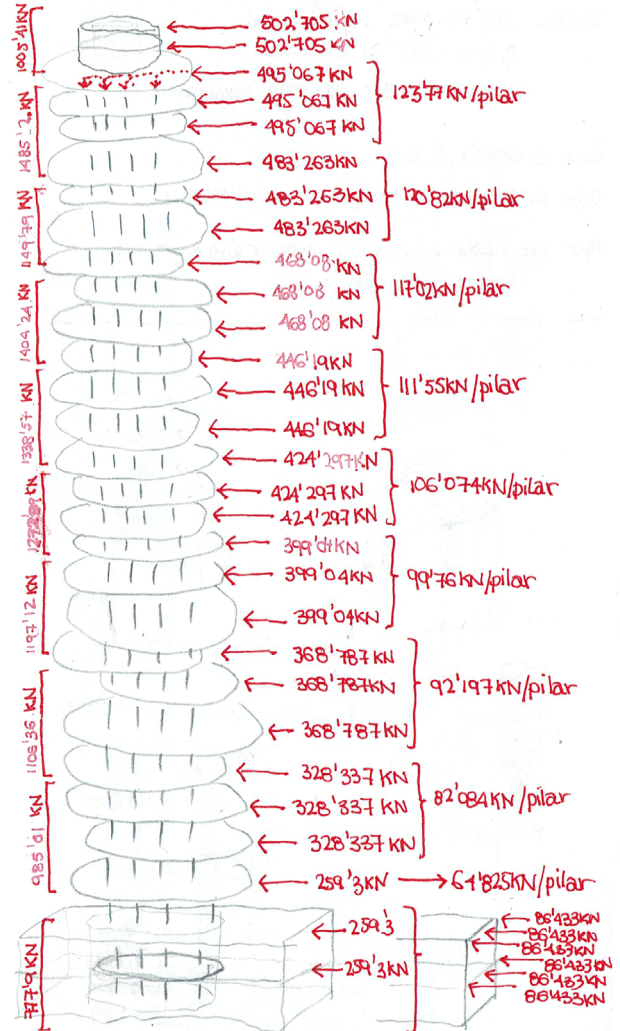


Figura 67. Esquema de viento en el edificio.

## 5. Carga accidental de sismo.

Según la norma del NCSE-02 (Norma de Construcción Sismorresistente), se especifica que ésta no es de aplicación obligatoria en aquellos casos de edificaciones con importancia normal o especial siempre y cuando la aceleración sísmica básica sea inferior a  $0,04 \cdot g$  (siendo  $g$  la aceleración de la gravedad).

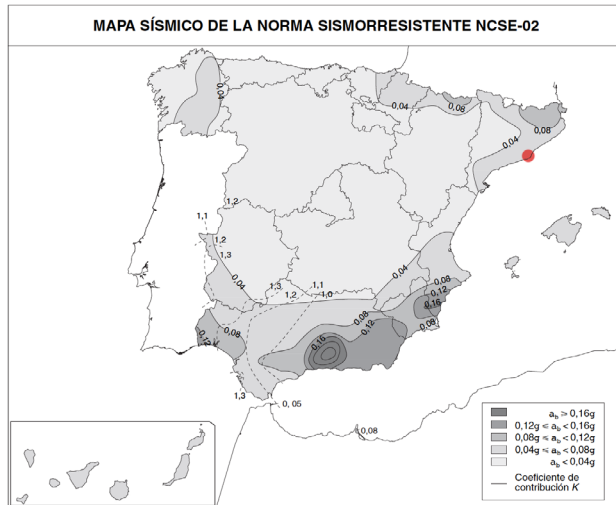


Figura 68. Mapa de peligrosidad sísmica de la NCSE-02.

La norma establece en su apartado 1.2.2. "Clasificación de las construcciones" que un edificio es de importancia moderada cuando la probabilidad de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario, o producir daños económicos significativos a terceros sea despreciable.

De importancia normal aquellos cuya destrucción pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o

producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible.

Y de importancia especial cuando cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos, así como en reglamentaciones más específicas y, al menos, edificaciones tales como hospitales, centros o instalaciones sanitarias de cierta importancia, edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas, entre muchos otros.

De esta forma, y teniendo en cuenta que el Hotel Porta Fira podría considerarse de importancia normal, tanto en el mapa de peligrosidad sísmica como en el Anejo 1 de la NCSE-02, se observa que la aceleración básica en l'Hospitalet de Llobregat es  $0,04 \cdot g$ .

Así pues, a efectos de este trabajo, no se tendrán en cuenta dichas cargas accidentales. Debido a la complejidad, queda abierta la posibilidad de realizar un estudio sobre el efecto como ampliación a este trabajo.

### c) COMBINACIÓN DE CARGAS

En cuanto a las combinaciones de cargas, éstas se realizan automáticamente mediante el programa Architrave de acuerdo a los valores establecidos en el Código Técnico de la Edificación (CTE), Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE) en el apartado 4 "Verificaciones basadas en coeficientes parciales",

y la Instrucción española del Hormigón Estructural (EHE - 08) en los artículos 12º "Valores de cálculo de las acciones" y 13º "Combinación de acciones".

Así pues, en las siguientes tablas se indican los coeficientes empleados en el cálculo para la comprobación tanto de resistencia (Estados Límites Últimos, E.L.U.) y deformaciones (Estados Límites de Servicio, E.L.S.).

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

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

Figura 69. Tabla 4.1 "Coeficientes parciales de seguridad" del DB SE.

Por otra parte, los coeficientes de simultaneidad  $\psi$  se obtienen en función de la naturaleza de las cargas variables (sobrecargas de uso, viento y nieve) indicadas en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad ( $\psi$ )

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)</b>			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
<b>Nieve</b>			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
<b>Viento</b>	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

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

Figura 70. Tabla 4.2 "Coeficientes de simultaneidad" del DB SE.

En el caso de la torre hotel Porta Fira, se supone que es una mezcla tanto de zona residencial (categoría A) como zona administrativa (categoría B).

A continuación, se han de establecer las combinaciones principales y más desfavorables para la comprobación a resistencia según los **Estados Límites Últimos**, considerando en cada caso una carga variable principal (sobrecarga de uso, viento o nieve respectivamente) correspondiente a una situación persistente o transitoria, cuya expresión se resume en:

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

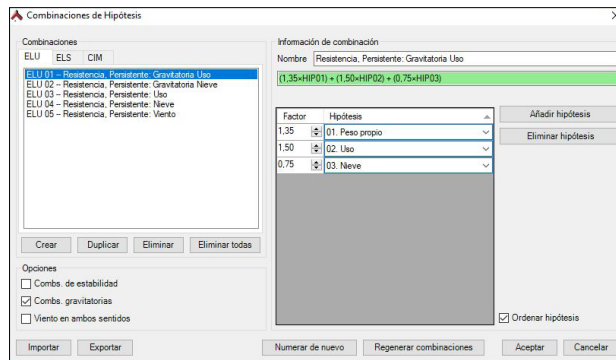


Figura 71. Combinación ELU01 (Resistencia): Gravitatoria de Uso.



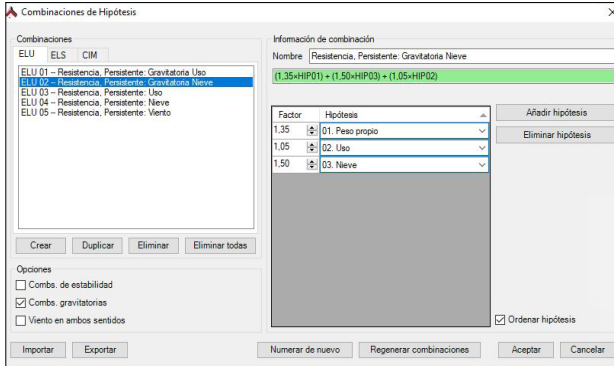


Figura 72. Combinación ELU02 (Resistencia): Gravitatoria de Nieve.

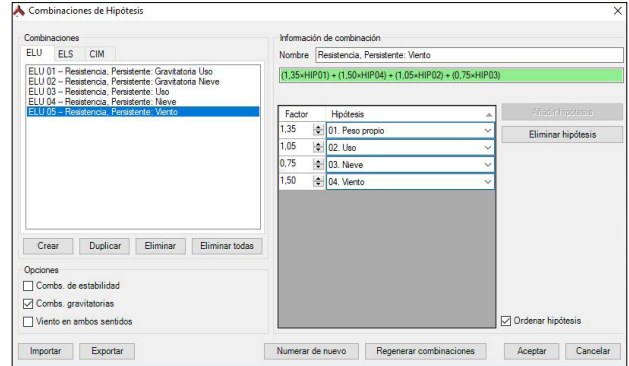


Figura 75. Combinación ELU05 (Resistencia): Viento.

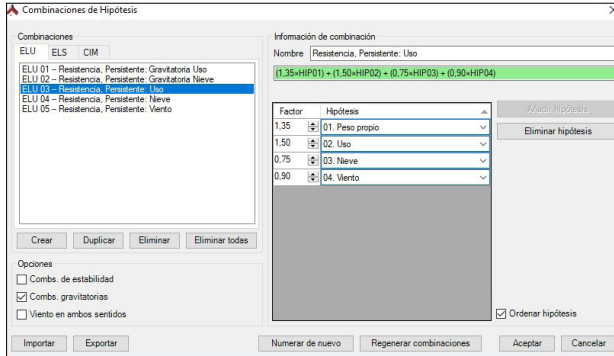


Figura 73. Combinación ELU03 (Resistencia): Uso.

En cuanto a **Estados Límite de Servicio**, se han de distinguir tres situaciones:

- Combinación característica (poco probable o rara) donde los efectos de las acciones de corta duración pueden resultar irreversibles.

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

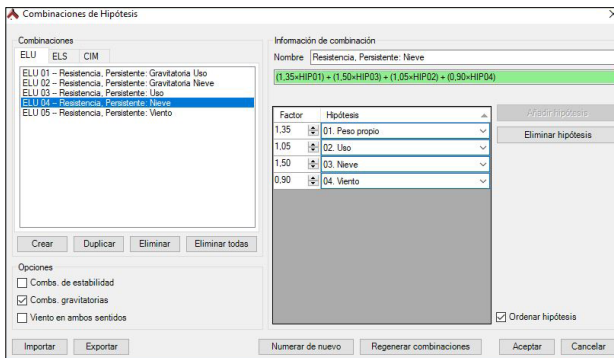


Figura 74. Combinación ELU04 (Resistencia): Nieve.

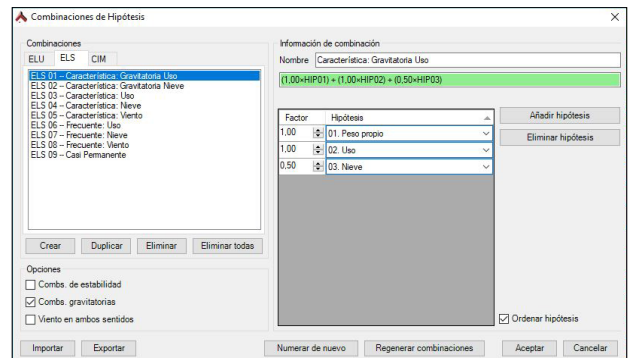


Figura 76. Combinación ELS01 (Característica): Gravitatoria de Uso.

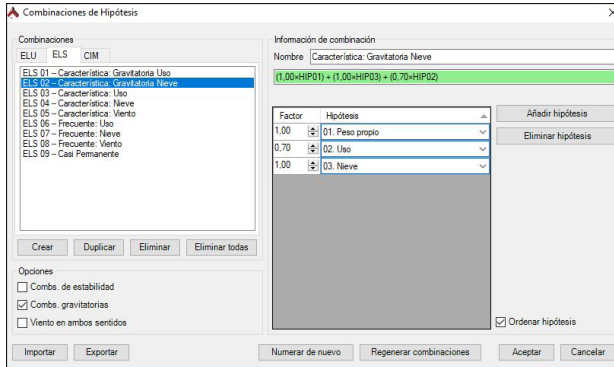


Figura 77. Combinación ELS02 (Característica): Gravitatoria de Nieve.

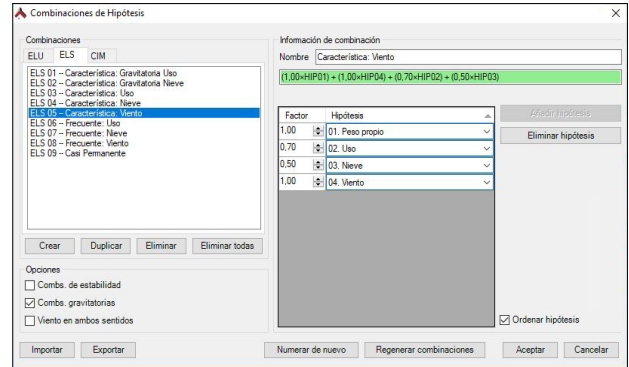


Figura 80. Combinación ELS05 (Característica): Viento.

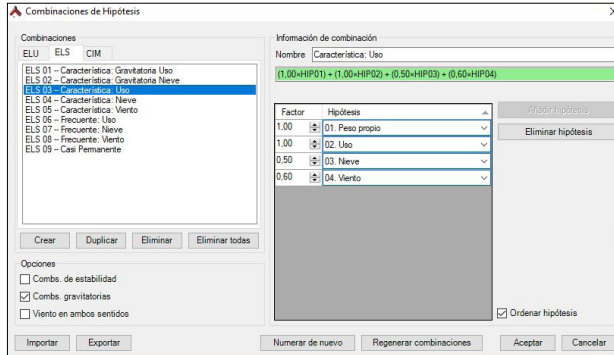


Figura 78. Combinación ELS03 (Característica): Uso.

- Combinación frecuente donde los efectos de las acciones pueden resultar reversibles.

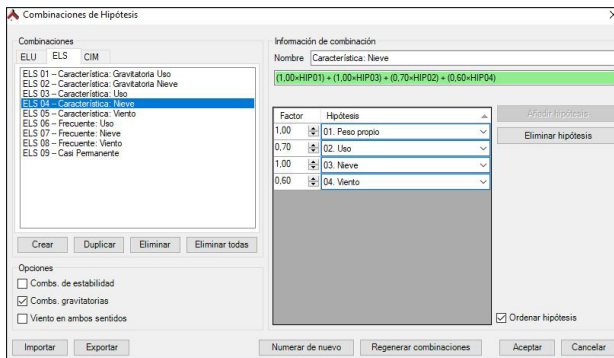
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$


Figura 79. Combinación ELS04 (Característica): Nieve.

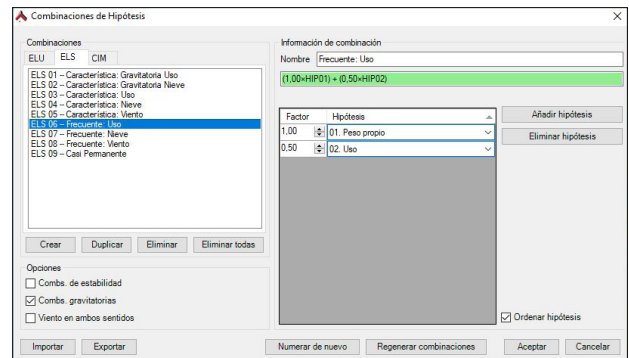


Figura 81. Combinación ELS06 (Frecuente): Uso.

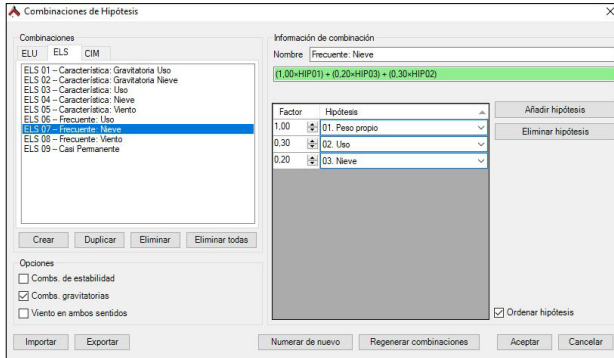


Figura 82. Combinación ELS07 (Frecuente): Nieve.

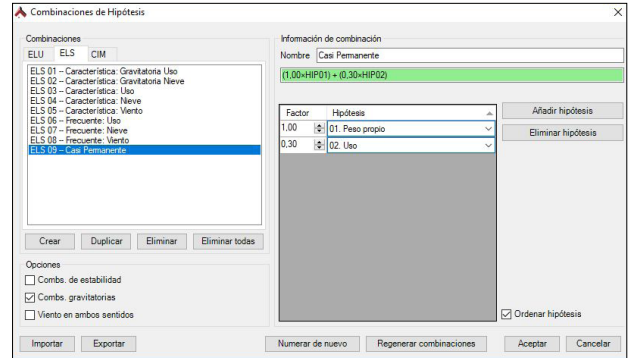


Figura 84. Combinación ELS09 (Casi permanente).

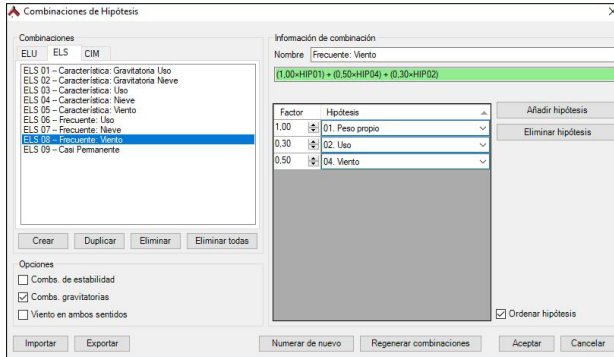


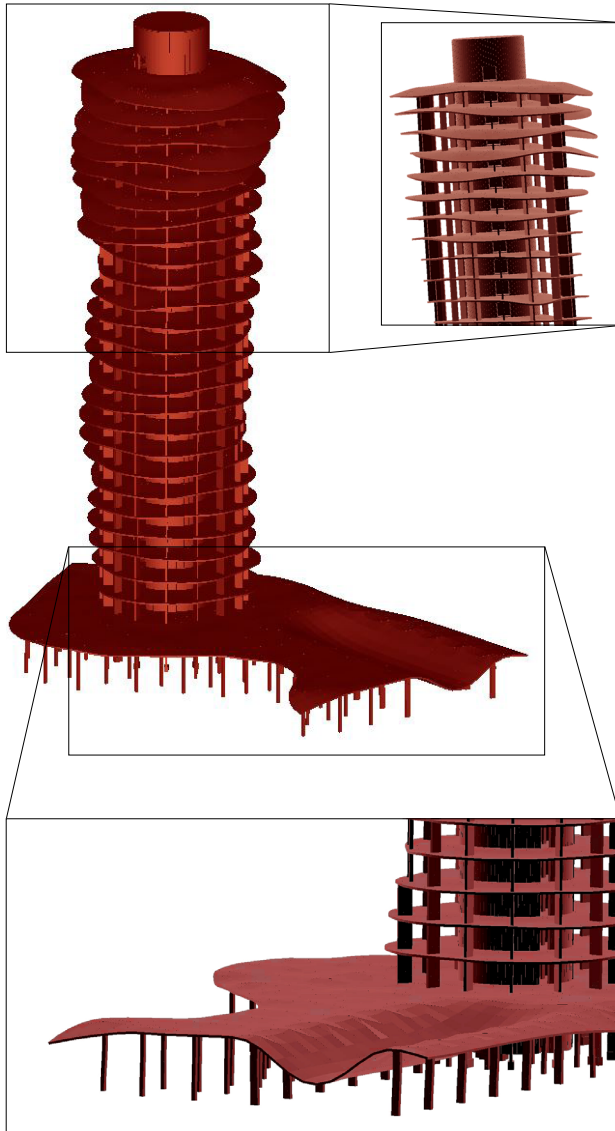
Figura 83. Combinación ELS08 (Frecuente): Viento.

- Combinación casi permanente donde se evalúan los efectos de las acciones de larga duración.

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

## **4. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

## 4.1. COMPORTAMIENTO GENERAL



Una vez realizado el modelo informático con las simplificaciones y cargas correspondientes, se procede a obtener los resultados mediante el programa informático Architrave®. Con esta aplicación informática se obtendrán los valores de las tensiones, de los momentos flectores, esfuerzos cortantes, así como la deformación y desplazamientos que se producirán en la estructura.

Se puede observar mediante la representación de la estructura deformada cual es el funcionamiento de ésta. Como el modelo informático no incluye los esfuerzos de postesado, la deformada alcanza valores mayores de los reales.

Por otra parte, otro de los puntos críticos se haya en la zona del forjado de la cubierta ajardinada que coincide con la sala de conferencias debido a sus grandes luces (6m entre pilares en el eje x y 20m en el eje y).

Conviene destacar la importancia del núcleo central de la torre, ya que éste proporciona por lo general gran estabilidad al conjunto, produciéndose una menor deformación en esta zona, tal y como se aprecia en la Figura 85.

Hay que tener en cuenta que la acción del viento juega bastante en contra debido a la gran esbeltez y complejidad volumétrica del edificio, y esto conlleva comportamientos límite en algunos casos que serán desarrollados a continuación.

Figura 85. Representación del sólido deformado ELS05 (Característica): Viento.



## 4.2. LA CUBIERTA AJARDINADA

La comprobación de momentos flectores va mayoritariamente relacionada con las solicitaciones típicas en vigas, pilares y también losas puesto que en todas estas zonas existe una deformación predominante por flexión. De esta forma, es interesante fijarse en los elementos dónde más presentes pueden localizarse ya que pueden suponer una zona frágil de rotura.

Como se sabe, los momentos flectores aparecen al flexionar un elemento estructural como resultante de una distribución de tensiones, como pueden ser fuerzas puntuales (viento) o también distribuidas (cargas).

En el caso de la cubierta ajardinada y transitable del Hotel Porta Fira, se puede apreciar cómo los puntos con momentos flectores más conflictivos se hayan en el forjado que cubre la sala de conferencias.

Se puede observar cómo aparecen grandes esfuerzos negativos en aquellas zonas de encuentro de los pilares con el forjado, así como grandes esfuerzos positivos en el vano central.

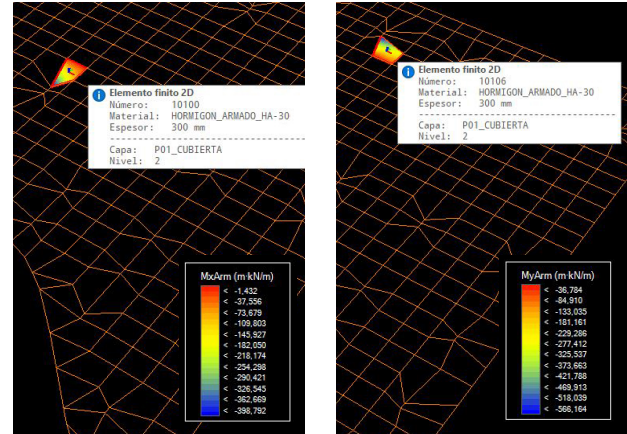


Figura 88. ELU04: Detalle de momentos negativos (eje x izq, eje y der.).

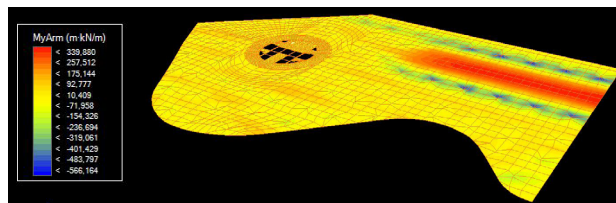


Figura 86. ELU04: Momentos flectores en el eje y.

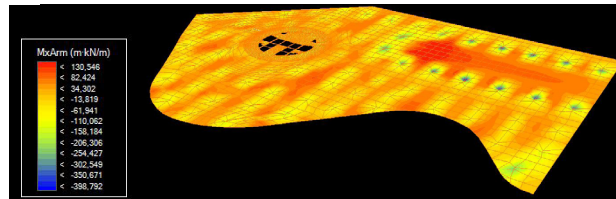


Figura 87. ELU04: Momentos flectores en el eje x.

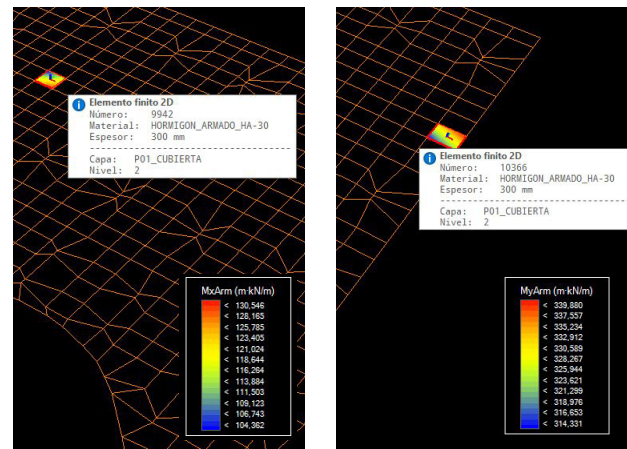


Figura 89. ELU04: Detalle de momentos positivos (eje x izq, eje y der.).

Esto es debido a la modelización de la estructura de los pilares como si fuesen elementos 2D (sin sus verdaderas dimensiones), lo cual supone que en el punto de encuentro con la losa se produzca un vértice de momentos el cual puede llegar a alcanzar valores muy elevados y difícilmente asumibles.

Para ello, se comprueba el valor del momento en el supuesto perímetro del soporte, comprobando así que éste es mucho menor. De esta forma, visualizando las solicitaciones en uno de los elementos finitos más próximos (modelizado en malla personalizada de lado medio 500mm), se puede apreciar que el valor desciende de  $-565,743\text{kN}\cdot\text{m}$  a un valor muy inferior de alrededor de  $-350\text{kN}\cdot\text{m}$  en el eje y (figura 88).

$8\text{cm}$  o  $20/500 + 0,01 = 0,05 = 5\text{cm}$ .

El modelo concebido no cumpliría las limitaciones marcadas por la norma. La deformación en el eje Z total dentro del vano crítico de  $20\text{m}$  oscilaría alrededor de los  $10\text{cm}$ , mientras que según la EHE-08, para el vano de  $20\text{m}$  la flecha máxima debería ser menor a  $5\text{cm}$ .

Además, la solución constructiva precisaría de una estructura auxiliar que, además de evitar el punzonamiento de la losa por las tensiones tangenciales, colabore en la resistencia de estas elevadas solicitaciones puntuales.

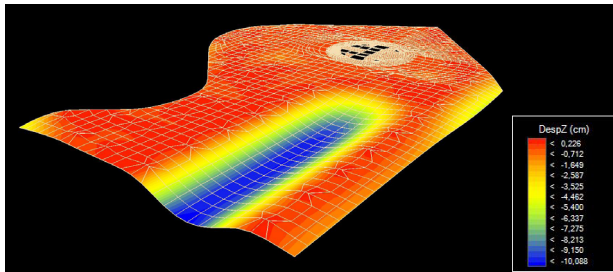


Figura 90. ELS02: Detalle de desplazamientos en el eje Z sobre deformada.

No obstante, debido a las grandes luces de casi  $20\text{m}$  en el eje Y, y  $6\text{m}$  en el eje X, y al fino espesor del forjado para estas condiciones ( $30\text{cm}$ ), se producen deformaciones excesivas en el eje Z.

Según la normativa EHE-08, la flecha total admisible en un forjado bidireccional debe de ser menor a la solución más exigente entre  $L/250$  o  $L/500 + 1\text{cm}$  (siendo L el tamaño de la luz a comprobar), es decir,  $20/250 = 0,08\text{m} =$

### 4.3. TENSIONES EN LOS ELEMENTOS VERTICALES

Al contar con una estructura de muros y pilares que recorren toda la estructura de arriba abajo y donde los forjados van ejerciendo giros, hay plantas donde la longitud del pilar es menor para poder adaptarse al contorno del volumen tal y como se ha comentado previamente.

De esta forma, se comprobarán las tensiones que se producen en el núcleo central y se compararán diferentes conjuntos de pantallas radiales para poder obtener una idea de cómo reacciona la estructura modelizada.

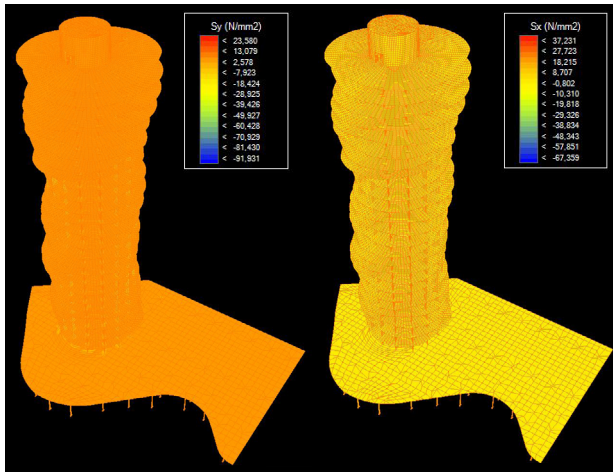


Figura 91. ELU05: Tensiones  $S_y$

Figura 92. ELU05: Tensiones  $S_x$

Como punto principal, cabe remarcar que la estructura se haya generalmente bastante equilibrada tensionalmente como se ve en las figuras 91 y 92, pero se deberá ampliar en las zonas más críticas para poder entender exactamente cómo responde exactamente.

En el muro del **núcleo central** las tensiones verticales de compresión  $S_y$ , incrementan a medida que desciende el muro debido a la acumulación de las acciones de las plantas. No obstante, se puede apreciar zonas de mayor concentraciones de tensiones a compresión debido los encuentros con elementos muy rígidos que conlleva una elevada transferencia de cargas (como los forjados).

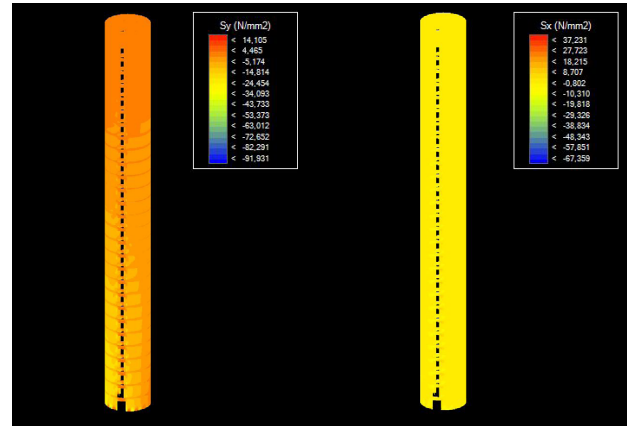


Figura 93. ELU05: Tensiones  $S_y$  en el núcleo central.

Figura 94. ELU05: Tensiones  $S_x$  en el núcleo central.

En cuanto a las **pantallas radiales**, se puede comprobar que, efectivamente, la tensión donde la longitud del pilar es menor encontramos una mayor compresión por lo que la esbeltez del elemento influirá en gran manera en los diagramas de tensiones de la estructura.

Para llevar a cabo esta comprobación, primero se comparará la situación tensional de plantas superiores con las plantas más críticas.

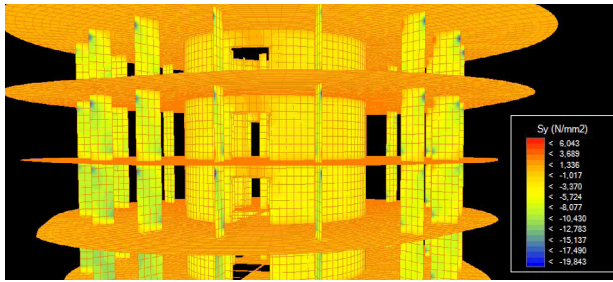


Figura 95. ELU05: Detalle de tensiones  $S_y$  en las plantas 20, 21 y 22 y 23.

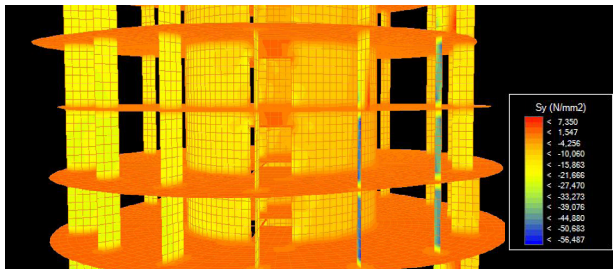


Figura 96. ELU05: Detalle de tensiones  $S_y$  en las plantas 04, 05 y 06.

Por otra parte, el efecto del viento castiga en mayor parte a las pantallas radiales que al núcleo central debido a la localización de éste (ubicado en el centro de la torre) y por su configuración compacta.

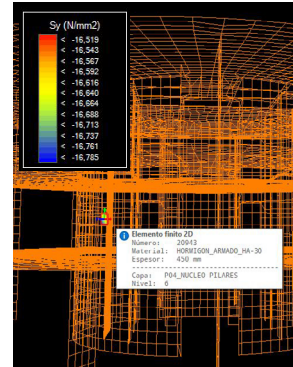


Figura 99. ELU05: Tensiones  $S_y$  en el núcleo central de la P04.

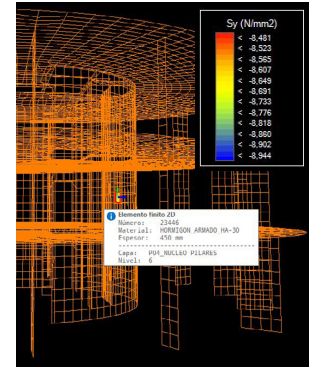


Figura 100. ELU05: Tensiones  $S_y$  en el núcleo central de la P04.

De esta forma, se puede comprobar cómo en las plantas inferiores las tensiones medias en las pantallas oscilarían entre los  $-15,86\text{N/mm}^2$  y los  $-27,47\text{N/mm}^2$  debido a la acumulación de cargas de los forjados superiores, mientras que en plantas superiores serían de  $-8,08\text{N/mm}^2$ .

Es por esto que se pueden encontrar valores de tensión en el eje Y de alrededor de  $-8,94\text{N/mm}^2$  para la zona del núcleo expuesta al viento mientras que en la cara opuesta, el valor tensional aumenta casi al doble con  $-16,76\text{N/mm}^2$  debido a la deformación del viento.

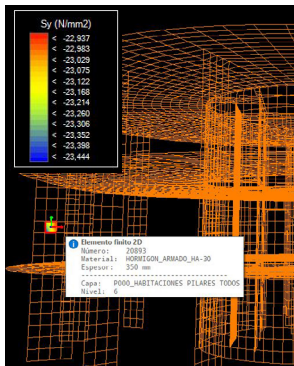


Figura 97. ELU05: Tensiones  $S_y$  en una pantalla común de la P04.

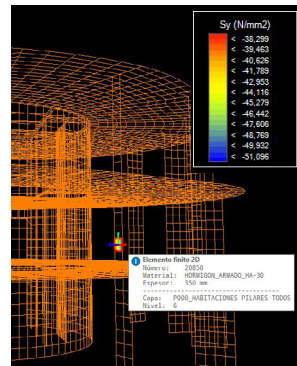


Figura 98. ELU05: Tensiones  $S_y$  en la pantalla crítica de la P04.

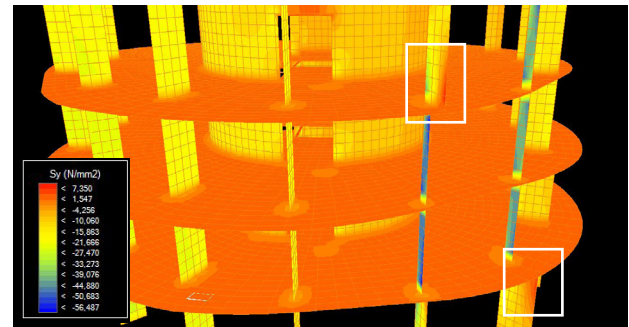


Figura 101. ELU05: Detalle de pantallas con esquinas traccionadas.



Se puede observar también que, en la zona de aplicación de las cargas de viento, las pantallas recortadas con respecto al forjado superior o inferior, sufren pequeñas zonas de tracción situadas en las esquinas exteriores (figura 101) con valores cercanos a los  $7,35\text{N/mm}^2$  mientras que el valor medio tensional en las pantallas (no críticas) oscila entre los  $-10,06\text{N/mm}^2$  y los  $-15,863\text{N/mm}^2$  de compresión.

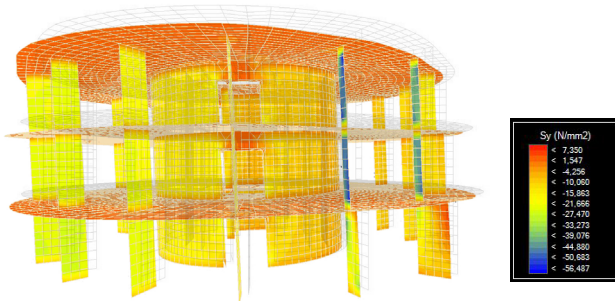


Figura 102. ELU05: Tensiones  $S_y$  de las plantas 03, 04 y 05 con respecto a la deformada.

También es visible que la compresión de las pantallas y núcleo situados en el lado opuesto del viento también es mayor, ya que la deformación debido a esta acción horizontal provoca un acortamiento de estos elementos.

En todos estos puntos se ha de tener mucho cuidado a la hora de su dimensionado, ya que pueden producirse efectos de pandeo por culpa de compresiones excesivas o fisuramientos y rotura debido a tracciones.



## 4.4. DESPLAZAMIENTOS EN LA VOLUMETRÍA

Debido a la gran altura de la torre, es de gran importancia el análisis y vigilancia de los desplazamientos tanto en el eje x como en el eje y que sufre la estructura.

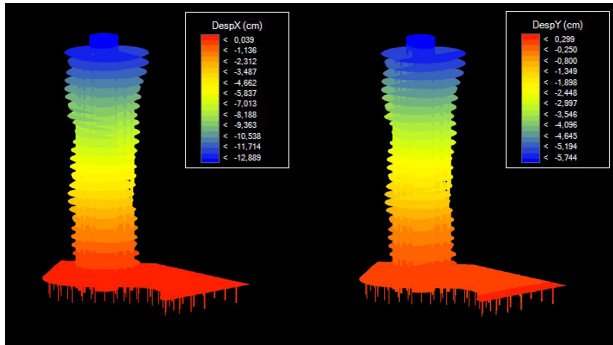


Figura 103. ELS05: Desplazamientos en el eje x (izq.) y eje y (der.).

Como se aprecia en los mapas, el mayor desplazamiento se produce en la dirección del viento, dirección x, con un valor máximo de 12,89cm en el forjado de coronación del hotel. También se puede observar cómo estos desplazamientos van aumentando paulatinamente a medida que se va elevando la estructura.

Esto se debe a la geometría irregular y a la idea de flor de loto de Toyo Ito. Por lo general, el esquema ideal en edificios esbeltos es de forma piramidal ya que al proporcionar una coronación más estrecha que la base, la cantidad de fachada expuesta al viento es menor y las tensiones que produce son más fáciles de soportar por la amplia base. No obstante, en este edificio se lidia con el efecto opuesto.

Por otra parte, la piel exterior conformada por tubos de aluminio lacado, puede ejercer una pequeña ayuda a la hora de contener también estas deformaciones, disminuyendo posteriormente los desplazamientos.

Según la normativa, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome real es menor a:

- Desplome total =  $1/500$  de la altura total del edificio =  $1/500$  de 120m de altura = 0,24m = 24cm.
- Desplome local =  $1/250$  de la altura de la planta =  $1/250$  de 4,12m de altura = 0,017m = 1,7cm.

El desplome total de la torre en el eje x es de 12,89cm, inferior al límite, por lo que no debería presentar problemas de desplome. Con respecto al desplome local, se puede comprobar cómo en la planta de cubierta, el desplome en el punto más crítico del núcleo debido al viento sería de  $11,74 - 11,34 = 0,4$ cm, cumpliendo así también la normativa.

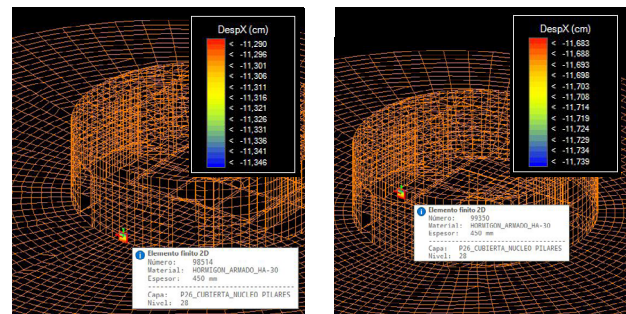


Figura 104. ELS05: Desplazamientos en el eje y de la base (izq.) y la coronación (der.) de la P26.

## **5. SOLUCIONES ESTRUCTURALES DE LA PLANTA 4**

## 5.1. LAS PANTALLAS RADIALES

Como se ha podido comprobar en la fase de análisis del modelo, en la planta cuatro se obtienen unos estados críticos de tensiones en las pantallas radiales de la estructura del hotel debido a las secciones tan mínimas a las cuales puede llegar.

De esta forma, se realizará la comprobación de cálculo del armado de estas pantallas para que puedan resistir los esfuerzos a los cuales están sometidas así como el armado mínimo en caso de tensiones favorables.

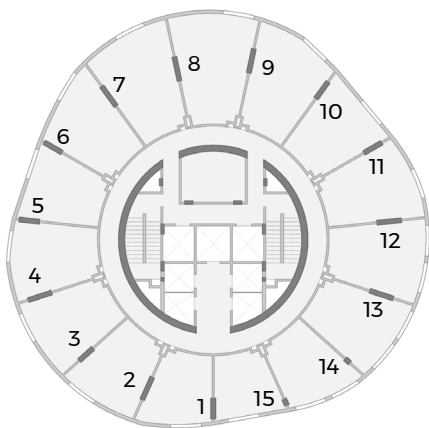


Figura 105. Plano esquema de las pantallas en la P04.

Primero, se ha de tener en cuenta los posibles espesores en sección de las pantallas que actúan en la cuarta planta:

- Pantallas de 1,8x0,35m: 1, 4, 7, 8, 9, 12 y 13.
- Pantallas de 1,5x0,35m: 1, 5, 6, 10 y 11.
- Pantallas de 0,5x0,35m: 15.
- Pantallas de 0,45x0,35m: 14.

### 1. Pantalla 14

Se comenzará con el cálculo de la pantalla más desfavorable, es decir, la número 14 de sección 0,45x0,35m (más bien considerado pilar).

De esta forma, y para un hormigón HA-30 ( $f_{cd} = 30/1,5 = 30\text{N/mm}^2$  y tensión de tracción  $0,85f_{cd}$ ), obtenemos una tensión máxima  $\sigma_{\max, Sy} = -62,35\text{N/mm}^2$ .

Conociendo este dato y el área de la sección del pilar, se puede obtener el axil  $N$  del elemento vertical tal que  $N_{14} = 350\text{mm} \cdot 450\text{mm} \cdot 62,35\text{N/mm}^2 \cdot 10^{-3}$ , por lo que  $N_{14} = 9820,13\text{kN}$ .

Con la sección de muro existente, se comprueba si la resistencia del hormigón soportaría la resistencia de las tensiones, por lo que  $N_{d,14} \geq N_{14}$ , siendo  $N_{d,14} = A_{\text{pilar},14} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$ .

$$N_{d,14} = 350 \cdot 450 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 10^{-3} = 2677,5\text{kN}$$

El hormigón en sí mismo no cubriría la resistencia de la sollicitación por lo que los elementos de armado deberían ser los encargados de cubrir el resto de esfuerzo de 7142,63kN.

Utilizar una solución única de redondos para cubrir esta carga sería una opción imposible debido a la pequeña sección disponible para armar por lo que se propone la utilización de un perfil HEB-240 ( $A_{\text{HEB-240}} = 10600\text{mm}^2$   $f_{yk} = 355/1,05 = 338,1\text{N/mm}^2$ ) en su interior.

$$N_{d,14} = 2677,5\text{kN} + (10600 \cdot 338,1 \cdot 10^{-3})$$
$$N_{d,14} = 6261,36\text{kN} \leq N_{14} = 9820,13\text{kN}$$

Se aprecia que todavía hay bastante esfuerzo

por cubrir, por lo que se propone la adición de dos pletinas soldadas de dimensiones 200x15mm una en cada ala del perfil HEB además de 12 armaduras de Ø20mm B500SD ( $A_{\varnothing 20} = 314,16\text{mm}^2$   $f_{yk} = 500/1,5 = 333,33\text{N/mm}^2$ ).

$$N_{d,14} = 6261,36\text{kN} + (2 \cdot 200 \cdot 15 \cdot 338,1 \cdot 10^{-3}) + (20 \cdot 314,16 \cdot 333,33 \cdot 10^{-3})$$

$$N_{d,14} = 6261,36\text{kN} + 2028,6\text{kN} + 2094,38\text{kN}$$

$$N_{d,14} = 10384,34\text{kN} \geq N_{14} = 9820,13\text{kN}$$

De esta forma el pilar sí cumpliría la resistencia de esfuerzos requerida. No obstante, es una solución algo justa en cuestión a la poca área de reparto.

Así pues, otra posible solución sería la utilización de un hormigón de mayor resistencia tal como el HA-50 ( $f_{cd} = 50/1,5 = 33,33\text{N/mm}^2$ ), incluyendo el perfil HEB-240 en el interior del pilar 14 y las dos pletinas previamente mencionadas.

$$N_{d,14} = (350 \cdot 450 \cdot 0,85 \cdot 33,33 \cdot 10^{-3}) + 3583,86\text{kN} + 2028,6\text{kN}$$

$$N_{d,14} = 4462,05\text{kN} + 3583,86\text{kN} + 2028,6\text{kN}$$

$$N_{d,14} = 10074,51\text{kN} \geq N_{14} = 9820,13\text{kN}$$

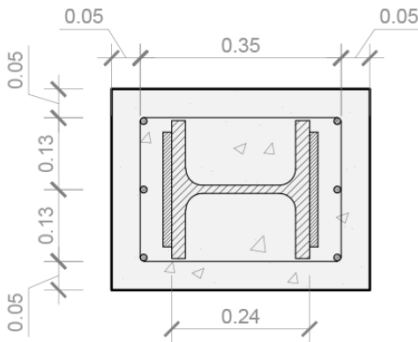


Figura 106. Solución del pilar 14.

No obstante, pese al incremento de la resistencia del hormigón, se ha de garantizar una cuantía mínima de armadura que viene dada por la tabla del artículo 42.3.5 de la EHE-08

Tabla 42.3.5

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón<sup>(6)</sup>

Tipo de elemento estructural	Tipo de acero	
	Aceros con $f_t = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_t = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares	4,0	4,0
Losas <sup>(1)</sup>	2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios <sup>(2)</sup>	4,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios <sup>(3)</sup>	1,4
	Armadura de reparto paralela a los nervios <sup>(3)</sup>	0,7
Vigas <sup>(4)</sup>	3,3	2,8
Muros <sup>(5)</sup>	Armadura horizontal	4,0
	Armadura vertical	1,2

Figura 107. Tabla 42.3.5 de la normativa española EHE-08.

Teniendo en cuenta que se está trabajando con una resistencia del acero de 500N/mm<sup>2</sup>, consideramos que las pantallas 14 y 15 son pilares mientras que el resto se valorarán como muros.

Además, según el subíndice 5 correspondiente al apartado de los muros, la normativa marca que la cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción, y se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

De esta forma, el armado mínimo vertical se obtendría con respecto a la siguiente expresión:

$$A_{\text{arm,min},14} = A_{\text{pilar},14} \cdot 4 / 10^3$$

$$A_{\text{arm,min},14} = 450 \cdot 350 \cdot 4 / 10^3$$

$$A_{\text{arm,min},14} = 630\text{mm}^2 \mid 4\varnothing 16\text{mm} (804,25\text{mm}^2)$$

En cuanto a la cuantía mínima horizontal (estribos), se llevan a cabo los mismos cálculos pero contando con la altura del pilar ( $h = 4,14\text{m}$ ) y considerando el factor de cuantía geométrica de muro en armadura horizontal.

$$A_{\text{arm,min},14} = 4140 \cdot 350 \cdot 3,2 / 10^{-3}$$

$$A_{\text{arm,min},14} = 4636,8\text{mm}^2 \mid 16\emptyset 20\text{mm} (5026,55\text{mm}^2)$$

dispuestos cada 55cm (8 estribos en total)

No obstante, esta solución no cumple la distancia máxima recomendada para el diseño de estribos por lo que habría que aumentar a un total de 14 estribos cada 28cm.

## 2. Pantalla 15

HA-50 |  $\sigma_{\text{max}} = -60,46\text{N/mm}^2$  | perfil HEB-240 | 2 pletinas 200x15mm

- armado mínimo vertical (pilar = 4%)  
4 $\emptyset 16\text{mm}$ , una barra en cada esquina
- armado mínimo horizontal ( $h = 4,14\text{m}$ )  
28 $\emptyset 20\text{mm} = 14$  estribos cada 28cm

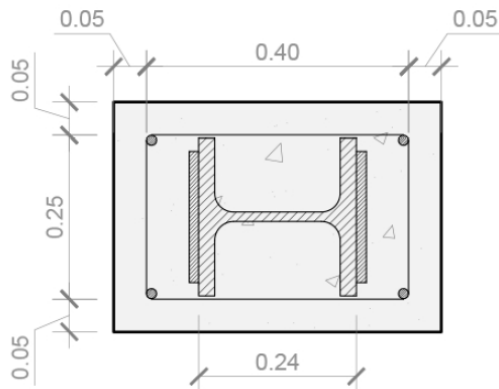


Figura 108. Solución del pilar 15.

## 3. Pantalla 3

HA-50 |  $\sigma_{\text{max}} = -25,76\text{N/mm}^2$

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
10 $\emptyset 8\text{mm}$  cada 31cm
- armado mínimo horizontal ( $h = 4,14\text{m}$ )  
28 $\emptyset 20\text{mm} = 14$  estribos cada 28cm

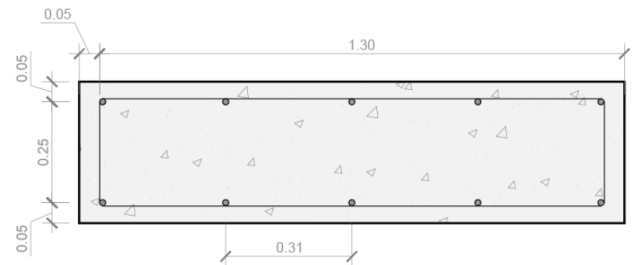


Figura 109. Solución de la pantalla 3.

## 4. Pantallas 1, 5, 6, 10 y 11

HA-50 |  $\sigma_{\text{max}} = -25,52\text{N/mm}^2$

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
10 $\emptyset 8\text{mm}$  cada 31cm
- armado mínimo horizontal ( $h = 4,14\text{m}$ )  
28 $\emptyset 20\text{mm} = 14$  estribos cada 28cm

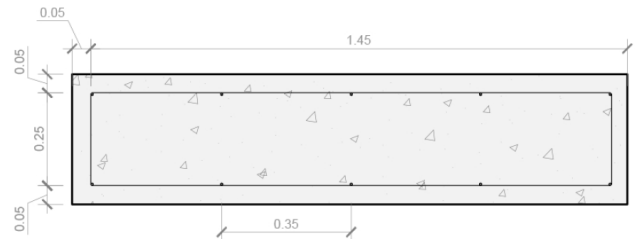


Figura 110. Solución de las pantallas 1, 5, 6, 10 y 11.



## 5. Pantallas 2, 4, 7, 8, 12 y 13

HA-50 |  $\sigma_{\max} = -30,54\text{N/mm}^2$

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
10Ø8mm cada 34cm
- armado mínimo horizontal (h = 4,14m)  
28Ø20mm = 14 estribos cada 28cm

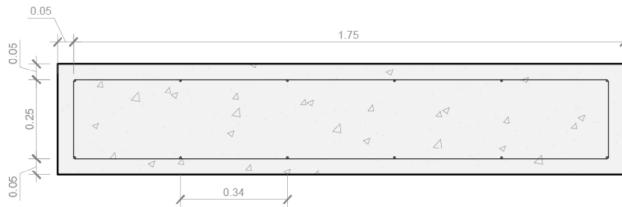


Figura 111. Solución de las pantallas 2, 4, 7, 8, 12 y 13.

No obstante, las soluciones aquí desarrolladas variarán con respecto a las limitaciones de diseño marcadas por la EHE-08 como por ejemplo:

- En el caso particular de soportes (o piezas fuertemente comprimidas), y con el fin de evitar el pandeo de las armaduras longitudinales, los estribos deben arriostrar, al menos, una de cada dos barras consecutivas de la misma cara y todas aquéllas cuya separación sea superior a 15cm.

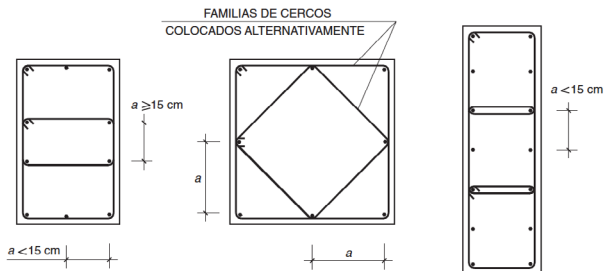


Figura 112. Limitaciones de diseño según la EHE-08.

## 5.2. EL NÚCLEO CENTRAL

Otro de los puntos de gran importancia en la estructura es el núcleo central de comunicaciones circular que actúa como rigidizador en este edificio de tanta altura.

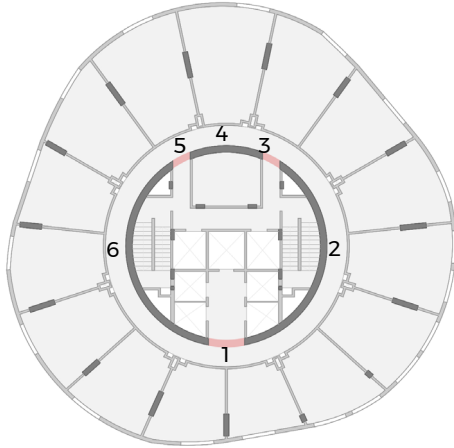


Figura 113. Plano esquema del núcleo central en la P04.

A la hora de calcular el armado en la planta 4, se seccionará en 6 partes delimitadas por las zonas de paso (huecos) por la diferencia de alturas (figura 113), lo cual provocará que tengan cada una una respuesta diferente a las tensiones.

Su cálculo, igual al de las patallas radiales, se obtendrá con un hormigón HA-50.

### 1. Trozo 1 (HA-50 | $A_{\text{trozo},1} = 1,13\text{m}^2$ | $h = 1,14\text{m}$ )

$$N_1 = 1,13 \cdot 10^6 \cdot 7,36 \cdot 10^{-3} = 8321,32\text{kN}$$

$$N_{d,1} = 1,13 \cdot 10^6 \cdot 0,85 \cdot 33,33 \cdot 10^{-3} = 32013,47\text{kN}$$

$$N_1 = 8321,32\text{kN} \leq N_{d,1} = 32013,47\text{kN}$$

Se puede ver cómo el mismo hormigón podría soportar las solicitaciones más desfavorables en el trozo 1, no obstante, hay que asegurar un armado mínimo en su materialización.

En cuanto a armadura vertical valorando al núcleo central como si fuese un muro:

$$\begin{aligned} A_{\text{arm.vert.min},1} &= A_{\text{trozo},1} \cdot 0,9 / 10^3 \\ A_{\text{arm.vert.min},1} &= 1,13 \cdot 10^6 \cdot 0,9 / 10^3 \\ A_{\text{arm.vert.min},1} &= 1017\text{mm}^2 \mid 10\emptyset 12\text{mm} (1130,97\text{mm}^2) \\ &\text{cada } 60\text{cm} \end{aligned}$$

Con respecto a la armadura horizontal (estribos) sabiendo que el espesor del muro son 45cm:

$$\begin{aligned} A_{\text{arm.hor.min},1} &= 450 \cdot 1140 \cdot 3,2 / 10^3 \\ A_{\text{arm.hor.min},1} &= 1641,6\text{mm}^2 \mid 6\emptyset 20\text{mm} (1884,96\text{mm}^2) \\ &3 \text{ estribos cada } 52\text{cm} \end{aligned}$$

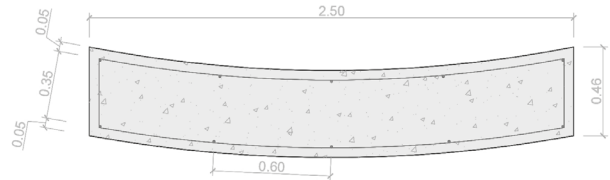


Figura 114. Solución de la zona 1 del núcleo central.

### 2. Trozo 2 (HA-50 | $A_{\text{trozo},2} = 7,18\text{m}^2$ | $h = 4,14\text{m}$ | $\sigma_{\text{max}} = -9,14\text{N/mm}^2$ )

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
58 $\emptyset$ 12mm cada 60cm

- armado mínimo horizontal (muro = 3,2%)  
20 $\emptyset$ 20mm = 10 estribos cada 45cm

3. Trozo 3 (HA-50 |  $A_{\text{trozo},3} = 0,61\text{m}^2$  |  $h = 1,14\text{m}$  |  $\sigma_{\text{max}} = -6,9\text{N/mm}^2$ )

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
6Ø12mm cada 62cm
- armado mínimo horizontal (muro = 3,2%)  
6Ø20mm = 3 estribos cada 52cm

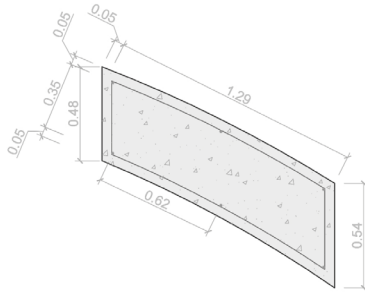


Figura 115. Solución de la zona 3 del núcleo central.

4. Trozo 4 (HA-50 |  $A_{\text{trozo},4} = 2,31\text{m}^2$  |  $h = 4,14\text{m}$  |  $\sigma_{\text{max}} = -8,79\text{N/mm}^2$ )

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
20Ø12mm cada 45cm
- armado mínimo horizontal (muro = 3,2%)  
20Ø20mm = 10 estribos cada 45cm



Figura 116. Solución de la zona 3 del núcleo central.

5. Trozo 5 (HA-50 |  $A_{\text{trozo},5} = 0,61\text{m}^2$  |  $h = 1,14\text{m}$  |  $\sigma_{\text{max}} = -5,47\text{N/mm}^2$ )

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
6Ø12mm cada 62cm
- armado mínimo horizontal (muro = 3,2%)  
6Ø20mm = 3 estribos cada 52cm

6. Trozo 6 (HA-50 |  $A_{\text{trozo},6} = 7,18\text{m}^2$  |  $h = 4,14\text{m}$  |  $\sigma_{\text{max}} = -9,29\text{N/mm}^2$ )

- armado mínimo vertical (muro = 0,9%)  
58Ø12mm cada 60cm
- armado mínimo horizontal (muro = 3,2%)  
20Ø20mm = 10 estribos cada 45cm

La representación del trozo 2 y 6 tiene unas dimensiones demasiado elevadas para poder insertar la imagen en este trabajo.

No obstante, las zonas 5 y 6 se tratarían de los detalles de los trozos 3 y 2 respectivamente en simetría con respecto al eje y.

Además, al igual que en el apartado anterior, las soluciones aquí desarrolladas variarán con respecto a las limitaciones de diseño marcadas por la EHE-08.

### 5.3. ARMADO Y REFUERZOS DEL FORJADO

Para el dimensionado de los elementos (armadura + refuerzos) en el forjado de la planta 4 hay que tener en cuenta los diagramas de Momentos de Armado  $M_{Arm}$  tanto del eje x como del eje y.

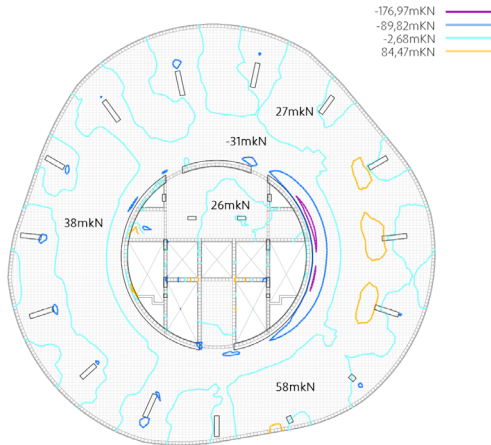


Figura 117. Mapa de momentos  $M_{x,Arm}$  de la P04.

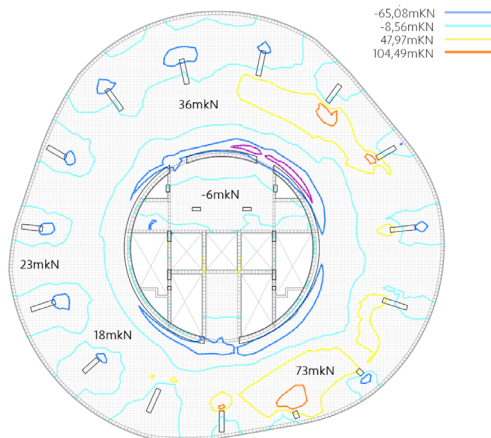


Figura 118. Mapa de momentos  $M_{y,Arm}$  de la P04.

Una vez obtenidos dichos mapas, se considera la tabla dentro del Anejo E sobre "Resistencia a Flexión en la Losa del Ábaco" dentro del manual del programa Architrave (Programa de Cálculo de Estructuras EF-Cid).

Armadura	CANTO 25cm.		CANTO 30cm.	
	Mom. Ultimo B-400s	Mom. Ultimo B-500s	Mom. Ultimo B-400s	Mom. Ultimo B-500s
Φ12 cada 10 cm.	81,30 kN·m	99,90 kN·m	99,10 kN·m	122,10 kN·m
Φ12 cada 15 cm.	49,70 kN·m	61,40 kN·m	60,40 kN·m	74,70 kN·m
Φ12 cada 20 cm.	41,60 kN·m	51,50 kN·m	50,50 kN·m	62,60 kN·m
Φ12 cada 25 cm.	33,50 kN·m	41,40 kN·m	40,60 kN·m	50,30 kN·m
Φ16 cada 10 cm.	138,50 kN·m	167,70 kN·m	170,50 kN·m	207,70 kN·m
Φ16 cada 15 cm.	86,40 kN·m	106,00 kN·m	105,50 kN·m	129,80 kN·m
Φ16 cada 20 cm.	72,70 kN·m	89,40 kN·m	88,50 kN·m	109,10 kN·m
Φ16 cada 25 cm.	58,60 kN·m	72,30 kN·m	71,30 kN·m	88,10 kN·m
Φ20 cada 10 cm.	202,90 kN·m	240,90 kN·m	253,30 kN·m	303,60 kN·m
Φ20 cada 15 cm.	130,70 kN·m	158,60 kN·m	160,60 kN·m	196,00 kN·m
Φ20 cada 20 cm.	110,60 kN·m	135,00 kN·m	135,50 kN·m	166,00 kN·m
Φ20 cada 25 cm.	89,80 kN·m	110,10 kN·m	109,70 kN·m	134,90 kN·m

Figura 119. Tabla del manual del programa Architrave©.

Con este, para una losa de 30cm HA-30 y armadura B-500SD, se obtendría una malla base (tanto superior como inferior) de:

- Eje x: Malla base de  $\varnothing 16$ mm cada 20cm para 109,1 kN · m y refuerzos en las zonas de conflicto de  $\varnothing 16$ mm cada 10cm para resistir hasta 207,7kN · m.
- Eje y: Malla base de  $\varnothing 16$ mm cada 25cm para 88,1kN · m y refuerzos en las zonas de conflicto de  $\varnothing 16$ mm cada 15cm para resistir hasta 129,8kN · m.

También habría de tenerse en cuenta los zunchos de borde que delimitan el perímetro





Además, de precisar de una estructura auxiliar que evite el punzonamiento de la losa por las tensiones tangenciales, también debería tenerse en cuenta otras posibles soluciones que mejoraran aspectos de cargas y económicos.

El armado base de los forjados sería uno de estos aspectos. En la planta 4 que ha sido previamente calculada se puede observar cómo es muy pesado, así que reduciendo la sección del acero a Ø12mm (en vez del Ø16mm que se calculó) cada 20cm tanto en el eje x como en el eje y, y reforzando en las zonas de momentos mayores a 62,3kN · m en el eje x, utilizaríamos barras de Ø16mm cada 10cm en ambos ejes. De esta forma, actualmente se dispone de 422 ejes de barras de armado Ø16mm y una longitud media de 20m aproximadamente.

- armado de negativos en la cara inferior de la malla
- armado de positivos en la cara superior de la malla

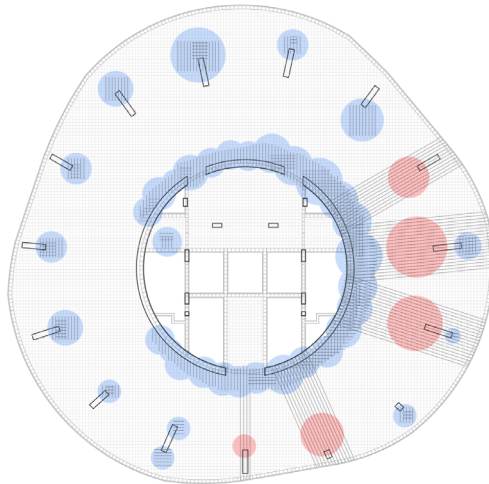


Figura 122. Esquema alternativo de zonas de refuerzo en la P04.

El acero corrugado Ø16mm cuenta con una masa nominal de 1,58kg/m por lo que contaríamos con un peso de la malla de unos 13000kg.

Mientras, con la segunda opción, el número de barras es mayor (alrededor de 480) pero sienta la sección de Ø12mm y la longitud media 20m, la masa nominal desciende a 0,88kg/m, reduciendo el peso final de las mallas a 8500kg.

**CHA010 kg Acero para hormigón. 1,06€**

Acero UNE-EN 10080 B 500 S para elaboración y montaje de la ferralla  
Incluso alambre de atar y separadores.

Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe
<b>1 Materiales</b>					
mt07sep010aa	Ud	Separador homologado de plástico para armaduras de cimentaciones de varios diámetros.	0,060	0,13	0,01
mt07aco010g	kg	Acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, suministrado en obra en barras sin elaborar, de varios diámetros.	1,020	0,62	0,63
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,005	1,11	0,01
				<b>Subtotal materiales:</b>	<b>0,65</b>
<b>2 Mano de obra</b>					
mo043	h	Oficial 1º ferrallista.	0,009	18,42	0,17
mo090	h	Ayudante ferrallista.	0,013	17,25	0,22
				<b>Subtotal mano de obra:</b>	<b>0,39</b>
<b>3 Costes directos complementarios</b>					
	%	Costes directos complementarios	2,000	1,04	0,02
Coste de mantenimiento decenal: 0,02€ en los primeros 10 años.			<b>Costes directos (1+2+3):</b>		<b>1,06</b>

Figura 123. Resumen del Generador de Precios CYPE.

Estos factores afectan económicamente. A fecha de Agosto 2018 según el Generador de Precios de la plataforma CYPE, el precio del kg de acero B500SD rondaba 1,07€/kg. Así que para la primera solución se estaría baremando 13910€ de presupuesto, mientras que con la segunda opción 9095€ aproximadamente.

## 6. CONCLUSIONES

Toyo Ito en sus bocetos del Hotel Porta Fira ya plasmaba su propósito de proyectar un elemento simbólico y diferente que resaltara en el espacio donde está emplazado.

El diseño de esta torre tan esbelta y vertical rematada con la forma de una flor de loto ha sido sin duda un elemento prominente y diferenciador en la zona por su "exquisitez estética e integración urbanística del edificio barcelonés" como se dijo tras ser galardonado en el Emporis Skyscraper Award 2010.

Esta premisa a priori estética o compositiva, conlleva una serie de connotaciones estructurales a las cuales se ha de conseguir dar coherencia dentro del conjunto arquitectónico para que pueda funcionar en todos sus aspectos.

De esta forma, y como ya se menciona en los objetivos al comienzo de este trabajo, se ha realizado un análisis exhaustivo de toda esta singular estructura, tanto en sus aspectos globales y particulares, partiendo de los resultados para establecer una idea aproximada de su comportamiento.

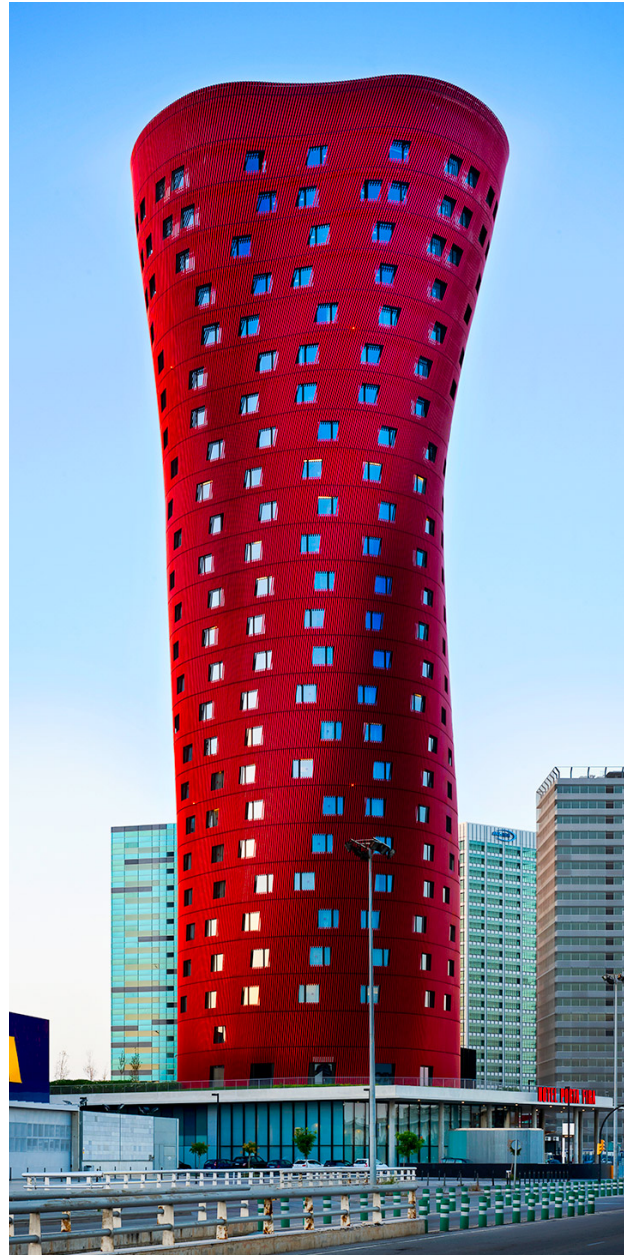


Figura 124. La torre del Hotel Porta Fira.

En primera instancia el edificio se ha dividido en dos partes diferenciadas, una aérea (modelo) y otra monolítica subterránea la cual debe sustentar a la anterior, lo que hace que el comportamiento de la estructura sea resultado de la actuación del hormigón armado junto a todos los elementos que actúan sobre él.

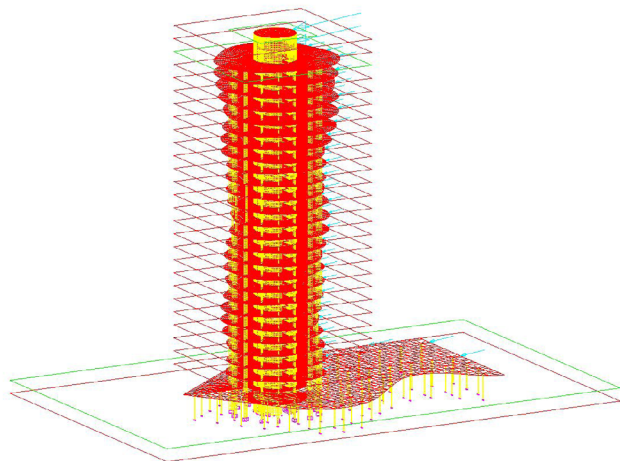


Figura 125. El modelo alámbrico.

Debido a la magnitud del proyecto, se ha comprobado que el uso del hormigón se materializa principalmente para que la estructura pueda soportar los esfuerzos de compresión a los que está grandemente sometida por la buena respuesta del material a estas tensiones.

Como se ha visto, y según el modelo estructural concebido, se puede llegar a trabajar con axiles de compresión de gran magnitud que producen importantes picos tensionales con solicitaciones muy concentradas y de valores muy altos. De esta forma, el uso del hormigón armado y las soluciones aportadas evitan la aparición de

problemas que de haber sido realizados con acero serían difícil evitar (inestabilidad, alabeos...).

La homogeneidad de la materialidad juega un gran papel en la rigidización del conjunto suponiendo un adecuado sistema estructural para un edificio en altura soportando el desplome admitido por la norma.



Figura 126. El núcleo central.

En cuanto a los elementos horizontales, se ha visto cómo el modelo configurado conduce a resultados insuficientes con respecto a la deformación vertical (flechas), como es el caso del forjado ajardinado.

Estos resultados insuficientes están vinculados a las consideraciones tomadas tras la toma de datos con respecto a la solución de forjado y modelizado para unas luces en el eje Y de alrededor de 20m.

Así pues, como se pudo comprobar en el análisis del modelo estructural, los momentos de armado (página 51) que se producían sobre la sala de actos en dicho forjado, eran relativamente elevados en ambos ejes, X e Y.

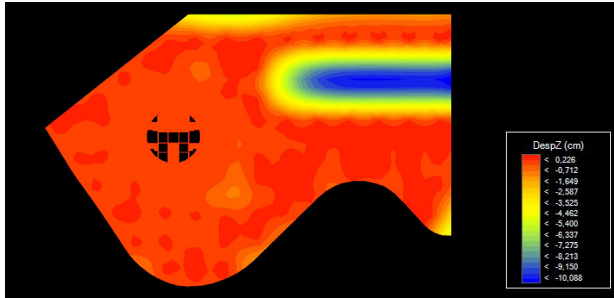


Figura 127. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-30 y forjado de 30cm de canto.

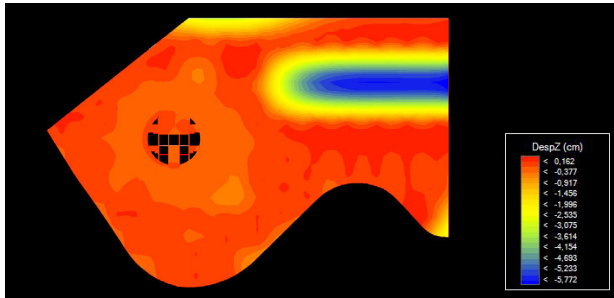


Figura 128. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-30 y forjado de 40cm de canto.

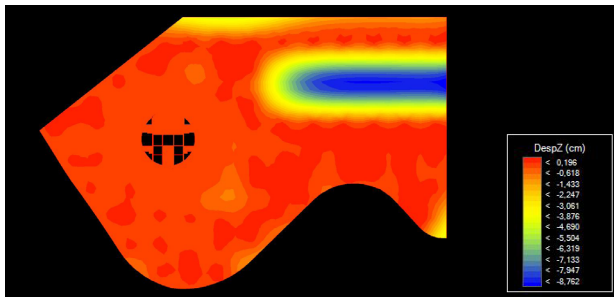


Figura 129. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-50 y forjado de 30cm de canto.

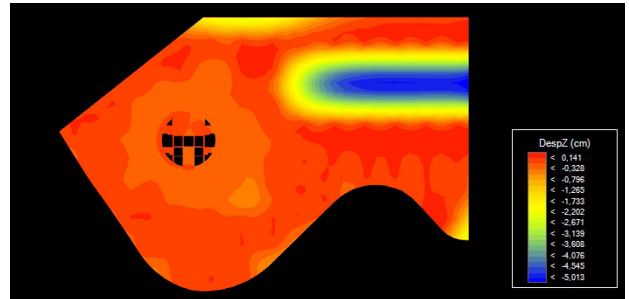


Figura 130. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-50 y forjado de 40cm de canto.

Según se ha comprobado en el apartado 4.2 y la normativa EHE-08, la flecha total admisible en un forjado bidireccional debe de ser menor a 5cm. Así, la mejora de la cubierta ajardinada considerada no sería suficiente con aumentar el canto de la losa. Es por esto que se ha comprobado (Figuras 127 a 130) diferentes soluciones entre resistencia del hormigón y cantos del forjado. De esta forma, se llega a la conclusión que la rigidización del forjado tanto en aumento de resistencia como aumento del canto mejoraría las condiciones para que cumpliese la normativa.

Por otra parte, tras los resultados reflejados del forjado de la cuarta planta y las soluciones propuestas, se ha verificado que el uso de una malla de diámetro inferior (pese al aumento del número de refuerzos), conduce a un ahorro significativo tanto en carga como económicamente respecto al acero.

Llegar a este tipo de soluciones donde se puedan maximizar los recursos mejorando las condiciones, es uno más de los puntos que se han de tener en cuenta a la hora de llevar a cabo el análisis y cálculo de una estructura, ya que son estos pequeños detalles los que pueden marcar la diferencia.



## **7. BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES**

## 7.1. FUENTES

### LIBROS Y REVISTAS

Crespi, Giovanni; Swerling, Gali; Evans Christopher: *Toyo Ito*. Electa architecture, Milán (2002).

Buntrock, Dana; Igarashi, Taro; Yamamoto, Riken: *Toyo Ito*. Phaidon, London (2009).

*Toyo Ito: 1986-1995*. Número 71. El Croquis, Madrid (1995).

Ito, Toyo; Futagawa, Yoshio; Sugita, Yoshikazu: *Toyo Ito: 2002-2016*. ADA Edita, Tokio (2016).

*Toyo Ito: 1971-2001*. Toto, Tokio (2013).

*Toyo Ito (2001-2005): Más allá del movimiento moderno*. Número 123. El Croquis, Madrid (2004).

Martorell Portas, V.; Florensa Ferrer, A.; Martorell Otzet, V.: *Historia del urbanismo en Barcelona: Del Plan Cerdà al área metropolitana*. Labor, Barcelona (1970).

Busquets, Joan; Pérez-Ramos, Pablo: *Barcelona: Manifold grids and the Cerdà Plan*. Studio Research Project, 11. Novato: Applied Research and Design Publishing, California (2017).

*Antoni Gaudí (1852-1926)*. Carroggio, D.L., Barcelona (2002).

Álvarez Izquierdo, Rafael: *Gaudí*. Serie Biografías. Palabra, Madrid (1992).

Bassegoda Nonell, Juan; Bassegoda Muste,

Buenaventura; Lloveras Montserrat, Joaquín; Cátedra Gaudí: *Aproximación a Gaudí*. Doce Calles, Cátedra Gaudí, D.L., Madrid (1992).

### ARTÍCULOS

Muñoz Ramírez, Francesc: *Pasado y futuro de la Barcelona territorio la razón en la ciudad: El Plan Cerdà*. Barcelona metrópolis, 76, págs. 46-47. Universitat Autònoma de Barcelona, Barcelona (2009).

Güell Guix, Xavier: *Gaudí*. RACO (Revistes Catalanes amb Accés Obert), Issue 1. Catalunya (1987).

Airici, Aleixandre: *Gaudí*. RACO (Revistes Catalanes amb Accés Obert), Cuadernos de arquitectura, Issue 26. Catalunya (1956).

### ENLACES WEB

Hoteles Santos  
<<https://www.h-santos.es/hoteles/hotel-barcelona-porta-fira/>>

Hotel Porta Fira  
<<https://www.hotelbarcelonaportafira.com>>

Toyo Ito & Associates, Architects  
<[http://www.toyo-ito.co.jp/WWW/index/index\\_en.html](http://www.toyo-ito.co.jp/WWW/index/index_en.html)>

b720 Fermín Vázquez Arquitectos  
<<http://b720.com/es/>>

Gaudí&Barcelona Club

<<http://www.gaudiclub.com>>

Gaudí. El Hombre y su obra  
<<http://www.antonigaudi.org/>>

Portal Gaudí  
<<http://www.portalgaudi.cat/es/investigacion-y-conocimientos/>>

La Sagrada Familia  
<<http://www.sagradafamilia.org/es/antoni-gaudi/>>

Revista Esfinge  
<<https://www.revistaesfinge.com/culturas/historia/item/1238-antoni-gaudi-la-arquitectura-de-la-naturaleza>>

### **NORMATIVA**

CTE DB SE. Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural  
<<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>>

CTE DB SE-AE. Código Técnico de la Edificación, Documento Básico de Seguridad Estructural y Acciones en los Edificios  
<<http://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>>

Instrucción Española del Hormigón Estructural (EHE-08)  
<[http://www.fomento.gob.es/MFOM/lang\\_castellano/organismos\\_colegiados/masorganos/CPH/instrucciones/EHE\\_es/](http://www.fomento.gob.es/MFOM/lang_castellano/organismos_colegiados/masorganos/CPH/instrucciones/EHE_es/)>

Jimenez Montoya, Pedro; García Meseguer, Álvaro; Morán Cabre, Francisco: *HORMIGÓN ARMADO*. Gustavo Gili, Barcelona (2000).

Montfort Lleonart, José: *Estructuras metálicas*

*para edificación adaptado al CTE*. Universitat Politècnica de València, Valencia (2006).

Alonso Durá, Adolfo; Cabrera i Fausto, Iván; Fenollosa Forner, Ernesto; Martínez Boquera, Arturo; Pérez García, Agustín; Serrano Pardo, Begoña: *Introducción a las estructuras de edificación. Prontuario*. Universitat Politècnica de València, Valencia (2007).

Pérez Garía, Agustín; Guardiola Villora, Arianna: *Prontuario y herramientas informáticas para el cálculo de estructuras*. Inter Técnica Ediciones, Valencia.

### **PROGRAMAS DE CÁLCULO**

ARCHITRAVE Versión 2015 Académica (v1.1)  
<<http://www.architrave.es/index.php>>

ARCHITRAVE manual de usuario  
<<http://www.architrave.es/producto/manual/2011-1/>>

## 7.2. REFERENCIA DE IMÁGENES

### Figura 1. Toyo Ito

Hotel Barcelona Porta Fira <<https://www.hotelbarcelonaportafira.com/en/hotel-story-architecture/toyo-ito/>>

### Figura 2. Vista al patio interior de la casa *White U*

ArchDaily <<https://www.archdaily.com/345857/ad-classics-white-u-toyo-ito/51473e4ab3fc4b9323000031-ad-classics-white-u-toyo-ito-photo>>

### Figura 3. *Tower of the Winds*. Luminaria apagada (izq.) y encendida (der.)

Ohashi, Tomio: *Toyo Ito: 1971-2001*, pág. 128. Toto, Tokio (2013).

### Figura 4. Planimetría de la *Tower of the Winds*

ArchDaily <<https://www.archdaily.com/344664/ad-classics-tower-of-winds-toyo-ito>>

### Figura 5. Alzado principal (sur) de la *Sendai Mediatheque*

Toyo Ito & Associates, Architects <[http://www.toyo-ito.co.jp/WWW/Project\\_Descript/2000-/2000-p\\_04/2000-p\\_04\\_en.html](http://www.toyo-ito.co.jp/WWW/Project_Descript/2000-/2000-p_04/2000-p_04_en.html)>

### Figura 6. Esquemas de idea para cada planta de la *Sendai Mediatheque*

Unit 21. *Mind Mapping: A Critical Analysis of Active Diagrams in Architecture*, pág. 26 <[http://unit-21.com/wp-content/uploads/2016/06/Mind-Mapping\\_Thesis.pdf](http://unit-21.com/wp-content/uploads/2016/06/Mind-Mapping_Thesis.pdf)>

### Figura 7. La estratificación de la *Sendai Mediatheque*

Revista Deck <<https://www.revistadeck.com/arquitectura/eterea-y-perpetua/>>

### Figura 8. Las columnas de la *Sendai Mediatheque* y su espacio interior

Kato, Yoshihiro: Space Design. Nácasa&Partners Inc., Japan.

### Figura 9. Ideación y transformación de las columnas

Crespi, Giovani; Swerling, Gali; Evans Christopher: *Toyo Ito*, pág. 234. Electa architecture, Milán (2002).

### Figura 10. La *Sendai Mediatheque* tras el fatídico terremoto de 2011 en Japón

Center for remembering March 11th <<http://recorder311.smt.jp/blog/35819/>>

### Figura 11. Pabellón para la *Serpentine Gallery* (izq.) y edificio para TOD's (der.)

Izquierda: Architizer <<https://architizer.com/projects/serpentine-gallery-pavilion-with-toyo-ito/>>

Derecha: Nácasa&Partners Inc. <<http://www.nacasa.co.jp/e/index.html>>

### Figura 12. Antonio Gaudí y Cornet

Barcelona Design <<https://bdbarcelona.com/es/autor/8>>

### Figura 13. Ábside de la iglesia del monasterio de Montserrat

Toque <<http://blogs.paxtv.org/toques/archivo/701-la-gloria-de-mi-padre-consiste-en-que-ustedes-den-fruto-abundante>>

### Figura 14. Plano general del Plan Cerdá (1960)

Doménech Romá, Jorge: Urbanismo y vivienda obrera en Alcoy. Siglos xix y xx, pág. 21. Universitat

d'Alacant, Alicante (2016).

**Figura 15. La Sagrada Familia**

Web de la Sagrada Familia <<http://www.sagradafamilia.org/galeria-fotografica/>>

**Figura 16. Soportes del mirador del Parc Güell (izq.) y edificios Porta Fira (der.)**

Izquierda: El Parque Güell <<http://www.micontenidovirtual.info/2017/09/30/barcelona-parque-guell/>>

Derecha: b720 arquitectos <[http://b720.com/wp-content/uploads/2016/10/403\\_ag\\_porta-fira\\_05](http://b720.com/wp-content/uploads/2016/10/403_ag_porta-fira_05)>

**Figura 17. Fachada de la casa Batlló**

Easyviajar <<https://www.easyviajar.com/espana/la-casa-batllo-5395>>

**Figura 18. Manifestaciones en Barcelona tras la censura del catalán**

Diario ABC <<https://www.abc.es/abcfoto/revelado/20140601/abci-manifestaciones-violencia-barcelona-201405301603.html>>

**Figura 19. Maqueta funicular del sistema de arcos desarrollado por Gaudí**

CAP CATALOGNE <<http://capcatalogne.com/gaudi-fils-de-reus/>>

**Figura 20. Detalle del trencadís en los bancos serpentinados del Parc Güell**

Barceloneta <<http://barceloneta.ru/park-guell-parque-guell/>>

**Figura 21. La fachada de la casa Batlló en detalle**

Quotesk <<http://quotesk.com/16009/casa-batllo-exterior/>>

**Figura 22. Influencia de la Pedrera en la fachada**

**de los apartamentos de lujo de Toyo Ito en Passeig de Gràcia**

Arriba: iChromo <<http://www.ichromo.com/gaudi-pedrera.html#>>

Abajo: ProyectTotal Arquitectura y más <[proyecttotal.blogspot.com/2012/08/jpg](http://proyecttotal.blogspot.com/2012/08/jpg)>

**Figura 23. Plaza España, Barcelona**

Steemit <<https://steemit.com/cervantes/@luiscazadilla/vacaciones-sonadas-barcelona-espana>>

**Figura 24. Plano de localización del conjunto arquitectónico**

Captura de macOS maps.

**Figura 25. Torres Porta Fira frente a Feria Barcelona**

Hotel Porta Fira <<https://www.hotelbarcelonaportafira.com>>

**Figura 26. Vista del conjunto arquitectónico desde Feria Barcelona**

Layetana Real Estate <[http://www.layetana.com/es/proyectos/ficha/hotel\\_porta\\_fira/33/](http://www.layetana.com/es/proyectos/ficha/hotel_porta_fira/33/)>

**Figura 27. Alzado del conjunto Porta Fira**

Arquitectura espectacular <<http://arquitecturaespectacular.blogspot.com/2010/05/porta-fira.html>>

**Figura 28. Alzados y esquemas de planimetría**

b720 arquitectos <<http://b720.com/es/portfolio/porta-fira/>>

**Figura 29. Detalle de la geometría en rotación**

Ciudad FCC <<http://www.ciudadfcc.com/es/-/torre-porta-fira-barcelona->>

**Figura 30. Imágenes interiores del Hotel Porta Fira**



Arriba: Hotel Barcelona Porta Fira <<https://www.hotelbarcelonaportafira.com/hotel-historia-arquitectura/finalizacion-del-hotel/>>

Abajo: Plataforma Arquitectura <<https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-46706/torres-porta-fira-edificios-hotel-y-oficinas-en-la-plaza-europa-toyo-ito-aa-y-fermin-vazquez-b720-arquitectos>>

### Figura 31. Planta baja.

b720 arquitectos <<http://b720.com/es/portfolio/porta-fira/>>

### Figura 32. Primera planta.

b720 arquitectos <<http://b720.com/es/portfolio/porta-fira/>>

### Figura 33. Planta 15.

Hotel Porta Fira <<https://www.hotelbarcelonaportafira.com>>

### Figura 34. Planta 18.

Hotel Porta Fira <<https://www.hotelbarcelonaportafira.com>>

### Figura 35. Detalle axonométrico de la solución de envolvente.

Elaboración propia a partir de imágenes del Hotel Porta Fira y análisis de FACfacade.

### Figura 36. Imágenes de detalle.

FACfacade <<http://facfacade.blogspot.com/2014/03/dibujo-cronometrado-vol-1.html>>

### Figura 37. Las torres en construcción.

ULMA encofrados y andamios para la construcción <<https://www.ulmaconstruction.com/es/proyectos/torres-edificios-gran-altura/torres-fira-barcelona>>

### Figura 38. Detalle del revestimiento.

Plataforma Arquitectura <[https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-46706/torres-porta-fira-edificios-hotel-y-oficinas-en-la-plaza-europa-toyo-ito-aa-y-fermin-vazquez-b720-arquitectos?ad\\_medium=gallery](https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-46706/torres-porta-fira-edificios-hotel-y-oficinas-en-la-plaza-europa-toyo-ito-aa-y-fermin-vazquez-b720-arquitectos?ad_medium=gallery)>

### Figura 39. Acristalamiento de la planta baja.

QualityImage <<http://blog.egm.es/hotel-porta-fira/>>

### Figura 40. Detalle de la fachada en construcción.

Hotel Porta Fira <<https://www.hotelbarcelonaportafira.com/hotel-historia-arquitectura/construccion-del-hotel/>>

### Figura 41. Esquema en planta de las divisiones radiales (planta 18).

Elaboración propia a partir de la planta 18 (b720 arquitectos <<http://b720.com/es/portfolio/porta-fira/>>)

### Figura 42. Sección detallada del Hotel Porta Fira.

Architekturzeitung <<http://www.architekturzeitung.com/architektur/architektur-international/1943-porta-fira-towers-von-toyo-und-b720-arquitectos.html?jjj=1535983401481>>

### Figura 43. Enlace de muro pantalla con losa de cimentación.

Detalles constructivos CYPE <<http://detallesconstructivos.cype.es/CCP011.html>>

### Figura 44. Construcción de la losa de cimentación.

Layetana Real Estate <[http://www.layetana.com/es/proyectos/ficha/hotel\\_porta\\_fira/33/](http://www.layetana.com/es/proyectos/ficha/hotel_porta_fira/33/)>

### Figura 45. El lugar en construcción.

Layetana Real Estate <<http://www.layetana.com/>>

**Figura 46. Distancia del proyecto a línea costera.**  
Elaboración propia a partir de Google Maps.

**Figura 47. Tabla 8.2.2. de la normativa española EHE-08.**  
Tabla de la normativa española EHE-08.

**Figura 48. Tabla 37.3.2.b de la normativa española EHE-08.**  
Tabla de la normativa española EHE-08.

**Figura 49. Tabla 32.2.a de la normativa española EHE-08.**  
Tabla de la normativa española EHE-08.

**Figura 50. Diferencia entre tipos de aceros corrugados.**  
Asociación para la Promoción Técnica del Acero  
<[http://www.apta.com.es/prontuario/Capitulo\\_6.htm](http://www.apta.com.es/prontuario/Capitulo_6.htm)>

**Figura 51. Detalle de las pantallas situadas en las plantas 3, 4 y 5.**  
Elaboración propia mediante el programa Architrave®.

**Figura 52. Detalle esquema de anclaje mediante placas y pernos metálicos en la P04.**  
Elaboración propia.

**Figura 53. Modelo alámbrico E.F.2D.**  
Elaboración propia mediante el programa Architrave®.

**Figura 54. LA torre en construcción.**  
ULMA encofrados y andamios para la construcción <<https://www.ulmaconstruction.com/es/proyectos/torres-edificios-gran-altura/>

**Figura 55. Tabla 3.1. de la normativa española DB SE-AE.**  
Tabla de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 56. Tabla 3.2. de la normativa española DB SE-AE.**  
Tabla de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 57. Tabla D.2 de la normativa española DB SE-AE.**  
Tabla de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 58. División del edificio por grupos de plantas.**  
Elaboración propia.

**Figura 59. Tabla D.3 “Paramentos verticales” de la normativa española DB SE-AE.**  
Tabla de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 60. Tabla D.4 “Cubiertas planas” de la normativa española DB SE-AE.**  
Tabla de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 61. Reinterpretación de los coeficientes de presión en la planta de cubierta.**  
Elaboración propia a partir de la planta de cubierta.

**Figura 62. Tabla de valores para cubierta.**  
Tabla de elaboración propia a partir de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 63. Tabla de valores  $q_n$  para fachada.**  
Tabla de elaboración propia a partir de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 64. Tabla de valores  $S_n$  para fachada.**

Tabla de elaboración propia a partir de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 65. Tabla de valores  $F_n$  para fachada.**

Tabla de elaboración propia a partir de la normativa española DB SE-AE.

**Figura 66. Esquema de viento por planta.**

Elaboración propia a partir de la planta de cubierta.

**Figura 67. Esquema de viento en el edificio.**

Elaboración propia.

**Figura 68. Mapa de peligrosidad sísmica de la NCSE-02.**

Figura de la normativa española NCSE-02..

**Figura 69. Tabla 4.1 "Coeficientes parciales de seguridad" del DB SE.**

Tabla de la normativa española DB SE.

**Figura 70. Tabla 4.2 "Coeficientes de simultaneidad" del DB SE.**

Tabla de la normativa española DB SE.

**Figura 71. Combinación ELU01 (Resistencia): Gravitatoria de Uso.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 72. Combinación ELU02 (Resistencia): Gravitatoria de Nieve.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 73. Combinación ELU03 (Resistencia): Uso.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 74. Combinación ELU04 (Resistencia): Nieve.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 75. Combinación ELU05 (Resistencia): Viento.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 76. Combinación ELS01 (Característica): Gravitatoria de Uso.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 77. Combinación ELS02 (Característica): Gravitatoria de Nieve.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 78. Combinación ELS03 (Característica): Uso.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 79. Combinación ELS04 (Característica): Nieve.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 80. Combinación ELS05 (Característica): Viento.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 81. Combinación ELS06 (Frecuente): Uso.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 82. Combinación Combinación ELS07**

(Frecuente): Nieve.

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 83. Combinación ELS08 (Frecuente): Viento.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 84. Combinación ELS09 (Casi permanente).**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 85. Representación del sólido deformado ELS05 (Característica): Viento.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 86. ELU04: Momentos flectores en el eje y.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 87. ELU04: Momentos flectores en el eje x.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 88. ELU04: Detalle de momentos negativos (eje x izq, eje y der.).**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 89. ELU04: Detalle de momentos positivos (eje x izq, eje y der.).**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 90. ELS02: Detalle de desplazamientos en el eje z sobre deformada.**

Elaboración propia mediante el programa

Architrave©.

**Figura 91. ELU05: Tensiones Sy.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 92. ELU05: Tensiones Sx.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 93. ELU05: Tensiones Sy en el núcleo central.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 94. ELU05: Tensiones Sx en el núcleo central.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 95. ELU05: Detalle de tensiones Sy en las plantas 20, 21 y 22 y 23.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 96. ELU05: Detalle de tensiones Sy en las plantas 04, 05, 06 y 07.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 97. ELU05: Tensiones Sy en una pantalla común de la P04.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 98. ELU05: Tensiones Sy en la pantalla crítica de la P04.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 99. ELU05: Tensiones Sy en el núcleo central de la P04.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 100. ELU05: Tensiones  $S_y$  en el núcleo central de la P04.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 101. ELU05: Detalle de pantallas con esquinas traccionadas.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 102. ELU05: Tensiones  $S_y$  de las plantas 03, 04 y 05 con respecto a la deformada.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 103. ELS05: Desplazamientos en el eje x (izq.) y eje y (der.).**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 104. ELS05: Desplazamientos en el eje y de la base (izq.) y la coronación (der.) de la P26.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 105. Plano esquema de las pantallas en la P04.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 106. Solución del pilar 14.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 107. Tabla 42.3.5 de la normativa española EHE-08.**

Tabla de la normativa española EHE-08.

**Figura 108. Solución del pilar 15.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 109. Solución de la pantalla 3.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 110. Solución de las pantallas 1, 5, 6, 10 y 11.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 111. Solución de las pantallas 2, 4, 7, 8, 12 y 13.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 112. Limitaciones de diseño según la EHE-08.**

Figura 42.3.1. de la normativa española EHE-08.

**Figura 113. Plano esquema del núcleo central en la P04.**

Elaboración propia.

**Figura 114. Solución de la zona 1 del núcleo central.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 115. Solución de la zona 3 del núcleo central.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 116. Solución de la zona 3 del núcleo central.**

Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 117. Mapa de momentos  $M_x$ , Arm de la P04.**

Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 118. Mapa de mmentos My, Arm de la P04.**  
Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 119. Tabla del manual del programa Architrave©**  
Architrave© <[https://www.architrave.es/producto/manual/2011-1/anexoE-Tablas\\_dimensionado.pdf](https://www.architrave.es/producto/manual/2011-1/anexoE-Tablas_dimensionado.pdf)>

**Figura 120. Esquema de zonas de refuerzo en la P04.**  
Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 121. Detalle 1. Malla inferior en el encuentro con el núcleo central.**  
Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 122. Esquema alternativo de zonas de refuerzo en la P04.**  
Elaboración propia tras aplicación de la normativa.

**Figura 123. Resumen del Generador de Precios CYPE.**  
Generador de precios CYPE <[http://www.generadordeprecios.info/espacios\\_urbanos/Cimentaciones/Hormigones\\_\\_aceros\\_y\\_encofrados/Aceros/Acero\\_para\\_hormigon.html](http://www.generadordeprecios.info/espacios_urbanos/Cimentaciones/Hormigones__aceros_y_encofrados/Aceros/Acero_para_hormigon.html)>

**Figura 124. La torre del Hotel Porta Fira.**  
Ciudad FCC <<http://www.ciudadfcc.com/es/-/torre-porta-fira-barcelona->>

**Figura 125. El modelo alámbrico.**

Elaboración propia.

**Figura 126. El núcleo central.**  
ULMA encofrados y andamios para la construcción <<https://www.ulmaconstruction.com/es/proyectos/torres-edificios-gran-altura/torres-fira-barcelona>>

**Figura 127. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-30 y forjado de 30cm de canto.**  
Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 128. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-30 y forjado de 40cm de canto.**  
Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 129. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-50 y forjado de 30cm de canto.**  
Elaboración propia mediante el programa Architrave©.

**Figura 130. ELS02: Desplazamientos en Z con HA-50 y forjado de 40cm de canto.**  
Elaboración propia mediante el programa Architrave©.



“ *Nada es arte si no procede de la naturaleza.*”

**ANTONI GAUDÍ**



