

EDIFICI VELES E VENTS. APROXIMACIÓN ARQUITECTÓNICA Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Arquitecto: David Chipperfield

Autor: Piquer Pons, Víctor

Tutor: Fenollosa Forner, Ernesto Jesús



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCOLA TÈCNICA
SUPERIOR
D'ARQUITECTURA





*"Veles e vents han mos desigs cumplir, faent camins dubtosos per la mar.
Mestre i ponent contra d'ells veig armar; xaloc, llevant, los deuen subvenir
Ab llurs amics lo grec e lo migjorn, fent humils prec's al vent tramuntanal
Que en son bufar los sia parcial e que tots cinc compliquen mon retorn."*

Veles e Vents, Ausiàs March

RESUMEN

El edificio Veles e Vents, proyectado por David Chipperfield con la colaboración de Fermín Vázquez en 2005, es un claro ejemplo de arquitectura contemporánea construida en Valencia en el siglo XXI. Influenciado tanto por las corrientes puristas de Le Corbusier, como por las formas orgánicas de Wright, y la pureza de los diseños de Mies van der Rohe, el edificio se diseña sintetizando estas ideas arquitectónicas.

El Veles e Vents destaca especialmente por el alarde estructural. Cuatro soportes de hormigón armado soportan el peso de 4 forjados de grandes dimensiones con grandes luces y voladizos importantes.

El análisis detallado de las tensiones y deformaciones obtenidas mediante un modelo informático nos demuestra la idoneidad de la estructura propuesta por Chipperfield.

Palabras clave: Valencia, Chipperfield, análisis estructural, modelo de elementos finitos, hormigón postesado.

RESUM

L'edifici Veles e Vents, projectat per David Chipperfield amb la col·laboració de Fermín Vázquez en 2005, és un clar exemple d'arquitectura contemporània construïda a València en el segle XXI. Influenciat tant pels corrents puristes de Le Corbusier, com per les formes orgàniques de Wright, i la pureza dels dissenys de Mies van der Rohe, l'edifici es dissenya sintetitzant aquestes idees arquitectòniques.

El Veles e Vents destaca especialment per l'ostentació estructural. Quatre suports de formigó armat suporten el pes de 4 forjats de grans dimensions amb grans llums i volades importants.

L'anàlisi detallat de les tensions i deformacions obtingudes per mitjà d'un model informàtic ens demostra la idoneïtat de l'estructura proposada per Chipperfield.

Paraules clau: València, Chipperfield, anàlisi estructural, model d'elements finits, formigó postesat.

ABSTRACT

The Veles e Vents building, designed by David Chipperfield with the collaboration of Fermín Vázquez in 2005, is a clear example of contemporary architecture built in Valencia in the XXI century. Influenced by both the purists currents of Le Corbusier, like Wright organic forms, and the purity from the designs of Mies van der Rohe, the building is designed by synthesizing these architectural ideas.

The Veles e Vents is specially noted for its structural boast. Four reinforced concrete columns support the weight of 4 large slabs with large spans and important cantilevers.

Detailed analysis of the stresses and strains obtained through a computer model analysis demonstrates the suitability of the structure proposed by Chipperfield.

Keywords: Valencia, Chipperfield-structural analysis, finite element model, prestressed concrete.

OBJETO

En este trabajo se estudiará el edificio Veles e Vents de Valencia (España). Proyectado en 2005 por David Chipperfield, es claro ejemplo de arquitectura contemporánea construida en Valencia en el siglo XXI. Volumen, estructura, espacio y luz se funden en una obra singular en un entorno único.

En primer lugar se realizará una breve introducción que nos permita entender el contexto histórico, político y social tanto del lugar como del arquitecto. Se pretende así establecer las bases y entender las motivaciones que desembocaron en el edificio que finalmente se construyó y que hoy analizamos.

En el siguiente apartado se describirá el edificio desde el punto de vista funcional, espacial, de inserción en el lugar, etc, proporcionando la documentación gráfica necesaria para entender el proyecto. También se profundizará en la materialidad y la ejecución de la obra.

Se pondrá especial atención al aspecto estructural, con una detallada descripción que compondrá el tercer capítulo del trabajo. En este apartado se explicará el funcionamiento de cada uno de los elementos estructurales, y su modelización informática.

En el bloque más importante del trabajo se analizarán los resultados obtenidos mediante el modelo estructural de elementos finitos realizados por ordenador. Se estudiará detalladamente cada uno de los elementos estructurales, lo cual nos permitirá conocer el comportamiento de esta obra de ingeniería estructural.

Por último se desarrollarán las conclusiones del estudio realizado.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Contexto histórico. España, Valencia

1.1.1 La ciudad

1.1.2 Sede de la Copa América

1.2 Contexto histórico. El arquitecto: David Chipperfield

2. PROYECTO ARQUITECTÓNICO

2.1 Entorno e idea

2.2 Forma, volumen e implantación

2.3 Organización: plantas y secciones

2.4 Materialidad y construcción

2.4.1 Materialidad

2.4.2 Construcción

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SU MODELIZACIÓN

3.1 Descripción general de la estructura

3.1.1 Forjado

3.1.2 Soportes

3.1.3 Cimentación

3.2 Elementos estructurales y su modelización

3.3 Asignación de cargas

3.3.1 Carga permanente

3.3.2 Carga variable

3.3.3 Carga de nieve

3.3.4 Tabla resumen

3.4 Combinación de cargas

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Comportamiento general de la estructura

4.2 Análisis detallado por elementos

4.2.1 Análisis por plantas

4.2.2 Análisis de los soportes

4.3 Postesado

4.3.1 Concepto

4.3.2 Postesado del Veles e Vents

4.3.3 Cálculo del postesado

5. CONCLUSIONES

5.1 Proyecto

5.1 Estructura

5.1 Análisis

6. BIBLIOGRAFÍA

6.1 Bibliografía documental

6.2 Bibliografía fotográfica

1. INTRODUCCIÓN

1.1 CONTEXTO HISTÓRICO. ESPAÑA, VALENCIA

1.1.1 LA CIUDAD

Valencia es una ciudad de España, capital de la provincia homónima y de la Comunidad Valenciana.

Con una población de 786.189 habitantes (INE, 2015), que asciende a 1.550.885 habitantes si incluimos su conurbación, es la tercera ciudad y área metropolitana más poblada de España, por detrás de Madrid y Barcelona.

La ciudad está situada a orillas del río Turia, en la costa levantina de la Península Ibérica, justo en el centro del golfo de Valencia.



Imagen 1.1 Fotografía de la ciudad de Valencia

Valencia ha sido, y es en la actualidad, escenario de diversos eventos mundiales que han contribuido a configurar la ciudad y darle proyección internacional, como han sido la Exposición Regional de 1909, la 32ª y la 33ª Copa América de vela, el Gran Premio de Europa de Fórmula 1, el Open 500 de tenis, y el Global Champions Tour de Hípica.

El Turismo realmente comenzó con el boom de principios del siglo XX, momento en el que los habitantes de Valencia comenzaron a disfrutar del entorno que les rodeaba, aunque en realidad el verdadero boom turístico de la ciudad ocurrió a finales del siglo XX y principios del XXI, ya que fue en esta época cuando se construyeron los nuevos iconos arquitectónicos y culturales de la ciudad, como por ejemplo el Palacio de la Música, la Ciudad de las Artes y las Ciencias, el Palacio de Congresos o el Bioparc.

También fue en esta época cuando se celebraron varios eventos deportivos y culturales de primer orden mundial, los cuales pusieron en el mapa del turismo de calidad a la ciudad, como fueron las dos ediciones de la America's Cup o el Gran Premio de Europa de Fórmula 1 en el circuito urbano de Valencia.

1.1.2 SEDE DE LA COPA AMÉRICA

En Valencia se han celebrado dos ediciones de la Copa América de vela, más conocida como America's Cup, la cual es el trofeo deportivo más antiguo del mundo, con 152 años de historia y que reúne a la excelencia del mundo de la vela. La primera edición de la America's Cup celebrada en aguas valencianas fue la número 32 en el año 2007, mientras que la segunda, la número 33, se celebró en el 2010.

El 1 de octubre de 2003 la Administración General del Estado, la Generalitat Valenciana y el Ayuntamiento de Valencia acordaron la creación del Consorcio Valencia 2007 como instrumento adecuado para promover la candidatura de Valencia como ciudad sede de la 32ª edición de la America's Cup así como para adoptar y ejecutar las actuaciones que contribuyeran al perfecto desarrollo del acontecimiento.

Junto a Valencia, Génova y Marsella eran las otras candidatas a ser sedes del evento, pero finalmente el jurado eligió Valencia, por sus condiciones climatológicas y geográficas. La elección de la ciudad se debió a que el ganador de la 31ª edición de esta competición, fue la Sociedad Náutica de Ginebra, es decir, el representante de un país sin mar, por lo que tuvo que buscar la sede en un tercer país.

Entre los años 2004 y 2007 en las aguas del puerto de Valencia se enfrentaron los mejores equipos del mundo de vela.



Imagen 1.2 Imagen del Veles e Vents durante el transcurso de una regata

Debido a que el ganador volvió a ser la Sociedad Náutica de Ginebra, los ganadores de la 32ª America's Cup anunciaron el 25 de julio de 2007 que Valencia volvería a ser la sede de la siguiente edición en 2009.

Esta serie de eventos, permitió el desarrollo económico de la ciudad, así como la construcción del edificio Veles e Vents y a su vez la ampliación del puerto de Valencia para acoger las sedes de los equipos participantes. Más tarde, se usaría para otro tipo de eventos como circuito urbano para el Gran Premio de Europa de fórmula 1.

1.2 CONTEXTO HISTÓRICO. EL ARQUITECTO: DAVID CHIPPERFIELD

Sir David Chipperfield Alan (nacido el 18 de diciembre de 1953 en Londres, Inglaterra), es un arquitecto británico conocido por sus diseños minimalistas y modernos.

Estudió en la Architectural Association de Londres durante la época de Robin Middleton y los Smithson entre otros, y finalizó su carrera en 1977. Unos años después de graduarse trabajó con arquitectos galardonados tales como Richard Rogers y Norman Foster, antes de establecer en 1985 David Chipperfield Architects.



Imagen 1.3 David Chipperfield en el NeuesMuseum

Muchos de sus primeros trabajos fueron en Japón, donde su deseo de combinar un diseño moderno con las demandas específicas del lugar eran un complemento perfecto para la estética tradicional japonesa. También trabajó a menudo en Alemania y mantiene oficinas en Berlín, así como en Londres, Milán y Shanghai.

La firma David Chipperfield Architects actualmente tiene una plantilla de más de 150 personas y ha ganado más de 50 concursos nacionales e internacionales, y distintos premios internacionales y nominaciones por su excelencia en el diseño por sus grandes proyectos, en particular, en un lapso de 15 años (1998-2013), cuando siete edificios diseñados por su firma fueron nominados por el Instituto Real de Arquitectos Británicos (RIBA) al Premio Stirling. El Marbach (Alemania) y el Museo de Literatura Moderna fueron galardonados con el premio en 2007. Otros proyectos preseleccionados fueron un edificio de oficinas y estudio en Düsseldorf, Alemania (1998); el Museo River and Rowing en Henley-on-Thames, Oxfordshire (1999); el Centro de Servicio Ernsting en Coesfeld-Lette, Alemania (2002); el Edificio Veles e Vents en Valencia, España (2007); el Museo Neues reconstruido en Berlín (2010), que fue la culminación de un proyecto gigantesco de 12 años; y la galería de arte Hepworth Wakefield en West Yorkshire (2012). Otras obras notables incluyen el East Building (2013) del

Museo de arte de Saint Louis (Missouri), una estructura llena de luz con claraboyas, ventanas de suelo a techo en la parte delantera, y una fachada de hormigón que se compone de agregados de los ríos de origen local.

A Chipperfield se le concedió la Medalla de Oro del RIBA por su trayectoria en el año 2011, el mismo año en que fue galardonado con el Premio de Arquitectura Contemporánea de la Unión Europea - Mies van der Rohe Award. Sus otros premios incluyen la medalla Heinrich Tessenow (1999), la elección de la Royal Academy (2008), Orden del Mérito de Alemania (2009) y el Premium Imperiale de la Asociación de Arte de Japón (2013). David Chipperfield Architects fue una de las cuatro firmas con sede en Reino Unido elegidas para contribuir en el pabellón británico, "City Visionaries", en la Bienal de Venecia del año 2000. Una docena de años más tarde Chipperfield sirvió como primer curador británico de la Bienal para la Exposición 13ª Internacional de Arquitectura (2012), que tituló "Common Ground". Después de haber sido nombrado comandante de la Orden del Imperio Británico en 2004, Chipperfield fue nombrado caballero con honores en el 2010. Ha impartido clases y numerosas conferencias en Europa y Estados Unidos. Ha sido Profesor de Arquitectura en la Staatliche Akademie der Bildenden Künste, Stuttgart, y Profesor Invitado de Arquitectura en la Universidad de Harvard, EEUU, en la Universidad de Graz, Austria, el Royal College of Art de Londres, Reino Unido, la Ecole Polytechnique de Lausana,



Imagen 1.4 Ciudad de la Justicia de Barcelona

Suiza, el Instituto de Arte de Chicago, EEUU, la Escuela de Arquitectura de Nápoles, Italia, y el Illinois Institute of Technology, Chicago, EEUU. Además, ocupó la Cátedra Mies van der Rohe en la Escola Tècnica de Barcelona en 2003, y es Profesor Honorífico en la Universidad de las Artes de Londres.

Chipperfield es un arquitecto que ha defendido la arquitectura moderna desde sus tiempos como estudiante, época en la que no se aceptaba ya que se estaba viviendo la primera línea del movimiento postmoderno. Vivió el movimiento moderno, el cambio de lo detallado a lo simple, la ambición por llegar a ser universal al tiempo que se cambiaba el mundo produciendo una arquitectura moderna. Recibió muchas enseñanzas e influencias de Ed. Jones, David Dunster, David Shalev y principalmente de Patrick Hodgkinson, y dado a estas enseñanzas es que él defiende e intenta recuperar la arquitectura moderna.

Su arquitectura pertenece al minimalismo, él la ha desarrollado en el ámbito de edificación, urbanismo, diseño de muebles y de interiores. Ejerce una arquitectura de líneas rectas y sintéticas, en las que parece no haber sitio para las curvas ni espacio para la frivolidad. Sus obras, tan dispares como la Ciudad de la Justicia en Barcelona (Imagen 1.4), su casa de veraneo en el pueblo gallego de Corrubedo, el museo Gotoh de Tokio, el edificio Veles e Vents de Valencia o el Neues Museum de Berlín se mueven entre el denominador común de la esencialidad, la pureza y la profunda reflexión que se adivina en cada uno de sus trazos, donde no hay lugar para lo superfluo.

"La diferencia entre la buena y la mala arquitectura está en el tiempo que le dedicas"



Imagen 1.5 Museo Jumex, México

2. PROYECTO ARQUITECTÓNICO



Imagen 2.1 Entorno. Nueva dársena del puerto de Valencia

2.1 ENTORNO E IDEA

El edificio realizado por David Chipperfield con la colaboración de Fermín Vázquez, pretende ser representativo de la mediterraneidad, de lo valenciano y de lo marino. Las connotaciones marinas se reflejan en el uso del blanco, del horizonte marcado con bandejas de distintos tamaños, y por el propio nombre. El nombre del edificio desarrolla un juego de palabras, "Veles e Vents" (Velas y Vientos), haciendo alusión a la vocación marinera de su lugar de emplazamiento, el Puerto; mientras que las palabras "e Vents" nos recuerda eventos, como espacio representativo de la organización de las regatas. También el edificio Veles e Vents toma su nombre del homónimo poema del poeta valenciano del siglo XV Ausiàs March, máximo exponente del Siglo de Oro Valenciano, que narra la historia del viaje del autor desde Italia a Valencia en busca de su amada. Durante el viaje corre grandes peligros e invoca la fuerza de los vientos para llegar a tierra firme.

Veles e Vents es una innovadora propuesta arquitectónica de los prestigiosos arquitectos David Chipperfield y Fermín Vázquez, que nació con el objetivo de albergar a los invitados y espectadores de la 32ª America's Cup, y que sin duda se ha convertido en icono del paso de la misma por la ciudad de Valencia. El edificio ganó en 2007 el prestigioso premio europeo de arquitectura LEAF Award.

El emplazamiento del edificio en la ciudad de Valencia (Imagen 2.1) no podía ser mejor: en la costa de la ciudad. Se trata de una construcción situada en un extremo de la nueva dársena del puerto de Valencia, a la cual se accede desde un vial fijo tanto para coches como peatones. En ella, las plataformas abiertas se superponen a modo de terrazas de distintos tamaños conectadas por escaleras exteriores que ayudan a marcar el horizonte marino. Se convierte en un mirador privilegiado de la ciudad, la dársena y los eventos y las competiciones que se desarrollaron en la marina, como la F1 o las regatas en el mar.

Adyacente al edificio, el aparcamiento elevado para 800 vehículos se extiende como una pieza continua respecto al edificio a lo largo del canal. Su cubierta permite una visión privilegiada de la dársena y su superficie útil se puede utilizar de forma polivalente. El paseo aterrazado de acceso a la zona, de carácter peatonal, repite el trazado curvo generado por el nuevo canal: 55.000 m² de parque y pérgolas de uso público.

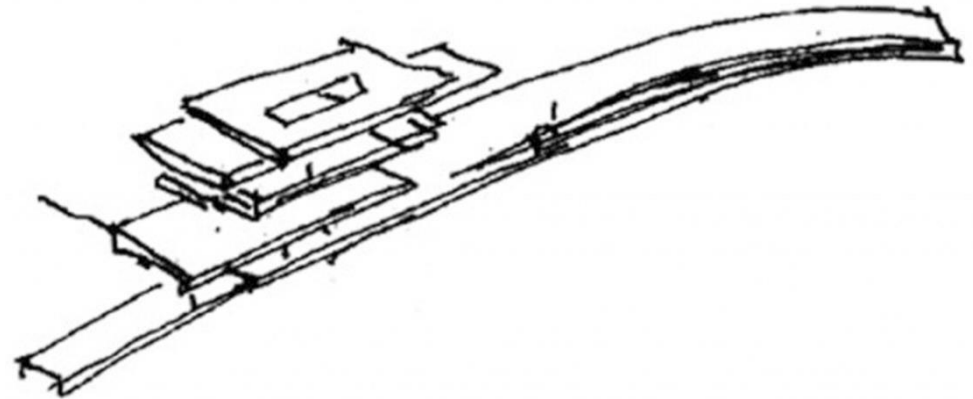


Imagen 2.2 Dibujo a mano del edificio Veles e Vents

2.2 FORMA, VOLUMEN E IMPLANTACIÓN

Proyectado como un edificio icónico, un edificio mirador, el Veles e Vents, se compone de una serie de planos horizontales apilados que se desplazan y que proporcionan sombra y vistas ininterrumpidas que se extienden hacia el Mar Mediterráneo.

El edificio Veles e Vents de València tiene una clara influencia compositiva de la Casa Kaufmann o más conocida como Casa de la Cascada de Frank Lloyd Wright. Como vemos en la imagen 2.3, en este proyecto de 1939, se realiza mediante una serie de plataformas desplazadas entre sí sustentadas por unos muros de piedra. En el edificio Foredeck, Chipperfield consigue materializar y construir esta idea pero con algunas diferencias. Los núcleos de piedra pasan a ser núcleos de comunicación vertical de hormigón, y las plataformas gracias a un gran avance tecnológico alcanzan luces mayores, y a su vez con este elemento constructivo se busca la integración del edificio en el paisaje así como la del paisaje en el edificio. Al igual que en la Casa Kaufmann, algunos núcleos y soportes se indican en fachada proporcionándole una potencia plástica muy grande.

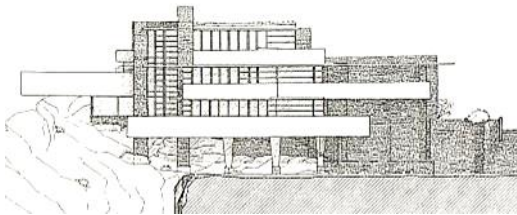


Imagen 2.3 Casa Kaufmann

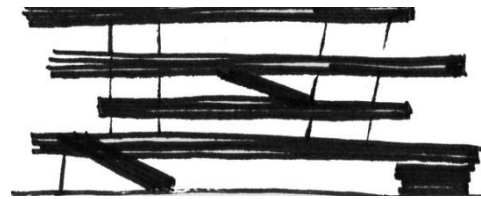


Imagen 2.4 Croquis del edificio Foredeck



Imagen 2.5 Edificio Veles e Vents

El carácter de mirador se refleja en la liberación de pilares, en los grandes ventanales y en las terrazas con barandillas de vidrio, lo que ayuda a aumentar la sensación de levedad del edificio. Además, la implantación junto al canal ayuda a generar esa sensación de ingravidez, como si el edificio flotara sobre el agua, a la vez que lo vincula con el agua del mar (Imagen 2.5).

El edificio se encuentra situado en un punto estratégico con el objetivo de ver y ser visto, junto a la playa de la Malvarrosa, en un extremo de la nueva dársena del puerto de Valencia. El edificio se convierte en un mirador privilegiado sobre el agua y sobre el campo de regatas desde el que seguir los eventos deportivos.

2.3 ORGANIZACIÓN

La superficie construida del edificio Veles e Vents es de 10.500 m². En el programa del edificio prima la atención a los organizadores, por ello de las cuatro bandejas que lo forman, dos están dedicadas al uso público y las otras dos al uso privado, desde donde se goza de las mejores vistas.



Imagen 2.6 Sección longitudinal

PLANTA BAJA

La planta baja se sitúa a la cota del muelle, donde se encuentran un bar y un restaurante público con vistas al barrio marítimo del Cabañal. En este punto conecta con un aparcamiento con capacidad para 800 vehículos, un edificio funcional que sirve como plataforma elevada para ver la regata y donde se ubican bares y pubs nocturnos.

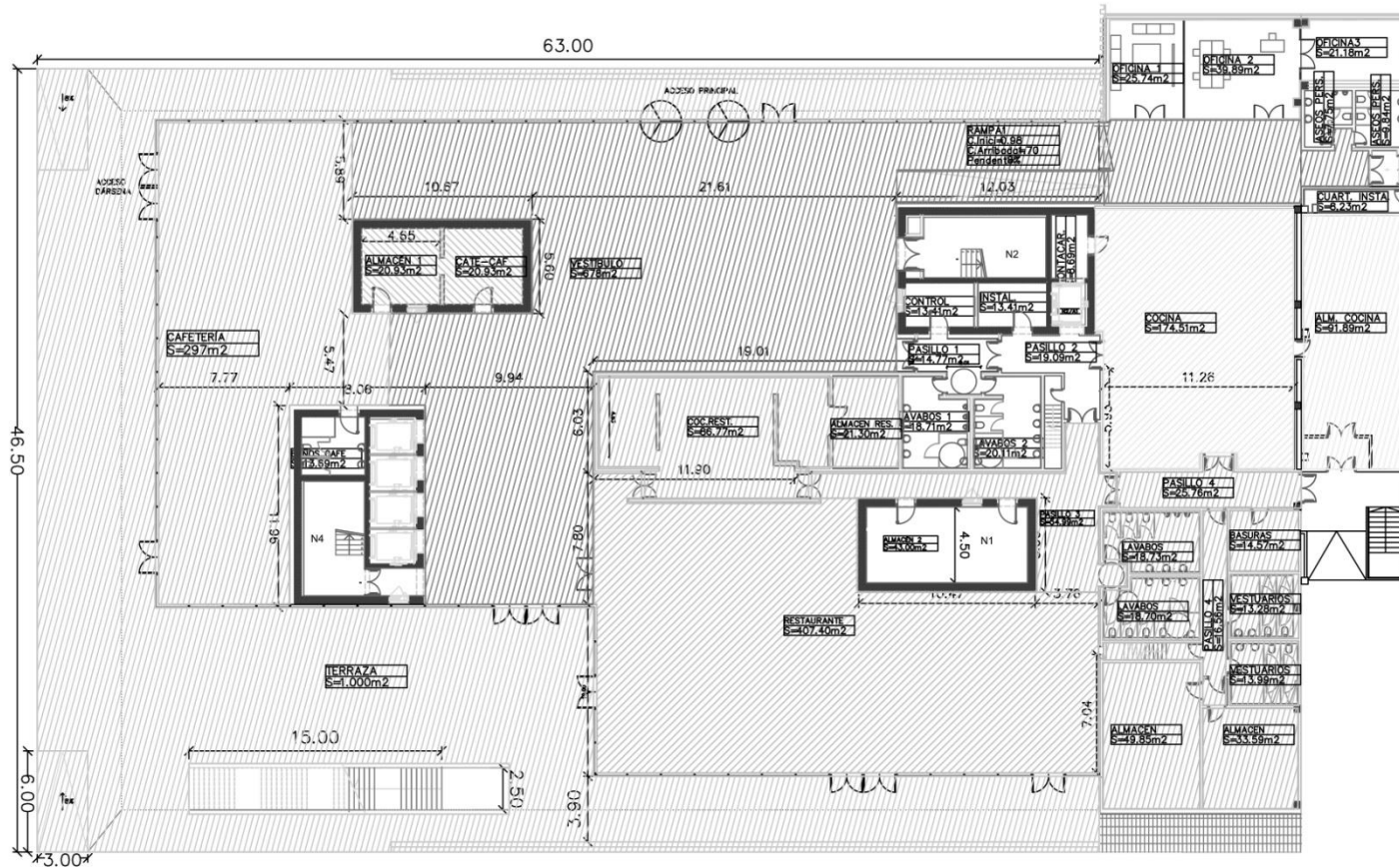


Imagen 2.7 planta baja

PLANTA PRIMERA

La planta primera es la más diáfana de todas. En ella se sitúan pequeños núcleos donde se ubican tiendas y la comunicación vertical. Además esta conecta a distinto nivel con el paseo mediante una rampa y una escalera situadas en diagonal, que nos permiten también ver el edificio en escorzo, y comunica con el nuevo parque construido sobre el aparcamiento.

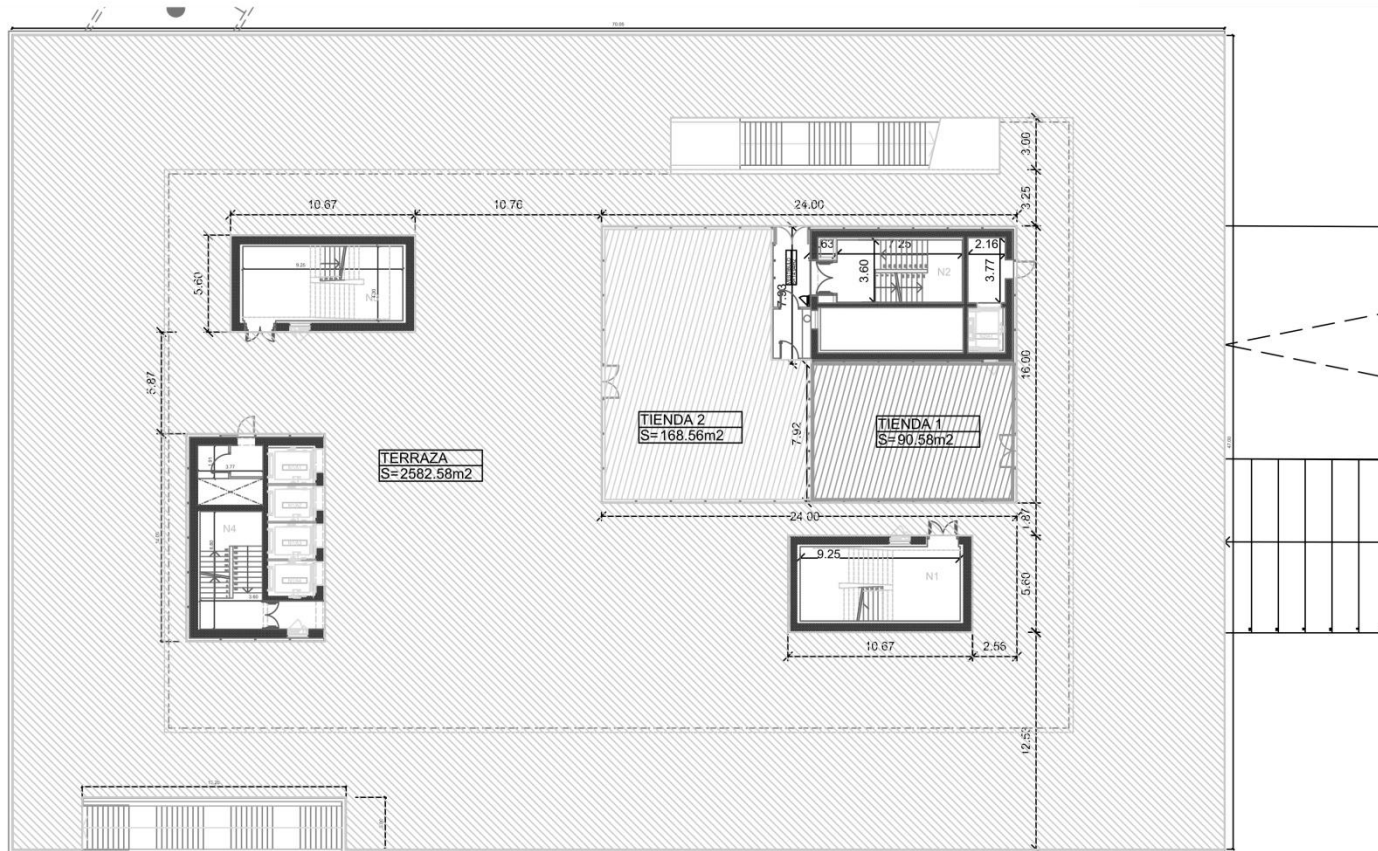


Imagen 2.8 Planta primera

PLANTA SEGUNDA

El acceso a la segunda planta es restringido al público. En esta se sitúa la zona VIP para los patrocinadores, compuesta por las salas Louis Vuitton, America's Cup y Consorcio.

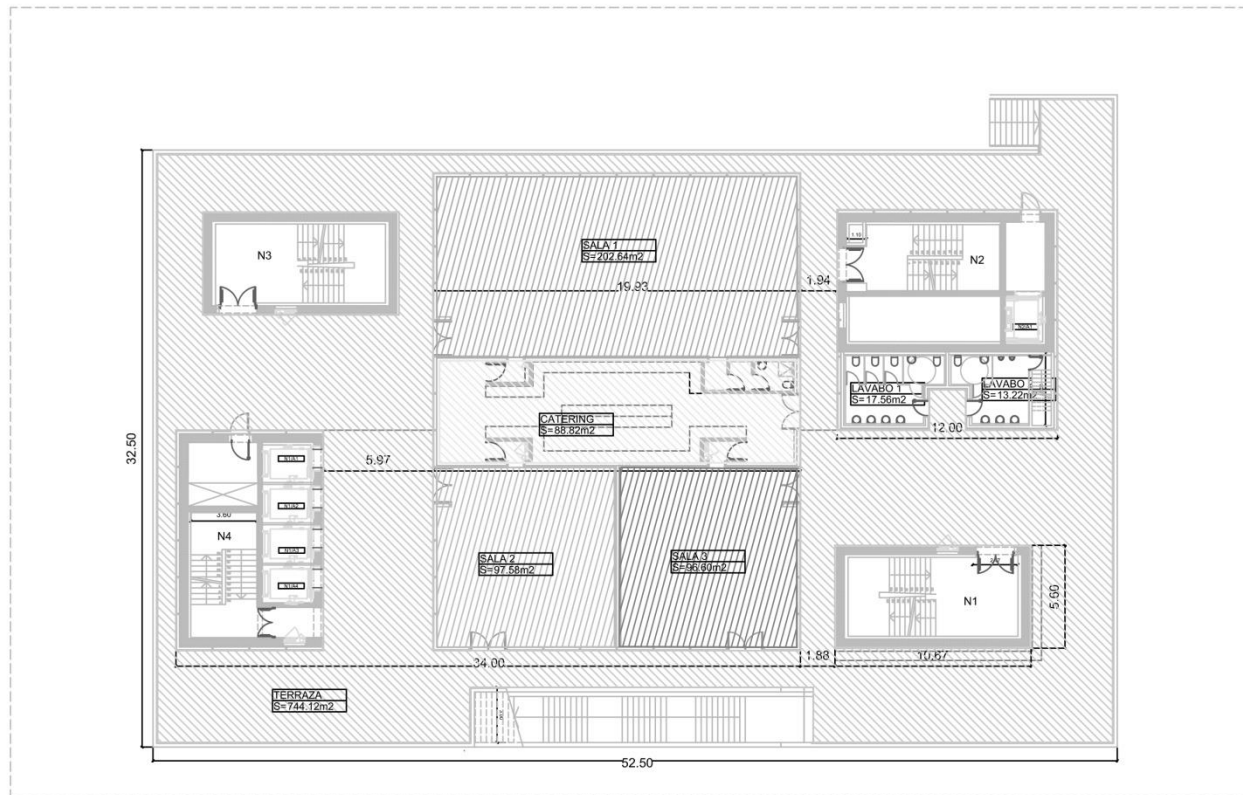


Imagen 2.9 Planta segunda

PLANTA TERCERA

La tercera y última planta, está dedicada para el uso exclusivo de los patrocinadores. Tiene vuelos más pronunciados, espacios que la organización requería y un restaurante, el mirador por excelencia del edificio.

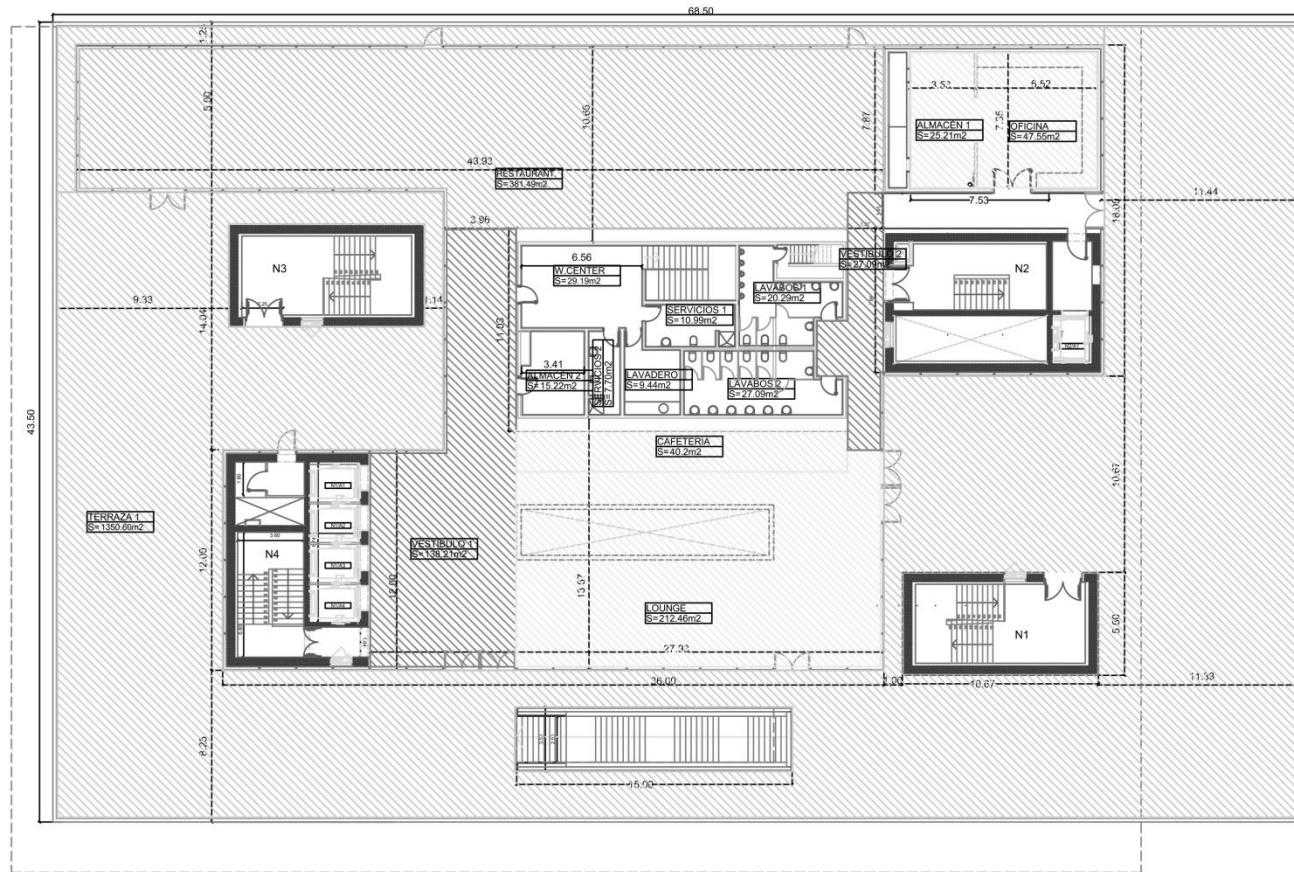


Imagen 2.10 Planta tercera

2.4 MATERIALIDAD Y CONSTRUCCIÓN

2.4.1 MATERIALIDAD

El carácter de mirador del Veles e Vents se refleja en la liberación de pilares, en los grandes ventanales y en las terrazas con barandillas sin barrotes, ayudando a aumentar la sensación de levedad del edificio.

Respecto al uso de los materiales se puede destacar la escasa variedad de estos, una decisión consciente que viene de la idea de minimalismo buscada en la proyección del edificio.

A priori el material principal del edificio podría pensarse que es el metal, pero en realidad es el hormigón armado. El acero pintado de blanco sirve para remarcar los ejes de la estructura de hormigón armado, la cual permanece siempre oculta.

Los techos son de cartón-yeso en los núcleos de comunicación y en las dependencias de servicio. El resto del edificio se ha resuelto con placas registrables metálicas de color blanco. En el interior son de acero microperforado con velo acústico y aislamiento, mientras las placas del techo exterior son plegadas de aluminio liso. Visualmente, apenas se percibe la diferencia puesto que se mantiene la modulación y alineación de los carriles eléctricos, las líneas de luminarias y los difusores del aire acondicionado, empotrados e integrados en los falsos techos metálicos.



Imagen 2.11 Terraza del Veles e Vents

Los solados exteriores suelos flotantes realizados con tarima de madera de garapia, mientras que en los espacios interiores el suelo se recubre con un pavimento continuo de resina y poliuretano.

El canto de las plataformas se remata de nuevo con robustas chapas de acero pintado, sobre las que se sitúan barandillas compuestas por dos hojas de vidrio laminado de 10 mm cada una. Los muros cortina del edificio se complementan con acristalamiento de doble hoja, son grandes planos acristalados que potencian el diseño minimalista y elegante del edificio. La blancura predominante del edificio se compensa por el sencillo mobiliario de colores brillantes.

Cabe destacar la elección del color blanco como herramienta de proyecto, ya que tiene mucho que ver con el entorno, y se trata de un color históricamente predominante en las construcciones mediterráneas. Además el color blanco sirve para contrastar el edificio con la pieza del aparcamiento realizada con hormigón gris visto.

2.4.2 CONSTRUCCIÓN

A mediados de agosto de 2005, daban comienzo las obras. La fecha de finalización estaba fijada en abril del siguiente año, coincidiendo con la celebración de las prerregatas de 2006. Tanto el desarrollo de dicho proyecto, como la consultoría de la dirección de obras del mismo, corrieron a cargo de Brufau, Obiol, Moya & Ass., S.L. (BOMA).

A la complejidad derivada de este plazo tan ajustado, habría que añadir otra dificultad ya que más de la mitad de la superficie del solar estaba ocupada por las naves de almacenaje portuario (docks) y los edificios de los ministerios de Trabajo y Agricultura.

Aunque inicialmente se presupuso una cimentación tipo losa, tras completar el estudio de las características del terreno y de la magnitud de las cargas transmitidas al mismo, hubo de optarse por una cimentación profunda mediante pilotaje hincado.

Entre finales de octubre y mediados de noviembre era completada la cimentación del edificio, habiéndose iniciado la ejecución de los dos primeros cajones sobre los que se soportan los forjados. La principal característica y dificultad en la construcción de sus muros perimetrales fue consecuencia de la envergadura de dichos núcleos.

Para facilitar la rapidez de ejecución de los forjados y así poder proceder con el tesado de los tendones lo antes posible se optó por utilizar un hormigón de 40 N/mm². Además, se programó el sistema

de construcción en dos fases, de forma que, tras el hormigonado de la primera mitad de cada forjado, otro equipo solapara la ejecución de la estructura vertical de los soportes. El primer forjado fue el más costoso, pero una vez sistematizado y ajustado el proceso se consiguió terminar el último forjado a principios de marzo de 2006, quedando pendiente la conclusión de los trabajos de tesado.

La originalidad del diseño de las plataformas desplazadas en cada planta provocó que gran parte del encofrado de la planta tercera apoyara sobre la planta primera, debiendo disponerse importantes torres de apuntalamiento para alcanzar la doble altura de 9 m. Igualmente, la franja recayente hacia la dársena en el último forjado debió ser apeada hasta la planta baja, salvando 19 m de altura.

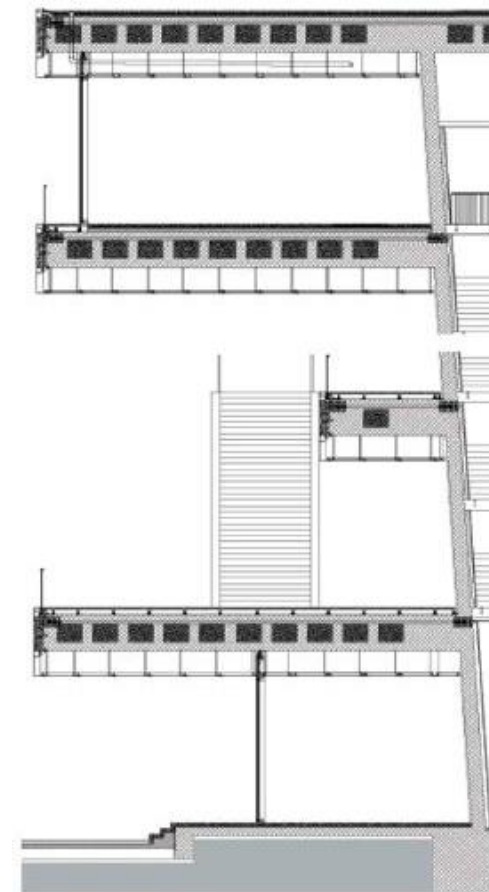


Imagen 2.12 Sección constructiva

Todas las escaleras, tanto las de comunicación exterior como las dispuestas en el interior de los núcleos son piezas estructurales metálicas y llegaron a obra completamente terminadas. Por último, los núcleos de comunicación inclinados también están trasdosados de chapa de acero soldada sobre perfilera auxiliar. La mayor parte de las piezas fueron realizadas en taller con el fin de reducir al máximo los trabajos de montaje y soldadura en la obra.

Los perímetros de los forjados también fueron ejecutados en taller en módulos de 12 m. Son grandes chapas dispuestas en forma de C que ocultan el canto de hormigón y recogen el falso techo metálico.

Todos los acabados y remates, junto con la colocación y el montaje de aparatos sanitarios y mobiliario, fueron realizados durante los dos últimos meses de la obra, trabajando hasta 500 operarios en turnos completos partidos, incluso los fines de semana.

El edificio fue provisionalmente ocupado durante el periodo de celebración de las regatas, en mayo y junio de 2006. Posteriormente se pudieron completar y mejorar todas las obras previstas. Finalmente, la consecución total del conjunto de la obra se llevó a cabo a principios del año 2007.



Imagen 2.13 Evolución de la construcción del veles e Vents de Enero a Mayo del 2006

Proceso constructivo de los forjados

1. Realización del encofrado de la superficie a construir y colocación, cuanto antes, de los laterales de dicho encofrado.
2. Disposición del armado inferior de la losa con los separadores necesarios, la armadura completa de los nervios longitudinales y de las jácenas de macizados viene premontada de taller dejando para el ferrallado en obra el armado de los nervios transversales o secundarios y jácenas transversales. Paralelamente se replantean y posicionan las trompetas de anclaje de las vainas en los laterales del encofrado.
3. Hormigonado de los 10 cm inferiores de forjado, disponiéndose láminas de nervometal en todos los nervios y macizados por los que vayan a transcurrir las futuras juntas entre semiplantas.
4. Colocación de los aligeramientos de poliestireno expandido. En la práctica habitual, cuando todo el proceso de hormigonado de una zona se completa en un solo día, la simple adherencia natural entre el hormigón fresco y el poliestireno garantiza la estanqueidad.
5. Trazado y fijación de las vainas de postesado.
6. Colocación de la armadura pasiva superior que no queda completamente incluida en los nervios, o de aquellos refuerzos de nervio que excedan al número razonable para garantizar la realización de un vibrado suficientemente satisfactorio.
9. Hormigonado de los nervios y de la losa superior, vibrando la zona de los anclajes para prevenir la formación de nidos o coqueras.
10. Enfilado del cable dentro de las vainas.
12. Pasar el extremo libre de los cables a través del anclaje activo.
13. Tesado de los cables, una vez el hormigón de 40 N/mm² haya alcanzado el 75% de su resistencia.



Imagen 2.14 Construcción de un forjado del Veles e Vents

Programa de cimbrado, descimbrado y recimbrado.

La programación de estos trabajos debe atender a la consecución de tres objetivos fundamentales:

- Limitar al máximo posible las solicitaciones sobre los puntales, para evitar un dimensionado excesivo de los mismos y, por otra parte, controlar los niveles de sollicitación sobre la solera.
- Evitar sobrecargar los forjados más allá de lo pertinente, aunque sin perder de vista que los coeficientes de seguridad en fase de construcción son algo más bajos que los prescriptivos para las condiciones de servicio.
- Facilitar al máximo posible el avance de los trabajos de acabado.

En base a estos requerimientos, no se podrá proceder a hormigonar una planta cualquiera hasta que no se haya completado el tesado integral de la inferior:

- Cimbrado, ferrallado, hormigonado y tesado del forjado del techo de planta baja.
- Descimbrado y recimbrado del techo de la planta baja.
- Cimbrado, ferrallado, hormigonado y tesado del forjado del techo de planta primera.
- Descimbrado del forjado del techo de la planta baja. Recimbrado, con puntales de 45 T de capacidad de carga cada uno, de las zonas de esta planta correspondientes a los tramos de forjado de los techos de planta segunda y tercera que quedan fuera de la proyección vertical del forjado del techo de la planta primera.



Imagen 2.15 Cimbrado del forjado de tercera planta

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SU MODELIZACIÓN

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

La geometría básica del edificio Foredeck se formaliza a partir de cuatro forjados decalados en altura, y que presentan unas dimensiones que oscilan entre los 52 x 32 m, en el caso de planta segunda, y los 68 m x 43 m de planta tercera. Cada una de éstas se sustenta mediante cuatro núcleos de hormigón armado que albergan las comunicaciones verticales.

La sencilla concepción formal del edificio desemboca en la aparición de unos voladizos perimetrales que varían de dimensión según la colocación relativa de la planta respecto de los núcleos. Estos alcanzan un vuelo máximo de 12,80 m en planta primera, quedando sensiblemente reducidos en planta segunda. Paralelamente, la zona central entre soportes salva luces de 23 a 28 m.

La singular estructura del edificio Veles e Vents podríamos diferenciarla conceptualmente en tres partes: los forjados, los soportes, y la cimentación.

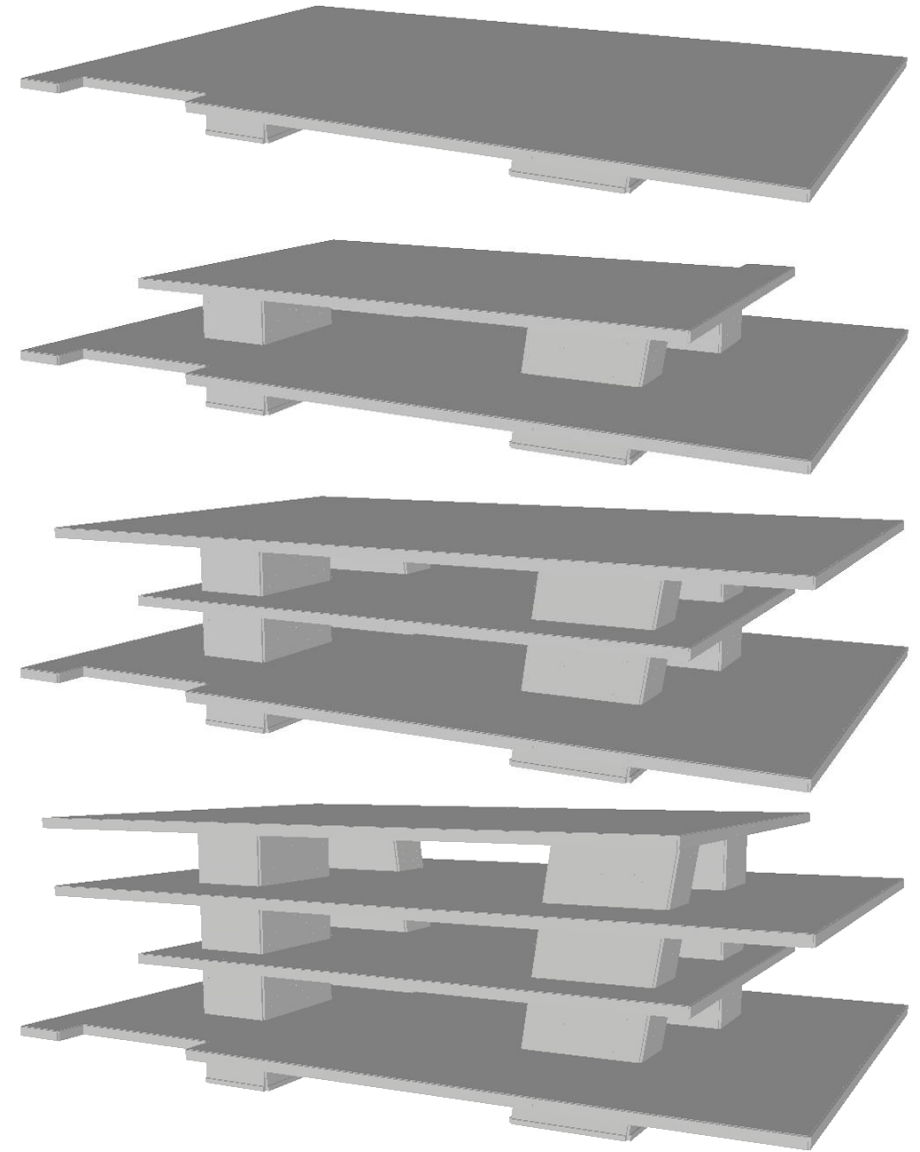


Imagen 3.1 Modelo 3D de la estructura del Veles e Vents por partes

3.1.1 FORJADOS

Los dimensionados planteados por el proyecto arquitectónico para los forjados condicionan la tipología estructural a utilizar.

Inicialmente se estudió realizar los forjados mediante estructura metálica. Se reducía notablemente el peso de la estructura pero, como contrapartida, los cantos de los forjados alcanzaban valores próximos a los 2 m.

Finalmente se decidió realizar la totalidad de los forjados con hormigón siendo sólo concebible el planteamiento de una opción aligerada. El aligeramiento se consigue mediante la incorporación de casetones de poliestireno expandido en el interior de la misma. La tipología es la que se conoce como forjado tipo sándwich, en el que unas capas de hormigón de 10 cm superior e inferior están ligadas mediante unos nervios de 30 x 80 cm colocados formando una retícula de 1 x 2,30 m, dejando unos macizados en las bandas colindantes a los puntos de soporte.

El Veles e Vents se diseña ligando verticalmente las parejas de núcleos de soporte mediante unas bandas macizas de hormigón. La luz entre bandas se cubre mediante nervios de 30 cm de espesor y 80 cm de canto, con un intereje de 1 m, y que luego se prolongan hasta el perímetro de forjado.

Las limitaciones dimensionales del canto de forjado, de 1 m de espesor, obligan a plantear el postesado de la estructura, pero concentrándolo únicamente en las bandas macizas, para menor complejidad de la ejecución.

Debido al gran porcentaje de carga que representa el peso propio de la estructura, se dimensiona el postesado con la finalidad de compensar la deformada generada por esta carga, disminuyendo notablemente la flecha activa en el perímetro de los voladizos. En el edificio, sólo el forjado correspondiente al nivel de planta segunda carece de voladizos de gran tamaño y se soluciona totalmente con armadura pasiva. Dada la singularidad del postesado, se tratará más adelante en el apartado 4.3.

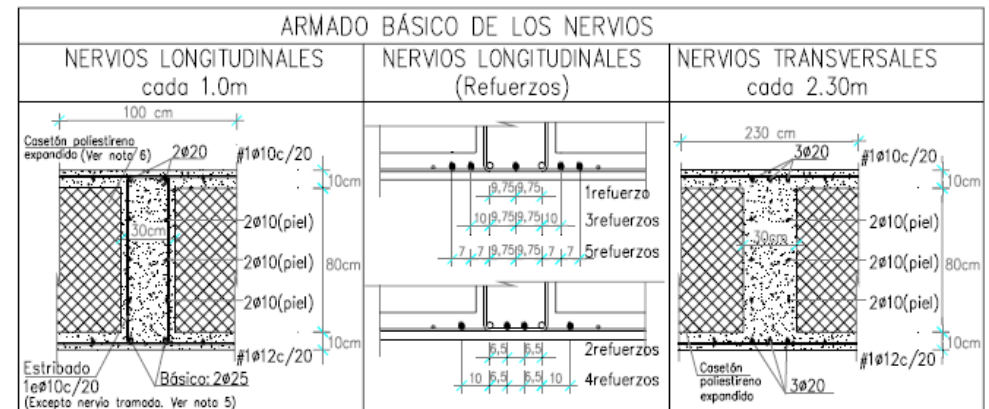


Imagen 3.2 Armado básico de los nervios

3.1.2 SOPORTES

Los soportes se reducen a cuatro grandes núcleos de hormigón. En ellos se albergan los elementos de comunicación vertical del edificio (5 ascensores y 4 escaleras) y algunos habitáculos destinados para servir como cuartos de instalaciones, almacenes y entre otros usos.

Dichos elementos se componen de muros de hormigón armado con 5 metros de altura libre y 40 cm de espesor, donde en dos de ellos, totalmente verticales, aparece una compartimentación de 30 y 25 cm de espesor para darle rigidez al soporte. Por otro lado, los otros dos soportes, están inclinados y lo que le da al edificio cierto dinamismo.

Se puso especial atención en el correcto modelado de los paramentos puesto que en ellos existen huecos. Estos huecos fueron realizados para abrir puertas procedentes de las cajas de escalera, puertas para los ascensores y puertas de registro para las instalaciones en cada planta. Dichas aberturas condicionaban notablemente su nivel de solicitaciones, por lo que se reforzaron las esquinas de los mismos, prestándose también máxima atención a aquellos vértices coincidentes con los bordes del voladizo.

Como caso excepcional, y situada en la junta de separación estructural con el edificio del aparcamiento, aparece una línea de pilares que sustentan esa zona del perímetro de planta primera y llegan hasta la cimentación a cota de aparcamiento.



Imagen 3.3 Encofrado de los soportes del Veles e Vents

3.1.3 CIMENTACIÓN

Dadas las características del terreno, así como la magnitud de las cargas transmitidas al mismo, la única tipología factible era la cimentación profunda.

El terreno, en sus primeros 10 m es de escollera, lo cual dificulta las labores de ejecución. En un principio se optó por un pilotaje hincado, con pilotes prefabricados de 40 x 40 cm tipo "TERRA", lo cual obligaba a retirar previamente toda la capa de escollera que deben atravesar estos elementos.

De las comprobaciones realizadas en obra se hizo evidente que esta solución solo era posible para el caso de dos de los cuatro encepados a construir, ya que en el caso de los dos restantes no se pudo retirar la escollera por riesgo de inestabilidad del talud. En este caso la cimentación se resolvió mediante pilotes excavados de 2 m de diámetro con lodos bentoníticos. En el caso de los pilotes prefabricados, el proceso hincado se realizó con el control de un analizador de hinca que permite determinar para cada pilote en qué momento se llega a su tope estructural. Como longitud orientativa se da 35,20 m, que implica el clavado de los mismos 350 cm dentro del estrato de gravas. Evidentemente, los pilotes excavados "in situ" se asentaron sobre este mismo estrato.



Imagen 3.4 Hincado de los pilotes en el Veles e Vents

La cota de planta baja se forja con una solera de 25 cm de espesor, ejecutada solidariamente con los encepados, para trabarlos horizontalmente.

Los pilares de planta baja a planta primera coincidentes con el edificio del aparcamiento, con cargas muchísimo menores que los núcleos, se cimentarán mediante pilotaje con una capacidad de carga de entre 45T a 65T, ligados todos ellos por una viga-riostra de 45x90cm (b x h) de dimensión.

La cercanía al mar condicionó la no ejecución de sótanos, así como la elección del tipo de hormigón a utilizar en encepados, puesto que quedan parcialmente sumergidos en agua marina.

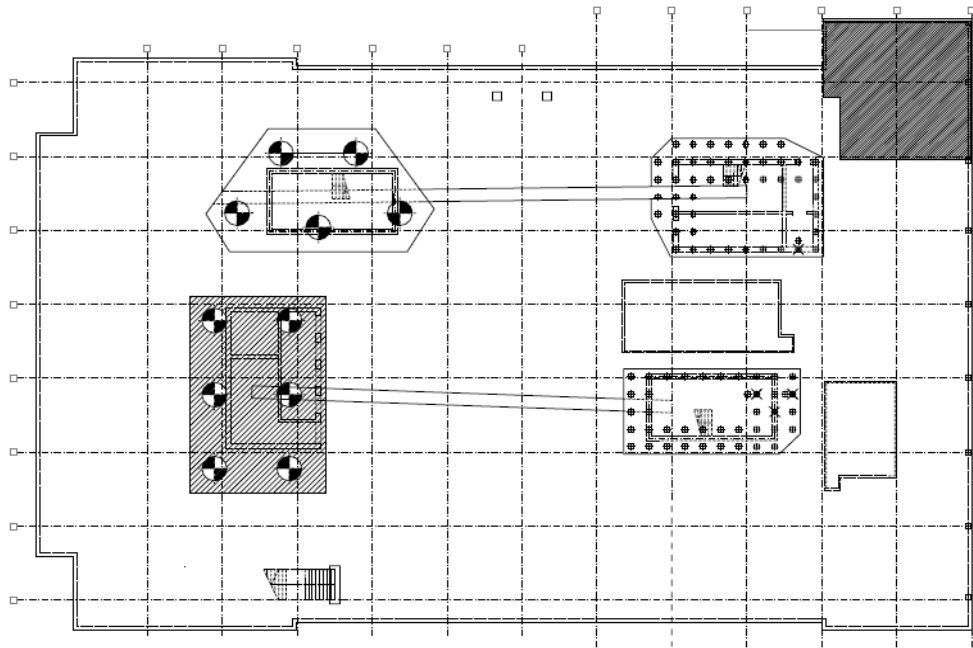


Imagen 3.5 Planta de cimentación

3.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SU MODELIZACIÓN

Para estudiar el comportamiento de la estructura del edificio objeto de estudio, se ha modelizado la estructura mediante el programa informático *AutoCad 2016*®. Debido a las grandes dimensiones y geometrías complejas de todos los elementos que componen la estructura, estos no se pueden modelizar como barras, sino que se tratan como elementos superficiales que se calculan mediante el método de elementos finitos. De este modo, la proximidad del modelado con la realidad es mayor. A estos elementos, se les han asignado propiedades geométricas y mecánicas e insertado entidades gráficas diversas que simbolizan las acciones y apoyos mediante una aplicación de *Architrave*®, compatible con *AutoCad 2016*®.

Una vez elaborado el modelo y los elementos gráficos que lo componen (36.585 elementos finitos y 20.596 cargas), se exporta al programa de cálculo y dimensionamiento de estructuras *Architrave*® con un fichero en formato .ave, donde se analizan, se dimensionan y se obtienen resultados de cálculo del modelo.

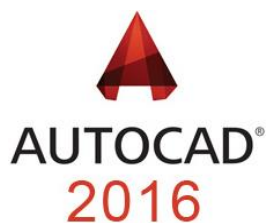


Imagen 3.6 Logo Autocad 2016®



Imagen 3.7 Logo Architrave®

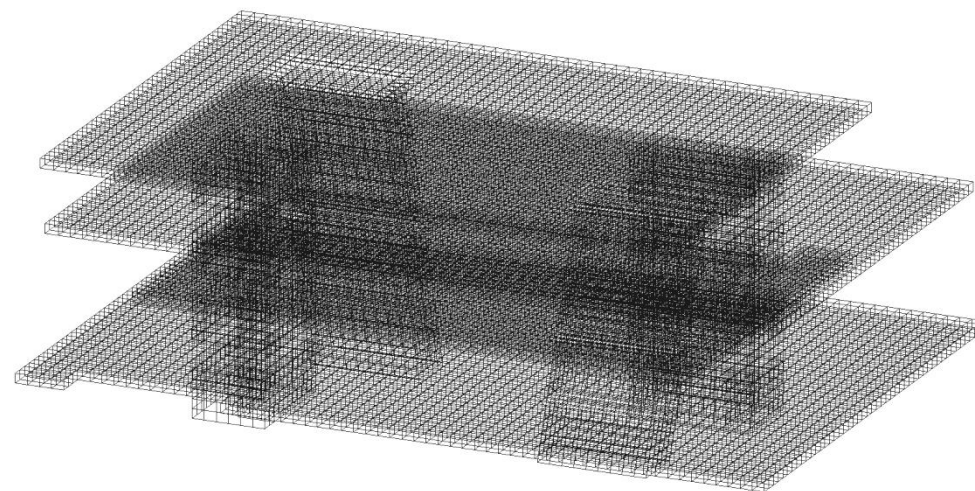


Imagen 3.8 Discretación del Veles e Vents en elementos finitos

El cálculo mediante elementos finitos permite un estudio detallado sobre las solicitaciones, tensiones y deformaciones de cada punto dentro de una gran malla superficial, lo que lo hace especialmente adecuado para edificios con una gran presencia de elementos estructurales superficiales como es el caso del Veles e Vents. Se trata de un método aproximado, pero muy preciso si se ejecuta correctamente. Para obtener unos buenos resultados que se aproximen a la realidad se debe realizar un correcto modelado (condiciones de contorno, tipo de uniones etc). Además, cuantos más pequeños sean los elementos finitos mayor será la precisión, tanto para calcular las ecuaciones diferenciales, como para adaptarse a la geometría real del elemento estructural.

En el modelo realizado del edificio Veles e Vents, no se han tenido en cuenta: los huecos, tanto en forjados como en soportes; las escaleras, interiores a los soportes y exteriores; y el conjunto de seis pilares de hormigón donde sólo apoya el forjado de planta baja.

Los cuatro forjados del edificio están contruidos y modelizados como un forjado tipo sándwich, que está compuesto mediante dos soleras de hormigón que se han modelizado con elementos finitos horizontales de 1 x 1,15 m con 10 cm de espesor, unidas entre sí por unos nervios modelizados como elementos finitos verticales de 1 x 0,90 m y de 1,15 x 0,90 m con 30 cm de espesor. La combinación de estos elementos crea de forma simplificada la retícula de elementos de 2,30 x 1 x 0,90 m que componen los forjados del Veles e Vents.

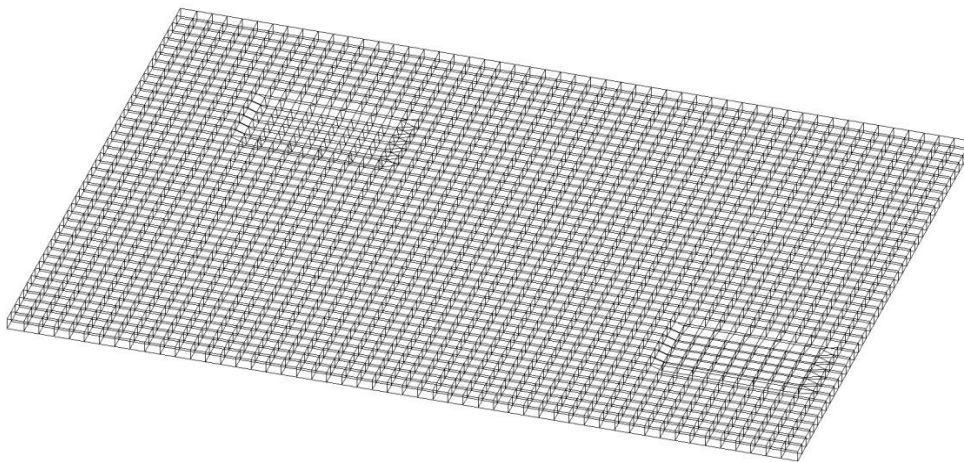


Imagen 3.9 Modelización del forjado de cubierta en elementos finitos

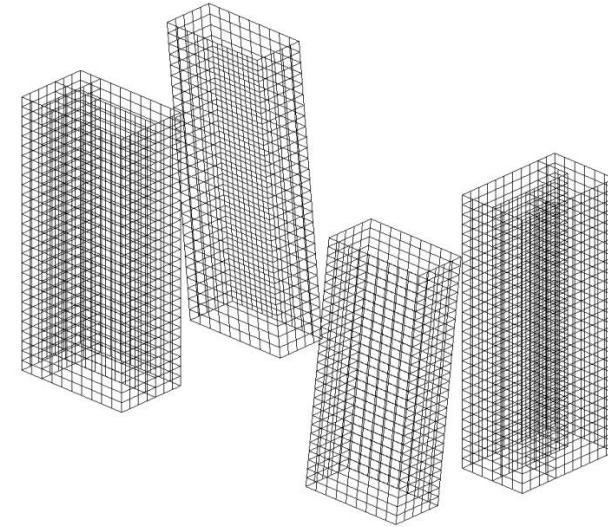


Imagen 3.10 Modelización de los soportes

De los cuatro grandes núcleos de hormigón dos de ellos han sido modelizados totalmente verticales; y los otros dos, se han desplazado diagonalmente, tal como ocurre en el Veles e Vents. Dichos soportes, han sido realizados mediante elementos finitos con tamaños de 1 x 0,9 m y 1,15 x 0,9 m, de HA-40 y con espesores de 40 cm para los muros exteriores y de 30 cm y 25 cm para los muros interiores que existen dentro de los núcleos de hormigón totalmente verticales.

La cimentación del edificio, realizada mediante pilotes, se ha modelizado con la situación de cuatro zapatas corridas situadas cada una en el perímetro de cada uno de los cuatro núcleos de hormigón que soportan los forjados del edificio, que equivale a un empotramiento de los núcleos en el terreno.

3.3 ASIGNACIÓN DE CARGAS

En el modelado por ordenador, se asigna una carga superficial independiente a cada uno de los elementos finitos. Estas cargas son en todo caso verticales respecto del plano del suelo. Para la asignación de cargas sobre la estructura del Veles e Vents se seguirá lo establecido en el CTE, en concreto el Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones en la edificación. Se establecen tres tipos de cargas distintas: permanentes, variables y accidentales. Para el análisis del Veles e Vents se tendrán en cuenta las permanentes, las variables de uso y la carga por nieve.

3.3.1 CARGA PERMANENTE

Las cargas permanentes son básicamente las formadas por el peso propio de la estructura y de los elementos constructivos como pavimentos, tabiquería, cerramientos, falsos techos, etc., además del posible mobiliario o maquinaria fija. En lo referente al Veles e Vents, consideramos que el peso propio de la estructura supone un porcentaje muy elevado de las cargas gravitatorias permanentes totales, ya que se trata de una estructura pesada de hormigón armado.

El software informático *Architrave*® utilizado para el análisis tiene en cuenta el peso del material al indicar que es un hormigón HA-40 y el espesor en cada tramo. Por este motivo, no es necesario introducir de manera externa las cargas correspondientes al peso propio de la estructura.

Para este trabajo, se establece que el valor de la carga permanente aplicada es de **2 kN/m²**, la cual se desglosa en:

- Barandillas y cerramientos de vidrio de 10 mm de espesor:
0,5 kN/m²
- Suelo flotante de madera incluyendo material de agarre:
1 kN/m²
- Instalaciones colgadas y falso techo:
 $0,32 + 0,18 \text{ kN /m}^2 = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

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

Imagen 3.11 Valores característicos de sobrecargas de uso

3.3.2 CARGA VARIABLE

Entendemos por cargas variables aquellas que no tienen un carácter permanente, es decir, que actúan únicamente durante un intervalo de tiempo. Además el valor de la carga en el momento que actúa no es constante. Las cargas variables más significativas son la sobrecarga de uso, el viento, y la sobrecarga de nieve. La carga horizontal de viento no se va a analizar y queda abierto como ampliación de este trabajo o como un posible trabajo independiente.

En cuanto a la sobrecarga de uso, se establece lo recogido en la tabla "3.1 Valores característicos de las sobrecargas de uso" del DB SE - Acciones en la edificación del CTE (Imagen 3.11). Se estima una sobrecarga de uso de **5 kN/m²** en todos los forjados excepto en el de cubierta donde es de **1 kN/m²**.

3.3.3 CARGA DE NIEVE

Respecto a la carga de nieve, sólo se tiene en cuenta en el forjado superior. De acuerdo con el apartado 3.5 Nieve, el valor de la carga se obtiene a partir de la expresión $q = u \cdot s_k$, donde u es el coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3; y s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2. Al tratarse de una cubierta plana (inferior a 30°) $u = 1$, para la provincia de Valencia se establece un valor de $0,4 \text{ kN/m}^2$ (Imagen 3.12).

$$q = u \cdot s_k = 1 \cdot 0,4 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,4 \text{ kN/m}^2}$$

3.5.2 Carga de nieve sobre un terreno horizontal

- 1 El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, s_k , en las capitales de provincia y ciudades autónomas se puede tomar de la tabla 3.8

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

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

Imagen 3.12 Carga de nieve

3.3.4 TABLA RESUMEN

| PLANTA | Q PERMANENTE | Q VARIABLE | Q NIEVE |
|---------|---------------------|---------------------|-----------------------|
| PRIMERA | 2 kN/m ² | 5 kN/m ² | - |
| SEGUNDA | 2 kN/m ² | 5 kN/m ² | - |
| TERCERA | 2 kN/m ² | 5 kN/m ² | - |
| CUARTA | 2 kN/m ² | 1 kN/m ² | 0,4 kN/m ² |

3.4 COMBINACIÓN DE CARGAS

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

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

Siendo:

- $G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes.
- $G_{k,j}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.
- P_k Valor característico de la acción del pretensado.
- $Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable determinante.
- $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.
- $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.
- $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ Valores representativos cuasipermanentes de las acciones variables con la acción determinante o con la acción accidental.
- A_k Valor característico de la acción accidental.
- $A_{E,k}$ Valor característico de la acción sísmica.

Los coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones en ELU son:

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

Imagen 3.13 Coeficientes parciales de seguridad ELU

Los coeficientes de simultaneidad a aplicar en ELU y ELS son:

| | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|--|----------------|----------|----------|
| Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE) | | | |
| • Zonas residenciales (Categoría A) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| • Zonas administrativas (Categoría B) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| • Zonas destinadas al público (Categoría C) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| • Zonas comerciales (Categoría D) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| • Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| • Cubiertas transitables (Categoría F) | ⁽¹⁾ | | |
| • Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G) | 0 | 0 | 0 |
| Nieve | | | |
| • para altitudes > 1000 m | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| • para altitudes ≤ 1000 m | 0,5 | 0,2 | 0 |
| Viento | 0,6 | 0,5 | 0 |
| Temperatura | 0,6 | 0,5 | 0 |
| Acciones variables del terreno | 0,7 | 0,7 | 0,7 |

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

Imagen 3.14 Coeficientes de simultaneidad ELU y ELS

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

Estados Límites Últimos (Criterios resistentes)

Cargas de Uso como hipótesis variable principal:

(C1): $1,35 \times H1 + 1,5 \times H2 + 1,5 \times 0,6 \times H3$

Cargas de Nieve como hipótesis variable principal:

(C2): $1,35 \times H1 + 1,5 \times 0,7 \times H2 + 1,5 \times H3$

Estados Límites de Servicio (Criterios de desplazamiento y deformación)

Uso (C1): $1 \times H1 + 1 \times H2 + 1 \times 0,6 \times H3$

Nieve (C2): $1 \times H1 + 1 \times 0,7 \times H2 + 1 \times H3$

H1: Cargas verticales permanentes;

H2: Cargas verticales variables;

H3: Nieve

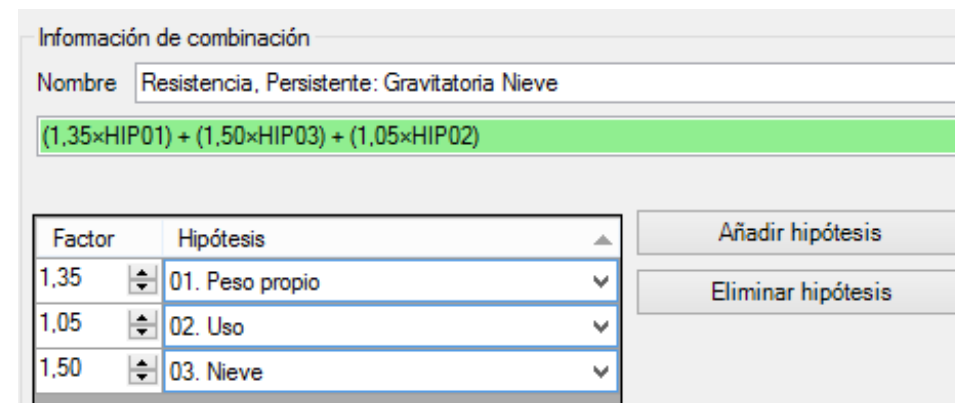


Imagen 3.15 Captura Architrave® combinación ELU-Nieve

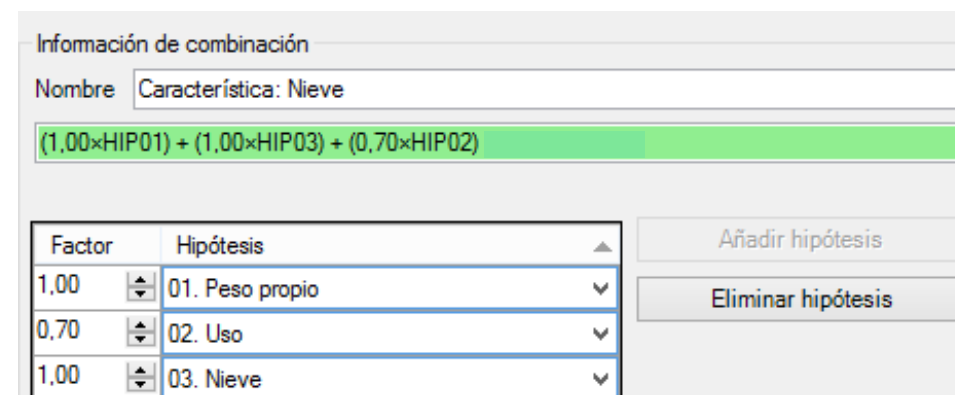


Imagen 3.16 Captura Architrave® combinación ELS-Nieve

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LA ESTRUCTURA

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

En la imagen 4.1 se muestra el modo en el que deformará la estructura, distinguiendo cuales serán los puntos de mayor deformación. Se observa como los forjados con mayores luces son los que más se deforman en relación a su longitud de vuelo. Se distingue claramente como los forjados en la zona que se encuentra entre los soportes, trabajan de modo que se reduce el momento en sus perímetros.

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

A continuación, nos disponemos a analizar detalladamente el comportamiento cada uno de los elementos que forman la estructura de la obra.

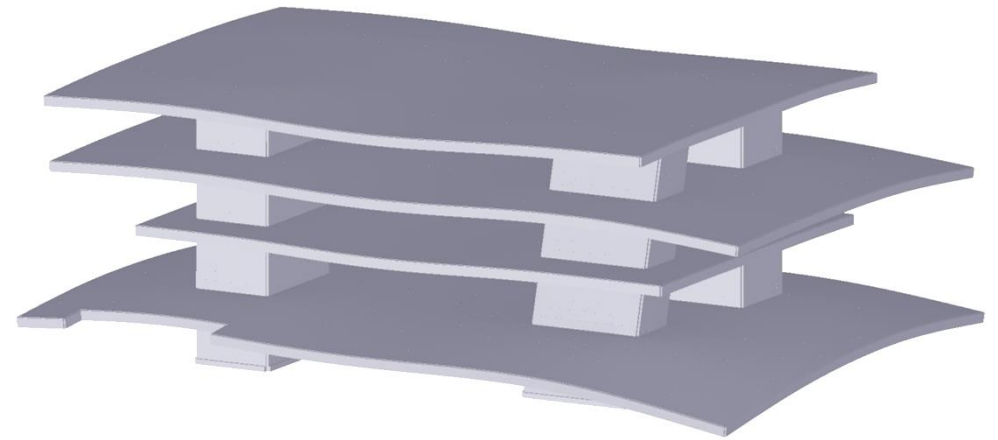


Imagen 4.1 Representación volumétrica de la deformada del Veles e Vents

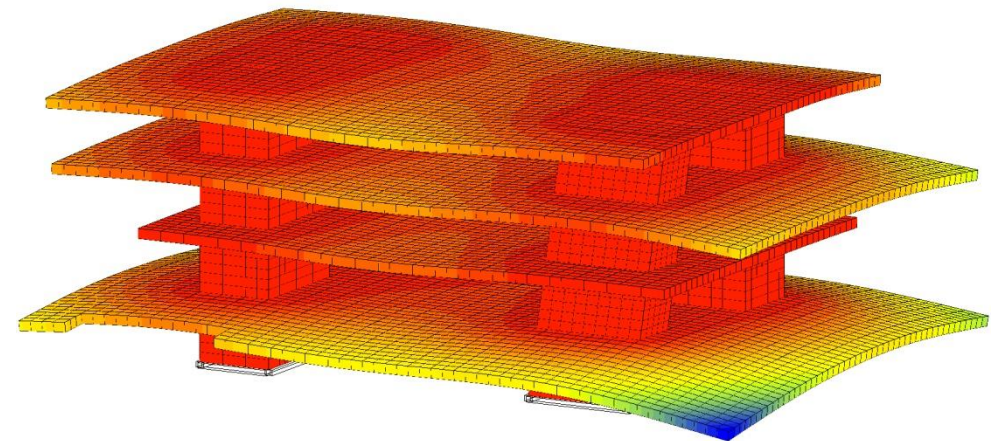


Imagen 4.2 Representación volumétrica con isovalores de la deformada del Veles e Vents

4.2 ANÁLISIS DETALLADO POR ELEMENTOS

Se han analizado los resultados obtenidos y estudiado cómo se comporta la estructura en los diferentes supuestos planteados. Se decide estudiar las tensiones (E.L.U.) y deformaciones (E.L.S.) de las distintas losas que forman los forjados y de los soportes.

4.2.1 ANÁLISIS POR PLANTAS

Por una parte se detallan los esfuerzos y las deformaciones de cada una de las plantas, aislándolas una por una. Los resultados obtenidos van a ser bastante predecibles, y muy útiles para los resultados del comportamiento global de la estructura.

Todos los forjados del edificio están formados por dos losas de hormigón de 10 cm de espesor unidas entre sí por unos nervios de 30 cm de ancho por 80 cm de alto. Cada una de dichas losas, trabaja de forma complementaria a la otra. Si la superior está traccionada, la inferior estará comprimida y viceversa. Esto se debe a la flexión.

Analizando las tensiones S_x en la losa inferior del forjado correspondiente a la primera planta (Imagen 4.3), podemos observar como en la zona central situada entre los soportes trabaja a tracción alcanzándose valores de $8,44 \text{ N/mm}^2$, mientras que en la losa superior (Imagen 4.4), en la misma zona la losa trabaja a compresión con valores máximos de $-8,45 \text{ N/mm}^2$.

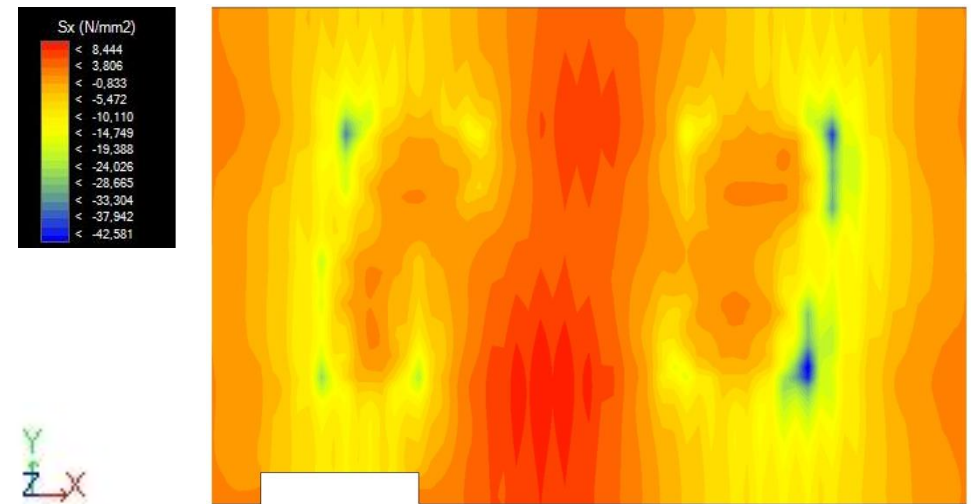


Imagen 4.3 Tensiones S_x en la losa inferior del forjado de primera planta (ELU)

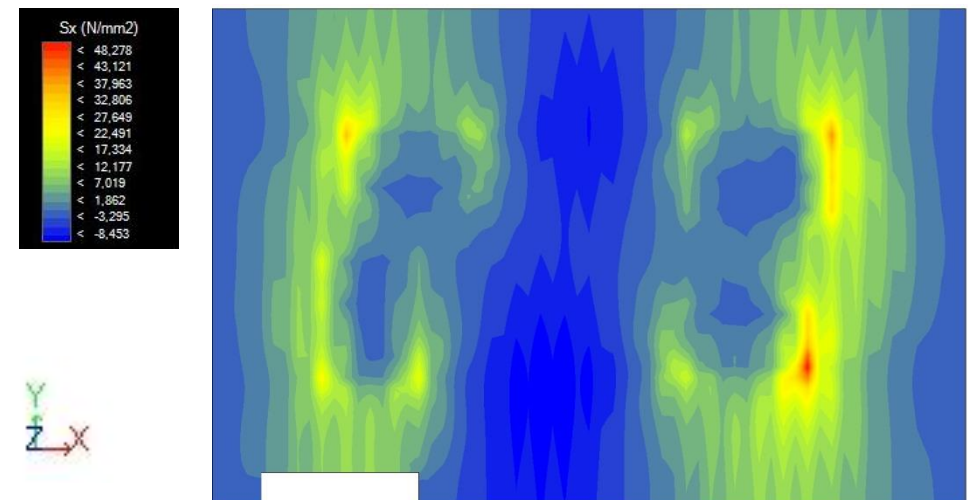


Imagen 4.4 Tensiones S_x en la losa superior del forjado de primera planta (ELU)

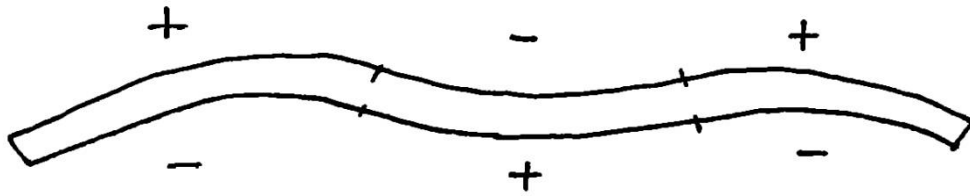
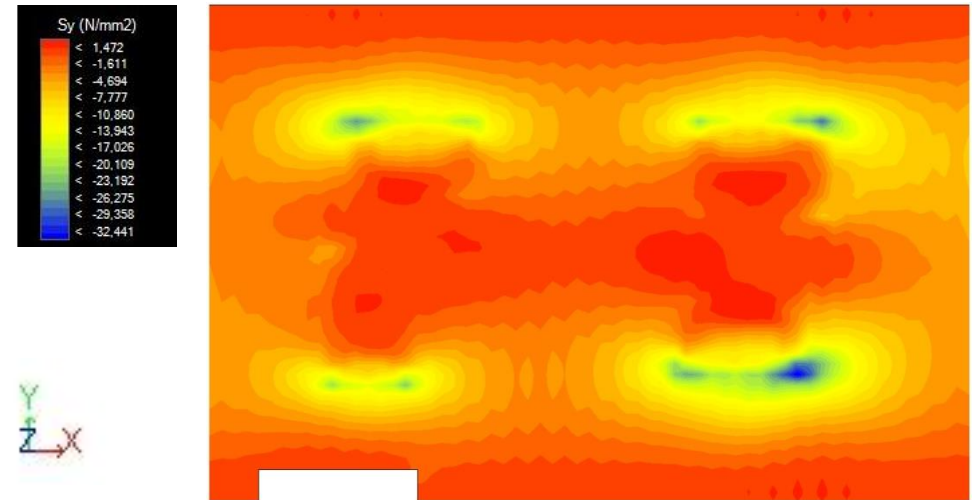
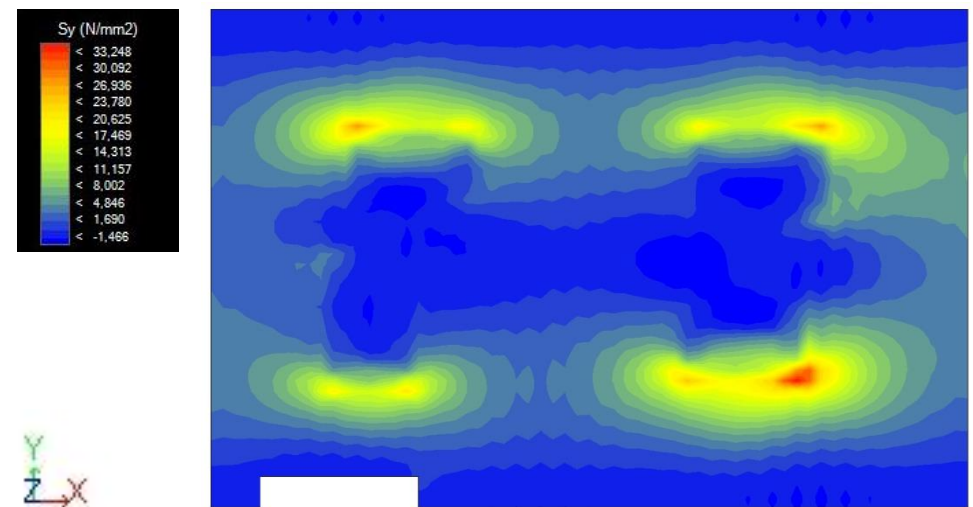


Imagen 4.5 Esquema de tensiones en forjado tipo sándwich

Observando las imágenes es complicado ver como el forjado trabaja a compresión o tracción, dependiendo de la placa, así como en las zonas con voladizos las losas trabajan a tracción o compresión respectivamente (Imagen 4.5). Esto se debe a los picos de valores situados en los encuentros con los soportes donde el forjado transmite la carga, donde se alcanzan valores de $-42,58 \text{ N/mm}^2$ en la losa inferior y de $48,27 \text{ N/mm}^2$ en la superior y el hormigón no es capaz de resistir por sí mismo. En cambio en los voladizos se alcanzan valores de $6,91 \text{ N/mm}^2$ y $-6,9 \text{ N/mm}^2$.

Analizando los mapas de isovalores para las tensiones S_y , se puede apreciar el mismo efecto, con valores de $1,47 \text{ N/mm}^2$ para la zona entre pilares y valores máximos de compresión de $-6,62 \text{ N/mm}^2$, siguiendo un esquema de Compresión-Tracción-Compresión donde los esfuerzos a compresión son prácticamente nulos (Imagen 4.6).

Contrariamente, para la losa superior se aprecia como sigue un esquema de Tracción-Compresión-Tracción, con $-1,46 \text{ N/mm}^2$ en la zona central y valores máximos de tracción de $5,14 \text{ N/mm}^2$ (Imagen 4.7).


 Imagen 4.6 Tensiones S_y en la losa inferior del forjado de primera planta (ELU)

 Imagen 4.7 Tensiones S_y en la losa superior del forjado de primera planta (ELU)

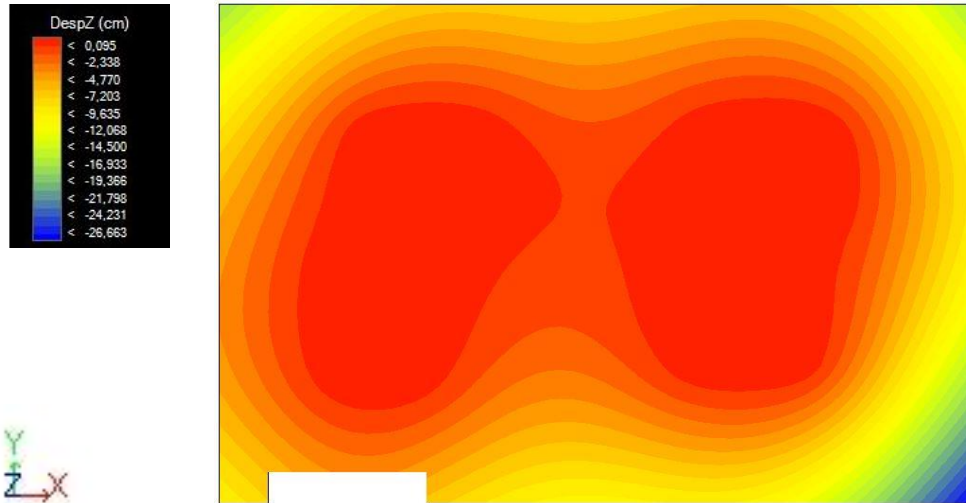


Imagen 4.8 Valores de Dz en el forjado de primera planta (ELS)

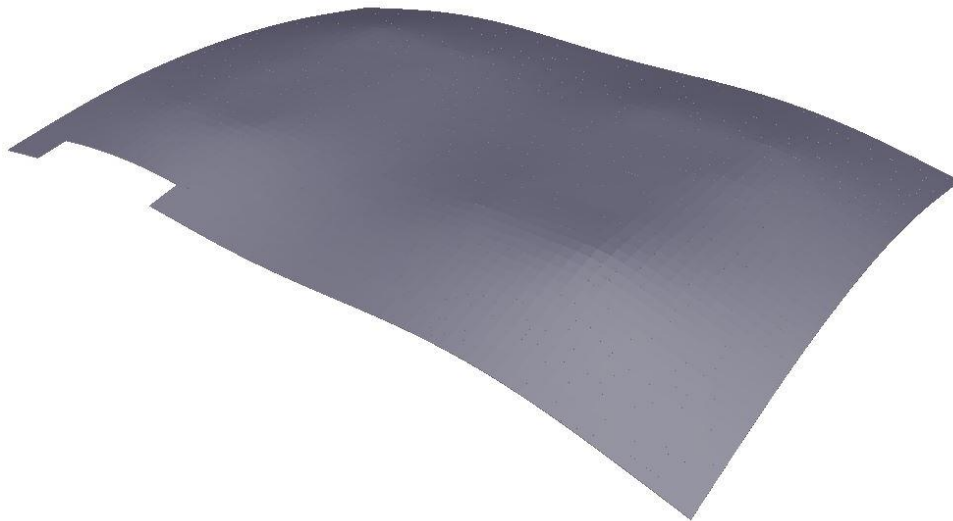


Imagen 4.9 Deformada en el forjado de primera planta (ELS)

Siguiendo con el estudio de esta planta, se ha realizado el análisis de las deformaciones, el cual se ha hecho sobre las combinaciones de Estados Límite de Servicio, tomando como carga característica la sobrecarga de uso.

A continuación, estudiaremos el mapa de colores de la deformada Dz en combinaciones de Estados Límite de Servicio de la losa inferior del forjado (Imagen 4.8). Todas han sido analizadas, pero sólo se muestra una de las losas ya que ambas deforman del mismo modo.

Como cabía esperar, si estudiamos este mapa de colores, se observa como el forjado desciende más a medida que aumenta su vuelo. El descenso máximo del forjado, de 26,66 cm, aparece justo en la esquina que salva una luz de 13,80 m y que apoyaría sobre los 6 pilares de hormigón situados en el edificio del parking que no han sido modelizados. Además, en la zona intermedia entre los muros que configuran los núcleos, se observa como parte de la losas ascendería 0,09 cm.

En la esquina opuesta, que a priori en el edificio vuela sin ayuda de ningún elemento (haría falta comprobar si la rampa lateral aporta rigidez a la estructura), alcanza un valor Dz de 16,83 cm.

Obviamente, la deformación en las esquinas del forjado es mayor que en los bordes ya que se suma la deformación de ambos ejes x e y, produciendo un mayor desplazamiento.

4.2.2 ANÁLISIS DE LOS SOPORTES

A continuación vamos a estudiar el mapa de colores de tensiones en los soportes y explicaremos los puntos de concentración de tensiones. El análisis de las tensiones se hará sobre la envolvente en combinaciones de Estados Límites Últimos tomando como carga persistente la de uso.

Las tensiones principales en los muros se corresponden con las que llevan el sentido de la gravedad, así pues se han estudiado las correspondientes al eje y de los soportes.

Se puede apreciar un aumento progresivo de las tensiones en los soportes a medida que descienden las cargas, con valores medios de $5,89 \text{ N/mm}^2$. Esto se debe en parte al peso propio del elemento, pero sobre todo a causa del apoyo progresivo de los forjados en estos elementos en cada planta.

Los valores más representativos se observan en la coronación de los muros en cada planta, coincidiendo con las zonas donde las losas que forman el forjado se unen a los soportes. Las tensiones llegan a unos picos de $24,58 \text{ N/mm}^2$ y de $-36,36 \text{ N/mm}^2$.

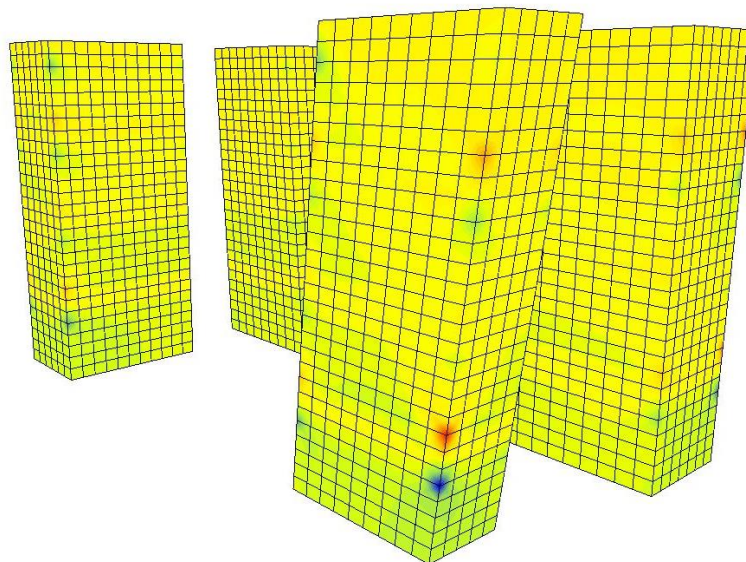
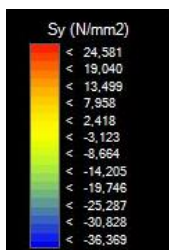


Imagen 4.10 Tensiones S_y en los soportes (ELU)

4.3 POSTESADO

En este apartado, se desarrolla el cálculo del postesado del edificio, realizando antes una pequeña descripción del concepto de pretensado, ya que sin este mecanismo, la estructura del Veles e Vents no podría funcionar tal como la conocemos.

4.3.1 CONCEPTO

Antes de explicar el concepto de pretensado, se describen los términos más básicos para entender dicho concepto:

- Alambre: elemento básico para conseguir un cable pretensado.
- Ramal: conjunto de alambres.
- Tendones: se une un grupo de ramales o alambres para formar un tendón pretensado.
- Cable: un grupo de tendones forma un cable pretensado.
- Barra: un tendón puede realizarse de una simple barra de acero. El diámetro de una barra es mucho mayor que el de un alambre.
- Vaina: conducto por donde discurre un tendón
- Armadura pasiva: es la armadura "convencional" del hormigón armado.
- Armadura activa: se denomina así al acero que se emplea para dar pretensión al hormigón (tendones o barras). Sólo se emplean aceros de alta resistencia.

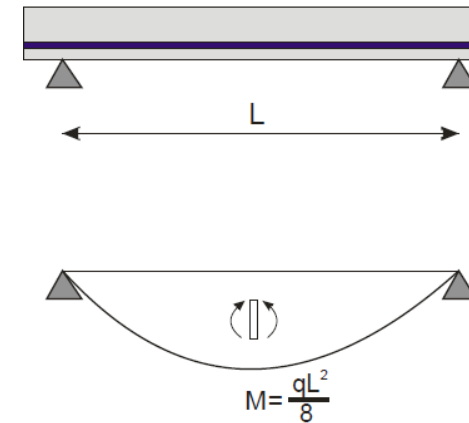


Imagen 4.11 Ley de momentos de una viga

El concepto de hormigón pretensado fue ideado por Eugène Freyssinet y nace de la necesidad evitar que el hormigón quede traccionado debido a la flexión para cubrir grandes luces o cargas. Esto evita la fisuración, aumenta la rigidez, reduce la probabilidad de corrosión y aumenta la durabilidad. Se denomina pretensado porque dicho proceso se realiza antes de que la estructura tome cargas externas. A su vez, las armaduras pueden ser pretensadas o postesadas según se pongan en tensión antes o después de hormigonar.

Conforme se aumenta la distancia entre soportes o aumenta la carga (Imagen 4.11), se necesita un canto mayor para la viga y mayor armadura hay que disponer. Será el momento de recurrir al pretensado. Lo que agota la estructura es la tracción que tiene que soportar, o el momento flector en el centro del vano, según se mire.

Para aplicar este esfuerzo, se actúa intentando reducir las tracciones. Sería suficiente con aplicar un par de esfuerzos axiales a cada extremo de una viga que nos comprimieran ésta. Si en lugar de colocarlas en el centro de gravedad de la sección, son excéntricas, no sólo se introduce la compresión deseada, sino que también se originan momentos flectores en los apoyos, contrarios a los existentes, lo que generaría una ley constante que sumada a la actual reduciría el flector en el centro de vano. Se aumenta la tracción en la parte superior de la viga en los apoyos, pero se reduce en el centro de vano (Imagen 4.12).

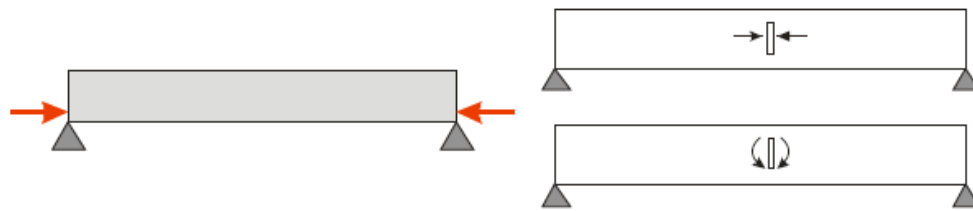


Imagen 4.12 Reducción de tracciones

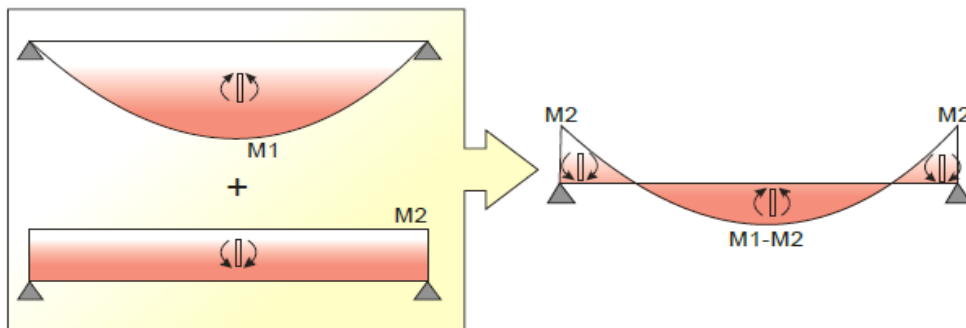


Imagen 4.13 Esquema de momentos

Para materializar esta acción, ponerla en obra, la solución es tecnológicamente sencilla: un tirante. Se engancha un tirante en los extremos donde queremos aplicar la carga y se le da una tensión, de forma que la transmita sobre la viga. Ese es el concepto del pretensado en el hormigón.

Los posibles modos de pretensar el acero son los siguientes:

- Pretensado hidráulico. El método más simple y el que produce mayores esfuerzos de pretensado. Se realiza mediante gatos hidráulicos.
- Pretensado mecánico. Este tipo se utiliza para la producción a gran escala. Se usan pesos y máquinas de trenzado de cables.
- Pretensado eléctrico. Los alambres de acero se calientan con electricidad antes de verter el hormigón en el encofrado.
- Postesado. La tensión se aplica a los tendones (situados en una vaina) después de que endurezca el hormigón. La precompresión se transmite del acero al hormigón mediante un elemento de anclaje situado al final de la pieza.

La tensión que se le da a la armadura activa inicialmente, no es la que tendrá a posteriori, por lo que con el paso del tiempo existen unas pérdidas. Una de los factores que hacen que se pierda parte de esa tensión es el rozamiento del tendón con la vaina en el caso de armaduras postesadas.

La ventaja principal del hormigón pretensado con respecto al hormigón armado ya se ha comentado: la posibilidad de reducir las tracciones y por lo tanto cubrir luces más amplias.

- Al reducir las tracciones, se reduce también la fisuración.
- Las estructuras son más dúctiles.

A pesar de estas ventajas, hay ciertos aspectos a tener en cuenta:

- Se requiere tecnología especializada, no necesaria en hormigón armado
- El uso de materiales resistentes es costoso
- Existe un coste adicional en equipos auxiliares
- Se necesita un control de calidad y una inspección más preciso.
- Complejidad de análisis que conlleva el pretensado de una estructura
- La armadura activa presenta mayor sensibilidad a la corrosión que la armadura pasiva.
- Peligrosidad en la puesta en obra del hormigón postesado y en la demolición de estructuras pretensadas.
- Si bien la estructura es más dúctil, es también más frágil en cuanto al fallo del pretensado. Si el pretensado rompe, la estructura colapsará de forma frágil.

4.3.2 POSTESADO DEL VELES E VENTS

Como hemos descrito anteriormente, los forjados están constituidos por losas aligeradas, definiendo unas capas de compresión superior e inferior y una retícula de nervios. Además, en la propia losa se formalizan unos macizados entendibles como vigas planas, que nacen del rectángulo envolvente de cada par de núcleos adyacentes, y se prolongan hacia el exterior, hasta alcanzar los límites de la placa.

Salvo en el caso de la planta segunda, que por tener unas dimensiones más reducidas y carecer prácticamente de voladizos ha resultado posible resolverla íntegramente con hormigón armado, en las otras tres se ha hecho uso del postesado, mediante grandes tendones agrupados mayoritariamente en haces en las mencionadas zonas macizadas.

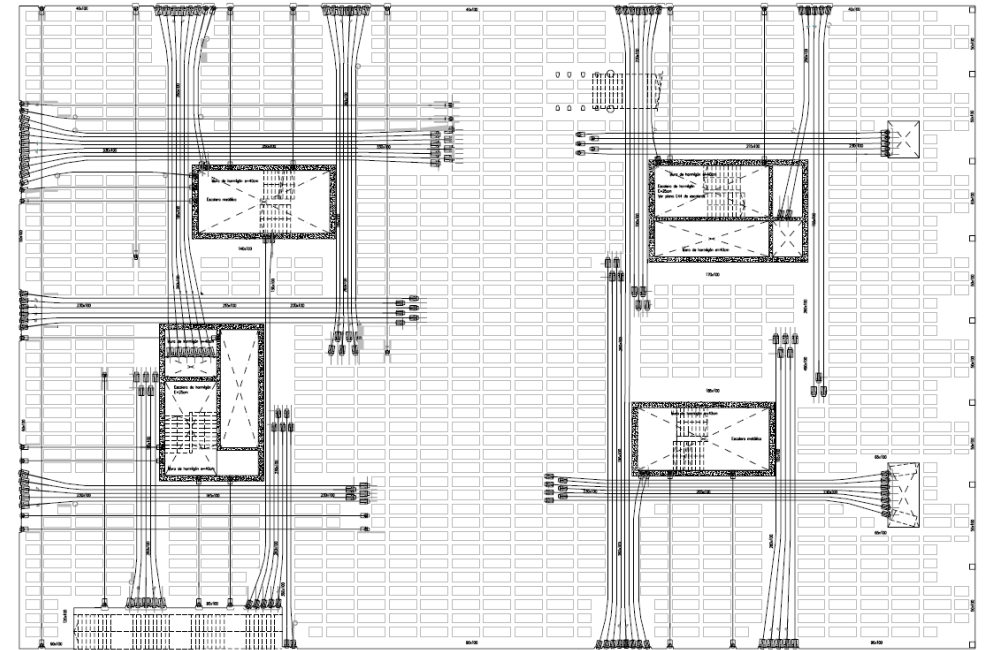


Imagen 4.14 Postesado del forjado de planta primera



Imagen 4.15 Vainas de postesado



Imagen 4.16 Gato hidráulico para pretensado



Imagen 4.17 Batería de trompetas de postesado

4.3.3 CÁLCULO DEL POSTESADO

Ya que desconocemos el diámetro del armado de postesado utilizado en el Veles e Vents, en el presente trabajo se realiza una aproximación. Para el cálculo de la armadura necesaria para el postesado, se deciden situar los cables pretensados repartidos por la losa superior del forjado, coincidiendo en los nervios de este (Imagen 4.18), al contrario que lo construido, donde los cables se agrupan en vainas.

Dicha losa trabaja a tracción y mediante el esfuerzo transmitido por el postesado, se crea introduce un esfuerzo de compresión para contrarrestar el esfuerzo de tracción (Imagen 4.19).

En este nuestro caso de estudio, se propone una armadura cuya tensión equilibra los esfuerzos de tracción producidos por la flexión de las cargas permanentes.

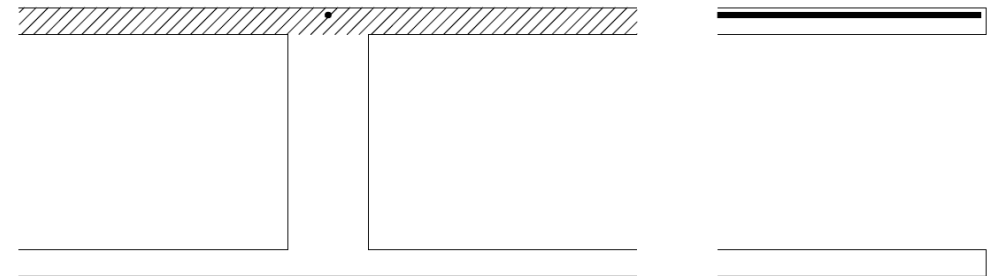


Imagen 4.18 Posición de la armadura de postesado

Para el cálculo de la sección mínima de los cables de posteado, se obtienen a partir del *Architrave*[®] el valor de las tensiones de tracción (HIP-1) de la losa superior del forjado y se aplica la siguiente fórmula:

$$S_{\min} = (F_T \cdot S) / (f_{yd} \cdot N)$$

F_T = Esfuerzos de tracción en la placa (N/mm^2)

S = Área (mm^2)

Suponiendo que se alcanzan valores de hasta el 80 % del límite elástico y se supone un 15% de pérdidas a lo largo plazo y con $f_{yk} = 2000 \text{ N}/\text{mm}^2$,

$$f_{yd} = 0,8 \times 0,85 \times 2000 = 1360 \text{ N}/\text{mm}^2$$

N = Número de barras

$$F_T (\text{flexión}) = F_C (\text{tendones})$$

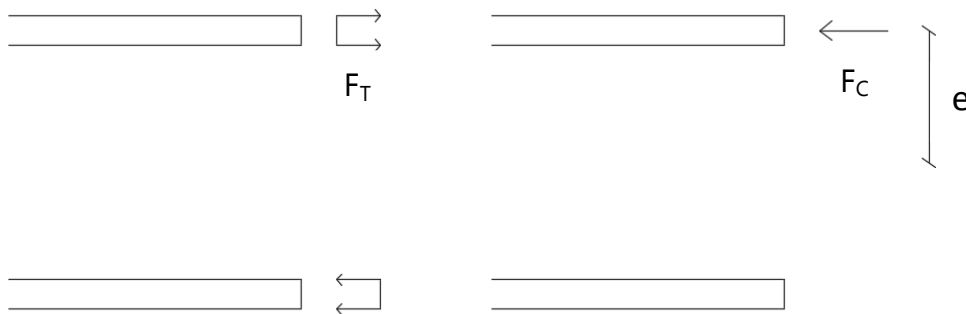


Imagen 4.19 Esfuerzos actuantes en los forjados

En nuestro caso de estudio, se decide calcular el área mínima de la sección resistente de los cables para unas secciones acotadas de la losa superior del forjado correspondiente a la tercera planta del edificio. En la imagen 4.20 se señala la zona que va a ser calculada.

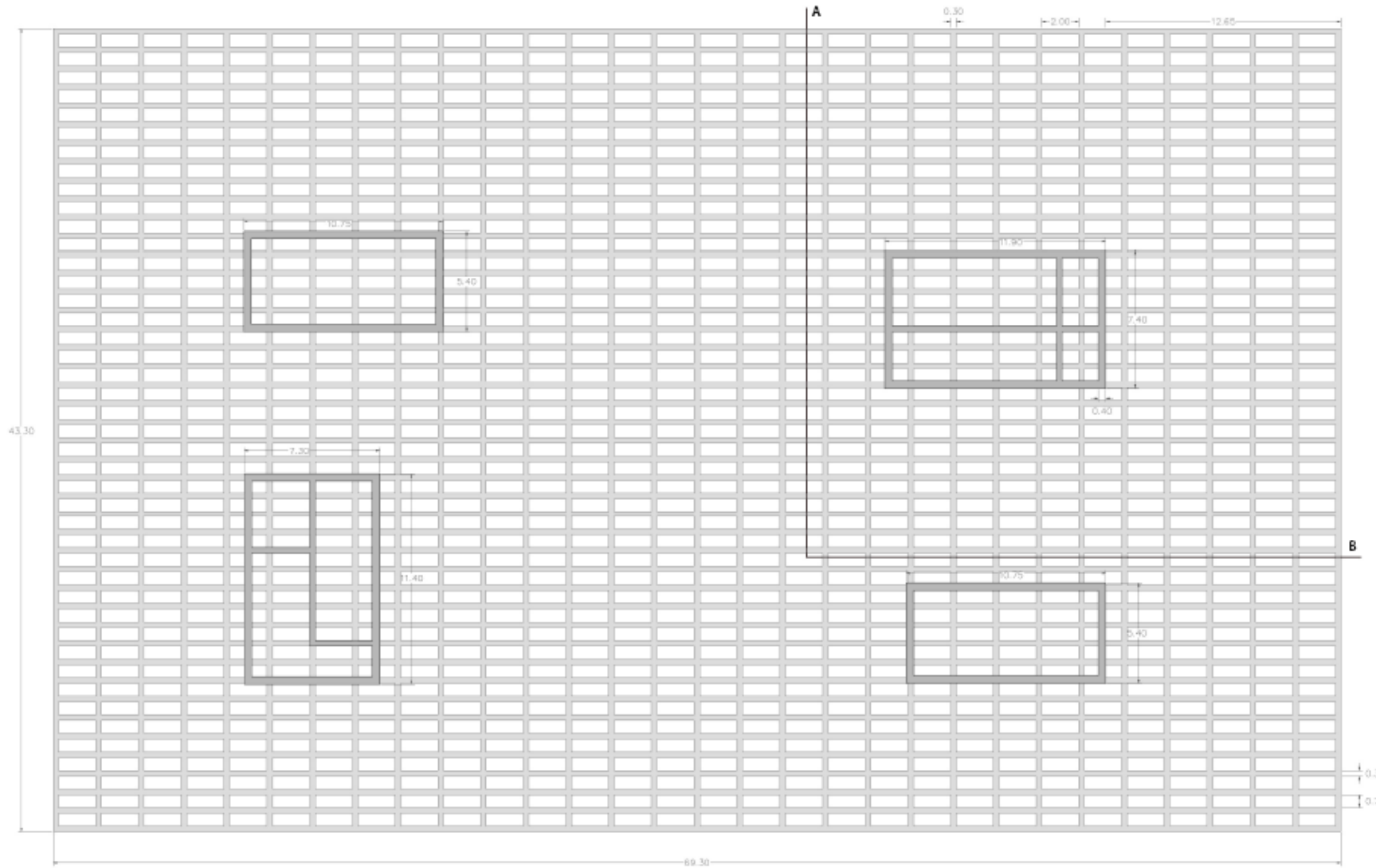


Imagen 4.20 Forjado de la tercera planta del Veles e Vents

Con la fórmula citada en la página 48, se crea una hoja Excel mediante la que se obtienen los siguientes diámetros en el eje x utilizando el diámetro habitual de los cables usados en este tipo de armado, 0,6”.

| Tensión Sx (N/mm ²) | S (mm ²) | F (N) | nº barras | Sección min. (mm ²) | Radio (mm) | Diámetro de cálculo | | Diámetro propuesto | |
|---------------------------------|----------------------|---------|-----------|---------------------------------|------------|---------------------|------------|--------------------|------------|
| | | | | | | (mm) | (pulgadas) | nº cables (0,6”) | (pulgadas) |
| 9,93 | 230000 | 2283900 | 1 | 1679,34 | 23,13 | 46,25 | 1,82 | 3 | 1,8 |
| 9,93 | 230000 | 2283900 | 1 | 1679,34 | 23,13 | 46,25 | 1,82 | 3 | 1,8 |
| 5,99 | 230000 | 1377700 | 1 | 1013,01 | 17,96 | 35,92 | 1,41 | 3 | 1,8 |
| 2,49 | 230000 | 572700 | 1 | 421,10 | 11,58 | 23,16 | 0,91 | 2 | 1,2 |
| 3,66 | 230000 | 841800 | 1 | 618,97 | 14,04 | 28,08 | 1,11 | 2 | 1,2 |
| 9,38 | 230000 | 2157400 | 1 | 1586,32 | 22,48 | 44,95 | 1,77 | 3 | 1,8 |
| 18,39 | 230000 | 4229700 | 1 | 3110,07 | 31,47 | 62,94 | 2,48 | 4 | 2,4 |
| 18,39 | 230000 | 4229700 | 1 | 3110,07 | 31,47 | 62,94 | 2,48 | 4 | 2,4 |
| 6,47 | 230000 | 1488100 | 1 | 1094,19 | 18,67 | 37,33 | 1,47 | 3 | 1,8 |
| 3,25 | 230000 | 747500 | 1 | 549,63 | 13,23 | 26,46 | 1,04 | 2 | 1,2 |
| 1,22 | 230000 | 280600 | 1 | 206,32 | 8,11 | 16,21 | 0,64 | 1 | 0,6 |
| 0,19 | 230000 | 43700 | 1 | 32,13 | 3,20 | 6,40 | 0,25 | 1 | 0,6 |

Imagen 4.21 Cálculo del postesado en el eje x

Así mismo, con la misma hoja Excel se calcula de la armadura de postesado necesaria en el eje y del forjado:

| Tensión S_y (N/mm ²) | S (mm ²) | F (N) | nº barras | Sección min. (mm ²) | Radio (mm) | Diámetro de cálculo | | Diámetro propuesto | |
|------------------------------------|----------------------|---------|-----------|---------------------------------|------------|---------------------|------------|--------------------|------------|
| | | | | | | (mm) | (pulgadas) | nº cables (0,6") | (pulgadas) |
| 0,47 | 100000 | 47000 | 1 | 34,56 | 3,32 | 6,64 | 0,26 | 1 | 0,6 |
| 1,45 | 100000 | 145000 | 1 | 106,62 | 5,83 | 11,65 | 0,46 | 1 | 0,6 |
| 2,76 | 100000 | 276000 | 1 | 202,94 | 8,04 | 16,08 | 0,63 | 2 | 1,2 |
| 2,92 | 100000 | 292000 | 1 | 214,71 | 8,27 | 16,54 | 0,65 | 2 | 1,2 |
| 3,03 | 100000 | 303000 | 1 | 222,79 | 8,42 | 16,85 | 0,66 | 2 | 1,2 |
| 3,04 | 100000 | 304000 | 1 | 223,53 | 8,44 | 16,87 | 0,66 | 2 | 1,2 |
| 3,04 | 100000 | 304000 | 1 | 223,53 | 8,44 | 16,87 | 0,66 | 2 | 1,2 |
| 3,75 | 100000 | 375000 | 1 | 275,74 | 9,37 | 18,74 | 0,74 | 2 | 1,2 |
| 5,22 | 100000 | 522000 | 1 | 383,82 | 11,06 | 22,11 | 0,87 | 2 | 1,2 |
| 6,75 | 100000 | 675000 | 1 | 496,32 | 12,57 | 25,14 | 0,99 | 2 | 1,2 |
| 10,18 | 100000 | 1018000 | 1 | 748,53 | 15,44 | 30,88 | 1,22 | 2 | 1,2 |
| 14,46 | 100000 | 1446000 | 1 | 1063,24 | 18,40 | 36,80 | 1,45 | 3 | 1,8 |
| 14,46 | 100000 | 1446000 | 1 | 1063,24 | 18,40 | 36,80 | 1,45 | 3 | 1,8 |
| 8,45 | 100000 | 845000 | 1 | 621,32 | 14,07 | 28,13 | 1,11 | 2 | 1,2 |
| 5,99 | 100000 | 599000 | 1 | 440,44 | 11,84 | 23,69 | 0,93 | 2 | 1,2 |
| 4,36 | 100000 | 436000 | 1 | 320,59 | 10,10 | 20,21 | 0,80 | 2 | 1,2 |
| 3,12 | 100000 | 312000 | 1 | 229,41 | 8,55 | 17,10 | 0,67 | 2 | 1,2 |
| 2,18 | 100000 | 218000 | 1 | 160,29 | 7,14 | 14,29 | 0,56 | 1 | 0,6 |
| 1,45 | 100000 | 145000 | 1 | 106,62 | 5,83 | 11,65 | 0,46 | 1 | 0,6 |
| 0,88 | 100000 | 88000 | 1 | 64,71 | 4,54 | 9,08 | 0,36 | 1 | 0,6 |
| 0,47 | 100000 | 47000 | 1 | 34,56 | 3,32 | 6,64 | 0,26 | 1 | 0,6 |
| 0,21 | 100000 | 21000 | 1 | 15,44 | 2,22 | 4,44 | 0,17 | 1 | 0,6 |
| 0,1 | 100000 | 10000 | 1 | 7,35 | 1,53 | 3,06 | 0,12 | 1 | 0,6 |

Imagen 4.22 Cálculo del postesado en el eje y

En la siguiente imagen, se muestra el resultado del cálculo indicando el número de cables de 0,6" necesarios en cada barra

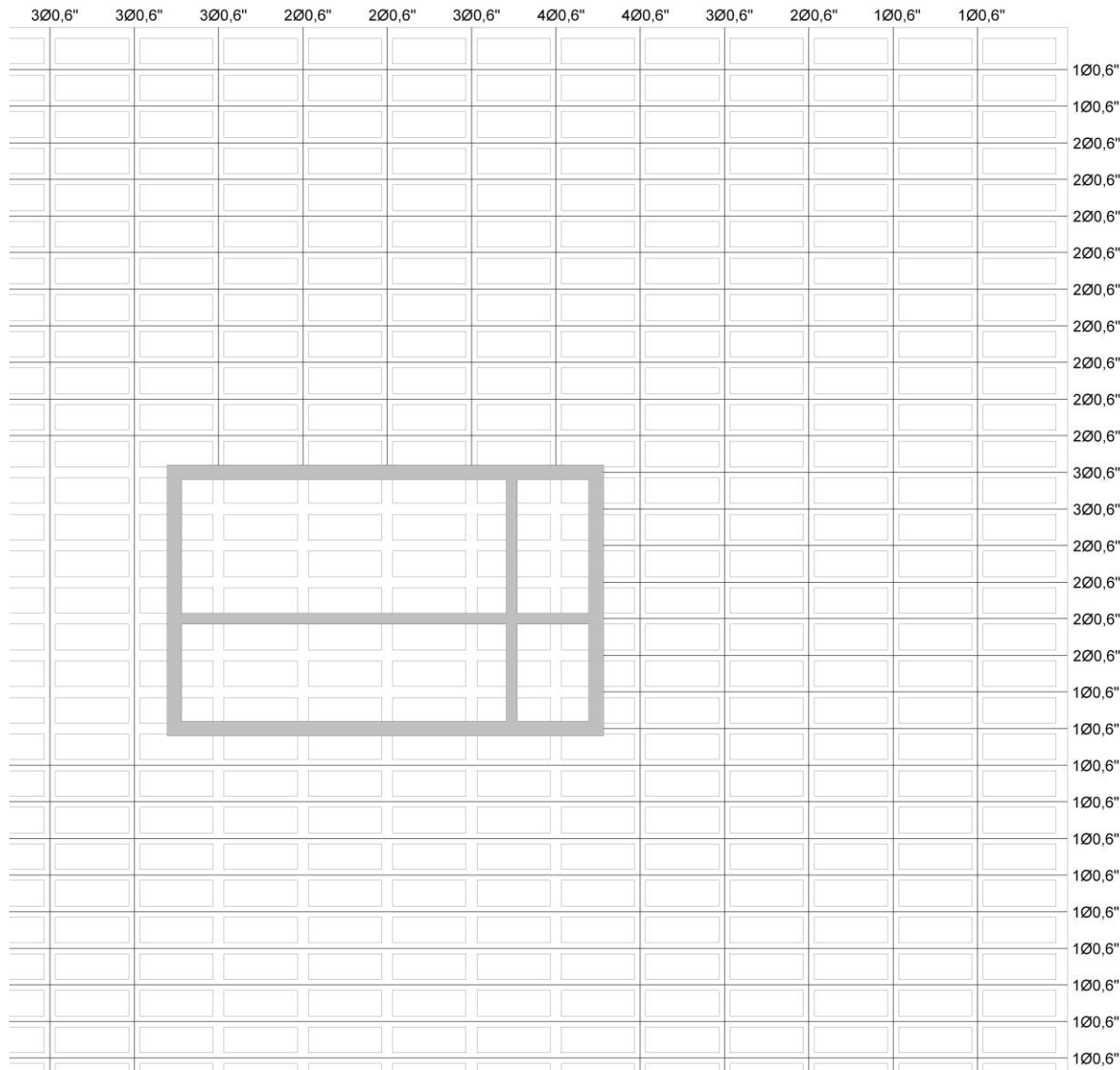


Imagen 4.23 Solución del postesado

5. CONCLUSIONES

5. CONCLUSIONES

En el trabajo realizado se explica el funcionamiento estructural del Veles e Vents en Valencia y se comprueba su adecuación al proyecto y a las intenciones buscadas por David Chipperfield y Fermín Vázquez.

Recordando los objetivos originales, podemos dividirlos en cuatro grandes áreas: primero, un estudio del contexto histórico, político y social de la ciudad de Valencia y de David Chipperfield; segundo, la descripción del edificio desde un punto de vista funcional, espacial y de su integración en el entorno; tercero, la descripción de la estructura, su modelización y el funcionamiento de los elementos constructivos que la forman; y cuarto el análisis de los resultados obtenidos del cálculo estructural.

5.1 PROYECTO

El estudio de la ciudad de Valencia hace 10 años, demuestra las características de una ciudad en auge y que busca organizar grandes eventos como la Copa América para darse a conocer mundialmente. Este evento, fue la causa que conllevó a la construcción del edificio Veles e Vents.

El anterior estudio de la vida y obra de David Chipperfield, nos ha permitido tener un amplio conocimiento de su forma de proyectar.



Imagen 5.1 Imagen aérea de la dársena del puerto de Valencia

Partiendo del análisis de su trayectoria y de sus influencias y tradiciones arquitectónicas, se ha podido llevar a cabo el presente trabajo de investigación de una forma más profunda. Así pues, nos ha resultado más fácil entender la idea del Veles e Vents y su funcionamiento, atendiendo a las influencias de Wright, en la que el diseño del edificio parte de una absoluta integración en el paisaje, pues todas las decisiones tomadas para su construcción pretenden crear esta unión entre el entorno y la edificación.

5.2 ESTRUCTURA

En el presente estudio se describen los mecanismos que utiliza Chipperfield para mejorar el comportamiento estructural y conseguir construir los vuelos y las grandes luces requeridas por este proyecto. Una de estas operaciones es el aligeramiento del forjado y la introducción del postesado para contrarrestar las deformaciones por peso propio de la estructura.

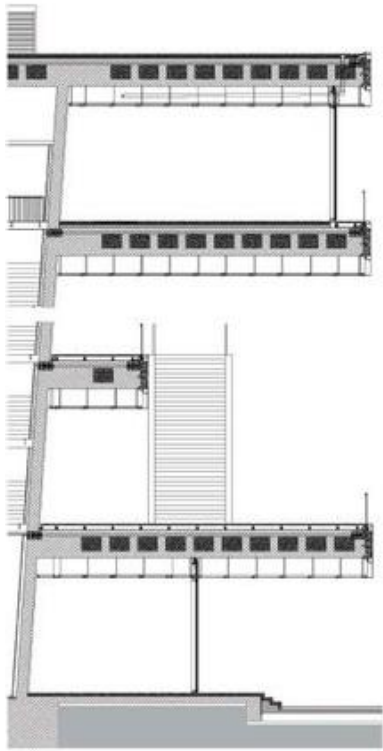


Imagen 5.2 Sección representativa

Hemos visto que se trata de una estructura singular, diferente de cualquier otra y con elementos estructurales complejos. Como se ha explicado, la estructura está formada básicamente por dos partes: los forjados y los soportes.

Uno de los mecanismos utilizados para reducir las deformaciones y las tensiones son los forjados tipo sándwich. La solución empleada por el arquitecto para resolver el problema de los grandes voladizos, nos ha permitido entender como el hecho de aligerar los forjados siguiendo un módulo de 1,00 x 2,30 m tiene un

sentido puramente estructural. Con ello, lo que se pretende es soportar las grandes plataformas a modo de terrazas, presentes en toda la obra.

La elección de este tipo de forjado, fue clave para construir el edificio manteniendo las ideas y objetivos marcados durante la fase de proyecto, ya que sin este sistema constructivo se habría requerido utilizar un número superior de soportes, reducir los vuelos de los forjados o aumentar el canto de estos.

El otro elemento constructivo utilizado en el proyecto son los soportes, cuatro núcleos resistentes formados por muros de hormigón armado, dos de ellos inclinados, que transmiten la totalidad de las cargas del edificio hasta el terreno, excepto en el primer forjado donde aparecen seis pilares. Este conjunto de soportes además salva grandes luces, por lo que crean un espacio diáfano entre ellos.

El modelo creado para realizar este trabajo intenta ser lo más fiel posible a la realidad para, posteriormente en su puesta en carga, hacer un estudio de la respuesta y las necesidades estructurales. En la creación de este, se ha optado por realizar una simplificación de los forjados, tarea que se ha podido ejecutar gracias a la comprensión del proyecto.

5.3 ANÁLISIS

Tras la puesta en carga del modelo informático se han obtenidos unos resultados que, a pesar de los forjados aligerados de Chipperfield, nos indican que el mayor problema reside en el peso propio de los voladizos. Incluso utilizando los mecanismos de diseño de la estructura, los importantes voladizos y las grandes luces hacen que siga habiendo tensiones y deformaciones elevadas.

Cómo hemos visto en el análisis, en los forjados las tensiones son demasiado grandes para ser absorbidas por armadura pasiva. Por tanto, el análisis de esta parte del trabajo se centra en comprobar las deformaciones de estos sin tener en cuenta los postesados que aparecen en el edificio. Tras el análisis de las tensiones en las losas que conforman los forjados, hemos podido comprobar cómo se complementan y trabajan a compresión o a tracción.

Para resolver las deformaciones excesivas se recurre a un armado postesado, que contrarresta el efecto del peso propio de la estructura generando tensiones contrarias en las losas superiores de los forjados. De este modo, la armadura pasiva solo tiene que absorber las tensiones provocadas por las acciones variables (fundamentalmente sobrecarga de uso), reduciendo así la cantidad de armado necesaria.

Respecto a los soportes, tras el análisis se comprueba que el comportamiento de estos elementos es el esperado, ya que aumentan las tensiones a medida que baja cada forjado y que el desplazamiento máximo se encuentra en la coronación de los muros.

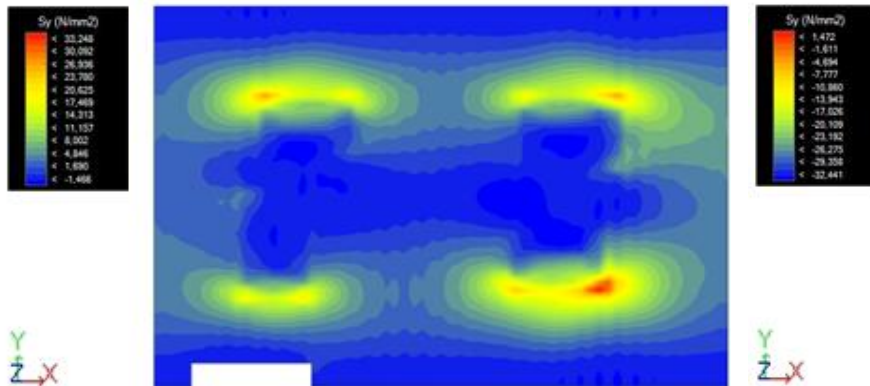


Imagen 5.3 Tensiones S_y en la losa inferior del primer forjado (ELU)

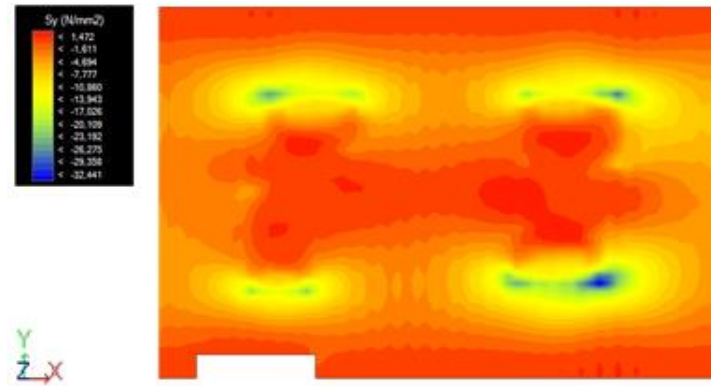


Imagen 5.4 Tensiones S_y en la losa superior del primer forjado (ELU)

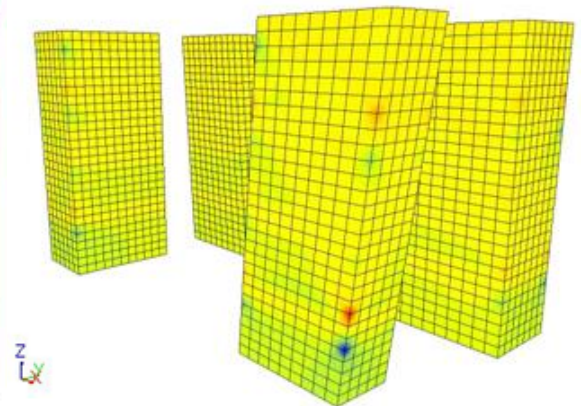


Imagen 5.5 Tensiones S_y en los soportes (ELU)

No nos gustaría dar por finalizado el presente trabajo sin destacar el gran ingenio de Chipperfield y Fermín Vázquez, pues fue su ambición la que les permitió no abandonar su propósito y conseguir proyectar, diseñar y organizar un espacio, consiguiendo unir estructura y entorno, convirtiendo al edificio en un hito dentro de la ciudad de Valencia.

Queda abierta como posible continuación de este trabajo, el estudio de la influencia de los pilares de planta baja, los elementos de comunicación vertical, la rampa de acceso y los huecos en los núcleos de hormigón en el comportamiento global de la estructura. Además, también queda abierto el estudio del efecto del viento en la estructura.

En definitiva, podemos concluir que el edificio Veles e Vents de Valencia se adecúa a sus necesidades, con un diseño que propicia el buen comportamiento estructural. Además, hemos comprobado que la vinculación entre forma, función y estructura es total, tal y como defiende David Chipperfield.

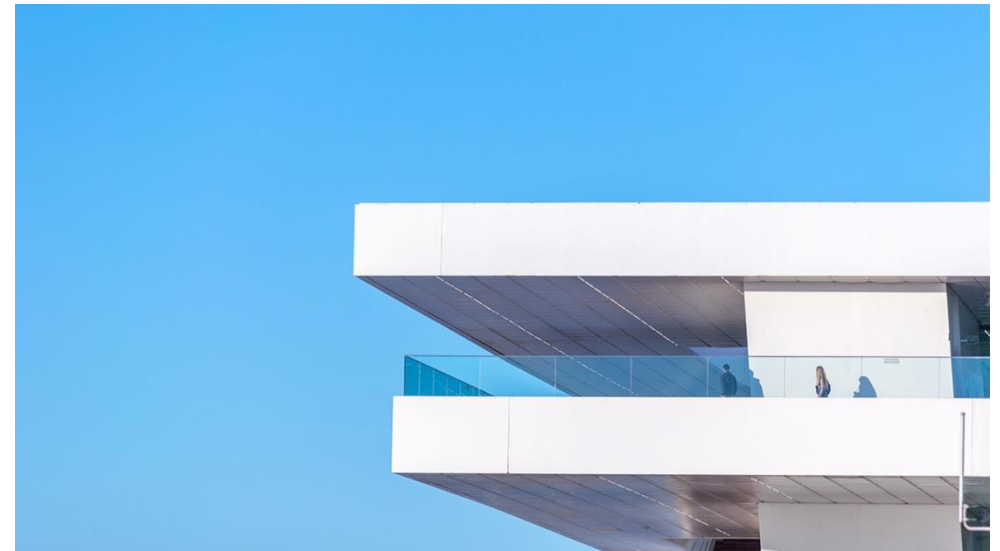


Imagen 5.6 Imagen exterior del Veles e Vents

6. BIBLIOGRAFÍA

6.1 BIBLIOGRAFÍA DOCUMENTAL

Páginas web:

WIKIPEDIA. Valencia

https://es.wikipedia.org/wiki/Valencia#Edad_contempor.C3.A1nea

MARINA REAL JUAN CARLOS I. Edificio Veles e Vents

<http://marinarealjuancarlosi.com/instalaciones/veles-e-vents/?lang=es>

BRITANNICA. David Chipperfield

<http://www.britannica.com/biography/David-Chipperfield>

JDIEZARNAL.COM. Edificio Veles e Vents – Puerto de Valencia

<http://www.jdiezarnal.com/valenciaedificiovelesevents.html>

B720 - FERMÍN VÁZQUES ARQUITECTOS. Veles e Vents – Copa América 2007

http://b720.com/pt/proyecto/copa_america_es

PROMATERIALES. Edificio Veles e Vents

<http://www.promateriales.com/pdf/pm0302.pdf>

DAVID CHIPPERFIELD. America's Cup Building "Veles e Vents", Valencia, 2005-2006

http://www.davidchipperfield.co.uk/project/americas_cup_building_veles_e_vents

VIA-ARQUITECTURA.NET. Veles e Vents. Edificio Copa de América. Valencia

<http://www.via-arquitectura.net/17/030-017.htm>

MARINA REAL JUAN CARLOS I. Planos Veles e Vents

<http://marinarealjuancarlosi.com/instalaciones/veles-e-vents/veles-e-vents-planos/>

WIKIARQUITECTURA. Veles e Vents

https://es.wikiarquitectura.com/index.php/Veles_e_vent

PLATAFORMA ARQUITECTURA. 32 America's Cup Building – Edificio Veles e Vents

<http://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-1792/americas-cup-building-veles-e-vents-valencia-chipperfield-b720>

VELES E VENTS. Veles e Vents, el edificio

<http://veleseventsvalencia.es/el-edificio/>

UNED. Introducción al hormigón pretensado

http://www2.uned.es/dpto-icf/ampl_e_h_a_pretensado/images/Introduccion_al_hormigon_pretensado.pdf

Congresos:

X CONGRESO INTERNACIONAL DE INGENIERIA DE PROYECTOS. Valencia, 13-15 septiembre, 2006. *EDIFICIO FOREDECK PARA LA AMERICA'S CUP EN VALENCIA 2007*. A. Huguet González, A. Obiol Sánchez

Revistas:

EL CROQUIS N.174/175. *David Chipperfield 2010-2014, figura y abstracción*

CERCHA N.88. *Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América*. Febrero 2007

Entrevistas:

EL CULTURAL. *La arquitectura silenciosa de Chipperfield*. Vis molina. 6/8/2011

Otros:

CTE DBSE-AE. 2009. Ministerio de fomento, Gobierno de España

EHE-08

AutoCad 2016®

Programa informático de cálculo y análisis estructural *Architrave*®. Universitat Politècnica de Valencia. www.architrave.es

6.2 BIBLIOGRAFÍA FOTOGRÁFICA

0. PORTADA

- 0.1 Dársena del puerto de Valencia
<http://www.davidchipperfield.co.uk/project/americas_cup_building_veles_e_vents>
- 0.2 Embarcaciones valencianas. Joaquín Sorolla
<[http://es.wahooart.com/Art.nsf/O/8BWSLQ/\\$File/Joaquin-Sorolla-Y-Bastida-Valencian-boats.JPG](http://es.wahooart.com/Art.nsf/O/8BWSLQ/$File/Joaquin-Sorolla-Y-Bastida-Valencian-boats.JPG)>

1. INTRODUCCIÓN

- 1.1 Fotografía de la ciudad de Valencia
<<http://fotos00.levante-emv.com/2014/03/03/646x260/fotosexternas20140111125558-1.jpg>>
- 1.2 Imagen del Veles e Vents durante el transcurso de una regata
<<https://www.vistaalmar.es/images/stories/fotos/port-americas-cup-valencia-2.jpg>>
- 1.3 David Chipperfield en el Neues Museu
<<http://4.bp.blogspot.com/-D0P7AOT0dgc/Tzwx-XBNZsl/AAAAAAAAANRA/hU6uJtRKsXl/s1600/David-Chipperfield-at-Ber-001.jpg>>
- 1.4 Ciudad de la Justicia de Barcelona
<http://images.adsttc.com/media/images/5128/44c3/b3fc/4b11/a700/3b3f/large_jpg/1274550470-116-090501-ja-n30.jpg?1414364962>
- 1.5 Museo Jumex, México
<http://www.davidchipperfield.co.uk/img/projects/719/b/886_10_sm_130123_n7_website.jpg>

2. PROYECTO ARQUITECTÓNICO

- 2.1 Entorno. Nueva dársena del puerto de Valencia
<<http://www.berengueringenieros.com/wordpress/wp-content/uploads/2012/02/Puerto-de-Valencia08.jpg>>
- 2.2 Dibujo a mano del edificio Veles e Vents
<https://es.wikiarquitectura.com/index.php/Archivo:Fodereck_26.jpg>
- 2.3 Casa Kaufmann
<https://www.ugr.es/~jfg/casas/wright/cascada/g_sudcasacascata.jpg>
- 2.4 Croquis del edificio Foredeck
<Fuente: Dibujo a mano propio>
- 2.5 Edificio Veles e Vents
<http://2.bp.blogspot.com/_2F8rA0JINPw/TTwiCuU8uII/AAAAAAAAACY/J-MaJNZnGWc/s1600/P1020126.JPG>

2.6 Sección longitudinal

<http://www.arquitectosdevalencia.es/sites/default/files/styles/popup_arquitecto/public/ctav/arquitectura-valencia/20071107140248470516_0.jpg?itok=spRI7bdv>

2.7 Planta baja

<<http://marinarealjuancarlosi.com/instalaciones/veles-e-vents/veles-e-vents-planos>>

2.8 Planta primera

<<http://marinarealjuancarlosi.com/instalaciones/veles-e-vents/veles-e-vents-planos>>

2.9 Planta segunda

<<http://marinarealjuancarlosi.com/instalaciones/veles-e-vents/veles-e-vents-planos>>

2.10 Planta tercera

<<http://marinarealjuancarlosi.com/instalaciones/veles-e-vents/veles-e-vents-planos>>

2.11 Terraza del Veles e Vents

<http://images.adsttc.com/media/images/55e6/a505/4d8d/5d09/7300/0cf4/large_jpg/r_walch_foredeck_diajpg.jpg?1441178880>

2.12 Sección constructiva

<<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/236x/f2/55/7d/f2557d7511b07c6c61392101b2d5b1fd.jpg>>

2.13 Evolución de la construcción del veles e Vents de Enero a Mayo del 2006

<CERCHA N.88. Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América. Febrero 2007>

2.14 Construcción de un forjado del Veles e Vents

<CERCHA N.88. Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América. Febrero 2007>

2.15 Cimbrado del forjado de tercera planta

<CERCHA N.88. Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América. Febrero 2007>

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y SU MODELIZACIÓN

3.1 Modelo 3D de la estructura del Veles e Vents por partes

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave®>

3.2 Armado básico de los nervios

<http://www.aepro.com/files/congresos/2006valencia/ciip06_0015_0024.1027.pdf>

3.3 Encofrado de los soportes del Veles e Vents

<CERCHA N.88. Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América. Febrero 2007>

3.4 Hincado de los pilotes en el Veles e Vents

<CERCHA N.88. Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América. Febrero 2007>

3.5 Planta de cimentación

< http://www.aepro.com/files/congresos/2006valencia/ciip06_0015_0024.1027.pdf>

3.6 Logo AutoCad 2016[®]

<<http://uni-master.net/wp-content/uploads/2015/08/Autocad2016.jpg>>

3.7 Logo Architrave[®]

<<http://www.architrave.es/img/logo.png>>

3.8 Discretación del Veles e Vents en elementos finitos

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

3.9 Modelización del forjado de cubierta en elementos finitos

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

3.10 Modelización de los soportes

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

3.11 Valores característicos de sobrecargas de uso

<CTE-DBSE Acciones en la edificación >

3.12 Carga de nieve

<CTE-DBSE Acciones en la edificación>

3.13 Coeficientes parciales de seguridad ELU

<CTE-DBSE Acciones en la edificación >

3.14 Coeficientes de simultaneidad ELU y ELS

<CTE-DBSE Acciones en la edificación >

3.15 Captura Architrave[®] combinación ELU-Nieve

<CTE-DBSE Acciones en la edificación >

3.16 Captura Architrave[®] combinación ELS-Nieve

<CTE-DBSE Acciones en la edificación >

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 Representación volumétrica de la deformada del Veles e Vents

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

4.2 Representación volumétrica con isovalores de la deformada del Veles e Vents

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

- 4.3 Tensiones S_x en la losa inferior del forjado de primera planta (ELU)
<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>
- 4.4 Tensiones S_x en la losa superior del forjado de primera planta (ELU)
<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>
- 4.5 Esquema de tensiones en forjado tipo sándwich
<Fuente: Dibujo a mano propio>
- 4.6 Tensiones S_y en la losa inferior del forjado de primera planta (ELU)
<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>
- 4.7 Tensiones S_y en la losa superior del forjado de primera planta (ELU)
<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>
- 4.8 Valores de D_z en el forjado de primera planta (ELS)
<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>
- 4.9 Deformada en el forjado de primera planta (ELS)
<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>
- 4.10 Tensiones S_y en los soportes (ELU)
<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>
- 4.11 Ley de momentos de una viga
<http://www2.uned.es/dpto-icf/ampl_e_h_a_pretensado/images/Introduccion_al_hormigon_pretensado.pdf>
- 4.12 Reducción de tracciones
<http://www2.uned.es/dpto-icf/ampl_e_h_a_pretensado/images/Introduccion_al_hormigon_pretensado.pdf>
- 4.13 Esquema de momentos
<http://www2.uned.es/dpto-icf/ampl_e_h_a_pretensado/images/Introduccion_al_hormigon_pretensado.pdf>
- 4.14 Postesado del forjado de planta primera
<CERCHA N.88. Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América. Febrero 2007 >
- 4.15 Vainas de postesado
<http://test.masayarquitectura.com/sites/all/files/imagecache/foto_proyecto/A7%20-%20Inserci%C3%B3n%20de%20vainas%20de%20postensado%20en%20forjado%20sanwich.jpg>
- 4.16 Gato hidráulico para pretensado
<CERCHA N.88. Edificio Veles e Vents, de Valencia. El balcón de la Copa América. Febrero 2007 >
- 4.17 Batería de trompetas de postesado
<http://test.masayarquitectura.com/sites/all/files/imagecache/foto_proyecto/A8%20-%20Bateria%20de%20trompetas%20de%20postensado.jpg>

4.18 Posición de la armadura de postesado

<Fuente: elaboración propia mediante el programa AutoCad 2016[®]>

4.19 Esfuerzos actuantes en los forjados

<Fuente: elaboración propia mediante el programa AutoCad 2016[®]>

4.20 Forjado de la tercera planta del Veles e Vents

<Fuente: elaboración propia mediante el programa AutoCad 2016[®]>

4.21 Cálculo del postesado en el eje x

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Microsoft Excel[®]>

4.22 Cálculo del postesado en el eje y

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Microsoft Excel[®]>

4.23 Solución del postesado en el eje x del forjado de tercera planta

<Fuente: elaboración propia mediante el programa AutoCad 2016[®]>

5. CONCLUSIONES

5.1 Imagen aérea de la dársena del puerto de Valencia

<<http://www.espanarusa.com/files/autoupload/53/35/19/r5xewxqq260848.jpg>.[pr].jpg>

5.2 Sección representativa

<<https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/736x/f2/55/7d/f2557d7511b07c6c61392101b2d5b1fd.jpg>>

5.3 Tensiones S_y en la losa inferior del primer forjado (ELU)

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

5.4 Tensiones S_y en la losa inferior del primer forjado (ELU)

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

5.5 Tensiones S_y en los soportes (ELU)

<Fuente: elaboración propia mediante el programa Architrave[®]>

5.6 Imagen exterior del Veles e Vents

<http://architecturebranding.com/wp-content/uploads/2014/12/dsc_0105.jpg>