Disponible en
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276):87–101
www.e-ache.com

Original

Edificio Orona Zero

Orona Zero building

Ginés Ladrón de Guevara Méndez [a] y David Rodríguez Muñoz [b,*]

[a] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Director de Proyectos, MC2 Estudio de Ingeniería, S. L., Madrid, España*
[b] *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, MC2 Estudio de Ingeniería, S. L., Madrid, España*

Recibido el 2 de marzo de 2015; aceptado el 19 de mayo de 2015
Disponible en Internet el 9 de octubre de 2015

Resumen

El edificio de que es objeto el presente artículo es un ejemplo de cómo una temprana colaboración entre los equipos de Arquitectura y Estructuras permite la aplicación de pautas de diseño que aprovechan la potencialidad de la forma arquitectónica para lograr estructuras de máxima eficacia y mínima afección a la funcionalidad.

Entre esas pautas de diseño se encuentra el concepto de «megaestructura», por el cual se utiliza la forma global del edificio para generar una estructura de gran escala. De esta manera, el elemento icónico del proyecto (un gran voladizo de eje curvo) es resuelto mediante la optimización del comportamiento de fachadas y forjados, evitando la introducción de elementos adicionales (pantallas, mástiles, tirantes, etc.) que afecten al aspecto exterior del edificio o resulten invasivos para el espacio interior.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Megaestructura; Celosías; Modelo geométrico; Diafragma; Desapeo

Abstract

The building described hereunder is an example of the importance of early stage cooperation between the architectural and structural engineering teams in establishing design guidelines that capitalise on the full potential of architectural forms to maximise structural effectiveness and minimise the impact on functionality. One such guideline is the ?megastructure? concept, whereby the overall shape of a building is used to generate a large-scale structural member. The solution for the iconic element of the design at issue (a huge curved cantilever) was to optimise façade and structural slab performance by eschewing additional elements (such as diaphragm walls, masts or tie beams) that would affect the aesthetics of the building exteriors or constitute an invasion of the indoor space.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Megastructure; Trusses; Geometric modelling; Diaphragm; Prop removal

1. Introducción

El edificio Orona Zero es el elemento principal del nuevo complejo Orona Ideo Innovation City desarrollado por esta conocida empresa, dedicada al diseño, construcción y montaje de ascensores, con el fin de alojar su sede corporativa, instalaciones dedicadas al I + D + I, así como una facultad de la Universidad de Mondragón, perteneciente al mismo grupo empresarial. La actuación se sitúa en el polígono de Galarreta, perteneciente a la localidad de Hernani (Guipúzcoa), y supone la creación de un fuerte polo de atracción tanto desde el punto de vista de la inversión realizada como desde el impacto urbanístico que genera una actuación de este calibre en el entorno periurbano en que se ubica (fig. 1).

El edificio busca convertirse en la imagen icónica de una nueva proyección de la marca, especialmente volcada en la

* Autor para correspondencia.
Correo electrónico: david.rodriguez@mc2.es (D. Rodríguez Muñoz).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.05.001
0439-5689/© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 1. Entorno de la actuación, característico del paisaje del norte de España, a caballo entre lo natural y lo urbanizado.

sostenibilidad, por lo que, a sus indudables valores estéticos y funcionales, el diseño suma aspectos referentes a la minimización del consumo de energía exterior, así como varias certificaciones de construcción sostenible (LEED® y BREEAM®) [1,2].

2. Proyecto arquitectónico

Inspirada en el logo corporativo de la empresa, la geometría del edificio parte de la figura espacial compuesta por un cilindro hueco de diámetro exterior de 90 m, diámetro interior de 45 m y altura de 16 m. El citado cilindro, dispuesto inicialmente con su eje en posición vertical, experimenta un giro espacial de eje horizontal de 15° respecto al eje vertical. Adicionalmente, el cilindro queda seccionado inferiormente por la superficie de acabado de la urbanización exterior. De este modo, se genera un volumen dispuesto en voladizo (26 m medidos en perpendicular al eje de apoyo; 30 m de luz real en voladizo; 102 m de longitud de arco de fachada exterior entre apoyos) respecto a la superficie del terreno (fig. 2).

El edificio alberga cuatro plantas de oficinas, con un intereje de 4 m, a las que se suman una planta de acceso o de plaza en dos niveles diferentes y una planta de sótano en la que se aloja el aparcamiento. Dado que las plantas de oficina cortan el cilindro por planos no perpendiculares a su eje, la forma resultante es una elipse, hecho que influirá en numerosos aspectos del proyecto.

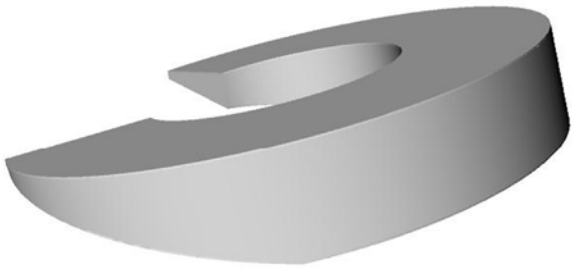


Figura 2. Volumen básico del edificio.

Las plantas no recorren la superficie completa de la elipse, al encontrarse limitadas por los forjados de cubierta o de fondo, o por la superficie de urbanización, por lo que el ángulo barrido en cada una de ellas es diferente.

La organización del edificio aprovecha la forma cuasi circular para desarrollarse en coordenadas polares, con un sistema de ejes radiales y circunferenciales en el que se insertan dos cilindros de eje vertical que dividen la planta en tres coronas funcionales: estancia (corona exterior), comunicación vertical (corona central) y comunicación horizontal (corona interior). Dichas coronas tienen dimensiones diferentes en función de la planta, ya que se conforman a partir de la intersección del cilindro inclinado general con los cilindros verticales, antes mencionados (fig. 3).

La orientación del eje de simetría del edificio es noroeste-sureste, algo que permite un óptimo aprovechamiento de la luz solar: las estancias exteriores se iluminan a través del muro cortina exterior de manera natural sin luz directa incidente, tan incómoda para el trabajo con pantallas digitales, en tanto que las zonas de comunicación interiores reciben radiación directa, aspecto favorable para su función como lugares de descanso y esparcimiento. La fachada acristalada interior conduce la mirada hacia el patio o plaza interior, que articula el conjunto y sirve como antesala del edificio.

Como contrapunto a un sistema tan marcadamente polar, la cubierta inclinada presenta un diseño con base en líneas horizontales perpendiculares a la línea de máxima pendiente que definen las series de placas fotovoltaicas que proporcionan energía eléctrica al edificio. De manera paralela a estas líneas se abren cinco terrazas cuadradas que proveen al usuario de una salida al

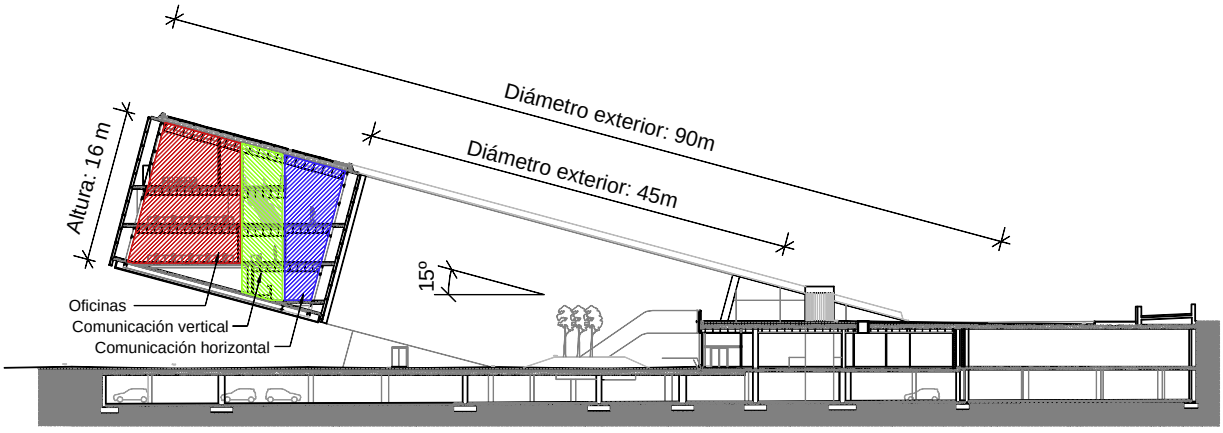


Figura 3. Sección longitudinal por el eje de simetría del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 4. Vista superior de la cubierta.

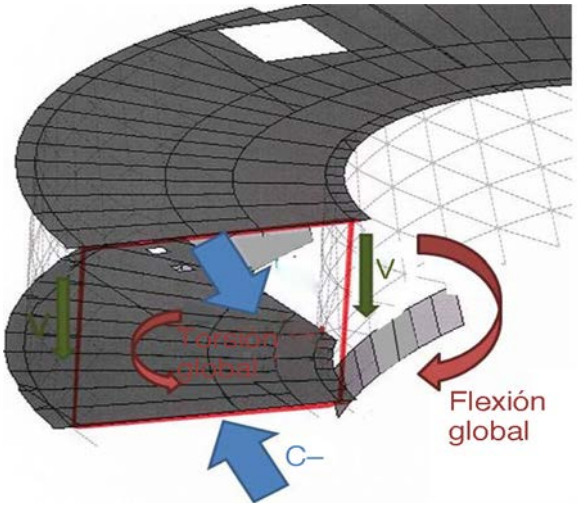


Figura 5. Funcionamiento global de la «megaestructura».

exterior, aspecto siempre valorable en edificios forrados con un muro cortina no practicable (fig. 4).

El diseño y construcción del edificio se enmarca dentro de la corriente de edificios de «energía casi nula», que buscan la minimización del consumo de energía exterior a través de sistemas de ahorro de energía, autoproducción y transferencia entre los diferentes sistemas que operan en el edificio [3].

3. Proyecto estructural

3.1. Conceptos generales. Antecedentes en la aproximación al diseño

La búsqueda de una «megaestructura» en el diseño primigenio como recurso ingenieril para obtener una máxima eficacia en el aprovechamiento de la forma arquitectónica es una de las herramientas que, dentro de un concepto más amplio, denominado «tensibilidad», conforman uno de los hilos argumentales en el proyecto de estructuras de MC2 en los últimos años [4].

Podemos definir el concepto de «tensibilidad» en dos vías diferentes [5].

- «Capacidad de utilizar en la forma más activa posible las dimensiones máximas, envolventes, de la totalidad del edificio, para disponer en ese espacio un sistema estructural capaz de resolver los problemas resistentes y constructivos, sin alterar el espíritu de la forma arquitectónica propuesta».
- «Capacidad intrínseca que posee una disposición o tipología estructural para canalizar, de la manera más directa y activa posible, los esfuerzos provocados por las acciones actuantes sobre la misma, hacia sus puntos de apoyo o descarga».

Se trata, pues, de hallar esos mecanismos resistentes que ofrecen los elementos que el arquitecto ha dispuesto para generar los espacios o la imagen que definen el edificio y maximizar su eficacia, tal y como se llevó a cabo con la doble fachada curva del Pabellón de España de la Expo de Shanghái [6], los «bambúes» de la torre Diagonal ZeroZero de Barcelona [7] o los sistemas de maclas de pantallas de los Teatros del Canal en Madrid [8].

3.2. Descripción general de la estructura

La idea que rige la concepción original de la estructura es la de considerar que el sistema resistente global de dicha estructura resulte esencialmente constituido por el conjunto combinado de las dos losas inclinadas superior e inferior, y de las dos celosías exterior e interior. Esta gran pieza en cajón cilíndrico sería capaz de resistir, mediante mecanismos dominantes de torsión no uniforme, las cargas generadas en la zona dispuesta en voladizo, y transmitirlas a las zonas de apoyo previstas en el contacto con la estructura convencional inferior. De esta manera, las solicitaciones generadas por la singularidad del vuelo (unos 30 m desde el apoyo más cercano hasta la punta del voladizo) provocarían esfuerzos globales de flexión, cortante y torsión en la «megaestructura», que se traducirían fundamentalmente en esfuerzos axiles de tracción en la losa inclinada superior y de compresión en la losa inferior, independientemente de los rasantes acompañantes en ambos planos. Por otra parte, las celosías transferirían, según este esquema conceptual, el cortante básico global a los apoyos mediante un mecanismo de tracciones y compresiones en los montantes, diagonales y cordones horizontales [9] (fig. 5).

Sobre este esquema conceptual, la torsión global, motivada por la forma circular de la pieza, se introduciría en el sistema mediante tensiones tangenciales en la gran sección rectangular constituida por los cuatro subsistemas anteriormente mencionados (dos planos inclinados y dos planos curvos de celosía). Ahora bien, dicha sección no considera, por su incompatibilidad con la funcionalidad del edificio, la disposición de diafragmas transversales, de tipo mamparo o cruz de San Andrés, con rigidez suficiente para mantener la sección indeformable en su plano y que, por tanto, permitieran la consideración de torsión pura o de Saint-Venant. De este modo, el sistema estructural incorporaría una deformabilidad adicional y unos esfuerzos de compatibilidad en las diferentes piezas correspondientes a una torsión no uniforme, asociada fundamentalmente a la distorsión de los marcos ideales formados por los montantes de las celosías y las vigas de los forjados inclinados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

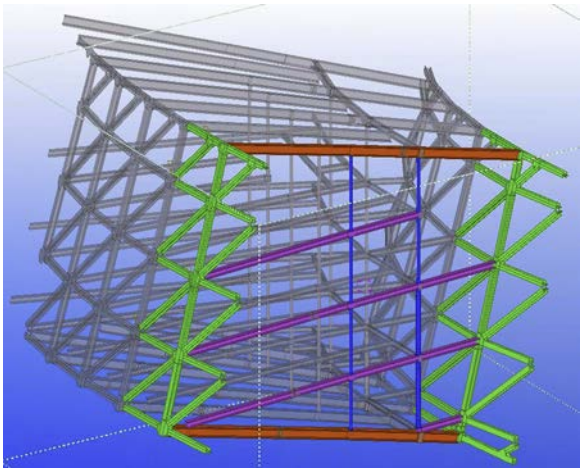


Figura 6. Sección a lo largo de un plano radial del modelo 3D de la estructura metálica. La sección cajón formada por las celosías de fachada (en verde en el dibujo) y los forjados de fondo y cubierta (vigas en naranja) se encuentra rigidizada por los diafragmas formados por las vigas de planta (violeta) y los soportes tubulares interiores (azul).

Dentro del sistema general se insertarían los elementos secundarios (vigas y forjados de planta; soportes interiores) que, aparte de materializar las plantas de uso arquitectónico, tendrían una indudable función dentro del comportamiento global de la estructura al trabajar, en función de su rigidez y del diseño de sus uniones, como diafragmas intermedios, oponiéndose de manera limitada a la deformabilidad del gran cajón de la «megaestructura» (fig. 6).

En los puntos siguientes se describen los elementos fundamentales que intervienen en la estructura.

3.3. Celosías principales

Las celosías son los principales elementos portantes del edificio. Su modulación es tal que genera paños aproximadamente cuadrados (4 m entre montantes; 4 m entre plantas), lo que originariamente se planteó a partir de un módulo constante en planta 2 y que finalmente se tradujo en un haz de planos verticales separados angularmente 5°. Dado que el diámetro del cilindro que contiene la celosía exterior del edificio es aproximadamente el doble que el que contiene la celosía interior, la modulación de la interior considera tan solo uno de cada dos ejes, de manera que el tamaño del paño permanece en el entorno de los 4 m. Ambas celosías cubren un ángulo total de 290°, de manera simétrica respecto del eje 00 (fig. 7).

Aunque siguen una superficie curva, las celosías se encuentran formadas por piezas rectas que unen los puntos de nudo insertos en las superficies curvas teóricas. La magnitud de la flecha máxima (desviación de la cuerda respecto del arco) es de unos 50 mm.

Durante la fase de estudio de soluciones se contemplaron varias alternativas de celosía (Howe con una sola familia de diagonales; dos familias de diagonales, con o sin montantes verticales; prescindir de diagonales en una celosía Vierendeel, etc.). Finalmente se optó por una celosía Howe con una única fila de diagonales cuya dirección se mantiene a ambos lados del eje de simetría de cara a generar una imagen más dinámica a costa de perder algo de rigidez y de incurrir en una asimetría de comportamiento a ambos lados de la celosía.

Como adaptación final de la solución se optó por prolongar la dirección aproximada de las diagonales hasta encontrar los forjados inclinados de fondo y cubierta sin necesidad de buscar los nudos teóricos en estos planos. De esta manera se evita forzar cambios de inclinación de las diagonales y se mejora el aspecto final de la estructura asumiendo con ello una pequeña merma de la efectividad de la celosía en estas zonas (fig. 8).

Las barras de celosía están compuestas casi en su totalidad por secciones de aproximadamente 300 × 300 mm: HEA300, HEB300, HEM300 y perfiles armados con chapas de dimensión

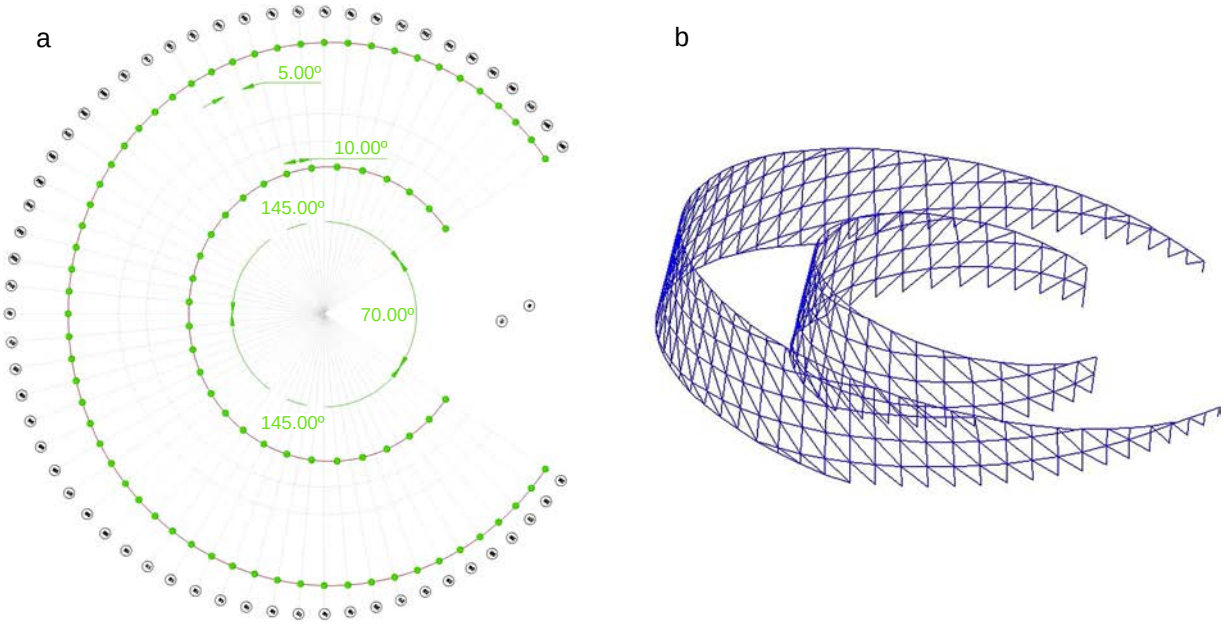


Figura 7. Geometría básica de las celosías de fachada. Desarrollo en planta (a) y perspectiva de la modelización (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 8. Vista lateral de la celosía exterior durante la ejecución del forjado de cubierta. Obsérvese cómo las diagonales mantienen su directriz recta en los encuentros con los forjados de fondo y cubierta.

creciente hasta alcanzar una sección máxima de 1.000 cm^2, utilizando para ello aceros S355 y S460.

3.4. Soportes interiores

En ambas caras del cilindro vertical central se alojan sendas alineaciones circulares de soportes, cuya función es reducir la luz de las vigas radiales de las plantas. Están compuestos por secciones tubulares de entre 140 y 355 mm y espesores que oscilan entre los 5 y 20 mm, todos ellos fabricados en acero S355.

Su dimensionamiento presenta una gran dispersión debido a la variabilidad de condiciones de carga y de contorno que pueden encontrarse. Así, las secciones más potentes pueden hallarse en las primeras crujías tras el entronque del voladizo con el basamento del edificio (donde se produce una cierta descarga de la celosía Vierendeel que se forma en dirección circunferencial; ver punto 4), en tanto que las más livianas se sitúan en el centro del voladizo, donde funcionan parcialmente a compresión y a tracción, en función de las diferencias de rigidez de las vigas situadas en fondo y en cubierta (fig. 9).

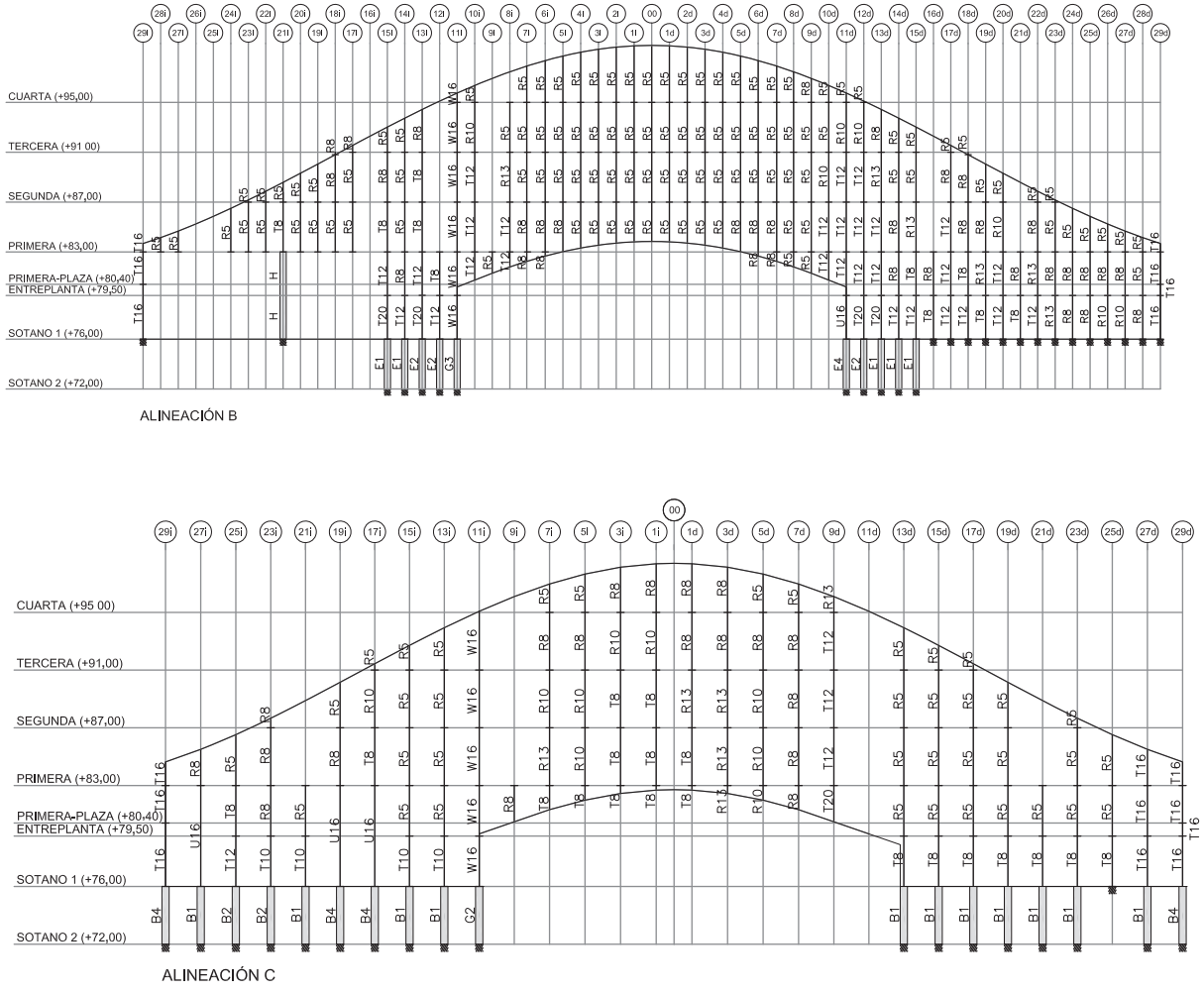


Figura 9. Alzados exterior (alineación B) e interior (alineación C) de soportes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

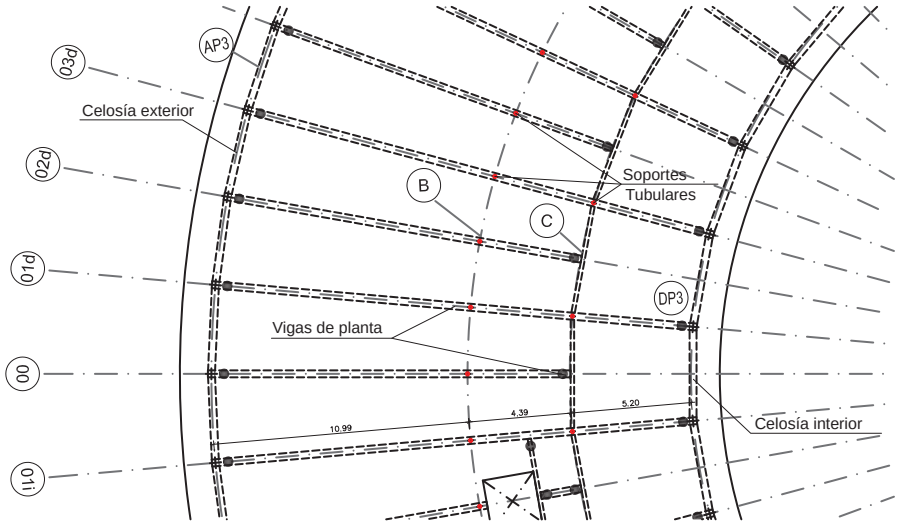


Figura 10. Estructura secundaria interior. Una de cada dos vigas radiales se interrumpe en el eje C y su extremo es recogido por una viga circunferencial.

3.5. Forjados horizontales

Para los forjados se ha optado por una solución mixta de perfiles de la serie HEB, típicamente entre 240 y 300 mm de canto (acero S275), más una losa de hormigón ejecutada sobre encofrado, con un espesor tipo de 15 cm. Las dimensiones de las vigas o el espesor de la losa se incrementan localmente para resolver apeos puntuales o zonas con una mayor solicitación de esfuerzos de rasante.

La disposición de las vigas mixtas que componen los forjados es igualmente radial, de manera que las vigas coinciden con los nudos de celosía. El eje circular interior actúa como viga cargadero continua para el apeo de una de cada dos vigas radiales, consiguiendo con ello la transición entre la modulación angular de la celosía exterior y la correspondiente de la celosía interior (fig. 10).

Para la ejecución de las losas de hormigón se descartó la utilización de chapa plegada, ya que el intereje habitual entre vigas radiales alcanza los 4 m, lo que conduciría a la utilización de chapas de gran canto o a la introducción de viguetas intermedias. Adicionalmente, hubiera sido necesario que el corte de la chapa tuviera que realizarse según sectores seudocirculares de dimensiones variables según la zona, generando dificultades adicionales que desaconsejaban claramente esta opción.

3.6. Forjados inclinados de fondo y cubierta

Estos forjados tienen una triple misión: en primer lugar, materializan el cierre superior e inferior del edificio; en segundo lugar, deben tener la capacidad portante suficiente como para recoger los soportes interiores en la zona volada (que no pueden alcanzar la cimentación); y finalmente, funcionan, según la concepción inicial de la «megaestructura», como las alas superior e inferior del gran cajón que recoge el voladizo de la estructura.

Las dos primeras condiciones (cierre del edificio y apeo de los soportes interiores) requieren de una estructura potente en dirección radial, capaz de trasladar las solicitaciones a las celosías laterales. La tercera de las condiciones requiere, por el contrario, una estructura capaz de trabajar con eficacia asumiendo axiles y rasantes de dirección circunferencial. Por ello, se planteó, al igual que en las plantas horizontales, un forjado mixto, en el que se duplica el canto de las vigas hasta los 500-600 mm, utilizando para ello perfiles laminados y secciones armadas con chapas, y se incrementa el espesor de la losa de hormigón hasta los 20 cm (fig. 11).

3.7. Estructuras situadas bajo rasante

Los elementos descritos en los puntos anteriores componen fundamentalmente una estructura aérea que se levanta sobre un zócalo de hormigón formado por una planta de sótano y otra de plaza de acceso al edificio. En este zócalo se insertan los elementos necesarios para que la «megaestructura» pueda transmitir sus solicitaciones al terreno (fig. 12):

- *Pantallas de apoyo de las celosías.* Son elementos laminares de unos 20 m de desarrollo y 60 cm de espesor que se sitúan bajo la inserción de las celosías en el zócalo y cuya función



Figura 11. Ejecución del forjado de cubierta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

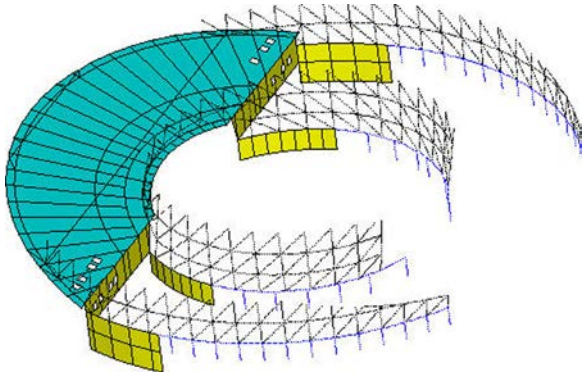


Figura 12. Modelización de las estructuras situadas bajo rasante. Obsérvense las pantallas de apoyo de las celosías y la viga pared en amarillo, así como los soportes y viga riostra en azul.

es recoger el grueso de los esfuerzos de empotramiento del voladizo.

- *Soportes y viga riostra de apoyo de las celosías.* Componen un pórtico de hormigón que se sitúa a continuación de las pantallas de apoyo, recogiendo los esfuerzos que, de manera mucho menos intensa, se generan por el anclaje de las celosías en la zona dorsal. Típicamente la viga tiene unas dimensiones de 1,00 m (h) × 0,60 m (b), en tanto que los soportes son circulares de 0,45 m de diámetro.
- *Viga pared.* Elemento laminar de 40 cm de espesor que supone el remate de la losa de fondo (que no alcanza por sí sola la cimentación como sería ortodoxo desde el punto de vista de funcionamiento de la «megaestructura» por razones de funcionalidad) y cuya reacción vertical es transmitida, mediante mecanismos de trabajo en laja, a las pantallas de apoyo laterales.

4. Diseño y cálculo

4.1. Modelos numéricos del edificio. Conceptual y detallado

El análisis del edificio ha sido acometido en dos etapas. En primer lugar, se ha confeccionado un modelo de cálculo conceptual en el que se ha obviado la práctica totalidad de las singularidades locales (huecos de instalaciones, ascensores, terrazas, etc.) con la finalidad de calibrar la aportación al funcionamiento global de los principales elementos que se han descrito en el punto anterior. Esta primera aproximación al comportamiento del edificio permitiría, pues, tomar decisiones e influir en un diseño arquitectónico aún incipiente de cara a optimizar la eficacia estructural, a incrementar su «tensibilidad» (fig. 13).

Las principales conclusiones que se extrajeron del modelo conceptual fueron las siguientes:

- El principal mecanismo resistente de la estructura son las celosías exterior e interior que, por su elevado canto, no solo son capaces de transmitir el cortante de la megaestructura, sino que también asumen gran parte de la flexión.
- No se llega a producir un desarrollo de la flexión global tan marcado como cabría esperar como par de tracciones-compresiones en los forjados inclinados, debido sobre todo a que la relación canto-luz es muy alta, por lo que podríamos considerar que la mayor parte del voladizo supondría una región «D». De igual manera, la falta de una consistente coacción axial de estos forjados en su unión con el zócalo limita su efectividad como platabandas del cajón.
- Aun así, la colaboración de estos forjados es significativa, según dos mecanismos de trabajo distintos:
  - Como cabezas de tracción y compresión, lo que es apreciable cuando se coaccionan longitudinalmente sus extremos o se varía su módulo de deformación transversal.
  - Como cordones de unas celosías Vierendeel de funcionamiento circunferencial que se forman por flexión de los anillos de soporte y de las propias losas.
- Un mecanismo similar de celosía Vierendeel se produce en los planos radiales, al generarse diafragmas flexibles formados por las vigas mixtas de planta y los soportes. Estos elementos intentan oponerse a la distorsión de la sección del cajón, asumiendo esfuerzos axiales y flexionales e induciendo a las propias piezas del cajón flexiones importantes (fig. 14).

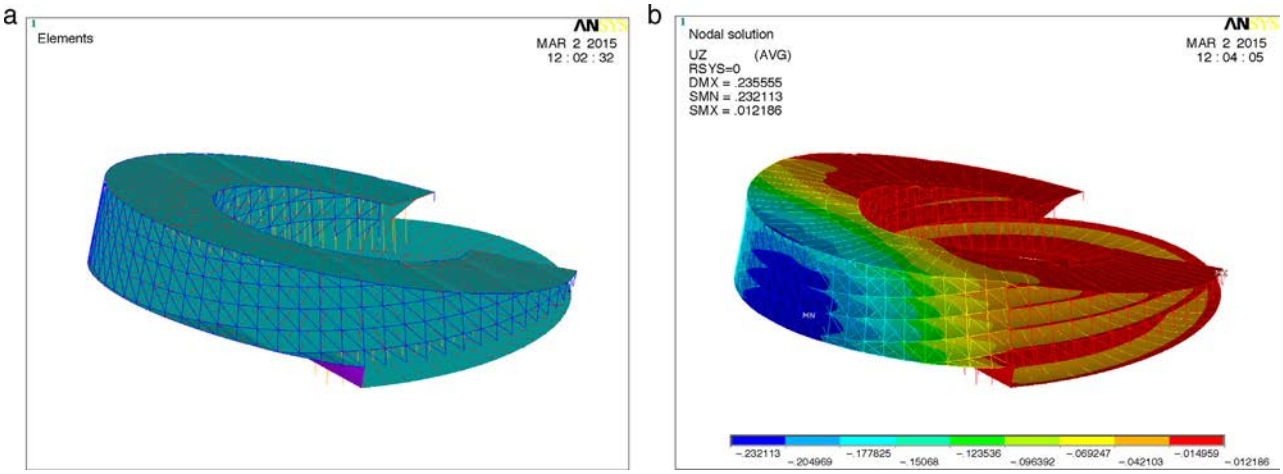


Figura 13. Modelo conceptual. Geometría del modelo (a) y flechas bajo carga permanente (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

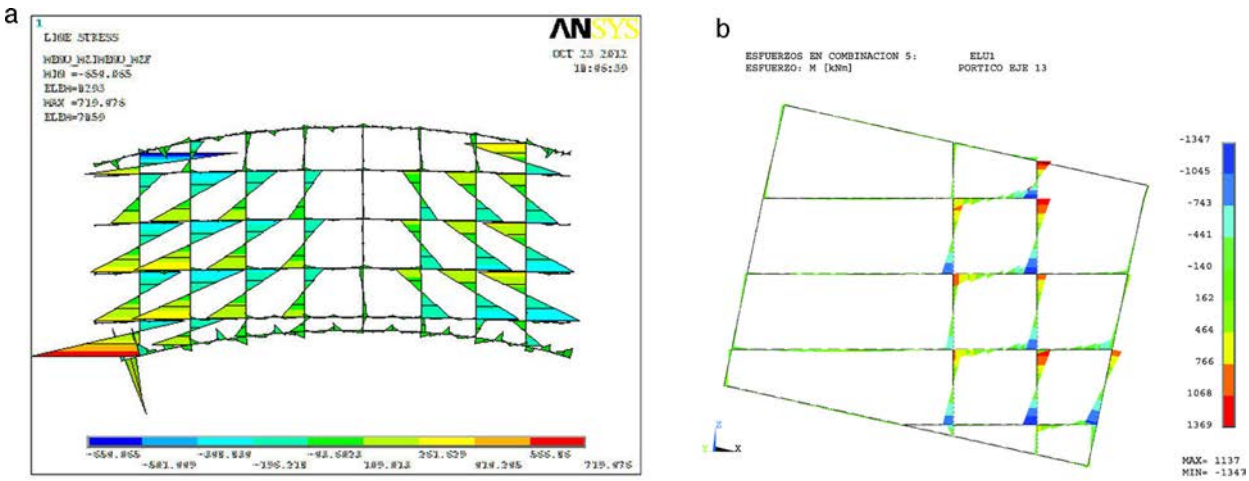


Figura 14. Momentos flectores derivados del trabajo como celosía Vierendeel en el plano circunferencial de soportes (a) y en un plano radial (b).

La confección de un modelo detallado que incluyera la geometría precisa y la realidad del proceso iterativo de ajuste del dimensionamiento de las piezas sacó a la luz algunos aspectos que habían quedado ocultos durante el análisis conceptual. El principal de todos ellos era que, aunque en principio se había optado por una alternativa en la que la gran mayoría de los elementos participaran de la resistencia global, la realidad del dimensionamiento hacía patente que los esfuerzos parásitos resultaban excesivos, haciéndonos entrar en un bucle sin salida de incremento de la rigidez e incremento consiguiente de los esfuerzos. Por ello, se pasó a diferenciar claramente la estructura principal de las estructuras secundarias introduciendo las siguientes rótulas (fig. 15):

1. Articulación de las vigas de planta con las celosías y con la viga de eje C.
2. Articulación de los soportes a las vigas.
3. Adicionalmente se articulan determinadas vigas en puntos donde se produce un cambio muy brusco de la rigidez del sistema (efecto palanca).

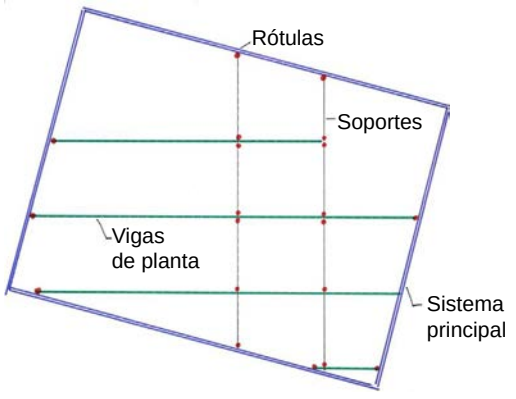


Figura 15. Rótulas introducidas en el plano radial con el fin de desvincular el sistema principal de los secundarios.

4.2. *Automatización del dimensionamiento y comprobación*

Una estructura fuertemente hiperestática, donde muchos elementos colaboran no solo en sus propios subsistemas locales sino también en el funcionamiento global, necesita de un modelo de cálculo ágil, en el que sea posible realizar un gran número de iteraciones. Para ello es preciso tener un control preciso del input y una alta capacidad de análisis del output.

Para este proyecto se desarrollaron mejoras o adaptaciones específicas de la programación propia con base en el programa de elementos finitos ANSYS®:

- *Gráficos de vigas, soportes y celosías introducidos.* Mediante la creación de grupos de representación y utilizando la asignación de tipos de viga o de barra para crear grupos de líneas a los que asignar un color se representan en planta o en alzado los perfiles introducidos permitiendo una comprobación rápida de los datos introducidos en el modelo (fig. 16).
- *Salida de gráficos de esfuerzos por planos radiales.* La representación de los esfuerzos principales (axil, flexión y cortante) en los planos radiales permite intuir de manera muy rápida el comportamiento de los elementos, así como detectar errores de modelización o aspectos no contemplados en el cálculo inicial (fig. 17).
- *Comprobación de vigas mixtas.* Los forjados se encuentran modelizados mediante elementos lámina para las losas y elementos barra para las vigas metálicas descolgadas. La comprobación de la sección mixta exigiría, pues, la composición de los esfuerzos de ambos elementos, teniendo en cuenta en el proceso la variabilidad del ancho eficaz de la losa debido al intereje y a las singularidades (huecos, brochales, etc.). Con el fin de agilizar este proceso se desarrolló un estudio paramétrico que permitió comprobar la bondad de la siguiente hipótesis: la comprobación de la sección metálica a partir de los esfuerzos del elemento barra está del lado de la seguridad con respecto a la comprobación de la sección mixta a partir de los esfuerzos compuestos [10].

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

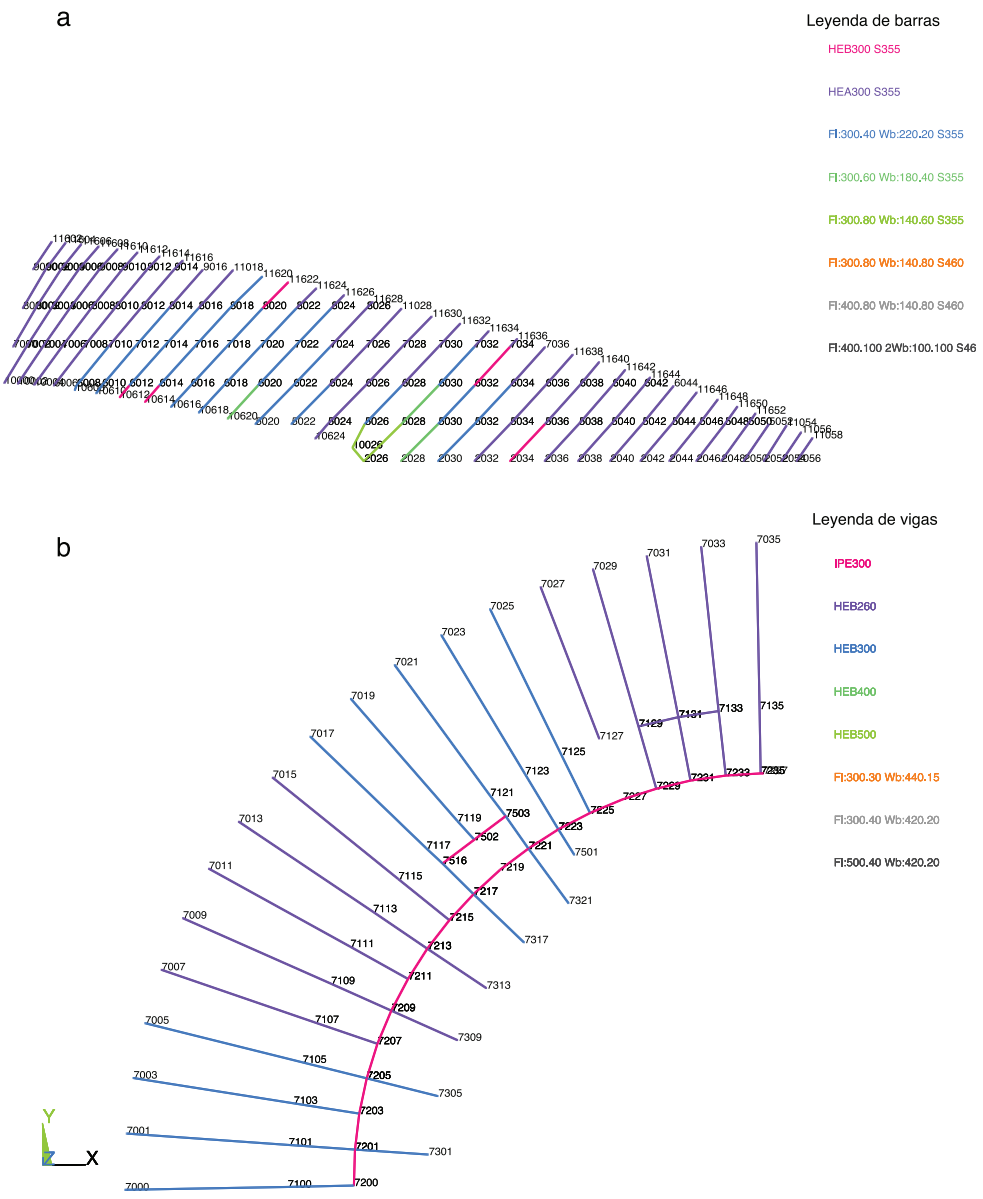


Figura 16. Gráficos de comprobación de la entrada de datos para las diagonales de la celosía exterior, lado izquierdo (a), y las vigas de la planta 3, lado derecho (b).

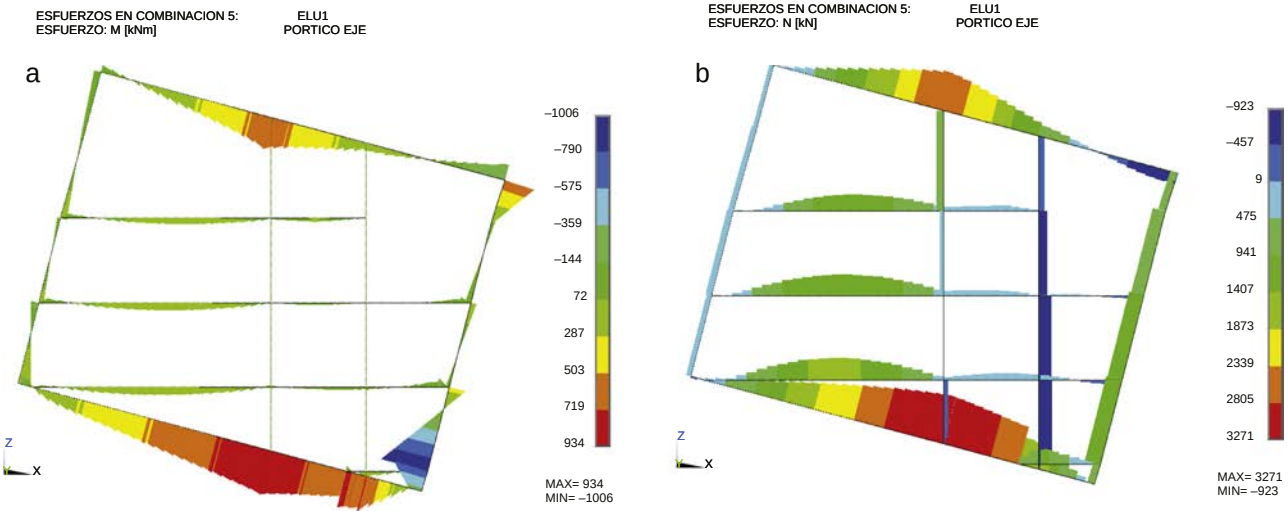


Figura 17. Gráficos de esfuerzos en uno de los planos radiales: momentos flectores principales (a) y axiles (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para ello se realizó un estudio paramétrico tomando como referencia dos perfiles sustancialmente distintos (IPE300 y HEB500), una losa de 15 cm (típica del proyecto), anchos eficaces oscilando entre los 25 cm y los 3 m y cuatro casos de solicitación (momentos positivos y negativos, aislados o concomitantes con axiles del mismo signo). A partir de las características de la sección mixta se obtenían los esfuerzos que debería resistir la sección metálica según una descomposición elástica y se comparaban los coeficientes de seguridad arrojados por ambas comprobaciones (sección mixta con esfuerzos compuestos; sección metálica con esfuerzos descompuestos). Se comprobó de esta manera que la verificación de la sección metálica a partir de los esfuerzos descompuestos estaba, salvo en el caso de la flexión pura negativa, del lado de la seguridad (debido a la variación del centro de gravedad de la sección como consecuencia de la fisuración de la losa). Para cubrir esta situación se optó por mayorar, en el momento del posproceso, los esfuerzos negativos por un factor establecido en 1,15, y que resultaba ser la media de las situaciones en que la comprobación simplificada quedaba del lado de la inseguridad. Así pues, este estudio paramétrico permitió comprobar de manera muy ágil y ajustada el millar de vigas mixtas del edificio.

4.3. Puntos singulares

Durante el proceso iterativo de ajuste de los perfiles se comprobó que la entrada de carga en los perfiles que arrancan desde las pantallas de apoyo resulta especialmente concentrada e isostática (escasamente dependiente de variaciones de rigidez que se pudieran implementar para hacer más difusa la entrada de carga), por lo que se hizo necesaria la inclusión de piezas más potentes que asumieran los axiles de descarga. Dichas piezas que resuelven la transición entre la estructura masiva de las pantallas de apoyo y el unifilar de la celosía reciben el nombre de macizados y conceptualmente no son más que chapas que cierran la luz entre los perfiles y que permiten cierta descarga de estos (fig. 18).

De manera similar, se produce una fuerte entrada de carga en la esquina formada por la losa de fondo, la celosía interior y la viga pared donde las tensiones en el hormigón, para una losa de 20 cm, alcanzarían los 60 MPa. Se opta por reforzar la zona con un fondo de chapa cosida al hormigón con pernos y con la colocación de un tirante metálico sobre la viga pared (fig. 19).

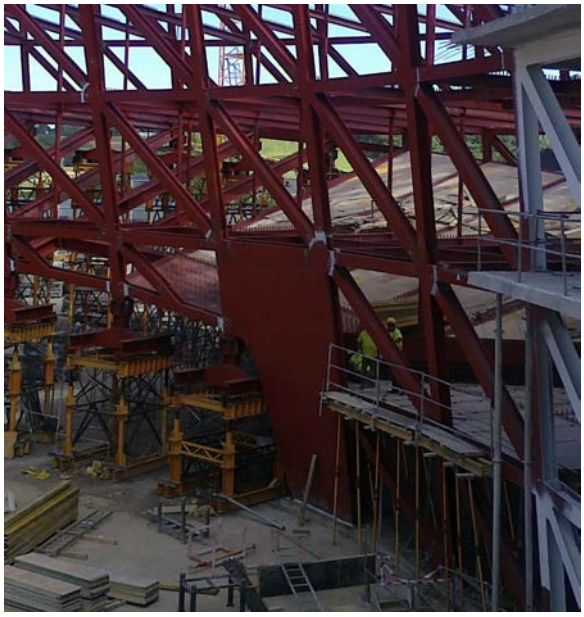


Figura 18. Macizado de la celosía interior.

De igual manera, los axiles de compresión de los montantes más cercanos al voladizo son muy elevados, por lo que las tensiones en la coronación de las pantallas de apoyo superan ampliamente la capacidad del hormigón. Para solucionarlo se opta por embeber perfiles que, mediante una conexión repartida en toda su longitud, permiten una mayor difusión en la entrada de carga en el hormigón.

4.4. Uniones tipo

En el proyecto constructivo fueron detallados los criterios básicos que rigen las uniones tipo de cara a su posterior desarrollo geométrico por el taller metálico. Los principales nudos son los siguientes:

- *Nudo tipo de celosía:* cartela que recoge un máximo de 6 barras y cuyo espesor corresponde a la dimensión que permite recoger el axil de las alas y de las almas de la mayor de las barras que acometen. El nudo debe recoger, en dos pliegues, el semiángulo que hay de diferencia entre dos ejes radiales

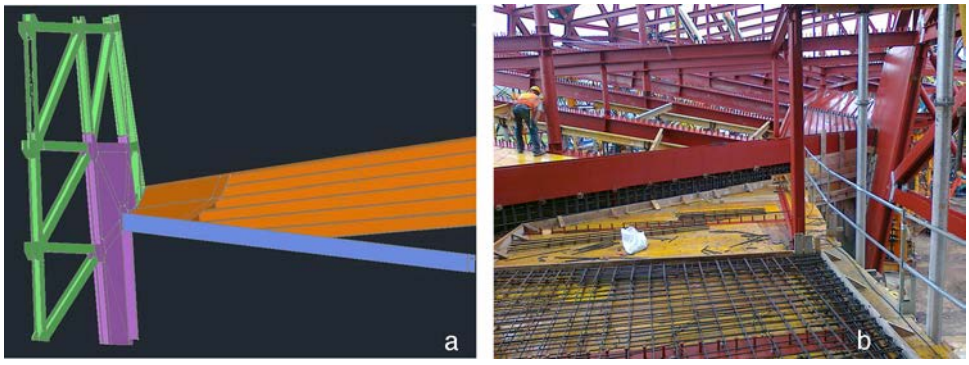


Figura 19. Refuerzo de chapa en el forjado de fondo. Imagen de la modelización 3D (a) y fotografía de la ejecución (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

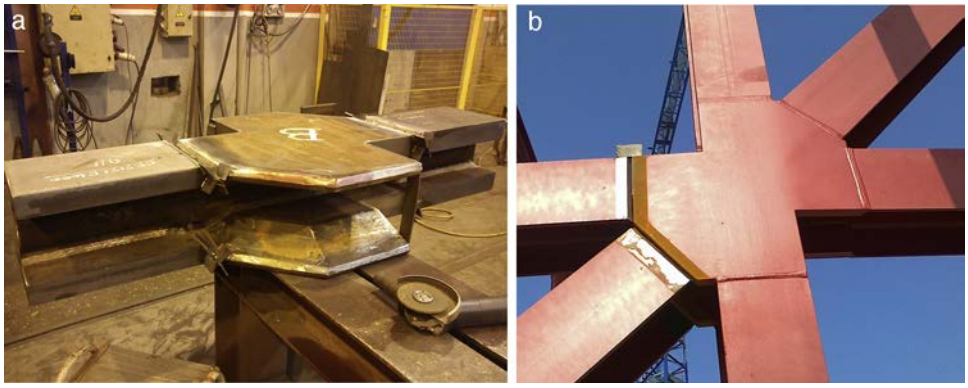


Figura 20. Nudo tipo de celosía. Prueba de ejecución en taller (a) y nudo montado en obra (b).

consecutivos. En dichos pliegues se disponen rigidizadores para repartir las fuerzas de desvío (fig. 20).

- *Nudo de viga y soporte:* nudo parcialmente articulado en el que se busca una apreciable pérdida de rigidez flexional, de manera que se facilite la aparición de la rótula plástica, imprescindible para desvincular los sistemas primarios de los secundarios y minimizar la aparición de esfuerzos parásitos.
- *Nudo entre viga horizontal e inclinada:* como en el caso anterior, se busca un cierto margen de articulación entre ambos elementos para evitar momentos secundarios.

5. Fabricación y montaje

5.1. Desarrollo del modelo geométrico de la estructura

En una temprana etapa del diseño se asumió la necesidad de alojar la práctica totalidad de los elementos estructurales en planos verticales radiales y concéntricos, de manera que montantes de celosía, vigas de plantas (horizontales e inclinadas) y soportes interiores fueran coplanarios. La asunción de este criterio simplificó de manera notable el replanteo y montaje de la estructura, el diseño de nudos entre elementos coplanarios, así como la introducción de contraflechas en las secciones del voladizo.

Adicionalmente, durante el proceso de construcción de un modelo geométrico preciso del edificio pudieron detectarse numerosas singularidades, algunas de las cuales ya habían sido previstas de antemano, en tanto otras fueron consecuencia de la modelización tridimensional:

- Las plantas son elípticas, pero se opta por que todos los elementos sean rectos. Dada la traslación de los centros de las plantas, el corte de las elipses por el haz de ejes da como resultado que la modulación sea variable, por lo que las dimensiones de todos los elementos son diferentes (fig. 21).
- Dado que los montantes no son generatrices del cilindro, su desarrollo es una poligonal. Con el fin de facilitar la construcción se optó por rectificarlos a partir de la unión de sus puntos extremos.
- Asociado al punto anterior, el hecho de que las plantas sean elipses cuyo centro se va desplazando hace que las líneas de ejes radiales no sean perpendiculares al contorno. Si a ello le sumamos la decisión que se ha tomado anteriormente de que el montante sea recto y de que, en general, la estructura se encuentre contenida en planos radiales, el resultado que se obtiene es que las caras del montante no están contenidas en las superficies paralelas a la elipse y, por tanto, los pliegues de las cartelas que hemos mencionado anteriormente no tienen un ángulo simétrico. Este efecto llega a ser de tal magnitud que en los casos extremos la totalidad del ángulo se concentra en uno de los pliegues, manteniéndose recto el otro extremo.

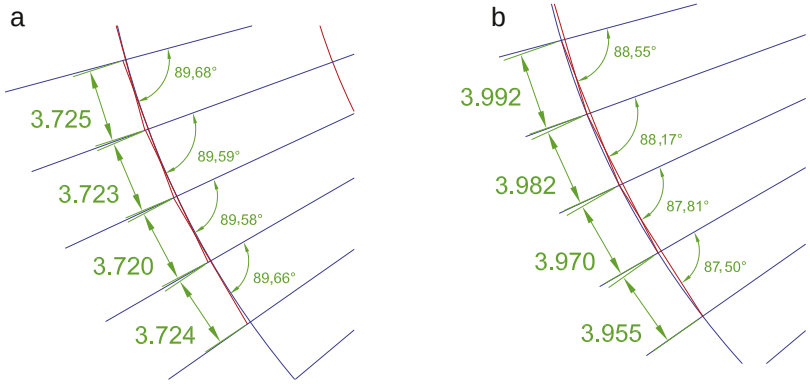


Figura 21. Modulación y ángulos en la celosía exterior entre los ejes 3i y 7i en la planta 4 (a) y en la planta 1 (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 22. Unión atornillada de empalme de viga y de soporte a viga.

- El corte de los forjados inclinados y horizontales se realiza con un ángulo relativamente pequeño (15°), lo que produce un gran desarrollo horizontal de la zona de corte o macla entre ambos forjados. Durante la fase de cálculo se habían obtenido las líneas de corte entre los planos inclinados de cubierta y fondo y los planos horizontales de las plantas como la línea de corte de la cara superior de las losas. Sin embargo, durante la modelización, y dado el tamaño finito de los elementos, el encuentro de las piezas metálicas podía encontrarse sensiblemente desplazado de esta línea, obligando, en general, a una revisión particular de cada zona para adaptar el diseño y el cálculo a la realidad geométrica.

5.2. *Otras modificaciones de fabricación*

El estricto plazo de ejecución exigido por la propiedad del edificio condujo a la necesidad de acometer una optimización en el sistema de montaje de cara a ganar rapidez. Algunas de las áreas en las que el taller metálico y el proyectista trabajaron conjuntamente se detallan a continuación.

En primer lugar, se llevó a cabo un desarrollo específico de los nudos pasando un gran porcentaje de ellos a nudos atornillados: la gran mayoría de los nudos entre vigas (excepto aquellos que precisaban soldadura por capacidad), ya fueran articulados o empotrados, todos los de soportes a vigas y los de vigas de planta a celosía (fig. 22).

Las uniones de los elementos de celosía fueron objeto de gran estudio por su repercusión en los plazos de fabricación y montaje. Los nudos de celosía se mantuvieron según las tipologías iniciales de soldadura en continuidad (por motivos estéticos y de capacidad), pero se trabajó intensamente en la optimización de los espesores de soldadura a ejecutar, pasando un 70% de las uniones de penetración completa a penetración parcial. También se llevó a cabo una optimización del número de nudos de celosías que necesitaban de un rigidizador, así como una comprobación de aquellas secciones en las que las groeras derivadas de los grandes espesores reducían de tal manera la sección útil de alma que ponían en peligro la sección. Se plantearon pequeños refuerzos de chapas esbeltas a colocar tras la realización de las soldaduras para reforzar la capacidad axial de los elementos.

De manera paralela, y con mayor importancia si cabe debido a lo optimizado de la solución, se implementó un intensivo plan de inspección de soldaduras en el que también intervino una empresa de control externo y que arrojó como resultado un porcentaje muy reducido de soldaduras defectuosas sobre una muestra de gran tamaño.



Figura 23. Montaje del primer sector de estructura en altura, compuesto por dos paños opuestos de celosía y las vigas y soportes intermedios.

5.3. *Montaje*

El sistema de montaje adoptado por el taller metálico consistió en la colocación alterna de paños de celosía compuestos por dos montantes y todos sus elementos intermedios, transportados desde el taller completamente montados, con elementos sueltos a disponer entre dos paños completos (fig. 23). El montaje de la estructura interior se realizó por sectores en toda la altura, de manera que la estructura crecía de manera radial en vez de hacerlo de manera vertical, lo que permitió el avance simultáneo desde el eje perpendicular de simetría en cuatro tajos, dos hacia la zona frontal del voladizo y dos hacia la zona dorsal.

En el momento del izado de los paños era necesario disponer apuntalamientos provisionales que dieran estabilidad transversal a la pieza en dirección radial y que recogieran la componente horizontal debida a la inclinación de las piezas (fig. 24).

Sin embargo, el hecho de que el cilindro se encuentre inclinado hace que en una sección radial ambas celosías se



Figura 24. Montaje del primer paño de celosía. Obsérvense los puntales provisionales colocados para dotar a la estructura de estabilidad durante el proceso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

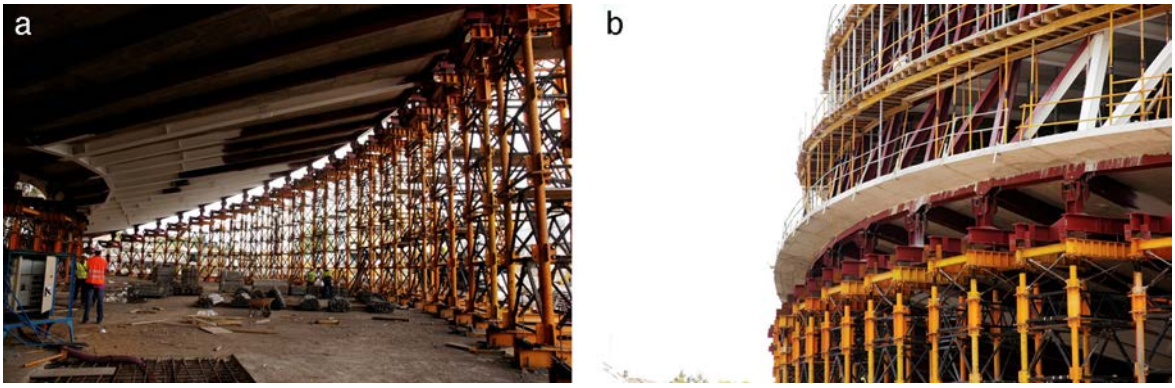


Figura 25. Alineación exterior de la celosía apoyada sobre torres de apeo provisionales.

encuentren inclinadas en el mismo sentido, por lo que la colocación de la estructura interior, en etapas tempranas, no era suficiente para dotar de estabilidad al conjunto. Con el fin de evitar un fallo por inestabilidad del conjunto se desarrolló un protocolo de retirada de los apuntalamientos a la vez que se reducía la tolerancia de montaje para compensar la deformación que sufriría la estructura por el desplome inicial.

5.4. Desapeo

En la zona del voladizo todo el montaje de la estructura metálica se llevó a cabo sobre torres de apeo (fig. 25). De cara a realizar un desapeo en condiciones de seguridad se plantearon dos incógnitas principales:

- La valoración de las reacciones iniciales.
- La implementación de un proceso que no sobrecargara excesivamente las torres auxiliares, las cimentaciones que se ejecutaron ex profeso o las propias barras de la celosía, que en las zonas frontales resultan muy esbeltas dadas las reducidas solicitaciones de la situación definitiva.

De cara a obtener una valoración lo más precisa posible de las reacciones y deformaciones esperables durante el proceso de desapeo se realizó un análisis de sensibilidad de los parámetros influyentes en el reparto de reacciones, encontrando que se podían hallar diferencias significativas en función de:

- El valor del módulo G de deformación transversal adoptado.
- La asunción de off-sets en las barras de celosía.
- La flexibilidad axial de las torres de apeo.
- El proceso evolutivo de la construcción.

Se encontró, en cambio, que el módulo de elasticidad a edades tempranas era muy poco influyente debido a que serían poco significativos los tramos de forjados que estuvieran muy recientemente hormigonados de manera previa al desapeo.

Con este primer análisis se ajustó un modelo de partida en el que como característica más reseñable se adoptó una distribución variable del módulo G en función de las zonas más solicitadas desde el punto de vista de los rasantes. Sobre el modelo inicial se establecieron las reacciones de partida para el proceso de desapeo. De manera paralela se obtuvieron los límites admisibles de reacción, determinados fundamentalmente por la capacidad de las cimentaciones realizadas para el apoyo de las torres de apeo.

Con el fin de validar las reacciones teóricas estimadas se realizó un primer pesaje estadístico de 6 de los 33 apoyos, obteniéndose una cierta dispersión de resultados. El pesaje se realizó de manera análoga a la habitual en los proyectos de ampliación de luces de pasos superiores [11]: para ello se introduce presión en los sistemas hidráulicos de gateo y se registra el desplazamiento de la estructura con relojes comparadores. Al plasmar en un gráfico ambas series de datos, alcanzada la reacción que está soportando el apoyo, debe registrarse en la curva una evidente variación de la pendiente de la línea F-d, como puede verse en la figura 26.

Validadas las reacciones teóricas se comenzó el proceso de ajuste del procedimiento de desapeo, en el que inicialmente resultó evidente que sería necesario encontrar un proceso que permitiera el descenso gradual de la estructura (y su entrada en carga), manteniendo cierto nivel de apoyo sobre las torres de apeo. El elevado número de apoyos provisionales (33 torres en total) y el reducido margen de sobrecarga asumible por el conjunto de cada torre y su cimentación (del orden de 2,5 veces la reacción inicial) hacían inviable un proceso de simple retirada progresiva de las torres.

Resultaba igualmente inabordable una alternativa en la que se implementaran descensos parciales de los apeos, ya que la rigidez de la estructura es tal que los descensos esperables tras la liberación de un apoyo eran siempre menores a los 5 mm, magnitudes difícilmente controlables de manera práctica.

Se halló la clave de la solución al comprobar cómo tras eliminar un apoyo cualquiera de la estructura, encontrándose el resto apoyados, la carga se repartía en función de la rigidez de las torres anexas. Dado que las torres decrecen en altura desde el voladizo al empotramiento, las torres más cercanas al empotramiento asumen más carga, aunque no es despreciable la carga que se traslada a las torres más cercanas al voladizo.

A la vista de este hecho se ideó un sistema que mediante operaciones de descarga y recimbra permitiera relajar la reacción existente, trasladando progresivamente las cargas hacia los apoyos definitivos. Para cada uno de los apoyos provisionales se plantearon dos operaciones de descarga y recimbra previas a

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

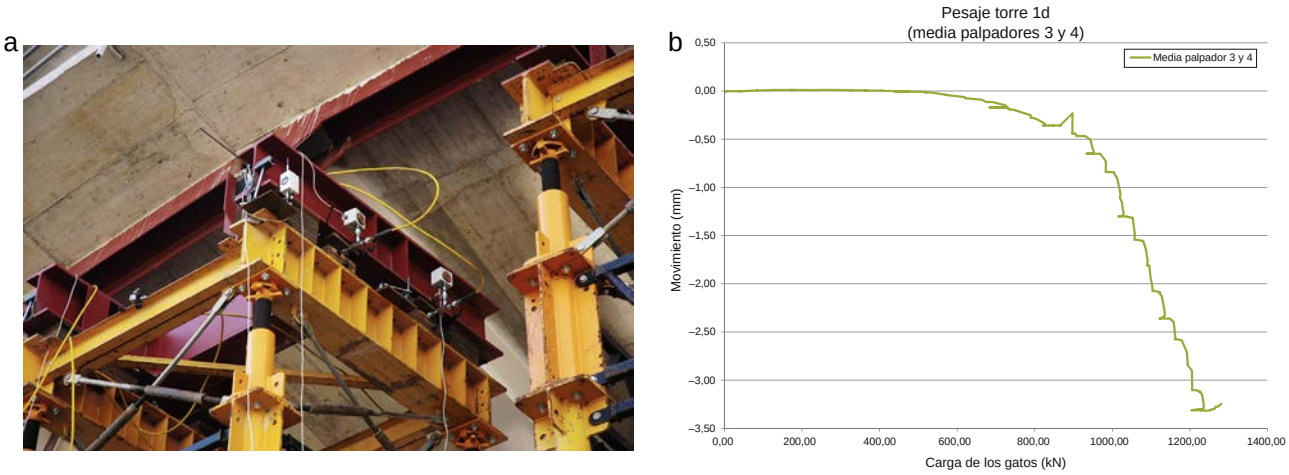


Figura 26. Proceso de pesaje. Bastidor de la torre de apeo en el que se encuentran colocados los gatos y los relojes comparadores (a). Gráfico de F-d medido durante el proceso de pesaje (b).

la retirada definitiva del apoyo, tal y como se puede ver en la figura 27. Adicionalmente, se decidió solapar las tres oleadas de operaciones (dos descargas y recimbras y una retirada definitiva) para evitar que se produjera un retorno excesivo de las reacciones hacia el voladizo.

El proceso de desapeo se realizó mediante el procedimiento antes descrito y fue controlado en todo momento mediante cinco medidas complementarias:

- Medición de la reacción en los gatos en la torre a desapear en el momento en el que se podían mover las chapas de calce y en el momento en el que estas quedaban liberadas.
- Medición del descenso de la estructura tras la descarga de los gatos.
- Medición de las chapas retiradas al recalzar.
- Pesaje de una torre contigua a aquella en la que se actúa de manera previa y posterior a la descarga de la torre para medir el incremento de carga asumido.
- Medición topográfica de la estructura al finalizar cada día.

Como es lógico suponer, la dispersión obtenida en cinco mediciones diferentes no ha sido despreciable, pero se halló un muy buen ajuste en la medición de movimientos en la torre desapeada, y algo más disperso en la medición de reacciones y en la topografía. El descenso total acumulado en la punta del voladizo tras el proceso fue de 63 mm, lo que supuso menos del 10% de error respecto del valor previsto.

Con ello se dio por terminada la estructura, habiendo transcurrido tan solo 15 meses desde el comienzo de los estudios previos hasta la finalización del desapeo [12].

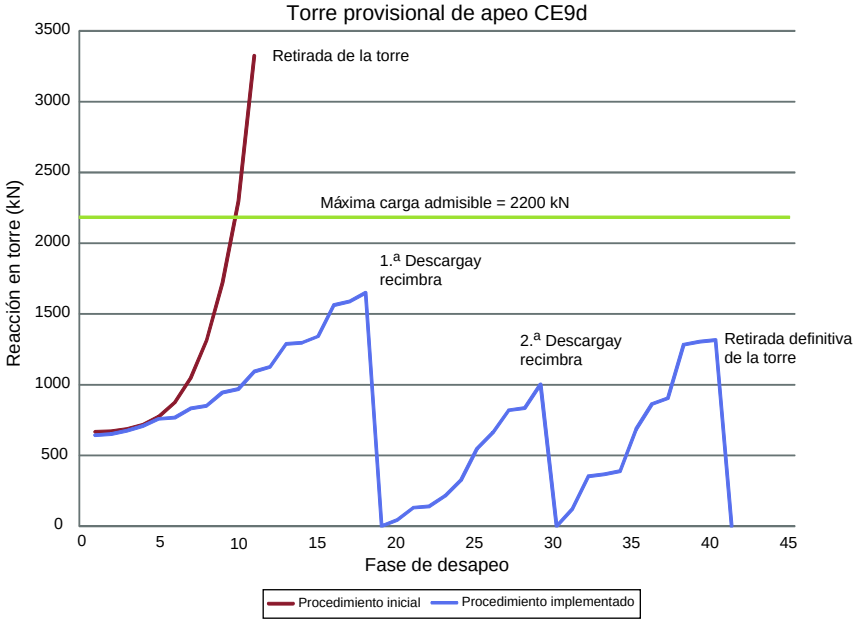


Figura 27. Comparativa de la reacción estimada en una de las torres de apeo entre los diferentes procedimientos de desapeo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figura 28. Vista frontal del edificio tras la colocación de la fachada.



Figura 29. Vista del interior del edificio en la que puede apreciarse la celosía interior y las dos alineaciones de soportes interiores.

6. Conclusiones

La construcción de una nueva sede corporativa exige del diseño la creación de un elemento icónico que resulte reconocible para empleados, clientes, visitantes y, en general, la sociedad en su conjunto, aspecto que, sin duda, ha sido logrado por el equipo de arquitectos (figs. 28 y 29). Los retos estructurales que se derivan de un diseño visualmente impactante deben ser encarados desde los criterios de eficiencia estructural, racionalidad constructiva y mínima afección a la funcionalidad arquitectónica. Conceptos aplicados en este proyecto como el de «megaestructura» permiten la resolución de grandes retos estructurales mediante la inteligente utilización de las potencialidades y recursos que se derivan de la forma arquitectónica. De esta manera, y gracias a una estrecha colaboración entre todos los participantes del proyecto en sus fases de diseño conceptual, desarrollo y ejecución, se ha logrado la construcción de un edificio que no renuncia un ápice a su singularidad y que, sin embargo, resulta extremadamente eficiente en su utilización de los recursos.

Relación de participantes

Propiedad: ORONA
Proyecto de Arquitectura: ORONA y LKS Ingeniería
Estructura: MC2 Estudio de Ingeniería
Construcción: Mariezcurrena (estructuras de hormigón), URSSA (estructura metálica)
Pesaje y control de desapeo: INTEMAC y BETAZUL

Bibliografía

[1] Orona Ideo. Consultado 22 Julio 2015. Disponible en: www.orona-ideo.com.
[2] BREEAM® ES. Orona recibe el primer punto de innovación BREEAM en España. Consultado 22 Julio 2015. Disponible en: http://www.breeam.es/index.php/comunicacion/noticias/item/105-orona-recibe-el-primer-punto-de-innovacion-breeam-en-espana.
[3] Construction21 España. Orona IDeO - innovaton city. Consultado 22 Julio 2015. Disponible en: http://www.construction21.org/espana/case-studies/es/orona-ideo—innovation-city.html.
[4] Rodríguez Muñoz D, Ladrón de Guevara G. Mega-structural concepts applied to special buildings. 37th IABSE Symposium. Madrid, 2014.
[5] J. Martínez-Calzón, Treatment of the form in structural engineering, en: 1st International Conference on Structures & Architecture, Guimarães, 2010.
[6] J. Martínez Calzón, C. Castañón Jiménez, Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghái, Hormigón y Acero 64 (2013) n° 269, p. 5–29.
[7] J. Martínez Calzón, L. Ceriani, P. Bartalotta, Estructura sobre rasante de la torre Diagonal ZeroZero, Hormigón y Acero. 63 (2012) n° 265, p. 7–32.
[8] J. Martínez Calzón, Á. Serrano Corral, Nuevas líneas de diseño estructural: los teatros del canal en Madrid, Informes de la Construcción. 58 (2006) n° 504, p. 65–66.
[9] J. Martínez Calzón, G. Ladrón de Guevara, D. Rodríguez Muñoz, P. Bartalotta, M. Palacios Lloret, Orona Zero Building, SEI. (2014) 53–57.
[10] J. Martínez-Calzón, J. Ortiz, Construcción mixta hormigón-acero, 1.ª ed., Rueda, Madrid, 1978, pp. 910.
[11] J. Martínez-Calzón Ampliación de las luces de 14 pasos superiores continuos postesados para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la Autopista A-7 Barcelona-La Junquera. Tramo: Hostalric-Maçanet, Informes de la Construcción. 46 (1994) n° 431, p. 5–25.
[12] Rodríguez Muñoz D, Ladrón de Guevara G. El Edificio Orona Zero. VI Congreso de ACHE. Madrid, 2014.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Available online at
ScienceDirect
www.sciencedirect.com
www.elsevierciencia.com/hya
Hormigón y Acero 2015; 66(276):e1–e15
www.e-ache.com

Original

Orona Zero building

Edificio Orona Zero

Ginés Ladrón de Guevara Méndez [a], David Rodríguez Muñoz [b,*]

[a] *Civil Engineer, Project Manager, MC2 Estudio de Ingeniería, S.L., Madrid, Spain*
[b] *Civil Engineer, MC2 Estudio de Ingeniería, S.L., Madrid, Spain*

Received 2 March 2015; accepted 19 May 2015
Available online 30 December 2015

Abstract

The building described hereunder is an example of the importance of early stage cooperation between the architectural and structural engineering teams in establishing design guidelines that capitalise on the full potential of architectural forms to maximise structural effectiveness and minimise the impact on functionality. One such guideline is the "megastructure" concept, whereby the overall shape of a building is used to generate a large-scale structural member. The solution for the iconic element of the design at issue (a huge curved cantilever) was to optimise façade and structural slab performance by eschewing additional elements (such as diaphragm walls, masts or tie beams) that would affect the aesthetics of the building exteriors or constitute an invasion of the indoor space.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Keywords: Megastructure; Trusses; Geometric modelling; Diaphragm; Prop removal

Resumen

El edificio del que trata el presente artículo es un ejemplo de cómo una temprana colaboración entre los equipos de Arquitectura y Estructuras permite la aplicación de pautas de diseño que aprovechan la potencialidad de la forma arquitectónica para lograr estructuras de máxima eficacia y mínima afección a la funcionalidad.

Entre esas pautas de diseño se encuentra el concepto de «megaestructura», por el cual se utiliza la forma global del edificio para generar una estructura de gran escala. De esta manera, el elemento icónico del proyecto (un gran voladizo de eje curvo) es resuelto mediante la optimización del comportamiento de fachadas y forjados, evitando la introducción de elementos adicionales (pantallas, mástiles, tirantes, etc.) que afecten al aspecto exterior del edificio o resulten invasivos para el espacio interior.
© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Publicado por Elsevier España, S.L.U. Todos los derechos reservados.

Palabras clave: Megaestructura; Celosías; Modelo geométrico; Diafragma; Desapeo

1. Introduction

The Orona Zero building is the most prominent structure in the new Orona Ideo Innovation City complex built to house the corporate headquarters and R&D+i facilities of the eponymous lift design, construction and assembly company as well as one of the corporation's University of Mondragón faculties. The compound, located in Galarreta industrial estate at Hernani in the Spanish province of Guipúzcoa, is a project of substantial magnitude both from the standpoint of the investment involved and its impact on the peri-urban surrounds where it is located (Fig. 1).

The building itself represents the iconic image of a new brand geared particularly to sustainability. In addition to its indisputable aesthetic and functional values, then, the design envisaged the minimisation of energy consumption from external sources and construction to LEED and BREEAM sustainable building standards [1,2].

DOI of original article: http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.05.001
* Corresponding author.
E-mail address: david.rodriguez@mc2.es (D. Rodríguez Muñoz).

http://dx.doi.org/10.1016/j.hya.2015.11.001
0439-5689/© 2015 Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). Published by Elsevier España, S.L.U. All rights reserved.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 1. Orona compound setting, a mix of nature and urban development typical of northern Spain.



Figure 2. Basic volume of the building.

2. Architectural design

Inspired by the company's logo, the building has a singular geometry: the space generated by a hollow cylinder 16 m high with a 90 m outer and a 45 m inner diameter and open on the lower side to accommodate the hardscaping. As it slants at a 15° angle off the vertical, the volume generated cantilevers over the ground. This volume main dimensions are 26 m measured perpendicularly to the support axis, a cantilever spanning 30 m, and an outer façade arch 102 m long between supports (Fig. 2).

The building houses four 4-metre high (structural floor, centres) office storeys plus a split-level entrance storey and a basement car park. The design was impacted in a number of respects by the elliptical shape of the office storeys, the result of their non-normal angle to the axis of the cylinder. The storeys do not cover the full area of the ellipse due to the constraints imposed by the roof and bottom structural slabs and the hardscaping. Consequently, the angle swept varies from storey to storey.

Given its quasi-circular shape, the building layout is based on polar coordinates with a system of radial and circumferential axes into which two vertical cylinders are inserted, dividing the storeys into three concentric functional spaces or annuli: work areas (outer annulus), vertical circulation (central annulus) and horizontal circulation (inner annulus). The dimensions of these annuli differ on each storey inasmuch as they are organised around the intersection of the outer slanted cylinder and the aforementioned vertical cylinders (Fig. 3).

The building's axis of symmetry runs northwest–southeast for optimal sunlight. The outdoor-facing premises receive natural light indirectly through an exterior curtain wall to avoid the glare on digital screens, whereas the inner circulation areas receive direct light, enhancing their function as places for rest and relaxation. The glazed inner façade opens onto the courtyard around which the complex revolves and which serves as an antechamber for the building.

As a counterpoint to such a distinctly polar system, the design of the pitched roof is based on the horizontal lines perpendicular to the maximum slope defined by the banks of photovoltaic panels that source the electric power for the building. Parallel to these lines, five square balconies provide outdoor space for users, a feature highly appreciated in curtain wall buildings with non-openable windows (Fig. 4).

Design and construction conformed to the 'nearly net zero energy' criteria that pursue the minimisation of external energy consumption with energy savings systems, self-generation and energy transfer among the systems in place in the building [3].

3. Structural design

3.1. General conceits. Background to the design approach

The pursuit of 'megastructure' in the initial stages of design as an engineering recourse to capitalise most effectively on architectural form is one of the tools which, under a broader concept

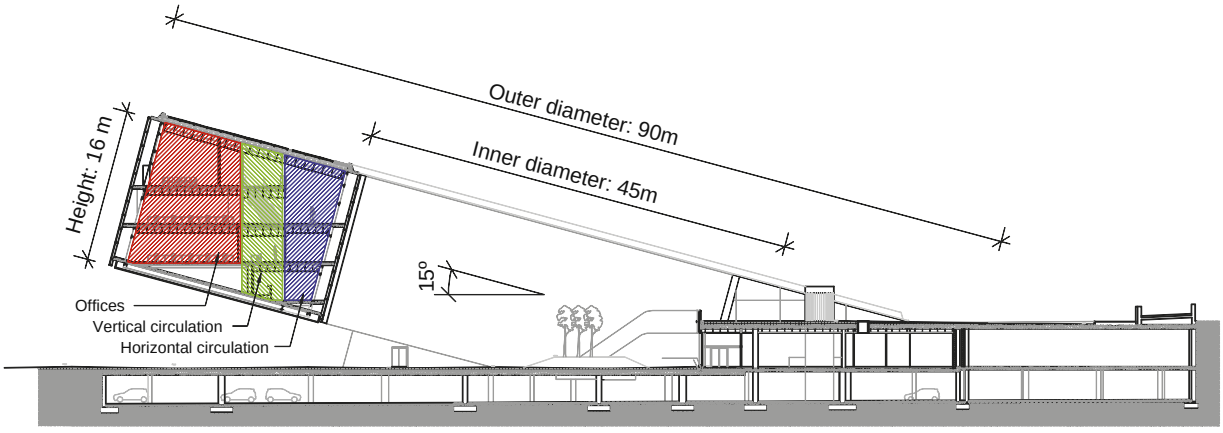


Figure 3. Longitudinal section along the building's axis of symmetry.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 4. Aerial view of the roof.

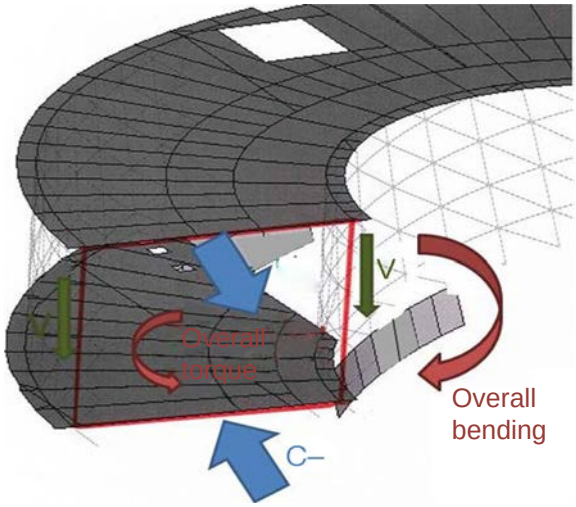


Figure 5. Overview of how the 'megastructure' works.

known as 'tensibility', is one of the leitmotivs of the structural engineering that has characterised MC2 in recent years [4].

'Tensibility' can be defined from two perspectives [5]:

- the capacity to use the maximum envelope dimensions of the entire building, as actively as possible, to establish a structural system for that space, able to solve strength and construction problems without altering the spirit of the architectural form proposed;
- the intrinsic capacity of a structural arrangement or typology to lead the forces induced by the actions on a structure, as directly and actively as possible, towards the supports or load transfer points.

The aim, then, is to identify the strength mechanisms afforded by the elements designed by the architect, to generate the spaces or project the images that define the building and maximise its effectiveness. Examples of the application of this concept can be found in Spain's Pavilion at the Shanghai World's Fair [6], the 'bamboos' in the ZeroZero tower on Barcelona's Diagonal Avenue [7] and the overlapping diaphragm walls on Madrid's Teatros del Canal [8].

3.2. General description of the structure

The structural approach originally adopted was to regard the pitched top and bottom sloped slabs and the inner and outer trusses as the members comprising the overall strength system. This huge cylindrical box girder would be able to withstand the loads generated in the cantilevered area by drawing from non-uniform torque mechanisms and transfer such loads to the support areas in contact with the conventional structure below. The general stress generated by the unique cantilever (around 30 m between the outer edge and its closest support) would induce overall bending and shear stress and torque in the 'megastructure'. These would translate primarily into axial tensile forces on the top and compression on the bottom sloped slab, irrespective of the attendant shear stress on both planes. The trusses, in turn, would transfer the basic overall shear to the columns through the tensile and compressive mechanisms acting on the vertical, and diagonal web members, and the horizontal chords [9] (Fig. 5).

In this conceptual approach, overall torque, induced by the circular form of the element, would be introduced in the system via the tangential stress on the large rectangular section formed by the four aforementioned sub-systems (two sloped and two curved truss planes). Nonetheless, due to their incompatibility with building functionality, bulkheads or cross-braces stiff enough to keep the section from warping and hence justifying the assumption of pure torque in the design were not envisaged for such a section. In other words, the structural system would entail additional deformability and the elements would be exposed to compatibility forces characteristic of the non-uniform torque induced in the portal frames formed by the truss uprights and the structural slab beams as a result of the slope on the latter.

The inter-storey beams and floors and inner columns constituted the secondary elements in this general system. In addition to constituting the architectural storeys, they were to serve an indisputable purpose within overall structural behaviour by acting, depending on their stiffness and the design of their connections, as intermediate diaphragms, countering to some limited extent the deformability of the huge box girder that comprises the 'megastructure' (Fig. 6).

The main structural elements are described in the following sections.

3.3. Main trusses

The building's trusses are its primary bearing members. The approximately square modules (4 m between uprights, 4 m between storeys), originally intended as a constant module for the second storey, ultimately translated into a sheaf of vertical planes set at 5° angles to one another. While the truss on the outer cylinder approximately doubles the diameter of the truss on the inner cylinder, since only one of every two outer axes continues on to the inner structure, the modules in the latter could also be

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

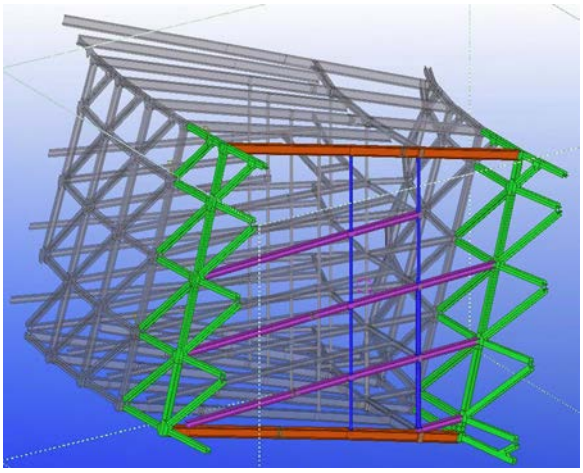


Figure 6. Radial cross-section of the 3D model of the steel structure. The box girder section formed by the façade trusses (green in the diagram) and the bottom and roof structural slabs (orange for beams) is stiffened by diaphragms consisting in the inter-storey beams (purple) and inner tubular columns (blue).

dimensioned to approximately 4 m^2. Both trusses sweep a total angle of 290° symmetrically around axis 00 (Fig. 7).

Although curved, the trusses are made of straight elements that join the nodes at the theoretically curved surfaces. The maximum deflection (chord deviation with respect to the arc) is around 50 mm.

A number of alternatives for the trusses were initially considered (Howe with one or two families of diagonals, with or without vertical uprights, Viereendel truss without diagonals. . .). Ultimately, designers opted for a Howe truss with a single row of diagonals positioned in the same direction on both sides of the axis of symmetry to enhance the dynamic effect, albeit at the expense of forfeiting some stiffness and introducing asymmetrical behaviour on the two sides of the truss.

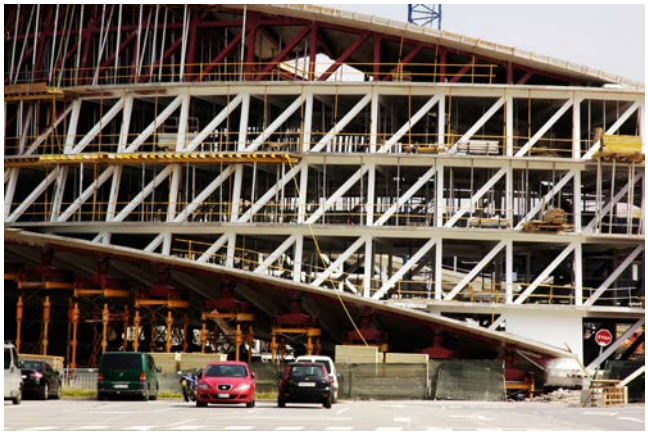


Figure 8. Side view of the outer truss during construction of the structural roof slab: note that the diagonals remain straight at the junction with bottom and roof slabs.

A final adaptation, which obviated the need to locate the theoretical nodes in these planes, entailed extending the approximate direction of the diagonals until they abutted with the sloped bottom and roof slabs. This prevented having to change the slope on the diagonals and improved the aesthetics of the structure, even though it involved a small loss of truss performance in these areas (Fig. 8).

Nearly all the truss bars were designed to consist in 300 mm × 300 mm, HEA300, HEB300 or HEM300 hot-rolled profiles, and built-up sections with plates measuring up to 1000 cm^2, with S355 and S460 steel.

3.4. Inner columns

To shorten the span of the radial beams in the inter-storey structural slabs, columns made of S355 tubes with 140–355 mm diameter sections, ranging from 5 to 20 mm thick and skirting

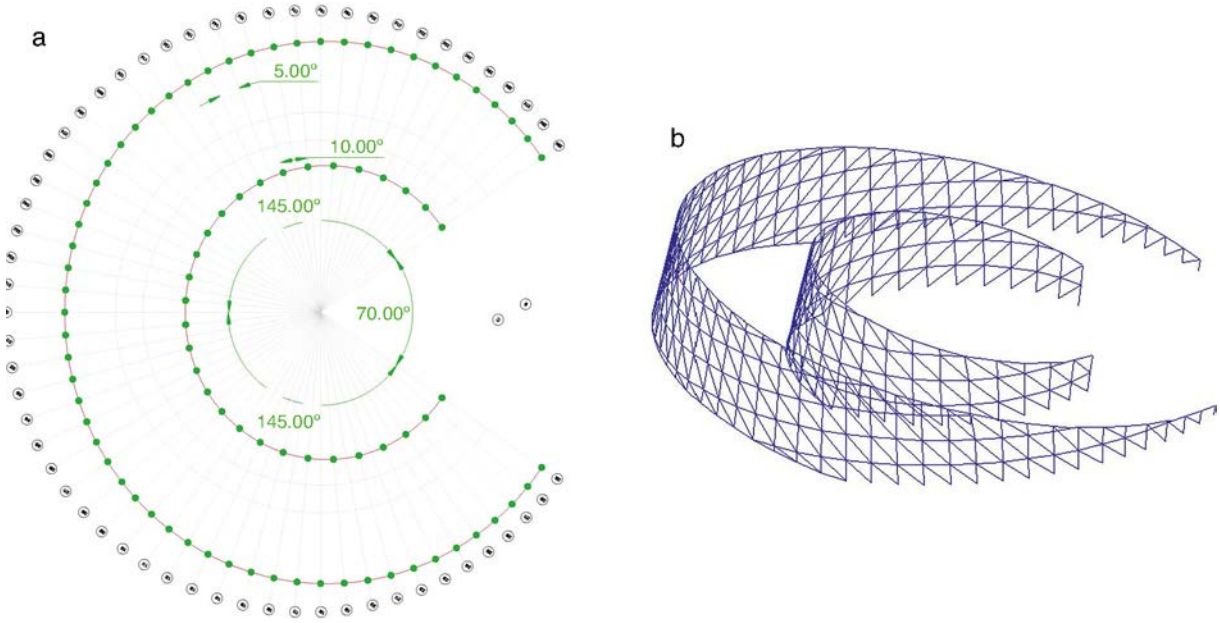


Figure 7. Basic geometry of the façade trusses: plan view (left) and three-dimensional modelling (right).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

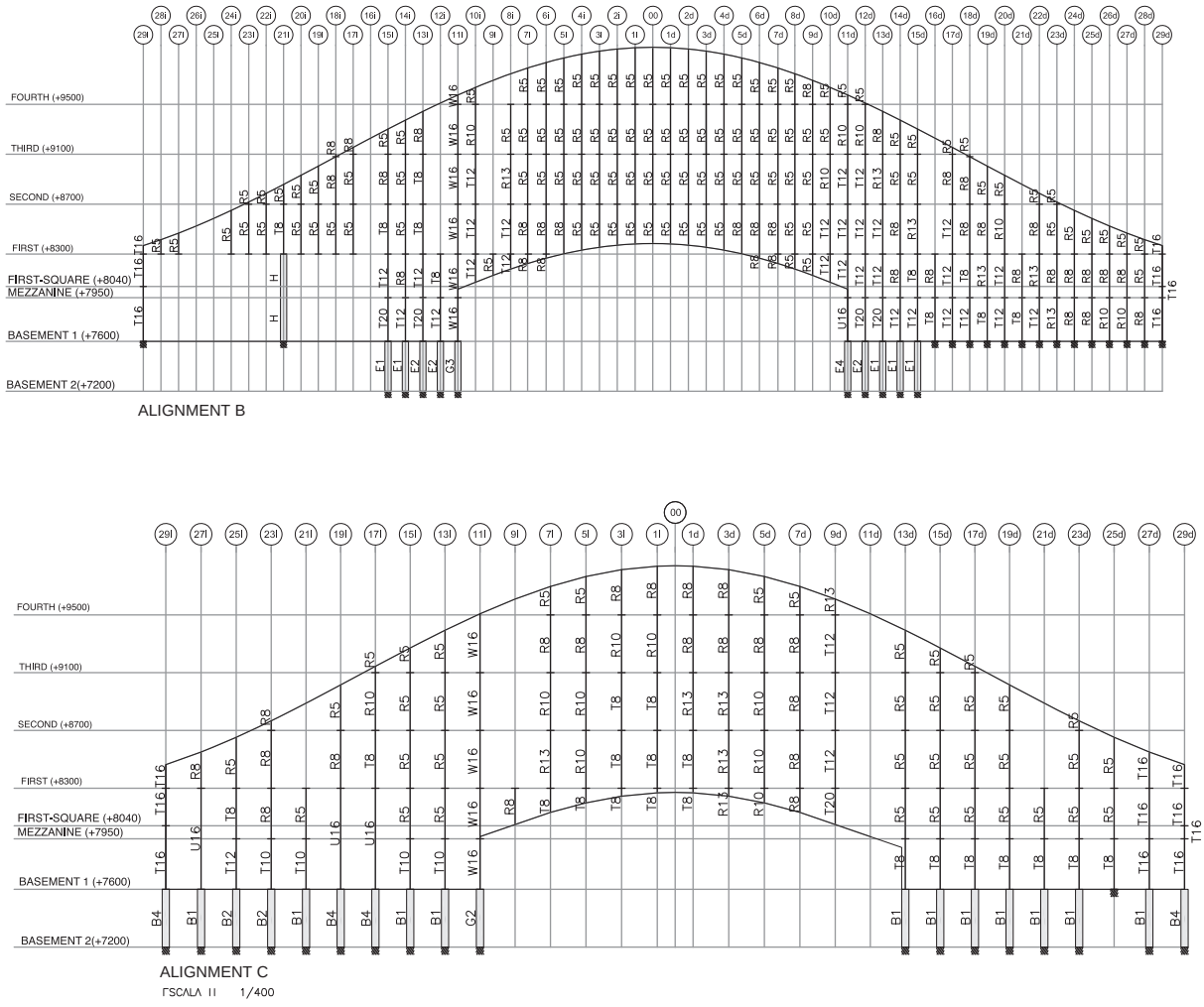


Figure 9. Elevation views of outer (alignment B) and inner (alignment C) columns.

both sides of the central vertical cylinder, were included in the structural design.

The aforementioned wide range in their dimensions was required to accommodate load and contour variability. The heaviest sections were envisaged for the bays closest to the abutment of the cantilever with the base of the building (where the load on the circumferential Vieerendel truss is partially transferred, see point 4). The lightest were positioned at the centre of the cantilever, where they bear either compressive or tensile forces depending on the differences in bottom and roof beam stiffness (Fig. 9).

3.5. *Inter-storey structural floors*

The solution chosen for the inter-storey structural floors consisted in a mix of series HEB profiles, typically from 240 to 300 mm deep (S275 steel) in addition to a cast-in-place concrete slab with a standard thickness of 15 cm. The beam dimensions and slab thickness were increased locally as needed for ad hoc propping or in areas under high shear stress.

The composite beams forming part of the structural slabs were likewise arranged radially in a manner to concur with the truss nodes. The inner circular axis was designed as a continuous beam on which every other radial beam rests, to make the transition from the angular modulation of the outer to that of the inner truss (Fig. 10).

The use of corrugated steel decking was ruled out for the concrete slabs, given that the standard 4 m distance between radial beams, would have called for very thick decking, or the use of intermediate joists. Moreover, the decking would have had to be cut into pseudo-circular sectors of variable dimensions depending on the zone. The additional on-site difficulties that would have entailed rendered this option clearly unsuitable.

3.6. *Sloped structural bottom and roof slabs*

These structural slabs were engineered to serve a triple purpose: first, to enclose the top and bottom of the building; second, to have sufficient bearing capacity to withstand the loads received from the inner columns in the cantilever (that cannot connect to the foundations); and third, further to the initial ‘megastructure’ concept, to form the flanges of the huge box girder that constitutes the building’s cantilever.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

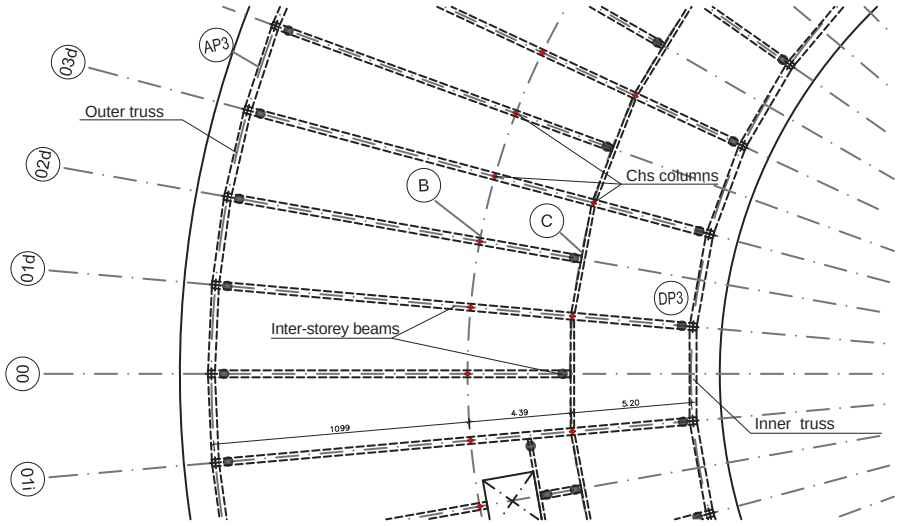


Figure 10. Inner secondary structure: every other radial beam is discontinued at axis *C* where it rests on a circumferential beam.

The first two purposes (building enclosure, base for inner columns) called for a powerful radial structure able to transfer stress to the side trusses. The third, in contrast, required a structure able to effectively assume the circumferential axial and shear stresses. For that reason, the chosen solution was, as in the inter-storey floors, a composite structural slab, although with double the depth (500–600 mm) of the built-up, rolled steel beams. The concrete slab was increased to a thickness of 20 cm (Fig. 11).

3.7. Below-grade structures

The elements described in the preceding sections constitute the above-grade structure that rises over a concrete base housing a basement and an entrance storey. This base was designed to contain all the members listed below, needed to enable the 'megastructure' to transfer the building stresses to the soil (Fig. 12):

- *bearing diaphragms for trusses*: 20 m long, 60 cm thick flat members located underneath the points where the trusses rest on the base that receive the major share of the stresses on the fixed end of the cantilever;
- *truss columns and tie beam*: concrete portal frame located downstream of the diaphragms that receives the (much less intense) stresses generated by the truss anchorage at the rear of the building, in which the 1.00 m (h) × 0.60 m (b) beam rests on 0.45 m diameter circular columns;
- *wall beam*: 40 cm thick member positioned at the end of the bottom structural slab (which for reasons of functionality is not directly connected to the foundation as would be called for in orthodox design from the perspective of how the 'megastructure' should work) which conveys its vertical reaction to the side diaphragms via shell mechanisms.



Figure 11. Construction of structural roof slab.

4. Design and engineering

4.1. Conceptual and detailed numerical models for the building

The building was analysed by stages. First, a conceptual numerical model was developed in which practically all the specific local features (service shafts, lifts, balconies) were omitted, to determine the contribution of the main elements described in

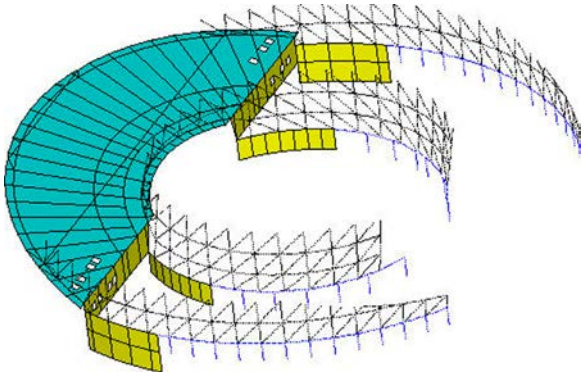


Figure 12. Modelling for below-grade structures: diaphragm walls for trusses and wall beam shown (in yellow), and columns and tie beam (in blue).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

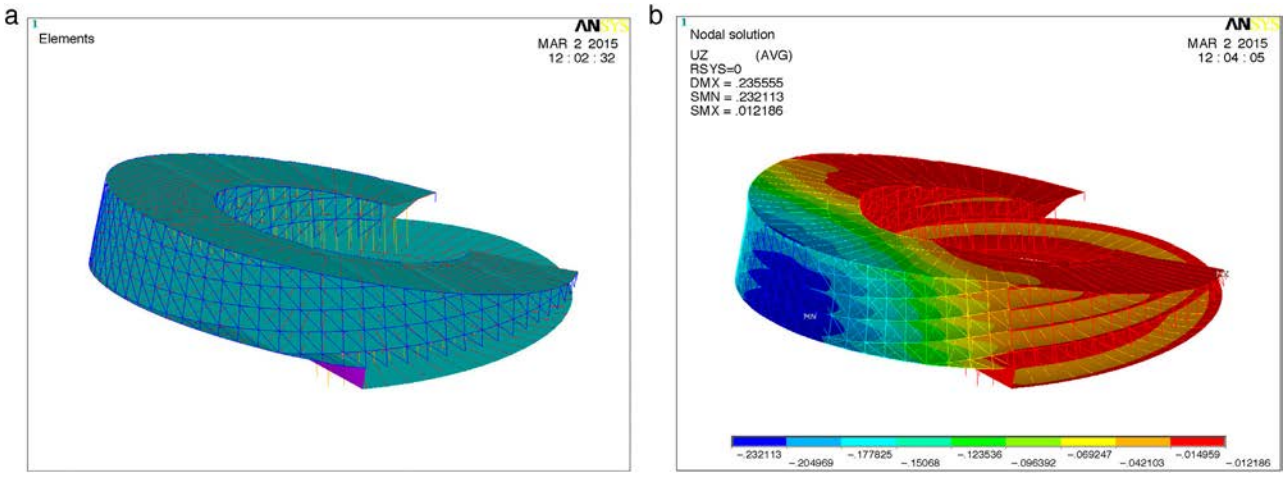


Figure 13. Conceptual model: model geometry (left) and deflection under permanent loads (right).

the preceding section to the overall bearing capacity. This initial approach to the building behaviour supported the subsequent decision-making, and influenced the still incipient architectural design in order to optimise structural performance and enhance 'tensibility' (Fig. 13).

The main conclusions drawn from the conceptual model were the following.

- The outer and inner trusses constitute the structure's primary strength mechanism, and given their great depth, they are not only able to convey the shear on the megastructure, but also to withstand a substantial share of the bending stress.
- Overall bending stress is less intense on the sloped structural slabs than might be expected from the coupled tensile/compressive forces borne, due in particular to their high depth/span ratio. Consequently, most of the cantilever can be regarded as a D-region. Similarly, the lack of any consistent axial stress in these structural slabs at their connection with the base limits their ability to act as box girder flanges.
- Nonetheless, these slabs play a substantial structural role in keeping with two mechanisms:
  - as tensile and compressive flanges, which is perceptible when their edges are longitudinally stressed or their transverse modulus of deformation is varied;
  - as chords in the circumferential Viereendel trusses, formed by the bending stress on the rings of columns and the structural slabs themselves.
- A Vieerendel truss-like mechanism arises in the radial planes where the inter-storey composite beams and the columns form flexible diaphragms. These elements help counter the distortion in the box girder section, bearing axial and bending stresses, and inducing sizeable bending in the girder components (Fig. 14).

The detailed iterative model, developed with the precise geometry and actual conditions required to adjust component dimensions, revealed factors that failed to surface in the conceptual analysis. The most prominent of these was that, while the initially chosen alternative envisaged participation by most of the elements in overall strength, the reality of dimensioning made it clear that the excessive parasitic stresses generated in such a solution, would lead to a vicious circle in which raising stiffness would entail a concomitant rise in stress. As a result,

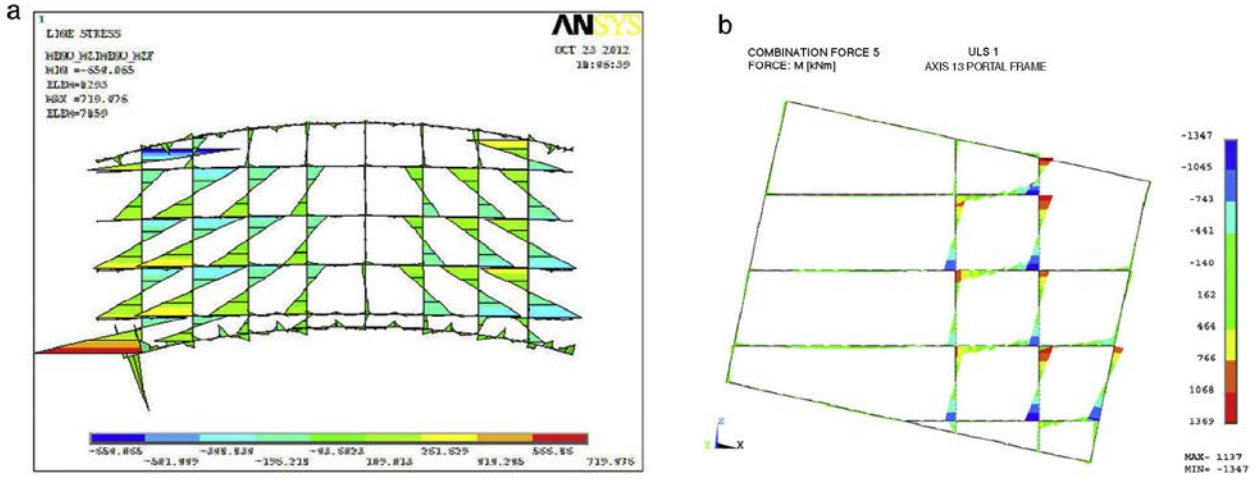


Figure 14. Bending moments deriving from Viereendel truss-like mechanisms in the circumferential plane of the columns (left) and a radial plane (right).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

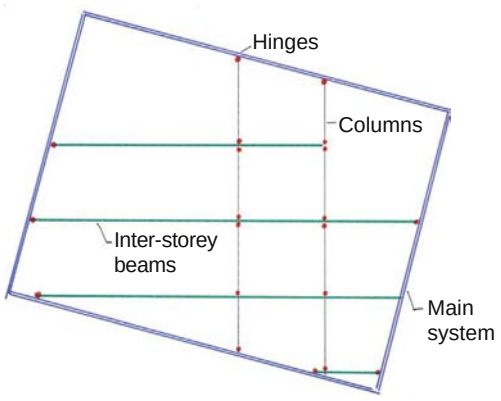


Figure 15. Hinges introduced in the radial plane to dissociate main from secondary systems.

the main structure was clearly dissociated from the secondary structures by providing for the following hinges (Fig. 15):

- between the inter-storey beams and the trusses and the *C* axis beam
- between columns and beams
- in certain beams, where system stiffness would undergo an abrupt change (leverage).

4.2. Dimensioning, automation and verification

A highly statically overdeterminate structure, in which many elements contribute to structural stability, not only in their own local sub-systems but also in the global operation, called for a nimble numerical model able to accommodate substantial iteration. That, in turn, necessitated stringent control of the input and highly skilled analysis of the output.

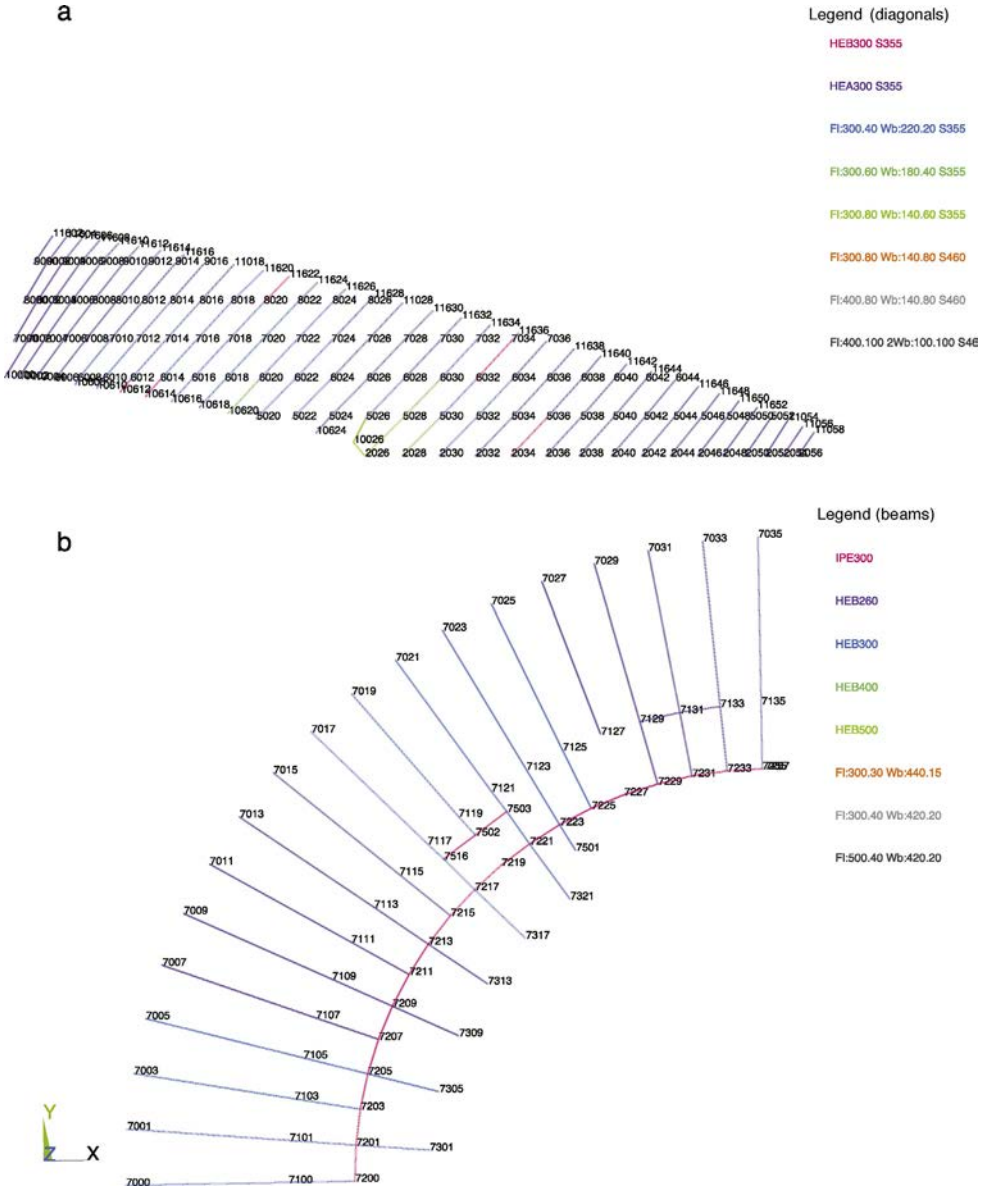


Figure 16. Graphics for verifying the data entered for the outer truss diagonals, top (a), and beams in storey 3, bottom (b).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

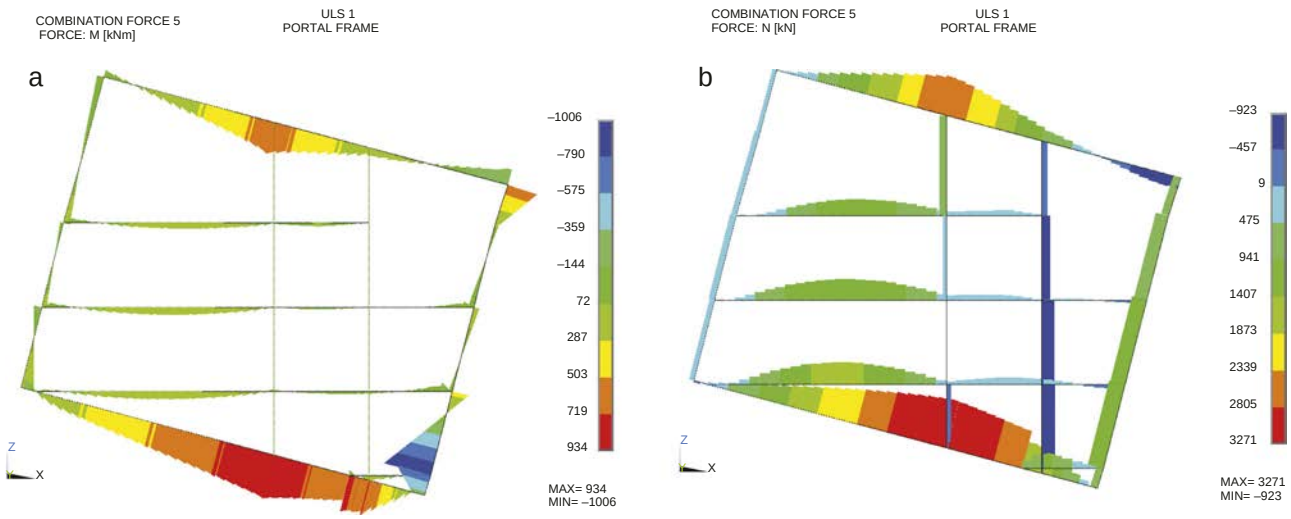


Figure 17. Graphic outputs for stresses on a radial plane: main bending moments (left) and axial forces (right).

Improvements or specific adaptations in the ANSYS finite element-based proprietary software were developed for this project.

- *Beam, column and truss graphics*: plan or elevation views of the profiles defined were depicted by creating representation groups, and colours were assigned to the beam or bar types to be able to readily verify the data entered in the model (Fig. 16).
- *Graphic outputs for radial plane stresses*: the main stresses (axial, bending and shear) on the radial planes were represented to quickly and intuitively visualise component behaviour, and to detect modelling errors or questions not envisaged in the initial calculations (Fig. 17).
- *Verification of composite beams*: the structural slabs were modelled taking the slabs as shell elements and the suspended steel beams as beam elements. Verification of the composite section consequently called for compounding the stresses on both elements, taking into consideration the variability of the effective flange width of the slab, due to the inter-storey height and specifics such as openings and header beams. With a view to expediting these calculations, a parametric study was conducted to confirm the following hypothesis: verifying that the steel section based on the stresses on the beam element alone lies on the side of safety with respect to verifying the composite section based on the compound stresses [10].

The parametric study consisted in differentiating between two shapes (IPE300 and HEB500), assuming a (design-typical) 15-cm slab, and effective flange widths ranging from 25 cm to 3 m, and testing four stress cases (positive and negative moments, separate from or associated with same sign axial stresses). The stresses to be borne by the steel section were calculated from the performance of the section as a whole through elastic failure; and the safety coefficients found with the two verifications (composite section with compound stresses; steel section with simple stresses) were compared. The results showed that section verification based on simple stresses lay on the safety side in all but one of the cases: pure negative bending stress (due to the variation in the centre of gravity of the section as a result of slab cracking). The solution adopted to cover this situation was to raise the negative stresses by the established factor of 1.15, which was, moreover, the mean of the situations in which simplified verification delivered results on the unsafe side. The outcome of conducting this parametric study, then, was that the building's one thousand composite beams could be readily and accurately verified.

4.3. Singular points

Shape adjustment iterations revealed that loading the shapes springing from the bearing diaphragms was a particularly concentrated and statically determinate process (scantly dependent upon variations in stiffness that could be enlisted for more diffuse loading). For that, the inclusion of stronger members able to receive the concomitant axial stresses was needed. Those reinforcing elements, which served to transition between the massive bearing diaphragm structure and the single line truss components, were no more than sheet metal panels filling in the inter-shape gaps and receiving some of their load (Fig. 18).

Similarly, loading was found to be particularly abrupt at the corner formed by the bottom slab, the inner truss, and the wall beam, where the stresses on the 20 cm concrete slab would amount to 60 MPa. The solution chosen was to reinforce the area with sheet metal bolted to the concrete, and to place a steel tie on the wall beam (Fig. 19).

Likewise, the uprights closest to the cantilever were observed to be subjected to very high axial compressive stress, generating much greater stress on the top of the bearing diaphragms than could be borne by the concrete. Here the option adopted was to embed shapes which, via a connection distributed along their entire length, afforded more diffuse concrete loading.

4.4. Standard connections

The construction design listed the basic criteria governing the standard connections, leaving geometric development to the metal works plant. The main nodes are listed below:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

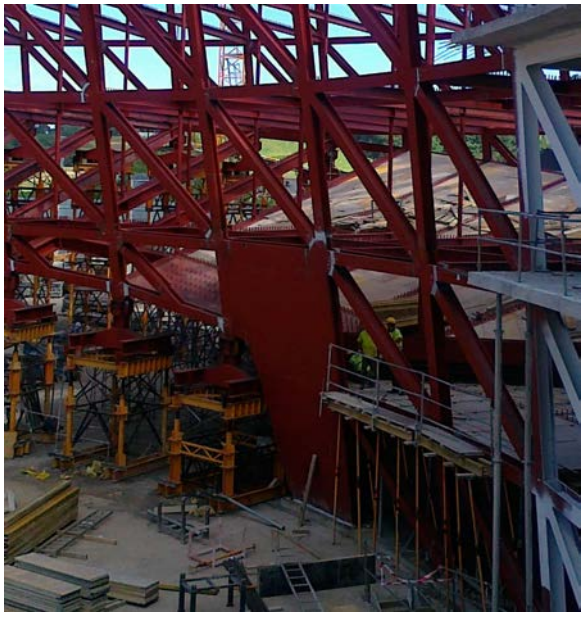


Figure 18. Reinforcing infill on the inner truss.

- *Standard truss node*: gusset receiving up to six bars whose thickness was determined as the dimension needed to receive the axial stress from the webs and flanges of the largest bar received. These doubly folded nodes were to accommodate the difference in the semi-angle between two consecutive radial axes. The folds were reinforced with stiffeners to distribute the deviation forces (Fig. 20).
- *Beam-column node*: partially hinged node designed to lower flexural stiffness substantially, and induce the appearance of a plastic hinge, indispensable to dissociate the primary from the secondary systems and minimise the appearance of parasitic loads.
- *Node between horizontal and sloped beams*: as above, some partial hinging was sought between the two elements to avoid secondary moments.

5. Manufacture and assembly

5.1. Geometric model for the structure

Early into the design phase, a need was acknowledged to position nearly all the structural members in radial and concentric vertical planes: i.e., truss uprights, inter-storey (horizontal) and sloped beams and inner columns were to be coplanar. That assumption greatly simplified stake-out and assembly, the design of coplanar nodes and the introduction of camber in the cantilever sections.

Moreover, many particularities were detected during the development of a precise geometric model for the building, some of which had been envisaged while others were revealed by three-dimensional modelling:

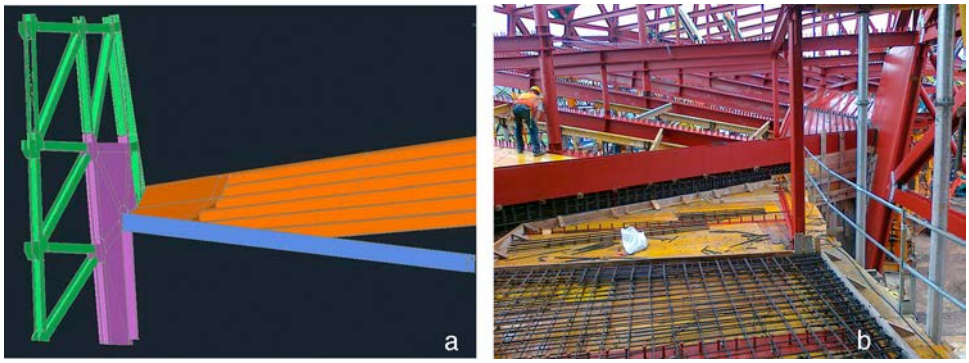


Figure 19. Reinforcing sheet metal on the bottom slab: 3D model simulation (left) and construction photograph (right).

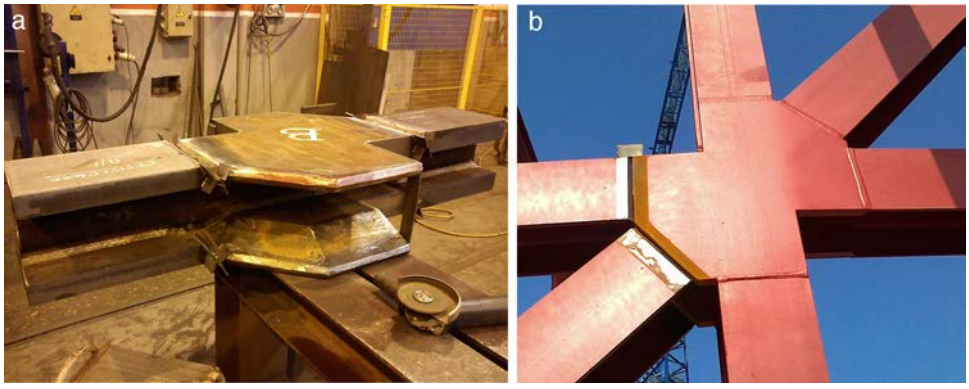


Figure 20. Standard truss node: workshop trial (left) and after on-site assembly (right).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

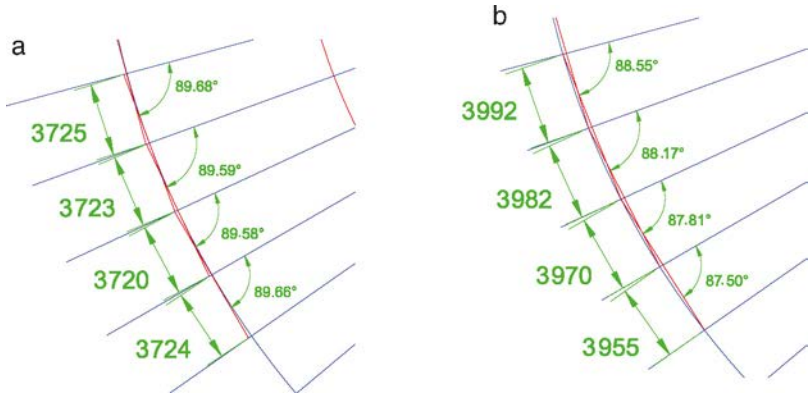


Figure 21. Modulation and angles in the outer truss between axes 3i and 7i on the fourth (left) and first (right) storeys.

- Although the storeys are elliptical, all the elements were designed to be rectilinear. That in turn entailed a translation of the centre of each storey, whereby cutting a cross-section in the ellipses through the bundle of axes resulted in module variability and differences in element dimensions (Fig. 21).
- The model showed that as the uprights are not generatrices of the cylinder, they formed a polygonal line. To facilitate construction, the straight line connecting their end points was taken as the basis for rectification.
- As a result of the foregoing and the fact that the design of the storeys resulted in ellipses whose centres were not aligned, the radial axis lines were not perpendicular to the contour. Given the aforementioned decision to use straight uprights and contain the structure in general in radial planes, the sides of the uprights were not contained in the surfaces parallel to the ellipse. Consequently, the angles of the folds on the gussets likewise mentioned above were not symmetrical, and indeed in some extreme cases one of the folds absorbed the entire angle, leaving the other edge straight.
- As the slanted and horizontal floor slabs meet at a fairly small angle (15°), the horizontal area formed at the overlap is large. These overlaps were defined during the engineering phase as the abutment between the top sides of the slabs. Given the finite size of the elements, however, the model showed that the actual connection between the steel components could deviate considerably from the theoretical intersection, necessitating specific revisions of each zone to adapt the design and calculations to geometric realities.

5.2. Other manufacturing-induced modifications

The tight construction schedule imposed by the building's owner called for optimising assembly procedures to expedite construction. Some of the areas where the metal works plant and the design engineer worked together are described below.

First, a specific study of each node type led to the adoption of a bolted solution in a fair percentage of the nodes, including: the vast majority of inter-beam nodes, both hinged and restrained, (barring the ones requiring welding, for reasons of capacity), all the column-beam nodes, and the inter-storey beam-truss nodes (Fig. 22).

The joints between truss elements were studied in great detail in light of their impact on manufacturing and assembly times. While the original continuous welding procedure for the truss nodes was maintained (for reasons of aesthetics and capacity both), a great deal of effort was put into optimising weld thickness, thanks to which 70% could be switched from full to partial penetration welds. The number of truss nodes requiring stiffeners was also optimised, and were conducted verifications of the sections in which the cope holes required to accommodate the thickness reduced the effective section of the web to the point of compromising its integrity. Slender platbands were designed to be placed over the welds to strengthen the axial capacity of the elements.

In addition, and perhaps more importantly, given the optimality of the solution, an exhaustive weld inspection plan was implemented by an outside quality control company. Only a very small percentage of the large sample inspected proved to be defective.

5.3. Assembly

The assembly procedure adopted by the metal works plant consisted in positioning alternating truss panels. Each panel, comprised two uprights and all their intermediate elements, was shipped from the plant fully assembled, along with separate elements to be placed between any two adjacent panels (Fig. 23).



Figure 22. Bolted beam and beam-column joints.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 23. First structural sector, including two opposite truss panels, beams, and intermediate columns, as it was hoisted into position.

As the inner skeleton was erected by fully assembled sectors, the structure grew radially rather than vertically. As a result, construction could proceed from the perpendicular axis of symmetry in four work sections: two towards the front end of the cantilever and two towards the rear.

Provisional propping was needed during the hoisting operation to ensure the transverse stability of the panels in the radial direction, and to receive the horizontal component of the load generated by the slope on these components (Fig. 24).

However, in a radial cross-section, given the slope on the cylinder, both trusses sloped in the same direction. Consequently, in the early stages of assembly, the erection of the inner structure did not suffice to stabilise the whole assembly. A protocol for removing the props was developed to prevent failure due to instability of the structure as a whole, while also reducing the assembly tolerance to offset the strain on the structure resulting from its deviation from the vertical.

5.4. Prop removal

In the cantilevered area the entire steel structure was assembled on shoring towers (Fig. 25). Two main unknowns were addressed with a view to ensuring safe prop removal conditions:

- appraisal of the initial reactions;
- implementation of a process that would not place excessive loads on the provisional towers, the foundations built specifically for them or the truss bars themselves, which in the front areas were very slender in light of the small stress to be ultimately borne.



Figure 24. Hoisting the first truss panel: note the provisional props used to stabilise the structure during erection.

A sensitivity analysis of the parameters affecting the distribution of reactions was conducted to appraise the reactions and expected strain as precisely as possible. The findings showed that significant differences could arise depending on:

- the value of the G-modulus of the transverse strain adopted;
- the off-sets assumed for the truss bars;
- the axial flexibility of the shoring towers;
- construction progress.

In contrast, the early age modulus of elasticity was found to have a scant impact, inasmuch as fairly insignificant sections of slab would be cast a short time prior to prop removal.

On the grounds of this preliminary analysis, an initial model was established whose most prominent characteristic was the adoption of a variable distribution for the G-modulus depending on the areas subjected to the greatest shear stress. The initial reactions to prop removal were generated from the initial model. At the same time, the allowable reaction limits were obtained,

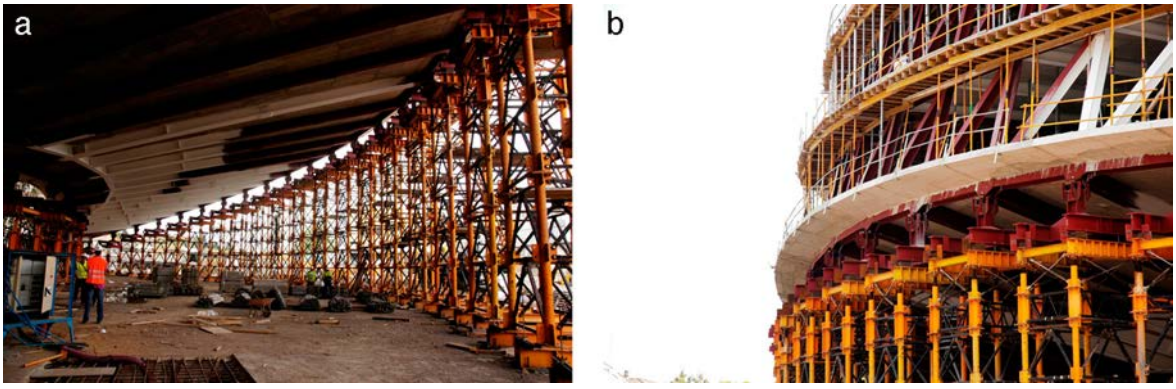


Figure 25. Alignment of the outer truss resting on provisional shoring towers.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

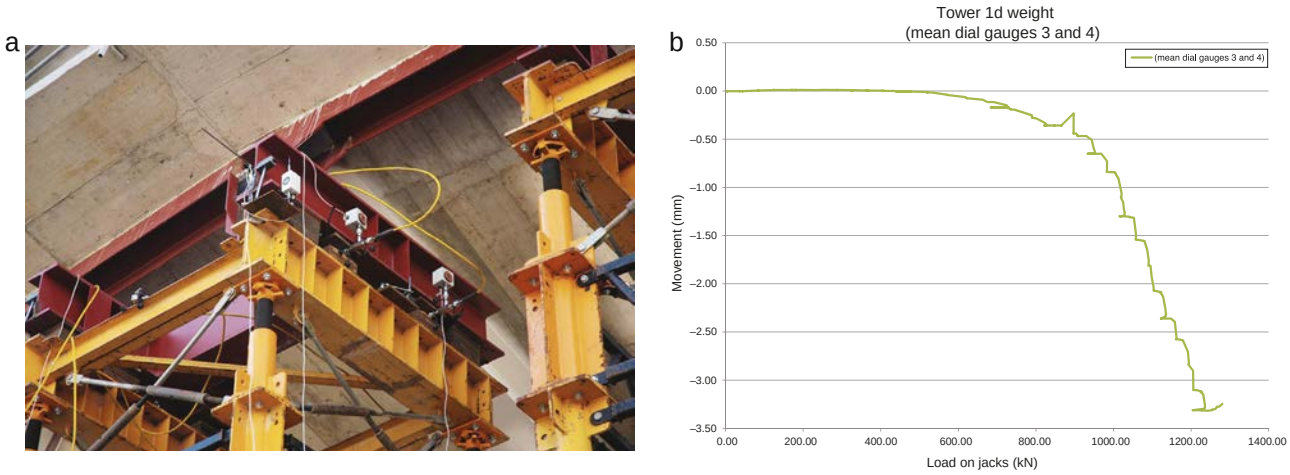


Figure 26. Weighing: shoring tower base fitted with jacks and dial gauges (left); *F–d* diagram plotted with readings taken during the operation (right).

determined primarily on the grounds of the bearing capacity of the foundations built for the shoring towers.

When 6 of the total 33 columns were weighed to validate the theoretical reactions estimated, the results were somewhat scattered. Weighing was conducted in much the same way as in works to widen the spans in flyovers [11], using dial gauges to measure the movement in the structure when subjected to pressure from the hydraulic jacking system. The graph in Figure 26 plots weight against movement (*F–d* curve). Note that, when the load borne by the tower was reached, the slope on the *F–d* curve varied drastically.

After the theoretical reactions were validated, prop removal adjustments were undertaken. From the outset, it was obvious that the procedure designed would have to provide for the gradual descent (and loading) of the structure, in which the shoring towers would have to afford some degree of support. The large number of provisional towers (33 in all) and the small overloads that could be assumed by each and its foundations (around 2.5 times the initial reaction) ruled out the simple gradual removal of the towers.

The alternative consisting in the partial lowering of the props was likewise unworkable, given the stiffness of the structure the expected descent after the release of a support was always less than 5 mm, a magnitude extremely difficult to control in practice.

The solution ultimately stemmed from the observation that when any single tower was removed, the load was distributed among the rest in keeping with the stiffness of the adjacent towers. Since the tower height declined progressively from the cantilever to the springing line, elements closest to the latter assumed higher loads, although the load transferred to the supports at the outermost end of the cantilever was not negligible.

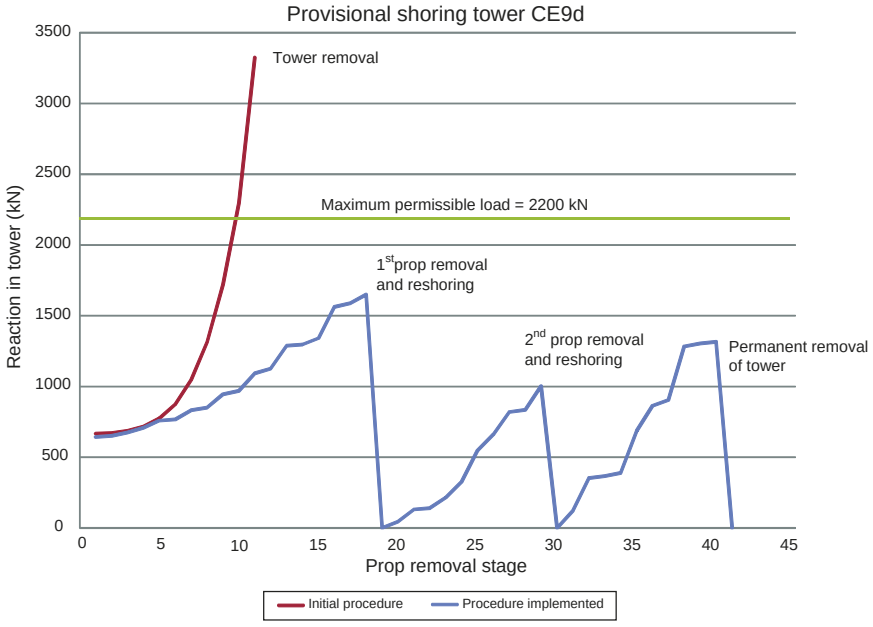


Figure 27. Estimated reaction in one shoring tower during the various prop removal procedures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Figure 28. Front view of tower after construction of façade.



Figure 29. Indoor view of building showing inner truss and two rows of inner columns.

In light of the foregoing, a system was devised in which the existing reaction could be relaxed with load transfer and reshoring operations, and the loads gradually conveyed to the permanent supports. Two load transfer and reshoring operations were conducted for each provisional support prior to its permanent removal, as depicted in Fig. 27. In addition, the three groups of operations (two load transfers, and reshorings, and one permanent prop removal) were overlapped, to prevent the reactions from generating an excessive rebound in the direction of the cantilever.

Prop removal, conducted as described above, was monitored throughout by measuring five additional parameters:

- the reaction in the jacks on the tower to be withdrawn as soon as the chocks could be moved and immediately after they were released;
- the distance the structure descended after the jacks were relaxed;
- the chocks removed when the structure was re-shored;
- weight of a tower adjacent to the tower to be removed, before and after release of the latter, to determine the load increase;
- topographic data of the structure at the end of each day.

As would be expected, the scatter found in the measurements of these five parameters was not negligible. Nonetheless, the movements in the tower released provided a good fit to the initial estimate, while the reaction and topographic data were somewhat more widely scattered. After the operations, the cumulative descent at the high point of the cantilever came to 63 mm, i.e., less than 10% of the theoretical value.

These prop removal operations marked final completion of the structure, just 15 months after the preliminary studies had begun [12].

6. Conclusions

The construction of a new corporate headquarters called for the design of an iconic building recognisable by employees, customers, visitors and society at large. That objective was indisputably met by the architectural team (Figs. 28 and 29).

The structural challenges stemming from a design with visual impact must be confronted with criteria of structural efficiency, constructional rationality, and minimal effect on architectural functionality. By applying conceits such as ‘megastructure’ as in this project, major structural challenges can be addressed with the intelligent use of the potential and resources deriving from the architectural form. Thanks to close cooperation among all project participants during the conceptual design, development, and construction phases, highly efficient use was made of all the available resources to erect the building without forfeiting a single line of its unique design.

List of participants

Owner: ORONA;
Architectural design: ORONA and LKS Ingeniería;
Structure: MC2 Estudio de ingeniería;
Construction: Mariezcurrena (concrete structures), URSSA (steel structures);
Weighing, prop removal control: INTEMAC and BETAZUL.

References

[1] Orona Ideo. Available from: www.orona-ideo.com (accessed 22.07.15).
[2] BREEAM® ES, Orona recibe el primer punto de innovación BREEAM en España. Available from: http://www.breeam.es/index.php/comunicacion/noticias/item/105-orona-recibe-el-primer-punto-de-innovacion-breeam-en-espana (accessed 22.07.15).
[3] Construction21 España, Orona IDeO – Innovation City. Available from: http://www.construction21.org/espana/case-studies/es/orona-ideo—innovation-city.html (accessed 22.07.15).
[4] D. Rodríguez Muñoz, G. Ladrón de Guevara, Mega-structural concepts applied to special buildings, in: 37th IABSE Symposium, Madrid, 2014.
[5] J. Martínez-Calzón, Treatment of the form in structural engineering, in: 1st International Conference on Structures & Architecture, Guimarães, 2010.
[6] J. Martínez Calzón, C. Castañón Jiménez, Pabellón de España en la Expo 2010 en Shanghái, Hormig. Acero 64 (2013) n° 269, p. 5–29.
[7] J. Martínez Calzón, L. Ceriani, P. Bartalotta, Estructura sobre rasante de la torre Diagonal ZeroZero, Hormig. Acero 63 (2012) n° 265, p. 7–32.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

[8] J. Martínez Calzón, Á. Serrano Corral, Nuevas líneas de diseño estructural: los teatros del canal en Madrid, Inf. Constr. 58 (2006) n° 504, p. 65–66.
[9] J. Martínez Calzón, G. Ladrón de Guevara, D. Rodríguez Muñoz, P. Bartalotta, M. Palacios Lloret, Orona Zero Building, SEI (2014) 53–57.
[10] J. Martínez-Calzón, J. Ortiz, Construcción mixta hormigón-acero, 1st ed., Rueda, Madrid, 1978, pp. 910.
[11] J. Martínez-Calzón, Ampliación de las luces de 14 pasos superiores continuos postesados para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la Autopista A-7 Barcelona-La Junquera. Tramo: Hostalric-Maçanet, Inf. Constr. 46 (1994) n° 431, p. 5–25.
[12] D. Rodríguez Muñoz, G. Ladrón de Guevara, El Edificio Orona Zero, in: VI Congreso de ACHE, Madrid, 2014.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026