Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 249, págs. 19-43
julio-septiembre, 2008
ISSN: 0439-5689

Torre Espacio. La estructura del edificio
Torre Espacio. Building structure

Julio Martínez Calzón[1] y Miguel Gómez Navarro[2]

Recibido / *Received:* 11/12/2007
Aceptado / *Accepted*: 13/02/2008

RESUMEN

El edificio Torre Espacio, con 223 m de altura sobre rasante, ha sido proyectado combinando soportes de hormigón armado y losas macizas del mismo material. Este planteamiento estructural, condicionado parcialmente por las preferencias de la empresa promotora del edificio, permite adaptarse con facilidad a los condicionantes determinados por la variabilidad en planta del edificio, habiéndose diseñado una estructura flexible que se ha podido ejecutar manteniendo un ritmo de entre tres y cuatro plantas mensuales. El diseño de la estructura cuenta con la colaboración de su carácter monolítico para aumentar su rigidez horizontal al poderse contar con la colaboración de los soportes conectados mediante los forjados a los núcleos. En algunos elementos singulares (losa de cimentación, vigas cargadero, cinturón de rigidez, soportes especiales) se han utilizado elementos metálicos, mixtos o de hormigón pretensado. Las vigas cargadero de 27.8 m de luz resuelven la eliminación de soportes en las zonas de accesos al edificio, mientras que el cinturón de rigidez que conecta el núcleo con los soportes, ha precisado del bombeo de hormigón HA-80 a una altura de 130 m sobre la rasante. La colaboración durante la fase de redacción del proyecto de los equipos encargados de la ejecución de la obra, ha permitido tener en cuenta de una manera muy ajustada los importantes condicionantes constructivos asociados a una obra de esta envergadura.

Palabras clave: Edificación de altura, hormigón armado, hormigón de alta resistencia, efectos aerodinámicos, estabilidad frente al fuego, cimentaciones especiales, cinturón de rigidez

ABSTRACT

223 m high above ground level, the Torre Espacio was designed by combining reinforced concrete supports and solid slabs of the same material. Partially determined by the preferences of the building's promoter company, this structural approach allows it to be easily adapted to the conditioning factors determined by the building's plan variability. A flexible structure was designed which could be built at a steady rate of between three and four floors a month. The structure's design relies on the cooperation of its monolithic nature to increase its horizontal stiffness since the supports connected by the floor slabs to the cores fully cooperated to such end. Steel, composite or prestressed concrete elements were used in some singular elements (foundation slab, load bearing beams, outriggers, special columns). The 27.8 m span load bearing beams solve the problem of the elimination of columns in areas providing access to the building, whilst the outrigger connecting the core to the supports required HA-80 concrete pumping in to a height of 130 m above ground level. Cooperation from the teams in charge of executing the work during the design drafting stage enabled the important construction conditioning factors associated to a project of this size to be taken into account in a very accurate fashion.

Keywords: *High rise building, reinforced concrete, high strength concrete, aerodynamic effects, fire stability, special foundations, outrigger*

[1] Dr. Ingeniero de Caminos, MC-2, Estudio de Ingeniería
[2] Dr. Ingeniero de Caminos, MC-2, Estudio de Ingeniería
Persona de contacto / *Corresponding author:* miguel.gomez@mc2.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 1. Vista general del modelo digital del edificio Torre Espacio
.Figure 1. General view of the Torre Espacio building's digital model

1. GENERAL

The Torre Espacio building consists in a large, 56 floor tower, 223 m above ground level, built in Madrid in the extension to the Paseo de la Castellana (Castellana Avenue) following the Architectural Design as drawn up by the PEI, COBB, FREED & PARTNERS team of New York [1] and promoted by the Torre Espacio Real Estate Firm of the Espacio Real Estate Group (Figure 1).

The winner of an international competition called for by the promoter group, this Architectural Design initially defined a relatively precise, formal, architectural solution that included a sufficiently clear structural arrangement to be able to lay down functional and strength inter-action criteria, with a certain amount of accuracy, that would allow a stricter structural approach to commence that would not set the building's architectural proposals against its functional ones.

Furthermore, the building's owner and promoter company (Villar Mir Group), which has construction and auxiliary firms amongst its members able to undertake the building of the structure and other parts of the Tower, laid down starting conditions which, whilst not being absolute, determined a number of decisions influencing the structural design's development and its construction process. These conditioning factors were basically as follows:

– Use of reinforced concrete in its different options as basic structural material: high strength or normal, depending on the requirements of each element in the overall. This line is framed within a now consolidated world trend in using concrete structures for high rise buildings as a competitive alternative to more classic solutions in steel structures [2]

– A construction process with the maximum efficiency and speed, with preference over slower, more traditional systems typical of normal building.

A number of aspects of a varying kind relating to highly diverse chance categories may be mentioned together with these conditioning factors:

– Work site located and situated in a highly influential, well known area of the city;

– Quality and image of the building in relation to the city and the prestige of its promoters;

– Complex relations with the surroundings, with respect to connections and processes involved in its building in the urban ambience and in the actual linking of the tower with the car park development to which it is attached and bound;

– Various actions of the building on the environment and, in particular, the access areas at ground level with the city;

1. CONSIDERACIONES GENERALES

El edificio Torre Espacio consiste en una gran torre de 56 plantas y 223 m de altura sobre rasante, construido en Madrid en la prolongación del Paseo de la Castellana siguiendo el Proyecto de Arquitectura desarrollado por el equipo PEI, COBB, FREED & PARTNERS de Nueva York (1) y promocionado por la Empresa Inmobiliaria Torre Espacio del Grupo Inmobiliaria Espacio (Figura 1).

Dicho Proyecto de Arquitectura, ganador de un concurso internacional convocado por el grupo promotor, definió inicialmente una solución formal y arquitectónica relativamente precisa, que incluía una disposición estructural suficientemente clara para poder establecer, con cierto ajuste, los criterios de interacción funcionales y resistentes que permitieran iniciar un planteamiento estructural más riguroso, que no se enfrentara a las propuestas arquitectónicas y funcionales del edificio.

Por otra parte, la empresa propietaria y promotora del edificio (Grupo Villar Mir), que cuenta entre sus miembros con empresas de construcción y auxiliares capaces de llevar a cabo la ejecución de la estructura y de otras partes de la Torre, estableció unos condicionantes de partida que, sin ser absolutos, determinaban una serie de decisiones influyentes en el desarrollo del proyecto estructural y de su proceso constructivo. Básicamente, estos condicionantes eran los siguientes:

– Utilización como material estructural básico el hormigón armado en sus diferentes opciones: de alta resistencia o normal, según las necesidades de cada elemento del conjunto. Esta línea se enmarca en una tendencia mundial ya consolidada de emplear estructuras de hormigón para edificios de altura como una alternativa competitiva a las soluciones más clásicas en estructura metálica (2)

– Un proceso constructivo de la máxima eficacia y rapidez, con preferencia a sistemas más lentos y tradicionales propios de la edificación normal.

Junto a estos condicionantes se pueden señalar una serie de aspectos de índole variada relativos a categorías accidentales muy diversas:

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Lugar y situación de la obra en un enclave urbano de gran incidencia y notoriedad;

– Cualidad e imagen del edificio en relación a la ciudad y el prestigio de sus promotores;

– Relaciones complejas con el entorno, en cuanto a conexiones y procesos de su realización en el ámbito urbanístico y en la propia vinculación de la Torre con el complejo de aparcamientos al que se anexa y liga;

– Acciones diversas del edificio sobre el medio y en particular con las zonas de acceso al nivel de la rasante con la ciudad;

– Temporalidad del desarrollo del proyecto, su proceso de ejecución y su inserción en el entorno y especialmente con el viario próximo.

Y también considerar otros puntos de carácter relativamente obligado como pueden ser:

– La normativa urbanística, funcional y estructural, más o menos definida en relación a los edificios de gran altura, pero en cualquier caso vinculadas a los criterios de buena práctica de estas construcciones: durabilidad, conservación, control, gestión, etc.;

– Limitaciones deformativo-resistentes, normativamente no muy precisas, pero sí relativamente vinculadas a una literatura técnica especializada que señala circunstancias adecuadas a considerar;

– Circunstancias relativas a la interacción con diferentes campos y funciones con los que se relaciona el edificio: geotécnicas; instalaciones; acabados, especialmente en sus aspectos de fachadas y pavimentos;

– Consideraciones de carácter especial en relación a circunstancias excepcionales de: accidente, explosión, vandalismo, acciones terroristas, imprevistos, etc., que cada vez, y muy especialmente desde el 11-S-2001, se están recrudeciendo;

– Aspectos de carácter económico, en su planteamiento generalizado que engloban conceptos de: coste, financieros, imagen, conservación, gestión, etc., y que en ocasiones pueden llevar a decisiones ajenas al proceso conceptual en sí;

Todo este conjunto de correlaciones estuvieron parcialmente presentes en el proceso conceptual del proyecto estructural y fueron consideradas ajustadamente durante la fase del proyecto de construcción, con el objetivo de lograr un sistema estructural óptimo para un edificio muy precisamente diseñado con antelación en su vertiente arquitectónica.

2. PLANTEAMIENTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

De una manera clara las líneas fundamentales de tales planteamientos son:

– Capacidad resistente frente a las diferentes acciones que pueden actuar sobre el edificio, estáticas, dinámicas y excepcionales;

– Capacidad deformativa para mantener en todo momento las condiciones de confort y el funcionamiento de todas las instalaciones y acabados en las situaciones habituales de uso del edificio e incluso en ciertas fases de carácter excepcional;

– Establecimiento de soluciones constructivas y económicas en tiempo y costes y en adecuación a las principales instalaciones del edificio: ascensores; conducciones y seguridad de evacuación.

Y con una menor, aunque interesante, exigencia:

– Conseguir una solución digna e inteligente que favorezca la imagen durante el tiempo de realización;

– Cualificada adecuación al espíritu arquitectónico básico que el edificio propone, en orden a potenciar la cualidad general de la obra sin sobrecostes de adaptación o reajuste de tales adecuaciones.

3. CONCEPTOS TIPOLÓGICOS Y ESTRUCTURALES BÁSICOS

Las características arquitectónicas y geométricas del edificio determinan, de forma muy definida, líneas de planteamiento muy inmediatas de los esquemas

– Timing of the design drafting, its execution process and insertion into the surroundings and especially with the nearby roads and streets.

And also the consideration of other points of a relatively compulsory nature as may be:

– Urban, functional and structural development regulations, more or less defined in relation to high-rise buildings but, in any event, linked with good practice criteria for these constructions: durability, conservation, control, management, etc.;

– Deflection limitations not very precise as regards regulations, but which are relatively linked to specialised technical literature pointing out suitable circumstances to be considered;

– Circumstances relating to inter-action with different fields and functions with which the building is related: geotechnical engineering, installations and finishes, especially in their façade and paving aspects;

– Considerations of a special nature in relation to exceptional circumstances of accident, explosion, vandalism, terrorist actions, contingencies, etc., that have been worsening, most particularly as from 11-S-2001;

– Financial type aspects, in their generalised approach comprising items of: cost, financial, image, conservation, management, etc., which may, on occasions, lead to decisions alien to the conceptual process in itself.

These overall correlations were partially present in the structural design's conceptual process and were accurately considered during the construction design phase with the purpose of achieving an optimum structural system for a building very precisely designed beforehand in its architectural aspect.

2. BASIC APPROACHES FOR DESIGNING THE STRUCTURE

The fundamental lines to such approaches are clearly:

– Capacity of resistance to the different forces that may act on the building: static, dynamic and exceptional;

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Deflection capacity to at all times maintain conditions of comfort and operation of all installations and finishes in the building's normal situations of use and even in certain phases of an exceptional nature;

– Laying down construction and economic solutions in time and costs and in adaptation to the building's main facilities: lifts, piping and safety in evacuation.

And, with a lesser though interesting exigency:

– To achieve a worthy, intelligent solution favouring the image during construction time;

– Cualified matching to the basic architectural spirit the building proposes, in order to strengthen the work's general quality with no extra costs involving adaptation or readjustment of such matching.

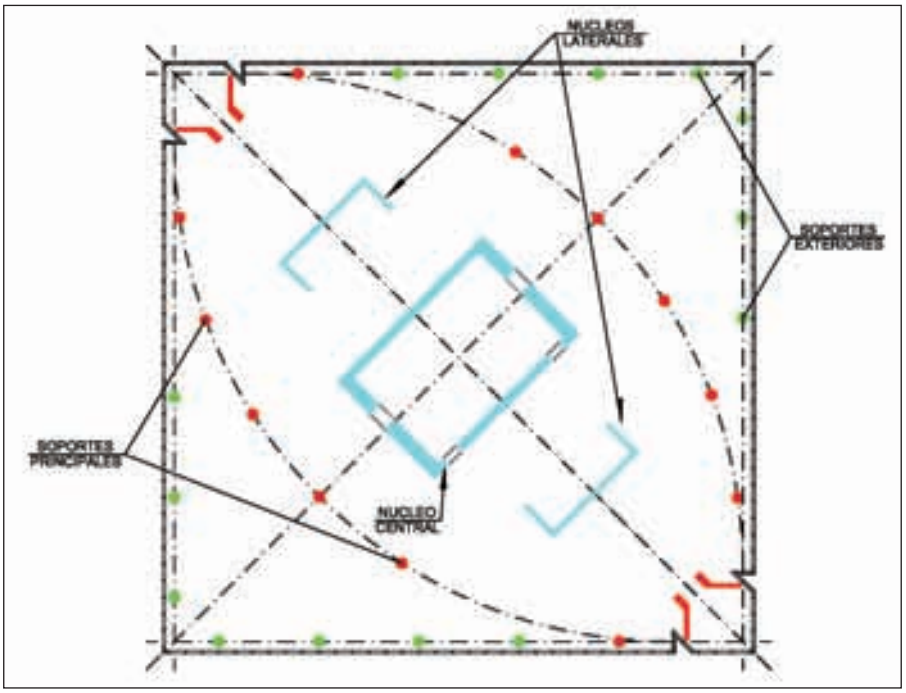


Figura 2. Elementos estructurales básicos.
Figure 2. Basic structural elements.

3. BASIC TYPOLOGY AND STRUCTURAL CONCEPTS

The building's architectural and geometrical features determine very immediate lines of approach to the structural schemes in a highly defined fashion. These lines of approach were initially taken into account to then, later, continuously with these immediate schemes, give rise to other, more hidden but more active and useful alternatives in the final design. In particular, the continuous, regular variation in the building's plan shape throughout its height laid significant conditions on both the structural and construction aspects of the tower, calling for flexible but sufficiently systematic solutions so as not to give rise to an exaggerated complexity and cost.

The building's basic structural schemes to be dealt with in later sections are as follows (Figure 2):

– A central service and lift core with a hollow box section, with openings on each storey for accesses, and with about 120 m^2 of enclosed, ideal section. Wall thicknesses vary, with a maximum of 1.50 m and minimum of 0.40 m.

– Two additional lift cores collaborating with the foregoing, that ascend certain storeys to there disappear and be replaced by standard columns. In view of structural effectiveness of these partial cores, it was decided to make them in reinforced concrete instead of using less expensive masonry solutions.

– Continuous main columns over the whole height of the building, located along the oval perimeter forming the building's plan in the high floors, whose dimensions notably vary over that height. On a floor close to two thirds of the overall height which determines the optimum configuration for the overall structure, these supports are influenced by an outrigger which links them on that floor to the central core, with great stiffness, putting them under load as to horizontal stresses, appreciably increasing the system's horizontal stiffness. The large number of slab floors corresponding to the different storeys also enable the supports to cooperate, in this sense, on elastically linking them to the core.

– The outside perimeter's vertical structure elements do not significantly collaborate in resisting horizontal forces, fundamentally due to these elements being partly curvilinear and disappearing as the tower gains height.

– These columns disappear in two of the façades in the building's low area because there is a large entrance Hall calling for large load bearing beams.

estructurales, que fueron tenidas en consideración inicialmente para, más tarde, al hilo de estos esquemas inmediatos, dar lugar a otras variantes más ocultas pero muy activas y útiles en el diseño final. En particular, la variación continua y regular de la forma en planta del edificio a lo largo de su altura condicionaba significativamente tanto los aspectos estructurales, como los constructivos de la torre, necesitándose soluciones flexibles, pero suficientemente sistemáticas para no dar lugar a una complejidad y un coste desmesurados.

Los esquemas estructurales básicos del edificio que serán desarrollados en los apartados posteriores, son los siguientes (Figura 2):

– Disposición de un núcleo central de servicios y ascensores, de sección en cajón hueco, con perforaciones en cada planta para los accesos, y con unos 120 m^2 de sección ideal encerrada. Los espesores de pared son variables con un máximo de 1,50 m y un mínimo de 0,40 m.

– Dos núcleos de ascensores adicionales, colaborantes con el anterior, que ascienden hasta unas ciertas alturas para allí desaparecer y ser sustituidos por soportes tipo. Dada la eficacia estructural colaborante de estos núcleos parciales se ha optado por ejecutarlos en hormigón armado en lugar de emplear

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

soluciones más económicas en albañilería.

– Soportes principales continuos en toda la altura del edificio, ubicados a lo largo del perímetro oval que forma en los pisos altos la planta del edificio, y cuyas dimensiones varían notablemente a lo largo de dicha altura. Estos soportes reciben, en una planta próxima a los dos tercios de la altura total, que determina la configuración más óptima para el conjunto estructural, la incidencia de un sistema "cinturón", que los vincula con gran rigidez en dicha planta con el núcleo central, haciéndoles entrar en carga frente a las solicitaciones horizontales, incrementando apreciablemente la rigidez horizontal del sistema. El gran número de forjados correspondientes a las diferentes plantas permite también aumentar, en este sentido, la colaboración de los soportes, al vincularlos elásticamente al núcleo.

– Los elementos estructurales verticales del perímetro exterior de las zonas inferiores no colaboran significativamente en la resistencia frente a acciones horizontales debido, fundamentalmente, a que estos elementos son en parte curvilíneos y mueren a medida que la torre va ganando altura

– En dos de las fachadas estos soportes desaparecen en la zona baja del edificio a causa de la presencia de un gran Hall de entrada que hace necesaria la disposición de grandes vigas cargadero.

– Forjados en losa maciza de hormigón armado con el objetivo de facilitar y sistematizar su ejecución, disminuyendo la necesidad del empleo intensivo de grúas. Esto se consigue mediante el empleo de hormigón bombeado distribuido por una grúa pluma desde el núcleo y el empleo de las grúas torre para el transporte de la armadura preelaborada en taller o a pie de obra siempre que sea posible.

– Forjados fácilmente ejecutables en los aparcamientos situados en la zona fuera de la Torre, con una solución de losa maciza de hormigón armado y una disposición de luces moderada (7,5x10). Esta tipología se sustituyó una vez desarrollado el proyecto por una solución enteramente prefabricada desarrollada por una de las empresas del grupo promotor de la torre, que incluía soportes de más de 18 m de altura fabricados en taller y transportados a obra de una sola pieza.

En los siguientes apartados se describen con detalle estos elementos fundamentales de la estructura sin entrar a fondo en los aspectos más concretos vinculados a su ejecución en obra que han sido tratados en otras publicaciones (3, 4).

4. CIMENTACIÓN

La cimentación de la torre se resuelve mediante una gran losa de 4 m de canto, que tiene un tamaño ligeramente mayor al de la huella de dicha torre, para que las tensiones medias transmitidas al terreno queden por debajo de los límites admisibles indicados por el asesor geotécnico (0,70 MPa). Este valor límite de la tensión media viene determinado por el análisis del hundimiento global del terreno frente a las cargas transmitidas por la torre. La excelente capacidad portante del terreno de la zona de Madrid en la que se ubica la torre permite utilizar esta tipología de cimentación superficial, claramente más favorable que las soluciones a base de cimentaciones profundas con pilotes o pantallas que implican un mayor coste y plazo de ejecución. Esto se debe, sobre todo, a la necesidad de ejecutar, además de los elementos de la cimentación profunda, el encepado que los conecta y recoge las cargas que transmite el edificio, y cuyas dimensiones hubieran sido de un orden de magnitud similar a las correspondientes a la losa de cimentación proyectada.

Las cargas verticales que actúan en la losa de cimentación se concentran fundamentalmente en las bases del núcleo central y de los soportes principales, que son los más cargados del conjunto de soportes. Para asegurar que se produce una transferencia que uniformice las presiones actuantes en el terreno de modo que las presiones máximas queden por debajo del límite marcado por el asesor geotécnico de 1,1 MPa, la losa tiene una rigidez considerable y está fuertemente armada mediante una combinación de armadura convencional y cables de pretensado. El empleo de cables de pretensado permite reducir el volumen y el número de capas de acero a colocar, al mismo tiempo que evita la

– Slab floors in a flat reinforced concrete slab with the purpose of facilitating and systemising their construction, reducing the need for a heavy use of cranes. This is achieved by using pumped concrete distributed by a jib crane from the core and using tower cranes for carrying factory or site preassembled reinforcement whenever possible.

– Slab floors easily made in the car parks located in the area outside the Tower, using a solution of solid reinforced concrete slab and an arrangement of moderate spans (7.5x10). Once the design has been developed, this type was replaced by a totally precast solution developed by one of the companies in the group promoting the tower, which included factory made columns more than 18 m high transported to the site in a single piece.

The following sections describe these fundamental structure elements in detail without delving into the more specific aspects linked to their on site execution which have been dealt with in other publications [3, 4].

4. FOUNDATIONS

The tower's foundations are resolved with a large 4 m deep slab of a size slightly larger than the tower's footprint so that the average pressures transmitted to the ground are below the admissible limits indicated by the geotechnical adviser (0.70 MPa). This average pressure limit figure is determined from analysing the ground's ultimate bearing capacity in the face of tower transmitted loads. The excellent ground bearing capacity in the Madrid area where the tower is located enables this type of surface foundation to be used. It is obviously more favourable than deep foundations with piles or cut-off walls involving a greater cost and longer construction time. Above all, this is due to the need to execute the capping connecting them and collecting the building transmitted loads, whose dimensions would have been in an order of magnitude similar to those for the foundation slab designed, in addition to the deep foundation elements.

Vertical loads acting on the foundation slab are fundamentally concentrat-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

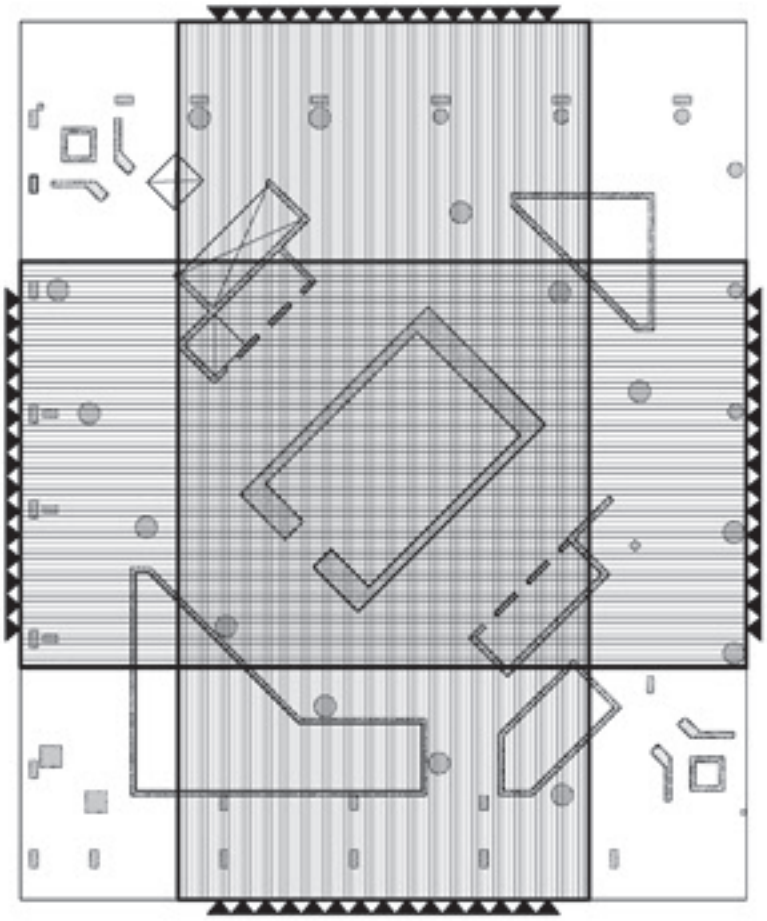


Figura 3. Esquema con la distribución de cables de pretensado en la losa de cimentación.
Figure 3. Diagram showing the layout of prestressing cables in the foundation slab.

aparición de fisuras en la cara de hormigón en contacto directo con el terreno, garantizándose por tanto un adecuado comportamiento a largo plazo.

Con el fin de facilitar la colocación de las armaduras y los procesos de tesado y hormigonado, se han utilizado unidades potentes de 31 cordones de 0,6", situadas a 0,50 m entre sí, ocupando únicamente la zona central de la losa, que es la más solicitada por los esfuerzos de flexión (Figura 3). Los anclajes activos de los cables de pretensado se han colocado en las caras laterales de la losa, simplificándose la ejecución respecto a otras alternativas con los anclajes colocados en la cara superior. En los extremos de los cables próximos a la cara en contacto con la pantalla perimetral de contención, ha sido necesario disponer anclajes pasivos.

La fuerte armadura de cortante necesaria en las zonas con mayor concentración de cargas, está formada por grupos de barras verticales dispuestos a modo de pilares, situados en una retícula de 1,0 x 1,0 m (Figura 4). Estas armaduras, de calibres ϕ 16 y ϕ 25, se anclan convenientemente en las parrillas de armadura superiores e inferiores.

Debido al elevado volumen de hormigón a verter, esta operación, además de dividirse en nueve zonas en planta, se ha llevado a cabo en dos tongadas, siendo necesario disponer armadura de conexión a rasante entre las mismas combinada con la armadura general de cortante. Así mismo, fue necesario analizar el comportamiento térmico y mecánico de la losa durante el proceso de fraguado del hormigón para garantizar que no se produjeran fisuras en el mismo a causa del elevado gradiente térmico entre la

ed on the bases of the central core and of the main columns, which are those of the overall columns bearing the greatest loads. In order to ensure a transfer occurs which makes the pressures acting on the ground uniform so that the maximum pressures remain below the 1.1 MPa limit as set by the geotechnical adviser, the slab is considerably stiffened and heavily reinforced by a combination of conventional reinforcement and prestressing cables. The use of prestressing cables enables the volume and number of layers of steel to be placed to be reduced whilst at once preventing cracks appearing in the concrete face in direct contact with the ground, therefore guaranteeing a suitable long term performance.

Powerful units with 31 (thirty one) 0.6" cords located 0.50 m from each other were used to facilitate reinforcement placing and tensioning and concreting processes, only occupying the slab's central area which is the most stressed by bending stresses (Figure 3). The prestressing cables' active anchorages were fitted on the slab's side faces which simplified execution compared with other alternatives with the anchorages fitted on the top face. Passive anchorages had to be fitted at the ends of the cables close to the face in contact with the perimeter retaining wall.

The strong shear reinforcement needed in the areas with the greatest concentration of loads is formed by groups of vertical bars arranged like pillars, located in a 1.0 x 1.0 m mesh (Figure 4).



Figura 4. Imagen general de la losa de cimentación con los grupos de armadura de cortante y los anclajes de pretensado.
Figure 4. General view of the foundation slab with the groups of shear reinforcement and prestressing anchorages.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

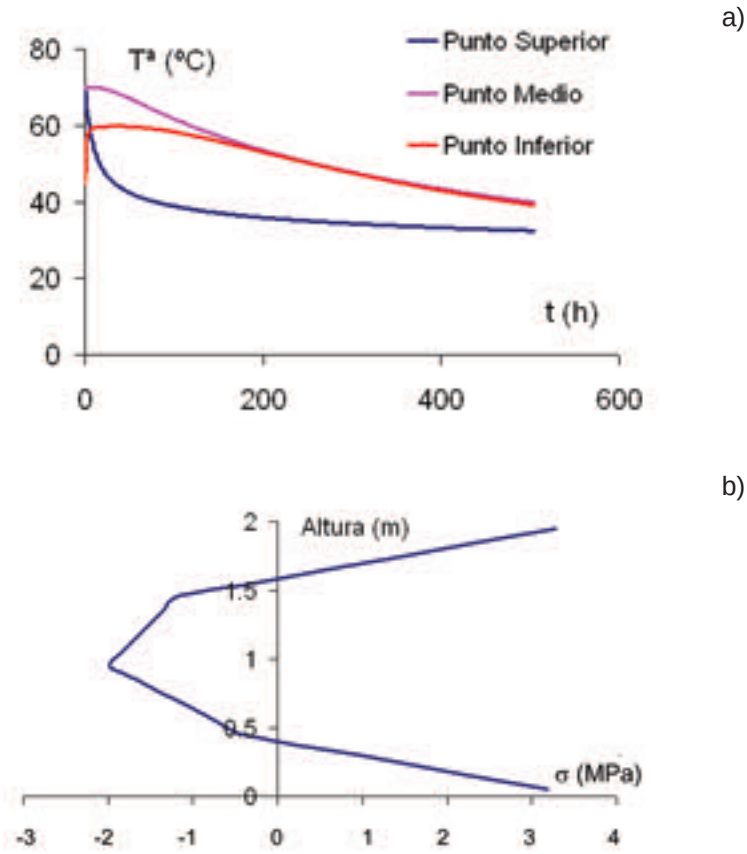


Figura 5. Comportamiento de la losa de cimentación durante el fraguado del hormigón: evolución de temperaturas (a) y tensiones máximas (b).
Figure 5. Foundation slab's performance during concrete setting: temperature evolution (a) and maximum tensile stresses (b).

superficie en contacto con la atmósfera y la zona interior, con más dificultad para disipar el calor de hidratación del cemento (Figura 5). Este trabajo analítico fue complementado con medidas de protección en obra mediante la humectación constante de la superficie del hormigón y la instrumentación de algunas zonas representativas con termopares para el control de temperaturas, galgas para el control de la transferencia de tensiones al hormigón y captadores para medir los movimientos de la losa durante el proceso de tesado de los cables.

La puesta en tensión de los cables se llevó a cabo en su totalidad con antelación al inicio de la construcción de soportes y núcleos, siendo necesario prever dispositivos que mantuvieran el coeficiente de rozamiento del hormigón con el sustrato inferior, μ, por debajo de 0,5 para evitar que se perdiera el efecto favorable del mismo. Estos dispositivos fueron estudiados con detalle con antelación a la ejecución de la obra, llevándose a cabo ensayos a escala real con bloques de hormigón apoyados sobre el terreno real y con diferentes combinaciones de interfaces entre el terreno y el hormigón (Figura 6):

– lámina simple de polietileno

– dos láminas polietileno

– dos láminas de polietileno engrasadas con jabón líquido entre ellas

Se estudió en detalle la distribución de la fuerza concentrada procedente de los núcleos y soportes en la cara superior de la primera tongada de hormigonado de la losa, siendo preciso colocar armaduras horizontales de refuerzo bajo los arranques, en forma de parrillas o armaduras circulares. Estas armaduras son singularmente importantes en los arranques de los soportes principales próximos a los bordes de la losa, en los que no se puede contar con el efecto del zunchado debido a la compresión tridimensional en el hormigón.

La cimentación de los pilares del aparcamiento se resuelve mediante zapatas convencionales, manteniéndose las tensiones límites por debajo de los 0,5 MPa indicados por el Informe Geotécnico.

These ϕ16 and ϕ 25 reinforcements are suitably anchored into the top and bottom reinforcement grills.

Due to the high volume of concrete to be poured, this operation was carried out in two layers, apart from being divided into nine areas in plan, and it was necessary to fit connecting reinforcement at bottom level between them combined with the general shear reinforcement. It was also necessary to analyse the slab's thermal and mechanical performance during the concrete's setting process to guarantee that cracks would not appear due to the high thermal gradient between the surface in contact with the atmosphere and the inside area, with more difficulty in dissipating heat from the cement's hydration (Figure 5). This analytical work was supplemented with on-site protection measures by constantly moistening the concrete's surface and the instrumentation of some representative areas with thermocouples for controlling temperatures, gauges for controlling the transfer of compressive stresses to the concrete and traps for measuring the slab's movements during the cable tensioning process.

Cables were all stressed before the construction of columns and cores commenced and it was necessary to provide devices maintaining the concrete's coefficient of friction with the bottom substrate, μ, below 0.5 to prevent its favourable effect being lost. These devices were studied in detail before the work was executed and real scale tests were carried out with blocks of concrete supported on the actual ground and with different interface combinations between the ground and the concrete (Figure 6):

– *simple sheet of polyethylene*

– *two sheets of polyethylene*

– *two sheets of polyethylene soaked with liquid soap between them*

The distribution of the concentrated force from the cores and supports on the top face of the slab's first layer of concreting was studied in detail and horizontal strengthening reinforcements had to be fitted under the springing points, in the form of grills or circular reinforcements. These reinforcements are singularly important at the beginnings

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 6. Dispositivos para reducir el rozamiento entre el terreno y la losa de cimentación: colocación de la doble lámina de polietileno (izqda.) y ensayo en verdadera magnitud de su eficacia (dcha.)
Figure 6. Devices to reduce friction between ground and foundation slab: placing the double polyethylene sheet (left) and real size testing of its effectiveness (right)

of the main supports close to the edges of the slab where the effect of confinement due to three-dimensional compression in the concrete cannot be used.

The car park pillar foundation was resolved using conventional footings, and keeping the limit pressures under the 0.5 MPa as indicated by the Geotechnical Report. Horizontal joints were arranged between the tower's structure and the car park's using double supports and thus eliminating the problem of relative movements between the elements with conventional footing foundations and those with foundations in the large slab.

5. THE BUILDING'S HORIZONTAL FORCE RESISTANT STRUCTURE

Appropriate resistance and deformability to horizontal forces are ensured by a set of suitably connected structural elements (Figure 7):

– *The central core*

– *The side cores*

– *The main supports connected to the core through the outrigger and the slab floors*

5.1. Wind forces

Horizontal actions in the building are only due to wind, since seismic origin forces need not be taken into consideration in the Madrid area [5]. These forces were determined in a process in stages enabling a representation closer to the actual performance to be gradually approached as the complexity of the modelling increased.

Approximate coefficients were first determined from those available in existing regulations and literature. It should be pointed out that information given in regulations is not applicable to buildings of this size. The special shape of this building in plan and how it varies throughout its height, enormously hinder the assumption of coefficients for them to be sufficiently representative. This is why, once the basic design was commenced, a wind tunnel test was undertaken at the Madrid Aeronautical Engineers University School. Without taking the influence of the boundary layer into consideration, this test did not allow wind forces on the building to

Entre la estructura de la torre y la del aparcamiento se han dispuesto juntas horizontales, mediante el empleo de dobles soportes, eliminándose de este modo el problema de los desplazamientos relativos entre los elementos cimentados con zapatas convencionales y aquellos cimentados en la gran losa.

5. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES HORIZONTALES

La resistencia y deformabilidad apropiadas frente a las acciones horizontales queda asegurada por un conjunto de elementos estructurales convenientemente conectados (Figura 7):

– El núcleo central

– Los núcleos laterales

– Los soportes principales, conectados con el núcleo a través del cinturón de rigidez y los forjados

5.1. Solicitaciones de viento

Las solicitaciones horizontales en el edificio se deben únicamente al viento, ya que en la zona de Madrid no es preciso considerar solicitaciones de origen sísmico (5). Estas solicitaciones se determinaron en un proceso por etapas que permitió acercarse gradualmente a

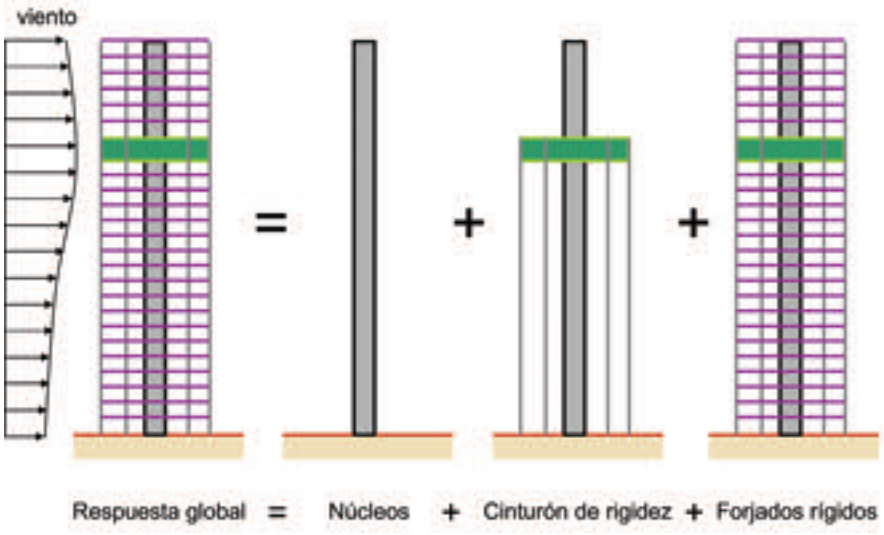


Figura 7. Combinación de sistemas estructurales para la respuesta global del edificio frente a las acciones horizontales.
Figure 7. Combination of structural systems for the building's overall response to horizontal forces

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

una representación más próxima al comportamiento real a medida que se incrementaba la complejidad de la modelización.

En primer lugar se determinaron unos coeficientes de forma aproximados a partir de los disponibles en la normativa y la literatura existentes. Hay que señalar que, además de que la información recogida en las normativas no es aplicable a edificios de esta envergadura, la especial forma en planta de este edificio y su variabilidad a lo largo de la altura del mismo, dificultan enormemente la asunción de coeficientes de forma que puedan ser suficientemente representativos. Por esta razón, y una vez iniciado el proyecto básico, se llevó a cabo un ensayo en túnel de viento en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid. Este ensayo, sin consideración de la influencia de la capa límite, no permitió representar de un modo suficientemente preciso las acciones del viento sobre el edificio, en particular la distribución localizada de presiones, cuyos valores resulta indispensable conocer para dimensionar con un adecuado margen de seguridad los paneles de fachada y sus fijaciones a la estructura (6, 7).

Finalmente, se llevó a cabo un segundo ensayo en túnel de viento, esta vez sí con consideración de la capa límite y, por tanto, de los efectos reales del terreno y las edificaciones circundantes. Este ensayo, como los llevados a cabo para dimensionar las otras tres torres del complejo, se llevó a cabo por el *Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory* de la *University of Western Ontario*, Canadá, bajo la dirección del Profesor Alan G. Davenport. El análisis permitió estudiar el comportamiento dinámico de la torre para obtener, combinando los resultados del análisis en el túnel de viento con el análisis de los modos propios de la estructura, las aceleraciones y las velocidades angulares en la última planta habitable de la torre. Estos valores, obtenidos en función de diversos periodos de retorno y coeficientes de amortiguación, quedaban siempre por debajo de los valores usualmente admitidos por las normativas internacionales disponibles para edificios de oficinas (0,25 m/s^2) (8). El empleo de este control de carácter dinámico basado en aceleraciones, en lugar del control en deformaciones bajo cargas estáticas usado para edificios convencionales o en las fases de predimensionamiento, permite garantizar un adecuado comportamiento que evite situaciones incómodas para los usuarios del edificio.



Figura 8. Estudio en túnel de viento incluyendo la influencia de la capa límite y la torre más próxima.
Figure 8. Wind tunnel study including the influence of the limit layer and closest tower.

En el momento de llevarse a cabo este estudio (Diciembre de 2002), todavía no estaban definidos por completo los proyectos del resto de las torres del complejo, en particular la torre vecina, Torre de Cristal, que podía presentar una mayor incidencia en el comportamiento frente a viento de Torre Espacio. En consecuencia, se realizó un ensayo en el túnel con un edificio vecino de forma prismática genérica, que se presuponía que podía ser la más desfavorable (Figura 8). Este ensayo incrementó en un 10 % (valor medio) las solicitaciones globales debidas al viento sobre Torre Espacio, alcanzándose valores de hasta el 30 % de aumento para los valores locales de control de los elementos de la fachada.

Con respecto a las solicitaciones de viento inicialmente consideradas a partir de los ensayos realizados sin tener en cuenta la influencia de la capa límite, las obtenidas en el ensayo definitivo llevado a cabo en Canadá, aumentaron entre un 20 y un 40 %, según la dirección de viento analizada. Del mismo modo, el incremento en los valores locales máximos de las presiones y/o succiones entre el primer y el segundo ensayo, fue del orden del 50 % en valor medio, alcanzándose en algunas localizaciones concretas de la torre especialmente sensibles al efecto del viento, incrementos de hasta el 200 %.

El estudio aerodinámico se completó con el análisis de la incidencia del viento sobre los peatones en los alrededores de la torre, dando como resultado la ne-

be represented sufficiently precisely, particularly the localised pressure distribution the values of which must be known in order to size the façade panels and their fixtures to the façade with a suitable margin of safety [6, 7].

Finally, a second wind tunnel test was undertaken, this time taking the boundary layer into consideration and, therefore, the actual ground effects and surrounding buildings also. Like those carried out to size the other three towers in the complex, this test was performed by the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory of the University of Western Ontario, Canada, under the management of Professor Alan G. Davenport. The analysis enabled the tower's dynamic behaviour to be studied in order to obtain the angular accelerations and velocities on the last inhabitable storey of the tower by combining the results of the analysis in the wind tunnel with the analysis of the structure's vibration modes. Obtained as a function of various return periods and damping coefficients, these figures were always below the values usually accepted by available international regulations for office buildings (0.25 m/s^2) [8]. The use of this dynamic type control based on accelerations instead of control in deformations under static loads as used for conventional buildings or in pre-sizing phases allows for a performance avoiding uncomfortable situations for the building's users to be guaranteed.

At the time this study was made (December, 2002), the designs of the remaining towers in the complex were not yet completely defined, in particular, the neighbouring tower, Torre de Cristal, which could show a greater incidence on performance to wind than the Torre Espacio. Consequently, a tun-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

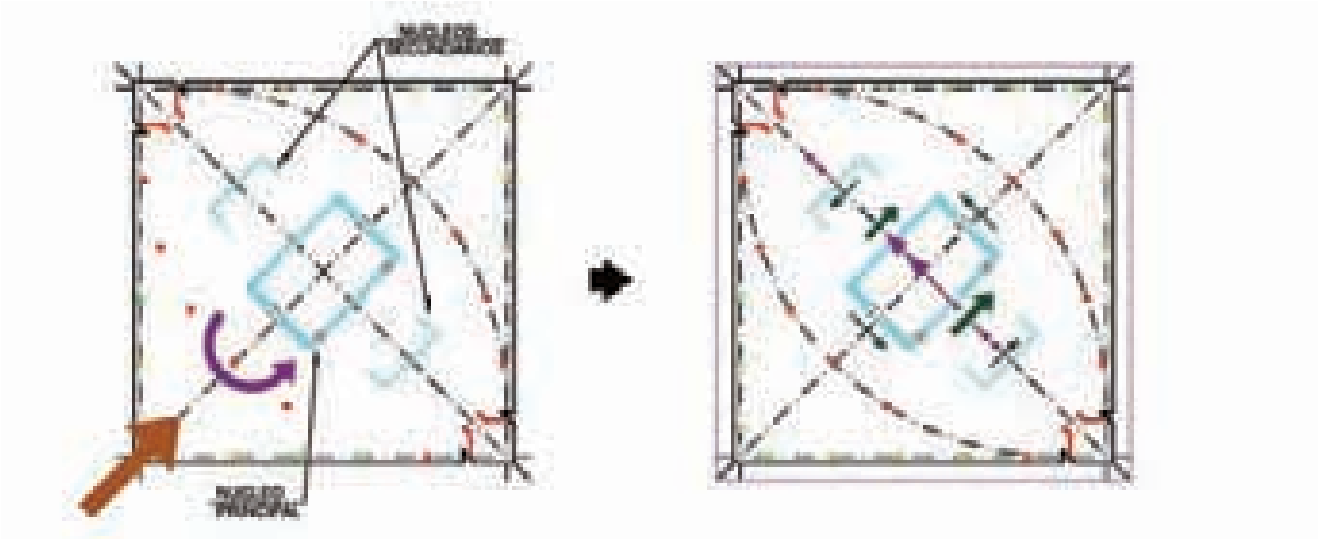


Figura 9. Distribución de solicitaciones entre el núcleo central y los laterales.
Figure 9. Stress distribution between the central and side cores.

nel test was carried out with a neighbouring, generic prism shaped building which it was surmised might be the most unfavourable (Figure 8). This test increased the overall wind on Torre Espacio by 10 % (average value), and figures of up to 30 % increase for the local control figures for the façade's elements were reached.

With respect to the wind forces initially considered from the tests made without taking the boundary layer's influence into account, those obtained in the final test undertaken in Canada, increased between 20 and 40 %, depending on the wind direction analysed. In the same way, the increase in maximum local pressure and/or suction figures between the first and second test was in the order of 50 % on average, whilst increases of up to 200% were reached in some specific locations in the tower, particularly sensitive to the wind effect.

The aerodynamic study was completed with an analysis of the wind's incidence on pedestrians in the tower's surroundings, leading to the need for dampening measures from street furniture and trees in order to prevent pedestrians being annoyed.

5.2. Central core and side cores

The central core runs up the whole height of the building and is the main contributor to the overall horizontal stability (≈ 50 %). A large part of the lift and goods lift systems run up it, as well as the building's installations. Its rectangular shape provides it with considerable stiffness both to bending and to torsion, this latter indispensable if the considerable eccentricity of the wind forces because of the floor's asymmetrical shape is taken into account.

This element is materialised by means of a structure of reinforced concrete cut-off walls orthogonal to each other with thicknesses varying between 1.50 m and 0.40 m, perforated to allow people and installations to pass through. It has a preferential performance direction coinciding with that of the worst wind acting, whilst the thicknesses in the two directions were different in each of the cross sections in order to optimise the use of concrete and steel. HA-70 concrete is used below level +23.60 which is replaced by HA-30 at level +51.60, after 7 transition floors built with HA-40.

The openings that have to be made in the core's short cut-off walls determine lintels of a strict height because of the high concentrations of installation apertures that have to cross though the core to service each of the storeys. Consequently, it was necessary to make a detailed study of the incidence of these cavities on the core's stiffness by means of a finite elements model, as well as to obtain the reinforcements the lintel beams must contain to guarantee structural stresses will be suitably transmitted between the two C half sections into which the core is divided so that the resistant capacity of the item sized as a single, non-distorting section is not diminished.

cesidad de disponer medidas amortiguadoras a base de mobiliario urbano y arbolado con el fin de evitar sensaciones molestas a los paseantes.

5.2. Núcleo central y núcleos laterales

El núcleo central recorre el edificio en toda su altura y es el principal contribuyente a la estabilidad horizontal del conjunto (≈ 50 %). Por él discurren gran parte de los sistemas de comunicación vertical (ascensores y montacargas), así como las instalaciones del edificio. Su forma rectangular le confiere una rigidez considerable tanto a flexión como a torsión, indispensable esta última si se tienen en cuenta la considerable excentricidad de las solicitaciones de viento a causa de la forma asimétrica de la planta.

Este elemento se materializa mediante una estructura de pantallas de hormigón armado ortogonales entre sí con espesores variables entre 1,50 m y 0,40 m perforadas para permitir el paso de personas e instalaciones. Tiene una dirección preferente de comportamiento que coincide con la del viento actuante pésimo, habiéndose distinguido en cada una de las secciones transversales los espesores en las dos direcciones principales con el fin de optimizar el consumo de hormigón y acero. Por debajo de la cota +23,60 se emplea hormigón HA-70, que se sustituye por HA-30 en la cota +51,60, tras 7 plantas de transición ejecutadas con HA-40.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Las perforaciones que es preciso llevar a cabo en las pantallas cortas del núcleo determinan unos dinteles de altura estricta a causa de la elevada concentración de pasos de instalaciones que deben atravesar el núcleo para dar servicio a cada una de las plantas. En consecuencia, ha sido preciso estudiar detalladamente mediante un modelo de elementos finitos la incidencia de estos alveolos en la rigidez del núcleo, así como obtener las armaduras que deben contener los dinteles para garantizar la adecuada transmisión de rasantes entre las dos semisecciones en C en que queda dividido el núcleo, de modo que no disminuya la capacidad resistente de la pieza dimensionada como una sección única indeformable.

Los núcleos laterales son más pequeños y terminan en las plantas en las que los ascensores que discurren por su interior dejan de existir. Su contribución a la rigidez global es menor debido a sus dimensiones en planta y a que su sección es abierta. Además, su disposición en la planta del edificio hace que su aportación en la dirección del viento pésimo sea mucho menor que la de la dirección ortogonal. En consecuencia, la mayoría de las pantallas que los forman tienen un espesor de 0,30 m, presentando una distribución en altura de calidades de hormigón similar a la del núcleo central.

Como se indica más adelante, se utilizó un modelo de cálculo global para estudiar la distribución de esfuerzos entre los diferentes elementos que resisten las cargas de viento. En particular, este modelo sirvió para conocer el reparto de cargas entre los tres núcleos y poder por tanto dimensionarlos adecuadamente (Figura 9). Este reparto es muy sensible, por un lado, a la distribución de rigideces relativas entre los núcleos, pero también al trabajo de diafragma que llevan a cabo los forjados en su plano conectando los tres núcleos. Como ejemplo, en la zona de accesos a la torre, en la que los esfuerzos de viento son considerables y los forjados presentan alveolos muy importantes a causa de los espacios en triple altura de los vestíbulos, los esfuerzos de torsión se concentran en el núcleo central disminuyendo significativamente la contribución de los núcleos laterales.

5.3. Cinturón de rigidez

Con el fin de aumentar la rigidez y la resistencia de la torre frente a las acciones horizontales, se diseñó un cinturón de rigidez que está situado en su posición óptima, a dos tercios de altura del edificio. En esta planta se ubica la segunda de las zonas mecánicas del edificio, siendo posible, por tanto, disponer con más facilidad el conjunto de elementos estructurales que permiten materializar la conexión entre soportes y núcleo que caracteriza al trabajo de los cinturones de rigidez. La disposición de este elemento rígido permite garantizar el adecuado comportamiento de la torre sin necesidad de incrementar las dimensiones del núcleo central, lo que hubiera afectado significativamente a la funcionalidad del edificio en sus zonas bajas al reducir el espacio disponible para los ascensores y las zonas de circulación de personas e instalaciones.

A la altura de esta planta M2 ya han desaparecido los dos núcleos laterales,

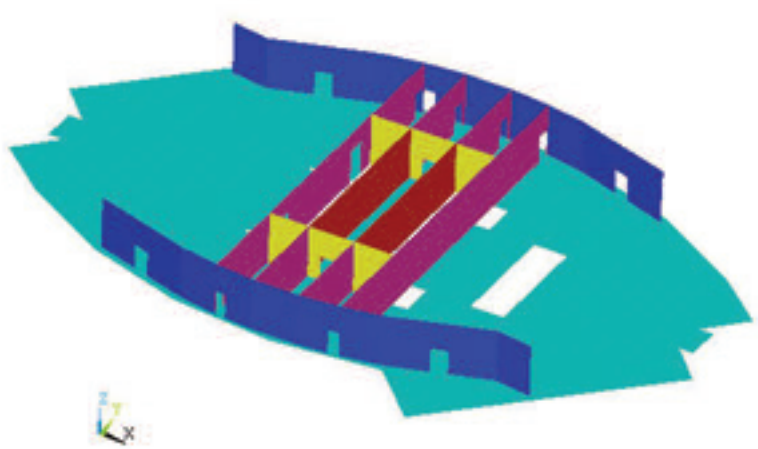


Figura 10. Entramado de pantallas y forjados en el cinturón de rigidez.
Figure 10. Cut-off wall and slab floor framing in the stiffness belt.

The side cores are smaller and end at the floors where the lifts running inside them disappear. Their contribution to the overall stiffness is less because of their plan dimensions and to their section being an open one. In addition, their position in the building's floor plan makes their contribution in the worst wind's direction much less than that of the orthogonal direction. Consequently, most of the cut-off walls forming them are 0.30 m thick and display an in-height distribution of concrete qualities similar to the central core's.

As pointed out later, an overall calculation model was used to study the stress distribution between the different elements withstanding wind loads. This model particularly served for finding the load share between the three cores and therefore being able to suitably size them (Figure 9). This share is very sensitive, on the one hand, to the distribution of relative stiffnesses between the cores but also to the diaphragm work the slab floors carry out in their plane connecting the three cores. As an example, torsion stresses are concentrated in the central core significantly reducing the contribution of the side cores in the area giving access to the tower where wind forces are considerable and the slab floors have very large cavities because of the halls' triple storey spaces.

5.3. Outrigger

An outrigger was designed with the purpose of increasing the tower's stiffness and resistance to horizontal forces. It is located in its optimum position, two thirds of the way up the building. The second of the building's mechanical areas is located on this storey and it is therefore possible to more easily arrange the overall structural elements enabling the connection between columns and core characterising the outrigger's work to materialise. The arrangement of this rigid element allows the tower's performance to be guaranteed without having to increase the central core's dimensions, which would have significantly affected the building's functionality in its low areas on reducing the space available for lifts and for people to move around in, and installations.

The two side cores have disappeared by the time this M2 floor is reached as

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

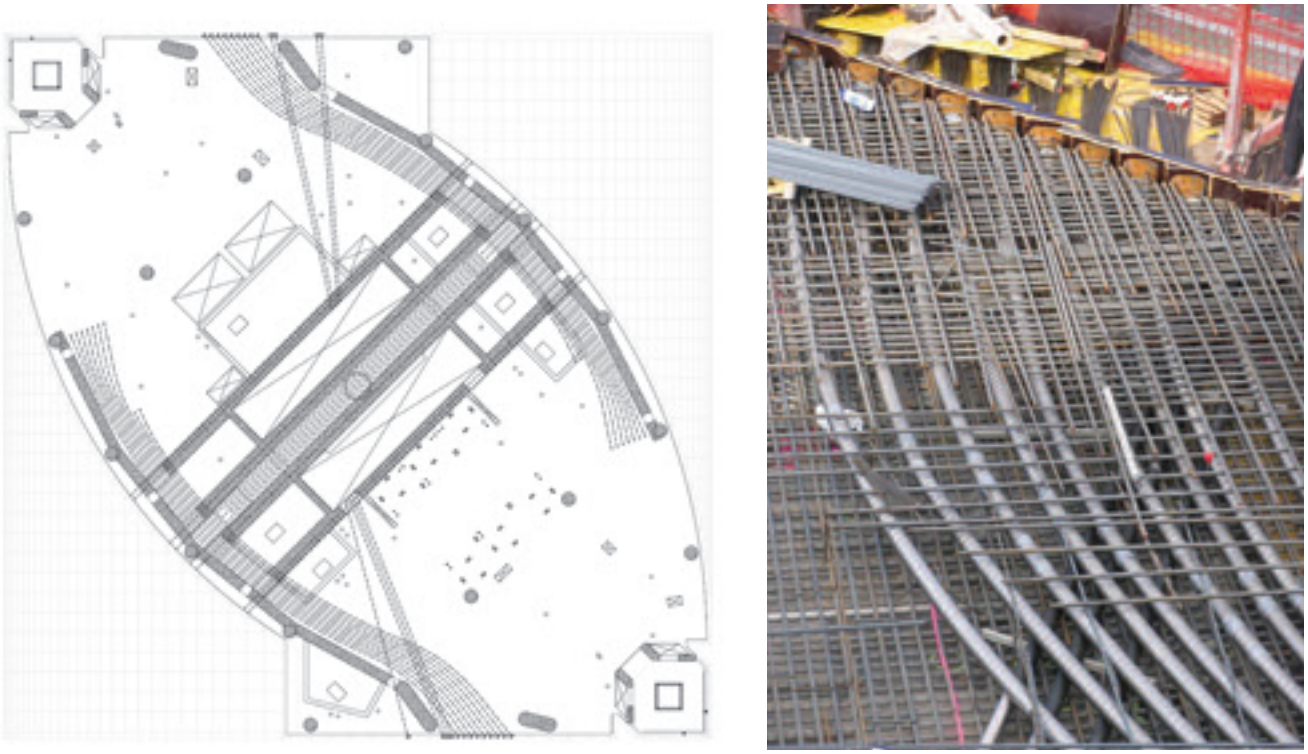


Figura 11. Distribución de cables de pretensado en los forjados del cinturón de rigidez, incluyendo los cables necesarios para los desvíos de soportes (izqda.); detalle con la colocación de los cables y sus anclajes en el forjado (dcha.)
Figure 11. Prestressing cable layout in the stiffness belt's slab floors, including the cables necessary for support diversions (left); detail with the placing of cables and their anchorages in the slab floor (right)

well as the façade columns, and a connection between the central core and the main columns only had to be considered. A series of reinforced concrete cut-off walls were designed for this which, combined with the top and bottom slab floors form a frame of 4 m thick beams and high rigidity allowing the forces to be transferred as required between core and main columns (Figure 10). Two types of cut-off walls have to be differentiated:

– Two perimeter cut-off walls parallel to the façades connecting five main columns to each other.

– Four radial cut-off walls connecting the foregoing with the core, going through it and forming a stiff, continuous element between façades.

The sizing of slab floors and cut-off walls is very much determined by the gaps through which installations have to pass. These are particularly abundant on this floor, as well as the heavy stresses to which they are subjected. The fundamental features of these elements are as follows:

– Their performance is determined not only by collaborating against wind forces but also by gravitational load transmission between the columns and core because of their high stiffness. The order of magnitude of these stresses is similar to those due to wind. These loads are transmitted instantaneously from the storeys situated above the belt and, in a deferred fashion, from the whole of the building and, therefore, the latter are to no advantage for sizing the columns.

– Both the cut-off walls and slab floors were designed with HP-70; the construction company finally decided to use HP-80 instead so as to have a margin of manoeuvre in view of possible losses of strength because of the uncertainty associated to the performance of concrete with such special features pumped up to more than 130 m in height.

– Compression stresses and the high density of reinforcements made it necessary for the slab floors to be 0.43 m, which is greater than that of the remaining storeys'.

– The slab floors are reinforced with top and bottom meshes of ϕ25/100 mm, combined with prestressing cables of 19 ϕ 0.6" units that follow the route of the main tensile stresses (Figure 11).

– The cut-off walls are between 0.4 and 0.8 m thick, with passive reinforcement of up to 4ϕ25/100 (horizontal) and a double frame of ϕ25/100 (vertical) (Figure 12), and localised use of 50 mm diameter prestressed bars.

así como los soportes de fachada, planteándose la conexión únicamente entre el núcleo central y los soportes principales. Para ello se diseñaron una serie de pantallas de hormigón armado que, combinadas con los forjados superior e inferior, forman un entramado de vigas de 4 m de canto y elevada rigidez que permite llevar a cabo la transferencia de esfuerzos deseada entre núcleo y soportes principales (Figura 10). Es preciso distinguir entre dos tipos de pantallas:

– Dos pantallas perimetrales paralelas a las fachadas que conectan entre sí 5 soportes principales.

– Cuatro pantallas radiales que conectan las anteriores con el núcleo, atravesándolo y formando un elemento rígido continuo entre fachadas.

El dimensionamiento de forjados y pantallas está muy condicionado por la presencia de los huecos necesarios para el paso de las instalaciones especialmente abundantes en esta planta, así como de las importantes solicitaciones a las que se ven sometidos. Las características fundamentales de estos elementos son las siguientes:

– Su comportamiento está condicionado no sólo por la colaboración frente a las solicitaciones de viento, sino también por la transmisión de cargas gravi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

tatorias entre los soportes y el núcleo a causa de su elevada rigidez. El orden de magnitud de estas solicitaciones es similar al correspondiente a las debidas al viento. Estas cargas se transmiten de modo instantáneo desde las plantas situadas por encima del cinturón y de modo diferido desde todo el edificio, no determinando por tanto estas últimas ninguna ventaja para el dimensionamiento de los soportes.

– Tanto las pantallas como los forjados se proyectaron con HP-70; finalmente, la empresa constructora decidió emplear en su lugar HP-80 para disponer de un margen de maniobra ante la eventualidad de bajadas de resistencia a causa de la incertidumbre asociada al comportamiento de un hormigón de tan especiales características y bombeado a más de 130 m de altura

– Los esfuerzos de compresión y la elevada densidad de armaduras hacen necesario que el espesor de los forjados sea de 0,43 m, mayor que el del resto de las plantas

– Los forjados van armados con parrillas superior e inferior ϕ25/100 mm, combinadas con cables de pretensado de 19 unidades ϕ 0,6" que siguen la trayectoria de los esfuerzos principales de tracción (Figura 11).

– Las pantallas tienen espesores de entre 0,4 y 0,8 m, con armadura pasiva de hasta 4ϕ25/100 (horizontal) y doble cerco ϕ25/100 (vertical) (Figura 12), y empleo localizado de barras pretensadas de diámetro 50 mm.

Es necesario señalar que la construcción de este elemento estructural planteó, desde su concepción en el proyecto, importantes interferencias con el proceso constructivo general. Su singularidad hizo necesario detener todo el proceso cíclico planteado con el fin de optimizar la secuencia de construcción por las siguientes razones:

– los mayores pesos de los forjados y la presencia de las pantallas de conexión, modificaban el planteamiento general de apeo en las plantas inferiores

– era previsible que el tiempo de ferrallado de los forjados fuera considerablemente superior que el de una planta tipo

– la presencia de cables de pretensado continuos a lo largo de toda la planta y de una mayor densidad de armaduras, modificaba así mismo el planteamiento de división por zonas para el ferrallado y el hormigonado de la misma

5.4. Contribución de los soportes

La elevada rigidez de los forjados de losa maciza de hormigón de la torre permite poner en juego la contribución de los soportes del edificio en el mecanismo global frente a acciones horizontales de una manera sencilla y sin excesivo coste adicional. Los soportes



Figura 12. Ferrallado de las pantallas perimetrales del cinturón de rigidez conectadas con los soportes de la fachada.
Figure 12. Steel reinforcing of the stiffness belt's perimeter cut-off walls connected to the façade supports

It must be pointed out that as from its design conception, constructing this structural element involved major interference with the general construction process. Its uniqueness made it necessary to stop the whole cyclical process approached, with the purpose of optimising the construction sequence, for the following reasons:

– the heavier weights of the slab floors and the presence of connection cut-off walls altered the general approach to shoring on the lower storeys

– the time involved in reinforcing the floor slabs would be considerably longer than for a standard storey

– the presence of continuous prestressing cables and a greater density of reinforcement throughout the whole storey also amended the idea of division into areas for its reinforcing

5.4. Contribution of the columns

The tower's high solid concrete slab floor stiffness allowed the contribution of the building's supports to be brought into play in the overall mechanism as against horizontal forces, simply and at no excessive additional cost. The stiffer main supports, closest to the core, considerably reduce the flexibility of the unit when being put under load by the slab floors. This contribution represents around 20% of the total, thus allowing the core's dimensions to be adjusted, in combination with the outrigger's work, in order not to affect the functionality of the building's low areas. It is to be pointed out that wind forces transmitted to the columns do not significantly penalise their sizing since their maximum values do not happen at the same time than the maximum gravitational forces.

Although contributing in a significant fashion, the rest of the pillars' contribution is affected by their smaller dimensions and some of them being interrupted and not connected to the central core in the low part of the building.

6. BUILDING'S VERTICAL FORCE RESISTANT STRUCTURE

6.1. Slab floors

The structural system chosen for the slab floors is constituted by solid, rein-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

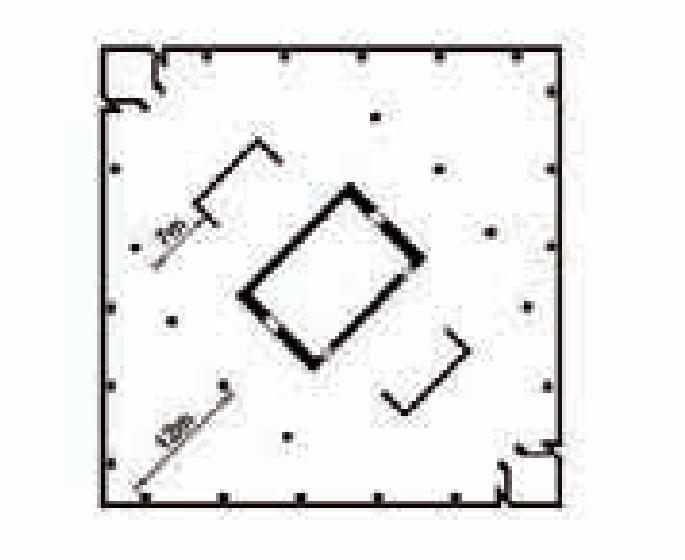


Figura 13. Esquema con la disposición de apoyos y huecos de paso en un forjado tipo.
Figure 13 . Diagram with the layout of supports and openings in a typical slab floor

forced concrete slabs. This is due to several reasons:

– Their suitability for spaces between load bearing walls with spans greater than the usual ones in building structures (up to 12 m) with complex geometries in plan and varying over the whole height of the building. They are incompatible with the comfortable use of prestressed solutions or beams (Figure 13).

– The facility in their high up construction via concrete pumping and the use of formwork tables or other industrial devices which can be easily moved from one floor to another.

– Their low reinforcement requirements and their flexibility for adapting to apertures not provided for in the design

– The simplicity of construction details for connection to supports and cores

Alternatives were taken into consideration during the tower's designing but they were deemed less favourable for the following reasons:

– Prestressed precast units on a grid a precast prestressed beams: high incidence on crane use, a crucial factor in designing and optimising a high rise construction.

– Composite slab on a grid of steel and composite beams and joists: continuous change in the beam geometry throughout the storeys to adapt to their shapes and removal of the collaboration of columns against wind loads.

– "In situ" prestressed slab floors: complexity in routing cables to adapt to the geometry of the storeys.

– Waffle flat slabs: unfavourable fire performance, greater complexity in formwork element moving operations and a significant incidence on solid areas because of the storeys' geometry.

With a view to systemising construction, slab floor thicknesses were limited to two: 0.28 m for normal storeys and 0.35 m for those with loads and/or exceptional geometries. Slab floors forming part of the outrigger, whose greater thicknesses are determined not by the slab floor's work but by the overall work of this item, are not included in this group.

Because of the owner's wishes, it was preferred to use a small base reinforcement (5 bars of 12 mm diameter per metre for slabs 0.28 m thick and 5 bars of 16 mm diameter p.m. for those 0.35 m thick) despite the considerable increase in numbers and the complexity of reinforcements required. The advantage of this choice of base reinforcement is the reduction in the amount of reinforcements used, up to 35 %, which figure can offset the greater use of labour and longer execution time.

Bending reinforcement is heavily penalised by the abundance and excessive dimensions of the apertures for installa-

principales, más rígidos y próximos al núcleo, disminuyen considerablemente la flexibilidad del conjunto al ser puestos en carga por los forjados. Esta contribución representa en torno al 20% del total, habiendo permitido de este modo ajustar las dimensiones del núcleo para, combinado con el trabajo del cinturón de rigidez, no condicionar la funcionalidad de las zonas bajas del edificio. Es necesario señalar que los esfuerzos transmitidos a los soportes a causa del viento no penalizan significativamente su dimensionamiento ya que no son concomitantes con las solicitaciones gravitatorias máximas.

La contribución del resto de los pilares, aunque es significativa, se ve afectada por sus menores dimensiones y la interrupción y falta de conexión de algunos de ellos con el núcleo central en la parte baja del edificio.

6. ESTRUCTURA RESISTENTE DEL EDIFICIO FRENTE A ACCIONES VERTICALES

6.1. Forjados

El sistema estructural escogido para los forjados es el de losas macizas de hormigón armado. Ello se debe a varias razones:

– Su idoneidad para crujías con luces no moderadas mayores que las habituales en estructuras de edificación (hasta 12 m) y con geometrías complejas en planta y variables a lo largo de la altura del edificio incompatibles con el empleo cómodo de soluciones pretensadas o de vigas (Figura 13).

– La facilidad de su construcción en altura mediante el bombeo de hormigón y el empleo de mesas de encofrado u otros dispositivos industriales fácilmente desplazables de una planta a otra.

– Su ajustado consumo de armadura y su flexibilidad para adaptarse a la ejecución de huecos no previstos en proyecto

– La sencillez de los detalles constructivos de conexión con soportes y núcleos

Durante el proyecto de la torre se consideraron otras alternativas que se consideraron menos favorables por las razones que se apuntan a continuación:

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Placas alveolares pretensadas: elevado incidencia en el consumo de grúas, factor crucial en el diseño y optimización de una obra en altura.

– Formado mixto de chapa plegada sobre viguería metálica o mixta: variación continua de la geometría de la viguería a lo largo de las plantas para adaptarse a las formas de las mismas y eliminación de la colaboración de los soportes frente a las cargas de viento.

– Forjados pretensados: complejidad del trazado de los cables para adaptarse a la geometría de las plantas.

– Forjados reticulares: comportamiento poco favorable frente a fuego, mayor complejidad de las operaciones de desplazamiento de los elementos de encofrado, e incidencia significativa de zonas macizadas a causa de la geometría de las plantas.

En aras a sistematizar la construcción se han limitado los valores del canto del forjado a dos: 0,28 m para las plantas normales y 0,35 m para aquellas con cargas y/o geometrías excepcionales. No se incluyen en este grupo los forjados que forman parte del cinturón de rigidez, cuyos mayores cantos vienen determinados no por el trabajo del forjado sino por el trabajo global de esta pieza.

Por deseo de la propiedad se ha preferido utilizar una armadura base pequeña (5ϕ12 p.m. para las losas con canto 0,28 m y 5ϕ16 p.m. para las de canto 0,35 m) a pesar del aumento considerable del número y de la complejidad de los refuerzos que es necesario disponer. La ventaja de esta elección de armadura base es la reducción del consumo de armadura hasta en un 35%, valor que puede compensar el mayor empleo de mano de obra y tiempo de ejecución.

La armadura de flexión se ve muy penalizada por la abundancia y dimensiones excesivas de los huecos para instalaciones que atraviesan las plantas en las zonas con crujías elevadas. Además, la imposibilidad de disponer vigas alrededor de dichos huecos por deberse respe-

tions crossing the floors in areas with a large distance between load bearing walls. In addition, the impossibility of placing beams around these apertures since installations passing through false ceiling and false floor have to be respected, caused long, considerably reinforced bands to be used.

As pointed out in the relevant section, the overall slab floors enable the collaboration of supports to be brought into play in resisting horizontal forces. This is achieved with a slight additional bending fundamentally concentrated in the area where the slab floors are connected to the central core. As the maximum bending moment figures of a gravitational origin and a wind origin are not concomitant, the maximum reinforcements required are not added together and the result is moderate figures which do not represent a heavy cost increase.

The adjusted thickness used for the slab has the need for a more than small punching reinforcement as a counter-

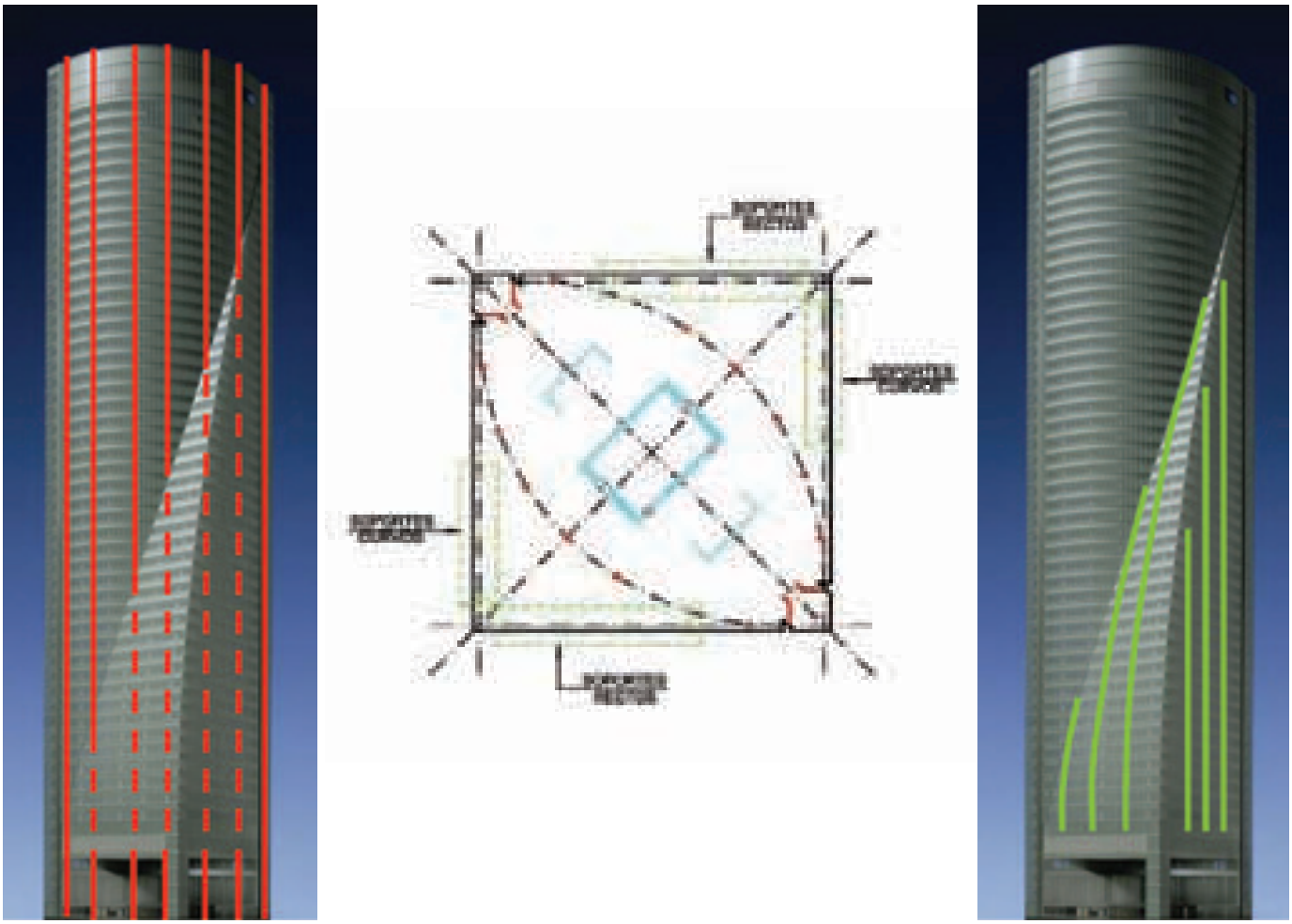


Figura 14. Tipos de soportes: principales (en rojo, rectos) y de fachada (en verde, rectos y curvos).
Figure 14. Types of supports: main (in red, straight) and façade (in green, straight and curved).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

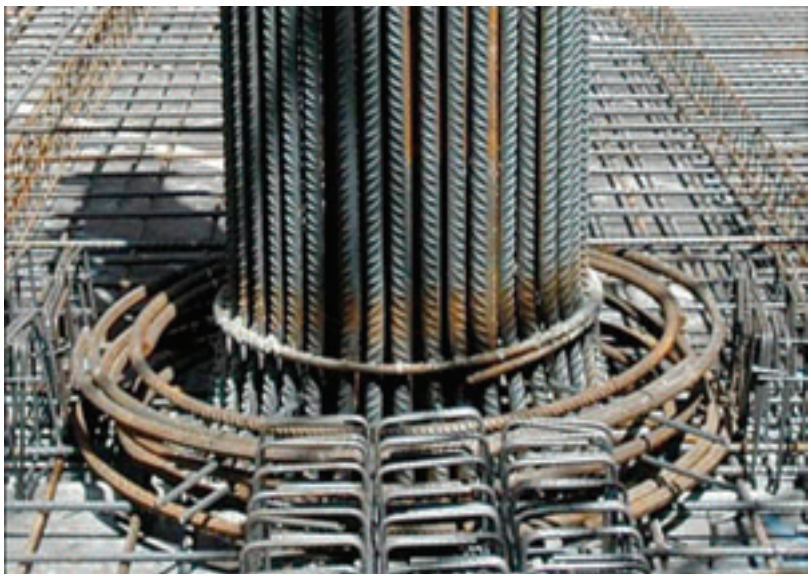


Figura 15. Zunchado de soportes con hormigón de alta resistencia en el cruce con los forjados.
Figure 15. Hooping of supports with high strength concrete where crossing slab floors .

part. Once work had started, it was decided to replace the stirrups reinforcement provided for in the original design by an industrialized bolt reinforcement, which allowed on-site erection to be speeded up thus offsetting the high unit cost of the material used.

As detailed in an article on the execution of this tower's structure in this same monographic issue of Hormigón y Acero [4], this structural arrangement in a solid reinforced concrete slab allowed for a systematic execution which, despite the incidence of the varying shape of the storeys, enabled a 3 and 4 floors a month rate of execution to be maintained.

6.2. Columns

Two families are to be defined amongst the columns (Figure 14):

– The main radial or almond plan footprint columns running from top to bottom of the building.

– The façade columns which disappear as the floor's area reduces; straight and sloped columns must in turn be distinguished as a function of the façade in which they are located and the consequent geometry they display.

Because of the number of floors receiving them and the relative size of their area of influence, the main columns receive most of the building's vertical forces. Combined with the strict limitations of the columns dimensions in the buildings low area as imposed by the architecture, this fact gives rise to the need for using the following resistant mechanisms:

– High strength concrete (70 N/mm^2) combined with HA-40 and HA-30 grade concrete in the least stressed areas.

– High amounts of reinforcement including 32 mm diameter double crown bars .

– S355 steel sections embedded and on occasions reinforced with sheet steel plates.

The optimisation of these three materials' use is subject to multiple restrictions of a financial, construction and strength order:

– Influence of the length of reinforcement overlaps if large diameters are used and the building is constructed floor by floor.

– Details of connection between stretches of steel elements and the need to have cavities in the largest, most densely reinforced columns to allow the slab floor reinforcements to pass through the steel profiles.

– Solving interference between supports with higher strength concrete than the slab floor's.

– Unit prices of each material clearly favourable to the use of high strength concrete supports.

tar el paso de instalaciones tanto por falso techo como por falso suelo, ha provocado que sea necesario disponer zunchos de gran longitud y considerable armado.

Como se ha indicado en el apartado correspondiente, el conjunto de forjados permite poner en juego la colaboración de los soportes en la resistencia frente a solicitaciones horizontales. Esto se consigue con una ligera flexión adicional concentrada fundamentalmente en la zona de empotramiento de los forjados en el núcleo central. Al no ser concomitantes los valores máximos de las solicitaciones de origen gravitatorio y de origen eólico, los refuerzos máximos necesarios no se suman, dando como resultado valores moderados que no representan un incremento de coste importante.

El ajustado canto empleado para la losa tiene como contrapartida la necesidad de disponer una armadura de punzonamiento no pequeña. Una vez iniciada la obra se decidió sustituir la armadura de cercos prevista en el proyecto original por una armadura de pernos industrializados, que permitía agilizar el montaje en obra, compensando así el mayor coste unitario del material empleado.

Como se detalla en un artículo dedicado a la ejecución de la estructura esta torre en esta misma monografía (4), esta disposición estructural en losa maciza de hormigón armado ha permitido una ejecución sistemática que, a pesar de la incidencia de la forma variable de las plantas, ha permitido mantener un ritmo de ejecución de entre 3 y 4 plantas al mes.

6.2. Soportes

Entre los soportes es preciso definir dos familias (Figura 14):

– Los soportes principales, radiales o de almendra, que recorren el edificio de arriba a abajo.

– Los soportes de fachada, que van desapareciendo a medida que se reduce la superficie de la planta; entre ellos se debe distinguir a su vez los soportes rectos y los curvos, en función de la fachada en la que estén ubicados y la consiguiente geometría que presenten.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Los soportes principales, por el número de plantas que reciben y el tamaño relativo de su superficie de influencia, reciben la mayor parte de las acciones verticales del edificio. Este hecho, unido a las estrictas limitaciones de las dimensiones de los soportes en la zona baja del edificio impuestas por la arquitectura, da lugar a que sea preciso utilizar los siguientes mecanismos resistentes:

– Hormigones de alta resistencia (70 N/mm^2) combinados con hormigones de calidades HA-40 y HA-30 en las zonas menos solicitadas.

– Cuantías elevadas de armadura que incluyen barras de diámetro 32 mm en doble corona.

– Perfiles metálicos de acero S355 embebidos y en ocasiones reforzados con chapas

La optimización del empleo de estos tres materiales está sujeta a múltiples restricciones de orden económico, constructivo y resistente:

– Influencia de las longitudes de solape de las armaduras si se emplean diámetros grandes y la construcción se ejecuta planta a planta.

– Detalles de unión entre tramos de elementos metálicos y necesidad de disponer alveolos en los soportes más grandes y más densamente armados para permitir el paso de las armaduras del forjado a través de los perfiles.

– Resolución de la interferencia entre los soportes con hormigón de resistencia mayor que la del forjado.

– Precios unitarios de cada material, claramente favorables al empleo de soportes de hormigón con calidad elevada.

– Dificultades de fabricación, puesta en obra y control asociadas al hormigón HA-70.

Con todos estos datos se llevó el cabo el dimensionamiento de los soportes con los siguientes criterios:

– Minimización del empleo de hormigón de calidad HA-70 que se fabricó con un control al 100%.

– Empleo de uniones entre elementos metálicos sin capacidad de transmitir esfuerzos de tracción.

– Zunchado del hormigón HA-30 del forjado en el cruce con soportes de HA-70 con el fin de aumentar su resistencia; este zunchado se llevó a cabo mediante la colocación de 5 cercos circulares ϕ 25 en los casos en los que la geometría del forjado lo permitía (Figura 15).

– Empleo preferente de dobles coronas de armadura en lugar de perfiles metálicos.

– Limitación del uso de empalmes mecánicos entre barras de armadura a zonas densamente armadas y con presencia de perfiles metálicos.

Las características de los soportes resultantes son las siguientes (Figura 16):

– Soportes bajo rasante: ϕ, 1200 mm; HA-70; $A_s \approx 3{,}5$ %.

– Soportes zona baja: ϕ, 1000 mm; H-70; $A_s \approx 4$ %; HEM 500 + 2x390x50.

– Soportes zonas media y alta: ϕ, 600-1000 mm; H-40 ó H-30; $A_s \approx$ entre 2 y 5 %.

La inclinación de los soportes, especialmente importante en el tercio central de la torre, no representa un problema mayor para la estructura ya que a causa de la simetría polar de la planta, los desvíos que se producen están equilibrados dos a dos, produciendo única-

– Difficulties in making, on-site placing and control associated with HA-70 concrete.

The columns were sized using all this data, with the following criteria:

– Minimizing the use of HA-70 grade concrete fabricated with 100% quality control.

– Use of connections between steel elements with no capacity to transmit tensile stresses.

– Confinement of the slab floor's HA-30 concrete at the crossing with HA-70 grade supports in order to increase their strength; this confinement was carried out by placing 5 circular ϕ 25 stirrups in those cases where the slab floor's geometry so allowed (Figure 15)

– Preferential use of double reinforcement crowns instead of steel profiles.

– Limitation of the use of mechanical splices between reinforcement bars to densely reinforced areas with steel profiles.

The features of the columns resulting are as follows (Figure 16):

– Columns under ground level: ϕ, 1200 mm; HA-70; $A_s \approx 3.5$ %

– Low area columns: ϕ, 1000 mm; H-70; $A_s \approx 4$ %; HEM 500 + 2x390x50

– Mid and high area columns: ϕ, 600-1000 mm; H-40 or H-30; $A_s \approx$ between 2 and 5 %

Particularly important in the tower's central third, the supports' inclination provides no major problem for the structure since because of the polar symmetry of the building's floor plan, the deviations occurring are balanced



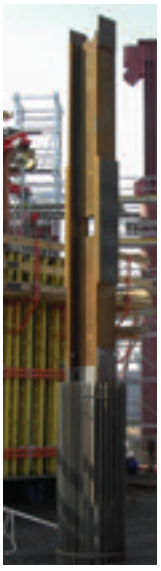
Figura 16. Secciones tipo de los soportes: bajo rasante, zona de accesos a la torre, zonas media y alta.
Figure 16. Typical support cross sections: under ground level, tower access areas, mid and high areas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 17. Inclinación de soportes de fachada en la zona media del edificio.
Figure 17 . Inclination of façade supports in the building's mid area







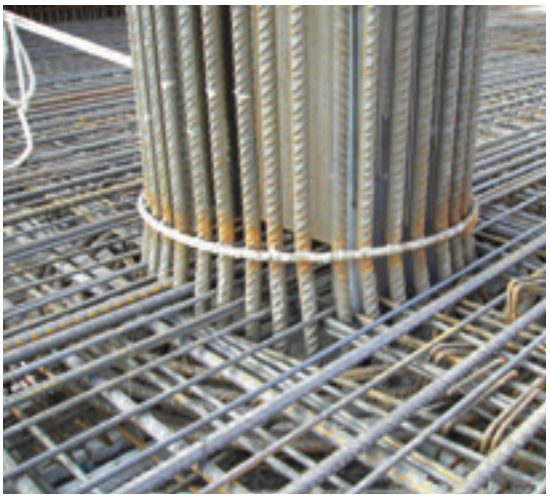


Figura 18. Soportes principales en la zona de acceso a la torre (en el sentido de las agujas del reloj): vista general; perfil metálico interior reforzado con alveolo para el paso de armaduras en la intersección con el forjado; sección mixta con armadura 40 ϕ 32 y perfil metálico HEM 500 reforzado con chapas; detalle de intersección con el forjado.
Figure 18. Main supports in the tower's access area: (clockwise) general view; interior metal section reinforced with grid for rebars to pass through at the intersection with the slab floor; mixed cross section with 40 ϕ 32 reinforcement and steel sheet reinforced HEM 500 metal section; detail of intersection with slab floor.

mente torsiones que el núcleo con su sección cerrada es perfectamente capaz de asumir (Figura 17).

Del mismo modo que se ha indicado al hablar de los forjados, la contribución de los soportes a la resistencia frente a las acciones horizontales no incrementa significativamente su armadura, ya que los esfuerzos suplementarios que aparecen en los mismos son pequeños a causa del elevado brazo de palanca respecto al núcleo y la no concomitancia con las acciones verticales máximas.

Es necesario señalar que en la zona baja del edificio fue preciso extremar

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 19. Vigas cargaderos en la zona de accesos al edificio (en el sentido de las agujas del reloj): vista general antes de la instalación de la fachada; detalle con los anclajes inferiores; detalle con los anclajes superiores durante el montaje.
Figure 19 . Load bearing beams in the building's access area (clockwise): general view before façade installation; detail with bottom anchorages; detail with top anchorages during fitting

las condiciones de planificación y ejecución de los soportes a causa de la confluencia de los perfiles metálicos reforzados y la elevada densidad de armadura, aspectos necesarios ambos para no aumentar las dimensiones de los soportes por encima de los límites impuestos por la funcionalidad del edificio, teniendo en cuenta además la posible inestabilidad de los mismos por pandeo. Se cuidó especialmente la composición y granulometría del hormigón, así como sus condiciones de compactación, para poder garantizar en todo momento que se alcanzaban las resistencias características de 70 MPa prescritas en el proyecto. Las condiciones de hormigonado fueron además especialmente complejas dado que los soportes de 12 m de altura se hormigonaron sin juntas intermedias (Figura 18).

6.3. Vigas cargadero

Entre las Plantas Baja y M1, parte de los pilares de las fachadas sur y oeste se eliminan para mejorar el acceso al edificio y el aspecto exterior de la torre. Para poder apear estos pilares es preciso disponer dos potentes vigas cargadero de 27,8 m de luz y 8 m de canto comprendidas entre el forjado de la Planta M1 y el de la Planta 1. Al estar ubicadas en una zona de instalaciones estas piezas no interfieren con la funcionalidad del edificio ni se perciben desde el exterior del mismo (Figura 19).

Estas vigas son celosías metálicas formadas por barras con secciones armadas cuadradas o rectangulares de dimensiones máximas 550x900 mm^2 y chapas de espesores comprendidos entre 20 y 80 mm, todas ellas de acero de calidad S355 J2G3. Con el fin de mejorar el comportamiento de la celosía, las piezas metálicas se conectan a los forjados de hormigón superior e inferior mediante pernos, constituyéndose así unos cordones mixtos, comprimido y traccionado respectivamente, de mayor capacidad resistente.

La conexión con los forjados permite materializar los apoyos laterales necesarios a causa de la no planeidad del conjunto formado por la celosía plana y sus dos apoyos. El desvío que se produce por esta causa se resuelve mediante una pareja de fuerzas en los forjados indicados, siendo necesario disponer cables de pretensado en el superior de ellos para anclar en el núcleo las importantes tracciones que se producen. Este pretensado se materializa en unidades de 7 cordones ϕ 0,6" con trazado recto en alzado.

Las diagonales de las celosías disponen asimismo de cables de pretensado que permiten, por un lado, reducir las dimensiones de sus chapas, y por otro, compensar parcialmente las deformaciones que va acumulando la celosía por la aplicación de las cargas permanentes durante la construcción de la torre. En cada diagonal se disponen 2 cables de 31 ó 19 ϕ 0,6", con anclajes convencionales similares a los empleados en estructuras de hormigón pretensado. La puesta en tensión de estos cables se ha llevado a cabo en cuatro etapas distribuidas uniformemente a lo largo de la

two by two and only torsions occur which the core with its closed section is perfectly able to assume (Figure 17).

In the same way as pointed out when discussing slab floors, the contribution of the supports to the horizontal forces resistance does not significantly increase their reinforcements since the supplementary forces appearing therein are small because of the high lever arm with respect to the core and non concomitance with maximum vertical forces.

It must be pointed out that the supports' planning and execution conditions had to be cautiously dealt with in the building's low area because of the confluence of the reinforced steel profiles and high reinforcement density, both being necessary aspects in order not to increase the dimensions of the supports above the limits as imposed by the building's functionality, bearing their possible instability through buckling in mind also. Special care was taken with regard to the concrete's composition and grain size in order to guarantee at all times that the characteristic strengths of 70 MPa prescribed in the design, were reached. Concreting conditions were, in addition, particularly complex, since the 12 m high supports were concreted with no intermediate joints (Figure 18).

6.3. Load bearing beams

Part of the south and east façade pillars between the Ground and M1 floors

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 20. Bloques de desvío de soportes.
Figure 20. Support diversion blocks.

are removed to improve access to the building and the tower's outside appearance. In order to shore these pillars, two potent load bearing beams of 27.8 m span and 8 m high had to be fitted between the slab floor of the M1 storey and the 1st storey. As they are located in an installation area, these items do not interfere with the building's functionality nor are they perceived from outside (Figure 19).

These beams are steel trusses formed by bars with square or rectangular reinforced cross sections with maximum dimensions of 550x900 mm² and steel plates between 20 and 80 mm thick, all of S355 J2G3 quality steel. The steel trusses connected to the top and bottom concrete slab floors with the purpose of improving the lattice's performance, and they thus constitute composite flanges, respectively compressed and tensile stressed, with greater resistant capacity.

Connection to the slab floors allows the side supports to be obtained. They are necessary because of the non-flatness of the unit formed by the flat truss and its two supports. The deviations caused by this is resolved by means of a couple of forces in the slab floors indicated, and it is necessary to lay prestressing cables at the top of them to anchor the large tensile stresses occurring into the core. This prestressing materialises in units of seven ϕ 0.6" chords with a straight routing in elevation.

The trusses' diagonals also have prestressing cables that, on the one hand, allow the dimensions of their sheet steel plates to be reduced and, on the other, to partially offset the deformations the lattice is accumulating from applying permanent loads during the tower's construction. Two 31 or 19 ϕ 0.6" cables are fitted in each diagonal with conventional anchorages similar to those used in prestressed concrete structures. These cables were put under tensile stress in four stages, uniformly distributed throughout the tower's construction, with the purpose of reducing the deformations of the slab floors supported on the lattices to the minimum compatible with the façade.

6.4. Column deviation blocks

Some columns are horizontally moved in the technical M1 and M2 floors. These columns have to move from the façade's alignments to the radials, in order to adapt to the floor's geometry variation. These deviations were solved by means of rigid blocks occupying the envelope of the space determined by the columns in the initial and moved positions (Figure 20). The forces appearing in plan to offset this deviation are balanced by compressions in one of the slabs and by tensile stresses in the other, which are transmitted to the central core via 12 ϕ 0.6" prestressing cables and passive strengthening reinforce-

construcción de la torre, con el fin de reducir las deformaciones de los forjados apoyados en las celosías al mínimo compatible con la fachada.

6.4. Bloques de desvío de soportes

En las plantas técnicas M1 y M2 se produce el desplazamiento horizontal de algunos soportes, que deben pasar de las alineaciones de fachada a las radiales con el fin de adaptarse a la variación de la geometría de la planta. Estos desvíos se han resuelto mediante bloques rígidos que ocupan la envolvente del espacio determinado por los soportes en las posiciones inicial y desplazada (Figura 20). Las fuerzas que aparecen en planta para compensar este desvío son equilibradas por compresiones en uno de los forjados y por tracciones en el otro, que son transmitidas al núcleo central mediante cables de pretensado 12 ϕ 0,6" y refuerzos concentrados de armadura pasiva. La coincidencia de estos desvíos con las vigas cargadero en la Planta M1 y con el cinturón de rigidez en la Planta M2 complica los detalles de ejecución al acumularse capas de armadura y refuerzos en el forjado de diferentes orígenes.

7. MODELOS DE CÁLCULO

El comportamiento de los forjados de la torre frente a cargas verticales se ha estudiado mediante modelos locales de elementos finitos que permiten analizar su comportamiento de un modo ágil y sistemático, adaptándose fácilmente a los cambios de geometría entre plantas y permitiendo seguir de un modo sencillo las modificaciones surgidas a la largo de la ejecución de la obra. Se han utilizado procedimientos auxiliares desarrollados por MC2 para simplificar las tareas de pre-proceso y post-proceso, orientadas a una automatización intensiva de las tareas de cálculo que permita mantener, no obstante, el control por parte del proyectista del diseño final de la distribución de los refuerzos de armadura.

Además de estos modelos locales se ha utilizado un modelo completo y detallado de la torre mediante elementos finitos que ha permitido estudiar, entre otros, los siguientes aspectos:

– El reparto de las cargas verticales entre los diferentes soportes y núcleos,

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

teniendo en cuenta el hiperestatismo global de la estructura.

– El reparto entre los diferentes núcleos de las solicitaciones (flexión, cortante y torsión) originadas por las acciones de viento, así como la contribución de los soportes conectados rígidamente a los núcleos a través de los forjados.

– Las solicitaciones sobre el cinturón de rigidez y los soportes de fachada debidas al viento, así como las debidas a las cargas gravitatorias que se transfieren al núcleo a través del cinturón a causa de su elevada rigidez a pesar de no ser ésta la función para la que está concebido.

– La deformabilidad estática del edificio bajo cargas de viento para garantizar el buen comportamiento de los elementos de la fachada.

– Las frecuencias propias de la estructura, necesarias para el control de las aceleraciones en los puntos críticos bajo acciones eólicas.

– Obtener las solicitaciones sobre las vigas cargadero y analizar la interacción entre ellas y el resto del edificio, en particular a causa de la diferente deformabilidad entre las fachadas apeadas en ellas y las apeadas en soportes.

Este modelo se desarrolló por etapas, incluyendo en la fase final del proyecto la totalidad de los elementos estructurales afectados.

Los elementos estructurales aislados más significativos (núcleo, vigas cargadero, bloques de desvío de soportes, cinturón de rigidez,...) se estudiaron mediante modelos aislados. En particular, el análisis de los elementos del cinturón de rigidez se llevó cabo combinando diferentes procedimientos de cálculo, tendentes a ajustar al máximo el dimensionamiento de este elemento comprometido:

– En primer lugar, como se ha dicho, se determinaron a través del modelo global antes indicado, las solicitaciones de origen eólico y gravitatorio sobre el cinturón, ajustadas para tener en cuenta el comportamiento diferido.

– En una segunda fase se llevo a cabo un modelo local de elementos finitos

ments. These deviations coinciding with the load bearing beams on the M1 floor and with the outrigger on the M2 floor complicate the execution details as layers of reinforcements and strengthening of different origins accumulate in the slab floor.

7. CALCULATION MODELS

The performance of the tower's slab floors to vertical loads was studied using local finite element models allowing their behaviour to be analysed swiftly and systematically, easily adapting to the changes in geometry between floors and enabling the amendments arising throughout the work's execution to be simply monitored. Auxiliary procedures developed by MC2 in order to simplify the pre-process and post-process tasks oriented towards intensive automation of the calculation work whilst nevertheless enabling the designer to keep control over the final design of the reinforcement's strengthening distribution were used.

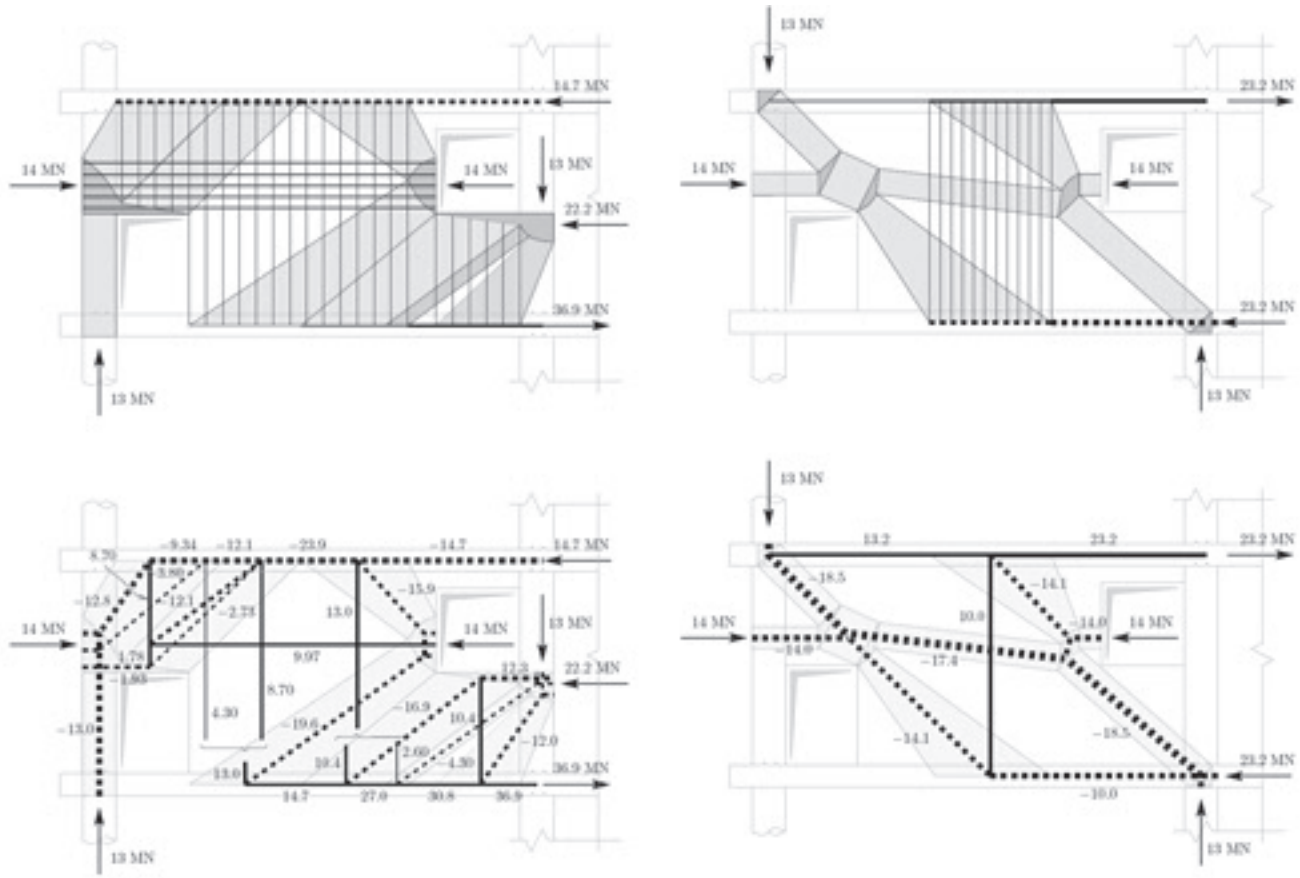


Figura 21. Estudio mediante modelos de campos de tensiones del comportamiento de las pantallas del cinturón de rigidez: cargas descendentes (izqda.) y ascendentes (dcha.).
Figure 21 – Study of the performance of the stiffness belt's cut-off walls using tensile stress field models: descending loads (left) and ascending (right).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Apart from these local models, a complete, detailed model of the tower was used by means of finite elements that enabled the following aspects to be studied, amongst others:

– The vertical load distribution between the different supports and cores, taking the structure's overall non-determinate behaviour into account.

– The distribution of wind force caused stresses (bending, shear and torsion) amongst the different cores, as well as the contribution of supports rigidly connected to the cores through the slab floors.

– Stresses on the outriggers and façade columns due to the wind, as well as those due to gravitational loads transferred to the core through the outrigger because of its high stiffness despite this not being the function for which it is conceived.

– The building's static deformability under wind loads in order to guarantee the good performance of the façade's elements

– The structure's vibration frequencies necessary for controlling accelerations at critical points under wind forces.

– Obtaining the stresses on load bearing beams and analysing the interaction between them and the rest of the building, in particular because of the different deformability between the façades shored up on them and those shored up on columns.

This model was developed in stages, including the whole of the structural elements affected, in the design's final phase.

The most significant, isolated structural elements (core, load bearing beams, columns deviation blocks, outrigger, etc.) were studied using isolated models. In particular, the outrigger elements were analysed by combining different calculation procedures tending to adjust the sizing of this endangered element as much as possible:

– Firstly, as stated, stresses on the outrigger of a wind and gravitational origin were determined using the aforementioned overall model. They were adjusted in order to take the long-term behaviour into account.

– In a second phase, a local finite element model was undertaken that comprised the two floors affected and the overall radial and perimeter cut-off walls; this model was used to initially analyse the flow of stresses through the slab floors and cut-off walls bearing in mind the multiple cavities made therein.

– Detailed sizing was carried out with the aid of local tensile stress field models allowing the local reinforcement and prestressing strengthening to be accurately determined (Figure 21) [9, 10].

Finally, a further complete but very simplified model enabled the structure's long-term behaviour to be studied, analysing the following aspects:

– The tower's vertical deformation; determined by the unequal distribution of permanent tensile stresses between the cores and the supports, as well as the relative differences in stiffness between continuous pillars and those shored up on the load bearing beams giving rise to differential drops between the different points of the slab floors that must be kept below figures that do not reduce their resistant capacity nor affect the building's functionality; this analysis took the tower's real construction time into account which, to a large extent, enabled final deformations to be taken into account (Figure 22).

– The variation in permanent stresses in the outrigger and the columns connected to it, including an analysis of their sensitivity by means of variations in the rheological parameters inside the ranges of most likely figures.

– The floor to floor shortening of the columns, which must be limited to prevent damage to the façade.

que comprendía las dos plantas afectadas y el conjunto de pantallas radiales y perimetrales; este modelo fue empleado para analizar inicialmente el flujo de esfuerzos a través de los forjados y las pantallas teniendo en cuenta los múltiples alveolos dispuestos en ellos.

– Finalmente, el dimensionamiento detallado se realizó con la ayuda de modelos locales de campos de tensiones que permitieron determinar de un modo preciso los refuerzos locales de armadura y pretensado (Figura 21) (9,10).

Finalmente, otro modelo de cálculo, completo pero muy simplificado, permitió estudiar el comportamiento diferido de la estructura, analizando los siguientes aspectos:

– La deformación vertical de la torre; condicionada por la desigual distribución de tensiones permanentes entre los núcleos y los soportes, así como las diferencias relativas de rigideces entre pilares continuos y los que apean en las vigas cargadero, lo que da lugar a descensos diferenciales entre los diferentes puntos de los forjados que se deben mantener por debajo de valores que no reduzcan la capacidad resistente de los mismos ni afecten a la funcionalidad del edificio; este análisis tuvo en cuenta la temporalidad real de construcción de la torre, lo que permite reducir en gran medida las deformaciones finales (Figura 22).

– La variación de los esfuerzos permanentes en el cinturón de rigidez y los soportes a él conectados, incluyendo un análisis de la sensibilidad de los mis-

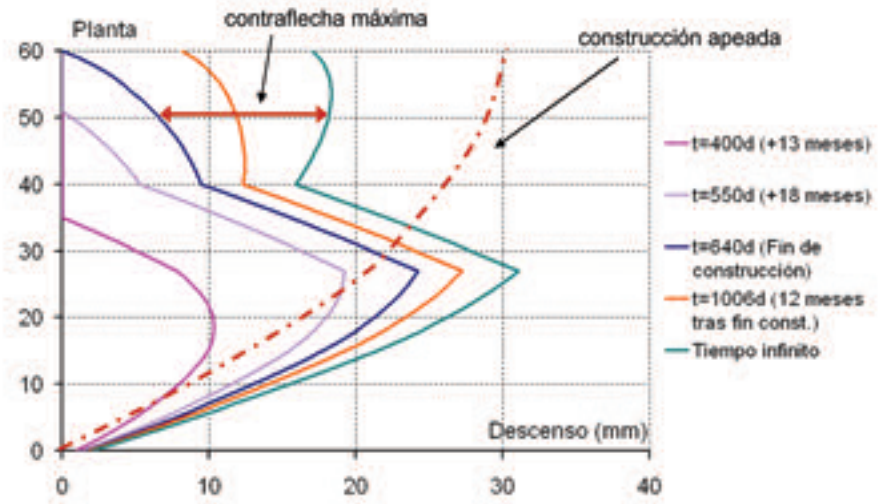


Figura 22. Descensos diferenciales entre el núcleo central y los soportes principales a lo largo de la vida del edificio.
Figure 22. Differential drops between the central core and the main supports throughout the building's lifetime.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 23. Escalera de caracol en la zona de Dirección del edificio (Plantas 44 y 45).
Figure 23. Winding staircase in the building's Management area (44th and 45th floors).

mos, mediante variaciones de los parámetros reológicos dentro de las horquillas de valores más probables.

– Los acortamientos planta a planta de los soportes, que se deben limitar para evitar daños en la fachada

8. ESTRUCTURAS AUXILIARES

8.1. Estructura interior al núcleo central

La estructura del vestíbulo de ascensores del núcleo central se planteó para ser construida con independencia del conjunto núcleo-pilares-forjados. En las plantas tipo la estructura de este vestíbulo está formada por dos vigas parcialmente empotradas en los lados cortos del núcleo y con canto variable para permitir el paso de las instalaciones desde los patinillos. Entre dichas vigas se dispone una losa de 0,20 m de canto con los oportunos alveolos para paso de instalaciones cuando sea necesario. La losa fue calculada para ser capaz de resistir las cargas de la pluma de hormigonado y transmitírselas a las vigas, aunque finalmente la disposición empleada para el sistema de distribución del hormigón en la planta no hizo necesario asumir estas importantes solicitaciones.

El dimensionamiento de esta pieza de luz importante (L= 12,80 m) y canto ajustado (0,88 m), estuvo muy condicionado por la funcionalidad de los sistemas mecánicos de las puertas de los ascensores que se apoyan en ella.

8.2. Escaleras helicoidales

Para conectar varias plantas en las zonas singulares del edificio (accesos en la parte baja y zona de dirección en la parte alta), se utilizan dos escaleras helicoidales en hormigón armado. La primera discurre entre la Planta Baja y la Entreplanta E3 (3 tramos), y la segunda entre las plantas 44 y 45 (Figura 23).

Las losas en hormigón armado empleadas para estas estructuras son completamente exentas y sólo se apoyan en los descansillos ubicados en el encuentro con las plantas. Se han empleado losas de canto medio 0,24 m, consiguiéndose piezas de gran belleza que contribuyen a realzar la singularidad de estas zonas.

8.3. Estructuras metálicas secundarias

Para permitir la sujeción del muro cortina en las plantas en las que la losa se in-

8. AUXILIARY STRUCTURES

8.1. Inside structure of the central core

The central core's lift hall structure was planned to be built separately to the overall core-pillars-slab floors unit. This hall's structure on the standard floors is formed by two beams partially embedded in the core's short sides and varying in depth to allow installations to pass through from the small patios. A 0.20 m thick slab with the due apertures for installations to pass through where necessary is arranged between these beams. The slab was calculated to be able to resist the concreting jib loads and transmit them to the beams, although, in the end, the arrangement used for the concrete's distribution system on the storey made it unnecessary to assume these large stresses.

The sizing of this item with such a large span (L= 12.80 m) and adjusted depth (0.88 m), was very much determined by the functionality of the lift doors' mechanical systems which are supported on it.

8.2. Spiral staircases

Two reinforced concrete spiral staircases are used to connect several floors

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

in the singular areas of the building (accesses in the low part and executive area in the high part). The first runs between the Ground Floor and the E3 Mezzanine (3 stretches) and the second between the 44th and 45th floors (Figure 23).

The reinforced concrete slabs used for these structures are completely free-standing and are only supported on the landings located where the slab floors meet. Average 0.24 m thick slabs were used, obtaining very attractive items contributing in emphasising the uniqueness of these areas.

8.3. Secondary steel structures

Secondary steel structures made up of tubes suitably connected to the main structure's pillars are used to allow the curtain wall to be supported on those floors where the slab is interrupted before reaching the façade, in order to create spaces with a double height (Figure 24). When necessary, these pillars are supplemented with auxiliary steel pillars which are no higher than one storey.

Conventional and simple in themselves, the sizing of these structures was very much affected by the strict horizontal and vertical deflection conditions associated to the curtain wall, combined with how adjusted were the dimensions available for the steel profiles and their connection to the supports.





Figura 24. Estructura metálica auxiliar para sujección de la fachada: vista general (izqda.); detalle de conexión con los soportes (dcha.).
Figure 24. Auxiliary metal structure to secure the façade: general view (left); detail of connection to supports (right)

9. MATERIALS AND FUNDAMENTAL MAGNITUDES

–Area built in tower: 10,735 m^2 under ground level, 67,800 m^2 above ground level.

–Area built in car park: 34,265 m^2

– HA-30 concrete in tower's slab floors: 19,851 m^3

– Passive B-500 S reinforcement in tower slab floors: 3,211 t (161 kg/m^3)

– Concrete in tower supports: HA-70, 1,255 m^3; HA-40, 2,367 m3; HA-30, 798 m^3

– Passive B-500 S reinforcement in tower supports: 1,864 t (422 kg/m^3)

– S 355 J2 G3 steel in tower supports: 160 t

– S 355 J2 G3 steel in load bearing beams: 268.3 t

– Concrete in cores: HA-70, 2,483 m^3; HA-40, 1,012 m^3; HA-30, 4,136 m^3

– Reinforcement in cores: 1,438 t (188 kg/m^3)

– Prestressing steel Y 1860 S7: 161.0 t (foundation slab), 6.9 t (load bearing beams), 43.8 t (outrigger)

– Total mass of the structure: 101,888 t (including quasi-permanent part of live loads)

– Total maximum load transmitted to foundations: 1,300,000 kN (characteristic value)

– Maximum wind forces, characteristic values at Ground Floor level: M_x, bending of centre line parallel to the long side of the pseudo-ellipse, $3.52 \cdot 10^6$ kNm, M_y, bending of centre line parallel to short side of the pseudo-ellipse, $1.96 \cdot 10^6$ kNm, M_z, vertical centre line torsion, 1.68 10^5 kNm, for a return period T of 100 years and damping equal to 2% of the critical

– Maximum acceleration on the last inhabitable floor with a return period T of 10 years and damping equal to 2% of the critical: 20.7 mg

– Maximum angular velocity on the last inhabitable floor with a return period T of 10 years and damping equal to 2% of the critical: 1.5 10^{-3} rad/s

terrumpe antes de llegar a la fachada para crear espacios de doble altura, se disponen estructuras metálicas secundarias compuestas de tubos adecuadamente conectados a los pilares de la estructura principal (Figura 24). Cuando es preciso, se complementan estos pilares con pilares auxiliares metálicos que no tienen altura superior a una planta.

Estas estructuras, de por sí convencionales y sencillas, se han visto muy afectadas en su dimensionamiento por las estrictas condiciones de deformabilidad horizontal y vertical asociadas al muro cortina, combinadas con lo ajustado de las dimensiones disponibles para los perfiles y su conexión con los soportes.

9. MATERIALES Y MAGNITUDES FUNDAMENTALES

– Superficie edificada en torre: 10.735 m^2 bajo rasante, 67.800 m^2 sobre rasante

– Superficie edificada en aparcamiento: 34.265 m^2.

– Hormigón HA-30 en forjados de torre: 19.851 m^3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Armadura pasiva B-500 S en forjados de torre: 3.211 t, 162 (kg/m^3).

– Hormigón en soportes de torre: HA-70, 1.255 m^3; HA-40, 2.367 m^3; HA-30, 798 m^3.

– Armadura pasiva B-500 S en soportes de torre: 1.864 t, 422 (kg/m^3).

– Acero S 355 J2 G3 en soportes de torre: 160 t.

– Acero S 355 J2 G3 en vigas cargadero: 268.3 t

– Hormigón en núcleos: HA-70, 2.483 m^3; HA-40, 1.012 m3; HA-30, 4.136 m^3.

– Armadura en núcleos: 1.438 t, 188 (kg/m^3).

– Acero de pretensar Y 1860 S7: 161,0 t (losa de cimentación), 6,9 t (vigas cargadero), 43,8 t (cinturón de rigidez).

– Masa total de la estructura: 101.888 t (Incluyendo parte cuasipermanente de sobrecargas).

– Carga total máxima transmitida a la cimentación: 1.300.000 kN (valor característico).

– Esfuerzos máximos debidos al viento, valores característicos en el nivel de Planta Baja: M_x, flexión de eje paralelo al lado largo de la seudo-elipse, $3{,}52 \cdot 10^6$ kNm, M_y, flexión de eje paralelo al lado corto de la seudo-elipse, $1{,}96 \cdot 10^6$ kNm, M_z, torsión de eje vertical, $1{,}68\ 10^5$ kNm, para un periodo de retorno T de 100 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico.

– Aceleración máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico: 20,7 mg.

– Velocidad angular máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico: $1{,}5\ 10^{-3}$ rad/s.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Proyecto arquitectónico", Hormigón y acero nº 249, julio-septuembre, 2008.

(2) Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero nº 228-229, 2003.

(3) Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., Ballesteros Molpeceres, B. "Estructura del edificio Torre Espacio. Ejecución del proyecto constructivo", III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación, pp. 3169-3181, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2005.

(4) Aguirre Gallego, M., "Edificio Torre Espacio – Aspectos constructivos de ejecución de la estructura", Hormigón y acero nº xxx, 2008.

(5) NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", Ministerio de Fomento, Madrid, 2002.

(6) American Society of Civil Engineers, ASCE, "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999.

(7) Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", Actas de la 10ª Conferencia Internacional sobre Ingeniería eólica, ICWE, Copenague, Dinamarca, 1999.

(7) Isyumov, N., "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", 5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, Holanda , Mayo 1995.

(7) Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlimann, B. "Design of Concrete Structures with Stress Fields", Birkhäuser, Basilea, 1997.

(10) Fernández Ruiz, M., Muttoni, Aurelio, "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones", Hormigón y acero nº 243, 2007.

REFERENCES

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Architectural design", Hormigón y acero nº 249, July-September, 2008

[2] Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero nº 228-229, 2003

[3] Martínexz Calzón, J., Gómez Navarro, M., Ballesteros Molpeceres, B., "Estructura del edificio Torre Espacio. Ejecución del proyecto constructivo", III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación, pp.. 3169-3181, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, Madrid, 2005

[4] Aguirre Gallego, M., "Torre Espacio building: Construction aspects in building the structure", Hormigón y acero nº 249, July-September, 2008

[5] NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", Ministerio de Fomento, Madrid, 2002

[6] American Society of Civil Engineers, ASCE, "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures", ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999

[7] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", Proceedings of the 10th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Copenhague, Denmark, 1999

[8] Isyumov, N., "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", 5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, The Netherlands , May 1995

[9] Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlimann, B., "Design of Concrete Structures with Stress Fields", Birkhäuser, Basel, 1997

[10] Fernández Ruiz, M., Muttoni Aurelio, "Dimensionamiento y verificación del hormigón estructural mediante el método de los campos de tensiones", Hormigón y acero nº 243, 2007, pages. 93-102.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 249, págs. 71-87
julio-septiembre, 2008
ISSN: 0439-5689

Torre de Cristal. Proyecto de estructura de un edificio de gran altura
Torre de Cristal. Structural desing for a high rise building

Pedro Juan Blanco Temprano[(1)], César Herrera Castilla[(2)] y José Ignacio Viñals[(3)]

Recibido / *Received:*30/11/2007
Aceptado / *Accepted*: 25/02/2008

RESUMEN

El proyecto de estructura y dirección de Obra de una torre de 250 m de altura es una carrera de fondo, se trata de un proyecto realmente singular, no equiparable a otros proyectos de edificación u obra civil y cuya elaboración tiene sus propios condicionantes.

La coordinación entre los distintos proyectos adquiere especial importancia. La estructura tiene unos condicionantes irrenunciables a los que se debe adaptar la arquitectura, como es el núcleo central con sus dimensiones y espesores.

Asismismo los patinillos y huecos de instalaciones y los núcleos de comunicación vertical imponen unas necesidades geométricas que deben estar perfectamente coordinadas con la estructura del edificio.

El diseño estructural exige estudiar en profundidad ciertos aspectos que en edificios normales no tienen relevancia alguna; así pues, se realizan ensayos en túnel de viento, estudios dinámicos y de vibraciones, análisis de los acortamientos de los elementos verticales, tanto absolutos como diferenciales.

Por otro lado, reducir el peso de los forjados y minimizar, o eliminar como en este caso, los puntales y encofrados recuperables son importantes criterios de diseño.

Un óptimo proceso constructivo es fundamental para el éxito del diseño estructural, que incluye el estudio de los encofrados autotrepantes y de los ciclos que se repiten en cada planta a lo largo de toda la torre.

Finalmente, se debe hacer un ejercicio de imaginación para familiarizarse con el orden de magnitud de los elementos estructurales, algunas veces muy distintos de otras estructuras, como sucede en la coronación, donde las escalerillas de la cara Oeste nacen a la cota 210,70 m sobre el nivel del suelo y alcanzan una altura 36,26 m, equivalente a un edificio de 12 plantas o en los poco comunes espesores de las pantallas del núcleo.

Palabras clave: Torre, edificio de gran altura, edificio singular, estructura.

(1) Dr. Ingeniero Aeronáutico.
(2) Ingeniero de Caminos.
(3) Ingeniero de Caminos.

Persona de contacto / *Corresponding author:* otep@amodogrupo.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

ABSTRACT

Structural design and site supervision for a 250-m tower are a long distance race, a truly unique project not comparable to other building or civil works endeavours, and one with its own specific conditioning factors.

Of particular importance in such a building is the coordination of the various designs involved. Its structure is subject to certain imperatives to which the architecture must adapt – the central core with its dimensions and thicknesses, for instance.

At the same time, the service shafts and openings and vertical mobility cores impose geometric needs that must be perfectly coordinated with the building structure.

The structural design calls for an in-depth study of certain issues that are of little or no relevance in normal buildings; hence the wind tunnel tests, dynamic and vibration studies, and the analysis of the absolute and differential shortening of vertical members.

In another vein, reducing floor/ceiling slab weight and minimizing, or in this case eliminating, shoring and reusable formwork are important design criteria.

Optimal construction procedures are essential for the success of the structural design, which includes the study of slipforms and sequences repeated on every storey in the tower.

Finally, some amount of imaginative projection is required to come to grips with the order of magnitude of the structural members, at times very different from the dimensions of other structures, such as the unusual thickness of the core walls, or the ladder-like structures on the west side of the crown that spring from an elevation of 210.70 m above grade and rise to a height of 32.26 m, equivalent to a 12-storey building.

Key word: *Tower, High rise building, structure, singular building.*

INTRODUCTION

The Torre de Cristal is located on Madrid's Paseo de la Castellana, specifically where the former Real Madrid Sports City once stood, forming part of what is know as Cuatro Torres Business Area.

Madrid's new business centre includes three other high rise buildings, a convention centre and a ring road providing direct motor vehicle access to the towers from the second underground storey.

In this apparently rectangular prism with sides measuring 48.85 × 38.85 m, the corners bevel with height to ultimately form an irregular octagon. The 250-m total above grade height is divided into 46 office and five machine room storeys, two of which are located immediately above the main lobby, another between storeys 31 and 32 and the last two over storey 46. The building crown is located, in fact, at 982 m above sea level.

The lot itself is rectangular, measuring 100 x 75 m, with the shorter side parallel to the Paseo de la Castellana. While the tower is sited on the southeast corner, underground, the entire lot is occupied by a car park.

2. TERRAIN

The terrain on which the tower stands consists of detrital Pliocene formations (Madrid facies). According to the probes performed, the underlying strata comprise varying proportions of "tosquiza" sand (compact fine sand) and sandy "tosco" clay (ranging from sandy silt clay to clayey silt sand).

Perched water tables confined by strata with a high clay content were found at different levels, where they saturated the sandiest layers. Sight must not be lost of the fact that for decades this lot was the site of the Real Madrid's training fields, which were watered daily, providing a continuous supply of moisture.

3. BELOW GRADE UNITS

The six-storey car park reaches a depth of 20 m below grade, where the surface footing foundations transmit loads of up to 500 kPa to the terrain.

1. INTRODUCCIÓN

La Torre de Cristal se encuentra situada en el paseo de la Castellana de Madrid, concretamente en la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid y forma parte del complejo conocido como Cuatro Torres Business Area.

El nuevo centro de negocios de Madrid está formado además por otros tres edificios de gran altura, un centro de convenciones y un anillo distribuidor a través del cual los vehículos podrán acceder desde distintos puntos de la ciudad directamente al sótano segundo de cada una de las torres.

Se trata de un edificio en forma de prisma rectangular de lados 48,85 m × 38,85 m cuyas esquinas se van achaflanando según asciende, dando lugar a una sección tranversal en forma de octógono irregular y que corona a 250 m de altura, a lo largo de los cuales se distribuyen 46 plantas de oficinas y 5 plantas mecánicas, situadas dos de ellas sobre el vestíbulo de acceso, otra entre las plantas 31 y 32 y finalmente dos más por encima del nivel 46. Así pues la coronación de la torre alcanza la cota de 982 m sobre el nivel del mar.

La parcela tiene forma rectangular de dimensiones 100 m × 75 m, con su lado

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 1. Torre. Vista general.
Figure 1. Tower. Overview.



Figura 2. Excavación y muro pantalla.
Figure 2. Excavation and diaphragm wall.

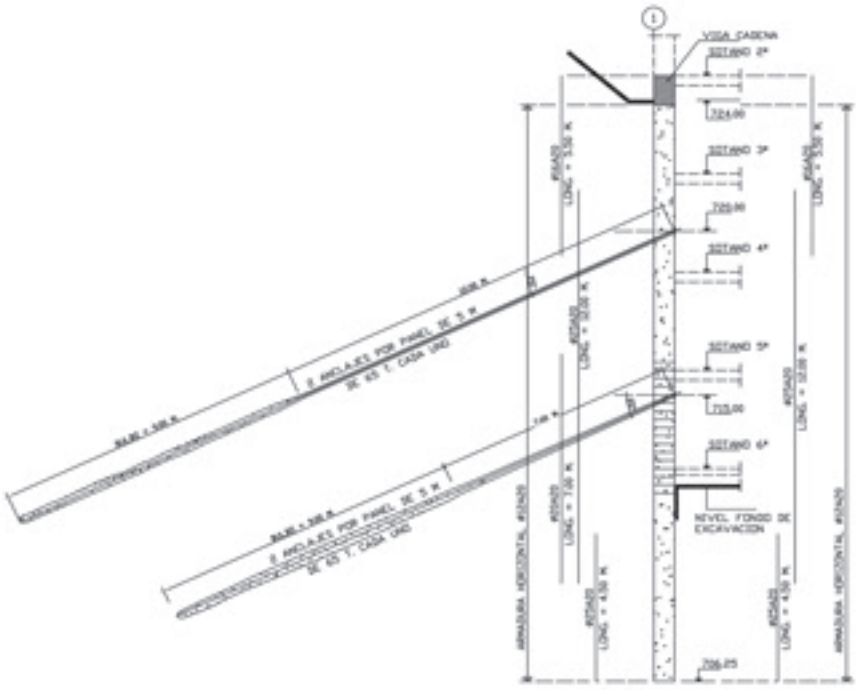


Figura 3. Sección tipo de muro pantalla.
Figure 3. Standard cross-section and diaphragm wall.

menor paralelo al paseo de la Castellana. La torre se sitúa en la esquina Suroeste, mientras que el aparcamiento subterráneo para 1.200 plazas la ocupa en su totalidad.

2. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

El terreno donde se asienta la torre está constituido por formaciones pliocénicas detríticas de facies Madrid. De los sondeos realizados se obtiene una configuración estratigráfica formada por arenas tosquizas y toscos arenosos en distintas proporciones.

En cuanto al nivel freático se detectaron distintos niveles colgados que saturaban los estratos más arenosos y quedaban confinados por estratos más arcillosos. No debemos olvidar que esta parcela ha alojado durante décadas los campos de entrenamiento del Real Madrid, los cuales se regaban a diario, constituyendo un aporte continuo de agua.

3. CUERPOS BAJOS

El aparcamiento consta de seis sótanos y alcanza una profundidad de 20 m bajo rasante, donde se ha dispuesto una cimentación superficial mediante zapa-

From the second basement down, the weight of the earth is retained by a 60 cm thick diaphragm wall with panels 5.0 m wide and two anchorages per panel at two different levels (see Figure 3).

The diaphragm wall delimits a single space for the Torre de Cristal and the Torre Espacio basements, to avoid having to build a diaphragm wall between the two properties in addition to a concrete block party wall.

Subsequently, the Municipal Government of Madrid Council built the ring

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

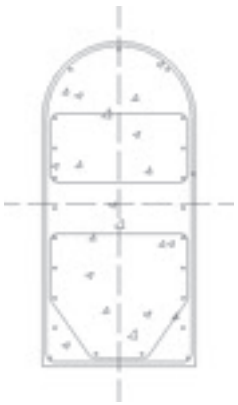


Figura 4. Pilar de Sótano.
Figure 4. Basement column.

road along the east and west edges of the lot to provide vehicle access to the second basement.

The excavation earth was used as a fill in the areas where needed and to supply fill for other works, thereby avoiding the environmental impact caused by dumping.

The basement structure, designed and built using in situ concrete only, consists of rectangular concrete columns whose smaller dimension is never larger than 40 cm, while the larger dimension varies. At least one of the sides is semi-circular to facilitate parking and prevent scraping damage to vehicles (see Figure 4).

The horizontal structure consists in solid reinforced concrete slabs with depths of from 30 to 50 cm depending on the span as well as the loads involved, which range from 11.0 to 25.0 kN/m^2.

Two expansion joints were made in the below grade corpus, one running form north to south and the other from east to west, giving rise to three areas: two below grade units and the tower.

In addition, two Mesnager type joints (Figure 5) were made at the perimeter of the tower slabs by crossing the upper and lower reinforcing bars. The dual articulation generated was designed to accommodate possible differential settlement of the underground units and the tower, a problem that did not in fact arise.

The standard basement slab depths and additional loads are 30 cm and 3.00 kN/m^2 in the first through the fifth storeys (the sixth is the bottom slab); the figures for the ground storey, by contrast, are 40 cm and 25.0 kN/m^2, for this slab must be able to withstand the live loads generated by a fire fighting vehicle.

This posed construction stage difficulties, for the ground storey slab weighs 10.0 kN/m^2, and construction loads accounted for a further 1.0 kN/m^2. This meant shoring up at least three of the lower basements, where the additional loads were 3.0 kN/m^2, so as not to exceed their design load.

The ground storey design load, on the contrary, afforded enormous advantages during tower erection, for it was sufficiently sturdy to be used for storing materials on site, housing workshops, accommodating mobile crane access the lower storeys, supporting construction lifts for passengers and goods, and so forth.

tas aisladas que transmiten al terreno una tensión admisible de 500 kPa.

La contención de las tierras a partir del sótano segundo se realiza mediante un muro pantalla de 60 cm de espesor y paneles de 5,0 m de ancho, soportados por 2 anclajes en 2 niveles por cada panel (ver Figura 3).

El muro pantalla define un volumen único con el sótano de Torre Espacio, evitando de esta manera realizar un muro pantalla en la medianería, para posteriormente levantar un muro de bloques de hormigón entre ambas propiedades.

Posteriormente el Ayuntamiento de Madrid ejecutó el anillo distribuidor que discurre a lo largo de los límites Este y Oeste de la parcela y permite el acceso de vehículos al sótano segundo.

Las tierras resultantes del vaciado de la parcela se utilizaron como material de relleno en aquellas zonas donde era necesario y como material de aportación en otras obras, evitando así el impacto ambiental que ocasionarían los vertidos.

La estructura de los sótanos se ha diseñado íntegramente en hormigón ejecutado "in situ" y está formada por pilares de hormigón rectangulares, cuya dimensión menor no supera nunca los 40 cm, siendo la otra dimensión variable. Al menos una de sus caras es semicircular para facilitar las maniobras de aparcamiento y evitar rozaduras en los vehículos (ver Figura 4).

En cuanto a la estructura horizontal, está formada por losas macizas de hor-

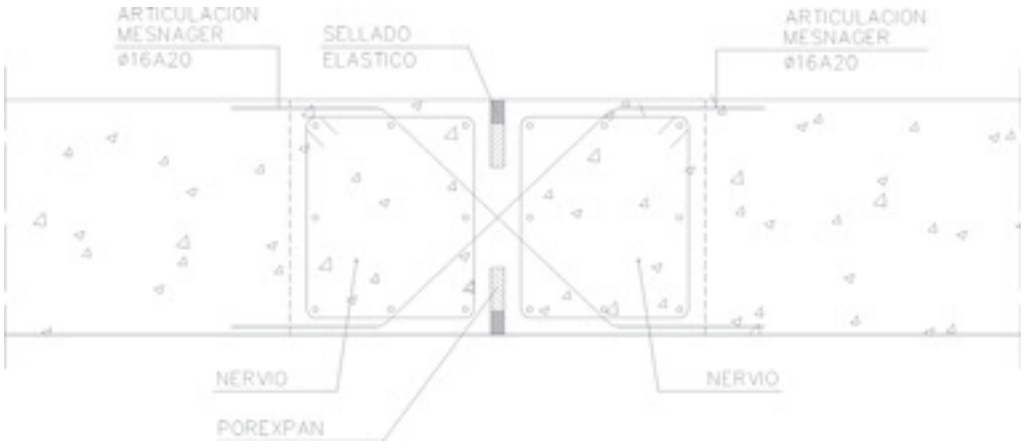


Figura 5. Junta Mesnager.
Figure 5. Mesnager joint.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

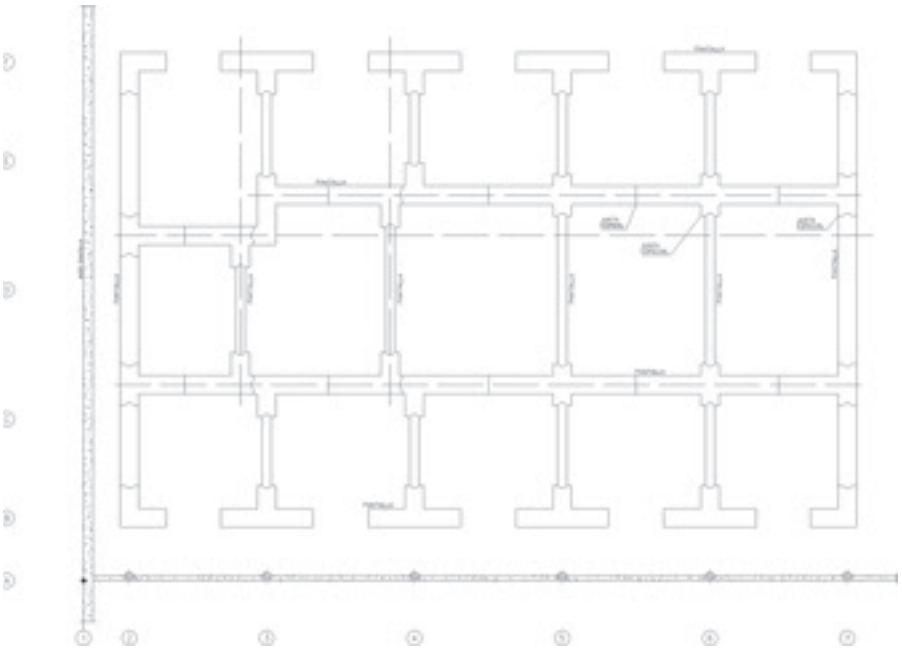


Figura 6. Plano en planta de pantallas de cimentación.
Figure 6. Plan view of foundation walls.

migón armado de espesores comprendidos entre 30 cm y 50 cm función de las luces y de las cargas correspondientes, que pueden llegar a ser de 11,0 kN/m^2 y 25,0 kN/m^2 respectivamente.

En los cuerpos bajos se han creado dos juntas de dilatación, una en dirección Norte-Sur y otra en dirección Este-Oeste, dando lugar a tres zonas, dos formadas por los cuerpos bajos y una tercera por la torre.

Además, en el perímetro de las losas de la torre se han dispuesto 2 juntas tipo Mesnager (Figura 5), que consisten en un cruce de armaduras superior e inferior, para crear una doble articulación en previsión de posibles asientos diferenciales entre los cuerpos bajos y la torre, que finalmente no se han producido.

Los espesores y cargas adicionales tipo de las losas de los sótanos son de 30 cm y 3,00 kN/m^2 en los sótanos quinto a primero (el sexto es la solera) y 40 cm y 25,0 kN/m^2 en planta baja, pues debe ser capaz de soportar el paso de un camión de bomberos.

Esto supuso una dificultad de ejecución, pues la losa de planta baja pesa 10,0 kN/m^2 a los que se debe añadir al menos 1,0 kN/m^2 de sobrecarga de uso durante su construcción, por lo que fue necesario apuntalar al menos cuatro sótanos inferiores de carga adicional 3,0 kN/m^2 para no sobrepasar su carga de diseño.

Por otra parte, la carga de diseño de planta baja ofrece grandes ventajas durante la ejecución de la torre, pues permite el acopio de materiales, la formación de talleres, el uso de grúas móviles para acceso a las plantas inferiores, el apoyo de los ascensores y montacargas de obra, etcétera.

4. TOWER FOUNDATIONS

The terrain proved to be highly favourable, for while it could be readily excavated with no need for special methods, its high consistency and compactness ensured low deformability.

The joint slab-bearing wall foundation system designed to support the heavy loads carried by the tower to the terrain featured a number of distinctive characteristics (Figure 6).

This deep foundation comprises bearing walls 120 cm thick and 20 m long, placed underneath the columns and the walls forming the central core. These bearing walls, interconnected by means of 60 cm thick transverse walls, transmit loads to the terrain both across the toe and by friction along the shaft (Figure 7).

Special jointing was designed to prevent slipping between excavation pits and thereby ensure that the walls would work as a whole.

These joints consisted in solid iron half-rods welded in saw tooth formation to a piece of sheet metal that was in turn attached to the reinforcing steel in the walls, generating a shear key when the next layer of concrete was poured .

The non-slip joint covered the walls up to two thirds of their height, the minimum length strictly necessary. This



Figura 7. Ferralla para paneles de pantallas de cimentación.
Figure 7. Rebar for foundation walls.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 8. Cimentación. Vista general.
Figure 8. Foundations. Overview.

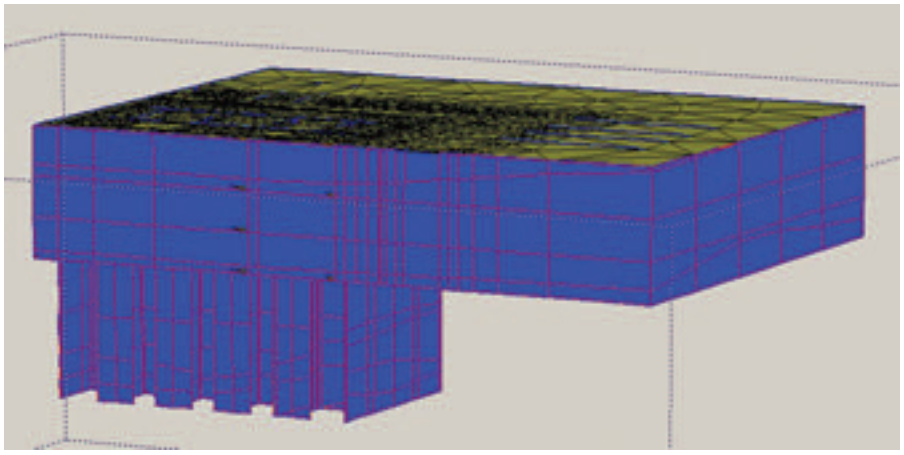


Figura 9. Modelo Estructural en Plaxis 3D.
Figure 9. Plaxis 3D structural model.

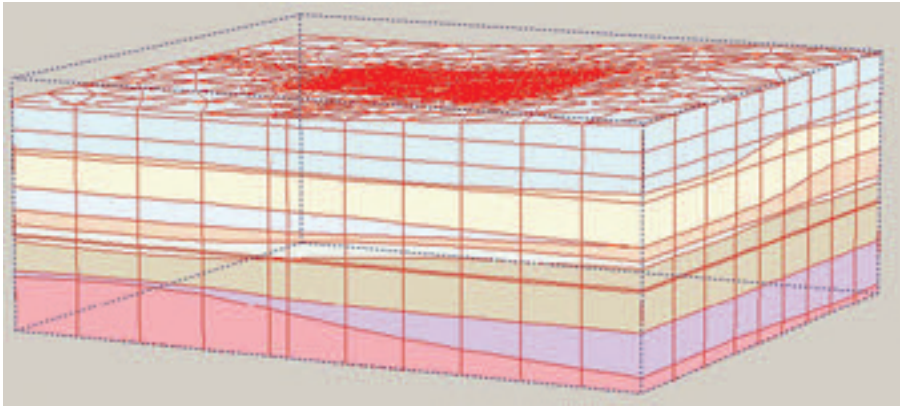


Figura 10. Modelo del Suelo en Plaxis 3D.
Figure 10. Plaxis 3D soil model.

was because their assembly entailed certain extra difficulties due to the increased weight of the reinforcement that had to be placed in the excavation and to the shift in its centre of gravity, for the joint was attached to one of the sides only.

The entire set of deep foundation walls work in conjunction with a foun-

4. CIMENTACIÓN DE LA TORRE

Las características del terreno resultaban muy favorables, pues permitía su excavación sin necesidad de usar medios especiales y a la vez, presentaba una elevada consistencia y compacidad y reducida deformabilidad.

Para soportar las elevadas cargas que transmite la torre al terreno se diseñó una cimentación conjunta losas-paneles portantes con diversos aspectos singulares (Figura 6).

Se trata de una cimentación profunda mediante pantallas portantes de 120 cm de espesor y 20 m de longitud, situadas tanto por debajo de los pilares como de los muros que forman el núcleo central, las cuales quedan unidas entre sí mediante pantallas transversales de 60 cm de espesor, transmitiendo sus esfuerzos al terreno tanto por punta como por fuste (Figura 7).

Con el objetivo de lograr que dichos paneles se comporten de forma conjunta se diseñaron unas juntas especiales que impedían el deslizamiento entre los bataches.

Esta junta estaba formada por una chapa metálica a la que se soldaron medios cuadradillos macizos en forma de dientes de sierra, y quedaba fijada a la armadura de los módulos de pantalla, de manera que al hormigonar el siguiente módulo se crease una llave de cortante.

La junta antideslizante llegaba hasta los dos tercios de la longitud de la pantalla, que era la longitud mínima estrictamente necesaria, puesto que su montaje generaba unas dificultades añadidas debido al aumento de peso de la armadura que se debía introducir en la excavación y además desplazaba el centro de gravedad de dicha armadura al estar colocada únicamente en uno de sus extremos.

El conjunto de los paneles profundos estaban vinculados a una losa de cimentación de 150 cm de espesor, de manera que junto con la transmisión de carga al terreno a través de los paneles portantes se producía la de las cargas superficiales a través de la losa (en la Figura 8 se aprecia una foto del conjunto durante el período de ejecución).

El cálculo de la cimentación de la Torre de Cristal se realizó mediante un procedi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

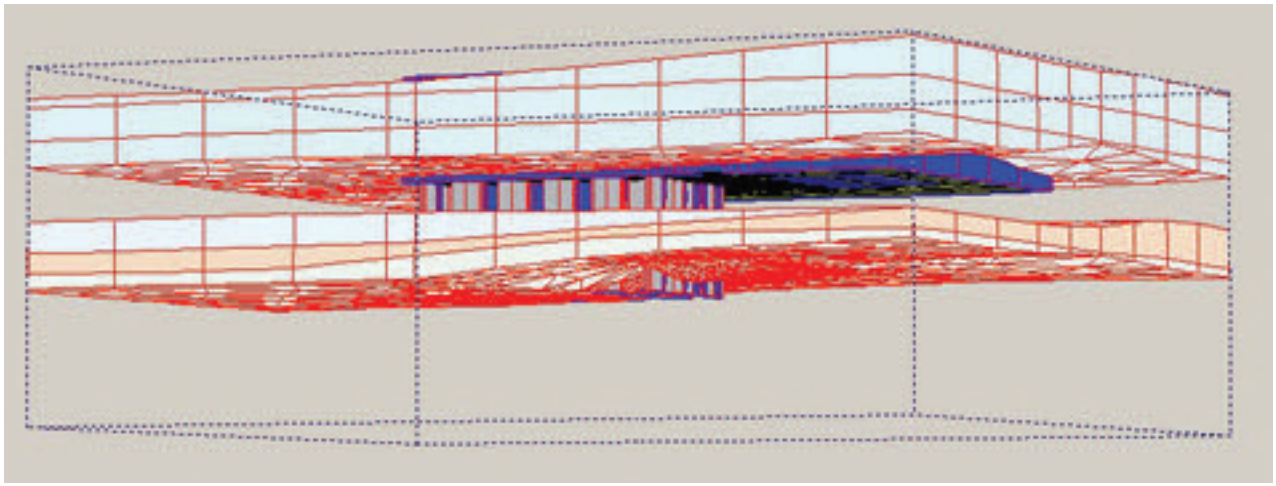


Figura 11. Modelo combinado de suelo y estructura en Plaxis 3D (algunas capas del suelo no se visualizan).
Figure 11. Plaxis 3D combined soil and structural model (some of the soil layers are not visible)

miento innovador, que fue posible gracias a los últimos avances de la tecnología y a que la empresa Plaxis proporcionó su programa de elementos finitos para aplicaciones geotécnicas – *Plaxis 3D* – antes de su lanzamiento comercial, para que fuera utilizado en el análisis estructural de la misma (Figura 9).

Partiendo de los sondeos realizados en el estudio geotécnico, se introducen en el programa una serie de perfiles estratigráficos en distintas coordenadas X e Y, para a continuación interpolar entre ellos una serie de superficies que constituyen el límite de las diferentes capas (Figuras 10 y 11).

5. ESTRUCTURA VERTICAL. NÚCLEO DE HORMIGÓN

La estructura vertical de Torre de Cristal está formada por 18 pilares perimetrales y un núcleo central de hormigón armado que arrancan en cimentación.

El núcleo central de hormigón, además de soportar la mayor parte de las cargas de los forjados, es el encargado de proporcionar la estabilidad del edificio frente a las acciones horizontales, en este caso los esfuerzos producidos por el viento.

Las dimensiones de los muros que conforman el núcleo central varían entre 120 cm en el arranque y 70 cm en la coronación para los muros longitudinales y 50 cm en toda su altura en los cuatro diafragmas transversales a los anteriores.

Para ejecutar las pantallas del núcleo se ha utilizado un encofrado autotrepante (Figuras 12 y 13) que soportaba un distribuidor de hormigón que a su vez era alimentado por una bomba para la elevación del hormigón y que se producía en una central instalada a pie de obra.

El análisis del comportamiento del edificio frente a las acciones del viento se basó en dos estudios en el túnel de viento: el primero de ellos se realizó en el Instituto Universitario de Microgravedad "Ignacio Da Riva" de la Universidad Politécnica de Madrid y el segundo ensayo en el túnel de viento con capa límite de la University of Western Ontario, en Canadá.

dation slab 150 cm thick so that, while certain loads are carried to the terrain by the bearing walls, surface loads are transmitted across the slab (the photo in Figure 8 gives an overview of the foundations during construction).

The Torre de Cristal foundations were engineered using an innovative procedure, possible thanks to the latest generation of technological advances and to the fact that Plaxis furnished its finite elements software for geotechnical applications – Plaxis 3D – for use in this design before it launched the product commercially (Figure 9).

A series of stratigraphic profiles found with the geotechnical probes per-



Figuras 12 y 13. Encofrado Autotrepante.
Figures 12 and 13. Slipforms.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026




Figuras 14 y 15. Pilares metálicos.
Figures 14 and 15. Steel columns.

formed were entered into different X and Y coordinates, to interpolate a series of surfaces that delimit the various strata (Figures 10 and 11).

5. VERTICAL STRUCTURE. CONCRETE CORE

The vertical structure in the Torre de Cristal consists in 18 perimeter columns and a reinforced concrete central core, all springing from the foundations.

In addition to supporting the loads generated by the slabs, the central concrete core affords overall stability against horizontal forces, in this case wind action.

The depth of the longitudinal walls comprising the central core varies from 120 cm at the base to 70 cm at the crown, while the four transverse walls measure 50 cm throughout.

The walls forming the core were built with slipforms (Figures 12 and 13). The concrete hose attached to these forms was fed by a pump that raised the concrete manufactured at an on site plant to the necessary elevation.

Building behaviour was analyzed on the basis of two wind tunnel studies: the first was conducted at the Polytechnic University of Madrid's Ignacio Da Riva University Institute for Microgravity.

6. VERTICAL STRUCTURE. COMPOSITE COLUMNS

The tower columns are circular composite members (Figures 14 and 15), measuring 95 cm in diameter at the base and tapering to 70 cm at the top. The components are 45 MPa characteristic compression strength and a longitudinally embedded S460 steel "HD" type shape.

This solution was adopted after conducting a technical-economic study of three possible alternatives: concrete, steel or composite columns.

The reinforced concrete solution was disregarded because it was poorly suited to the slab structure, called for a larger column size and generated greater rheological effects.

Moreover, unlike the pure steel solution, the composite column option required no fire protection or architectural facing or finishing, making it faster and less expensive to erect.

These columns spring from the foundation. The first length of each steel shape and the column reinforcement were shop welded to S460 steel plates

6. ESTRUCTURA VERTICAL. PILARES MIXTOS

Los pilares de la torre son mixtos (Figuras 14 y 15), formados por un alma metálica tipo HD de acero de calidad S460 forrado de hormigón HA-45, y de sección circular de 95 cm de diámetro en el arranque y que va disminuyendo con la altura hasta los 70 cm.

Esta solución de pilares fue adoptada después de un estudio técnico económico de tres soluciones posibles: pilares de hormigón, metálicos o mixtos.

La solución en hormigón armado fue rechazada debido a que es poco adecuada en relación a la estructura del forjado, da lugar a un pilar de mayor tamaño y produce mayores efectos reológicos.

Por otro lado, a diferencia de la solución metálica pura, la solución mixta tiene las ventajas de no necesitar protección frente al fuego ni un revestimiento arquitectónico de acabado, por lo que resulta más económica y más rápida su ejecución.

Así pues, los pilares nacen en cimentación sobre unas placas metálicas de acero de calidad S460 de 1.250 mm de diámetro y 150 mm de espesor, ancladas mediante 8 pernos Ø45 mm de diámetro; a las que se soldaron en taller el primer tramo de alma metálica y la armadura del pilar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

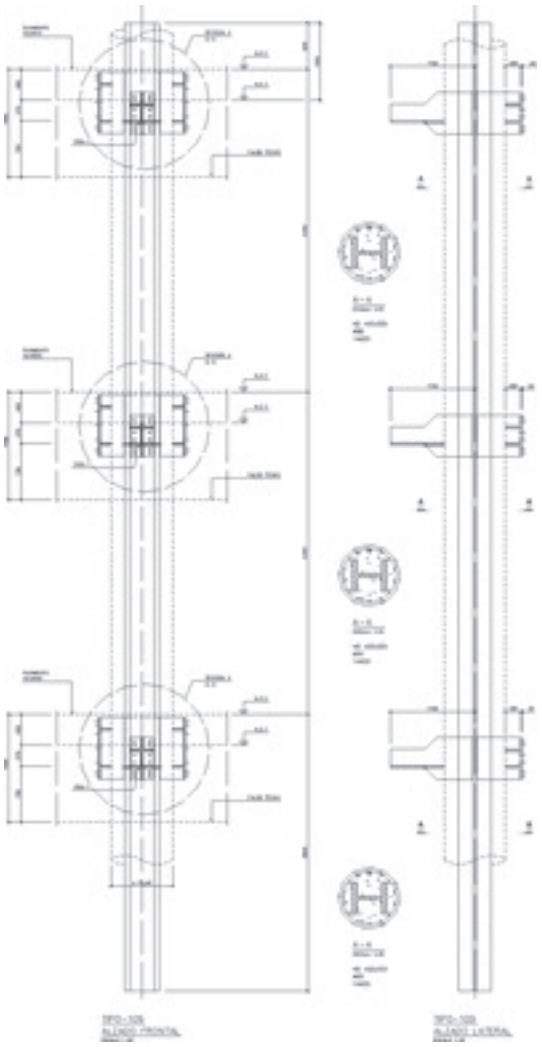


Figura 16. Alzados de un pilar tipo.
Figure 16. Elevation views of a standard column.

Las almas metálicas se proyectaron en tramos de 3 alturas de forjado (12,60 m) y provistas de unos muñones soldados en taller para recibir las vigas metálicas (Figuras 16 y 19), lo que facilita su ejecución y reduce las operaciones de montaje. Esta tipología permite ir colocando las vigas metálicas de los forjados sin necesidad de esperar al fraguado del forro de hormigón de los pilares.

La unión entre dos tramos se produce mediante el simple apoyo de un tramo de pilar sobre el siguiente, disponiendo una chapa atornillada para asegurar la estabilidad del pilar durante el montaje.

La longitud de los pilares está incrementada en cada tramo a partir del resultado de un estudio teórico de los acortamientos previstos tanto durante la construcción de la torre como durante los primeros años de vida, de forma que los mayores acortamientos de los pilares frente al núcleo central quedan compensados y así se evita disponer elementos tipo viga cinturón, que encarecen y complican la ejecución.

Debido a la geometría de la torre, muchos de los pilares se quiebran a partir de una determinada planta para poder seguir la inclinación de la fachada, lo que produce unas fuerzas de desvío que fueron

1250 mm in diameter and 150 mm thick, which were then anchored to the foundations with eight Ø 45 mm bolts.

The steel shapes were designed to a height of three storeys (12.60 m) and fitted – by shop welds – with gudgeon pins to receive the respective steel beams (Figures 16 and 19). This arrangement facilitated construction and reduced assembly operations, for the steel beams that support the floor slabs could be set into place with no need to wait for the concrete cover on the columns to set.

Lengths were joined by simply resting one on top of the other and steadying the assembly with a bolted plate.

The results of a theoretical study on estimated shortening both during tower erection and in the early years of service life were used to determine the increase in height needed in each length of column to offset the greater shortening in columns than in the central core and avoid the need for costly and complex belt beam-type members.

Due to tower geometry, many of the columns lean slightly from a given storey upward to accommodate the slant on the façade; the deviation forces generated were offset by placing active reinforcement between the respective column and the central core (Figure 17).

All the steel structures were designed to be bolted (Figure 19), with any necessary welding done primarily in the shop and on site only where indispensable, mainly for secondary members.

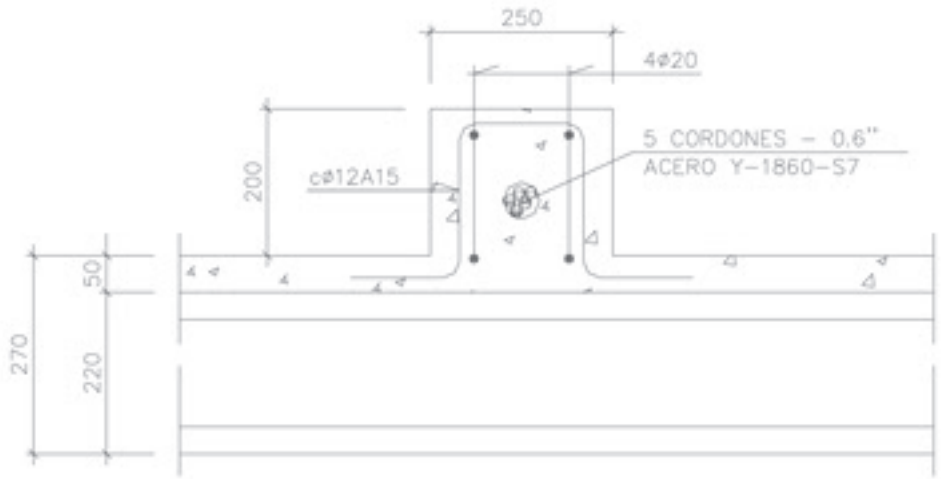


Figura 17. Detalle de armadura activa.
Figure 17. Active reinforcement. Detail.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

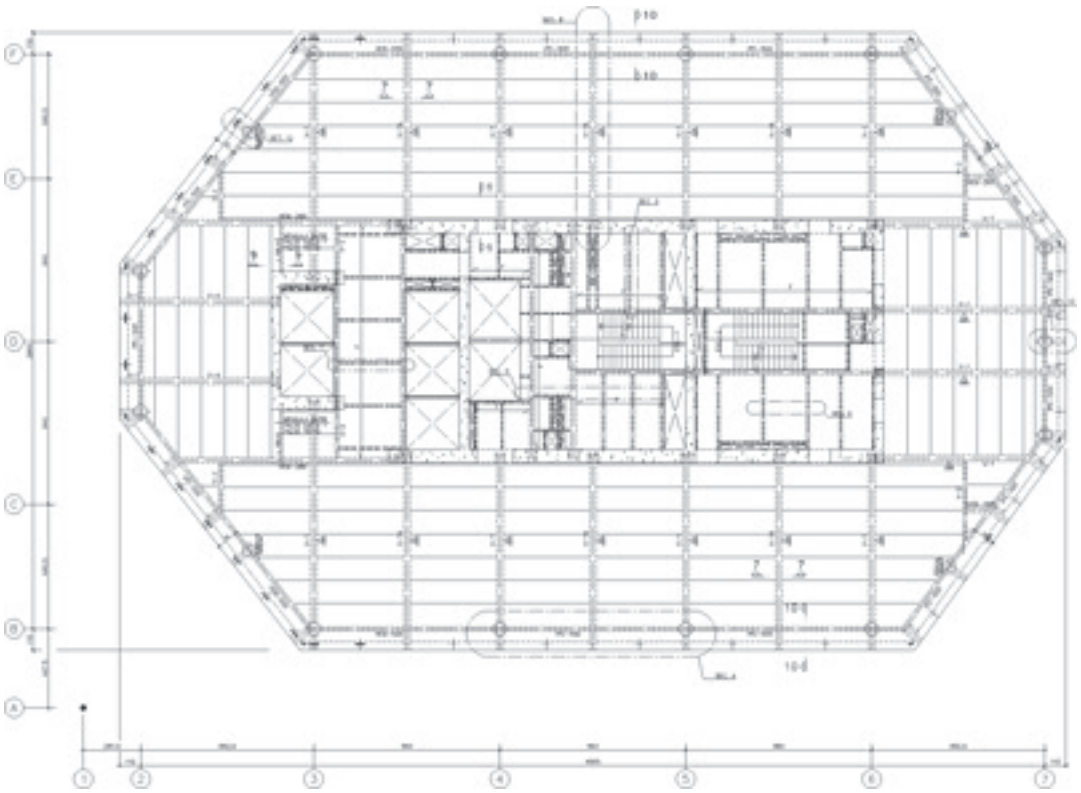


Figura 18. Planta tipo.
Figure 18. Standard storey.

TR22, quality 10.9 prestressed bolts fitted with direct tension indicating washers were used, for this is the only system that guarantees the proper tightening of prestressed bolts. Bolts with the same gauge were used in all joints to expedite on site work and prevent assembly errors.

7. HORIZONTAL STRUCTURE. OUTSIDE THE CORE

The distance between storeys is 4.20 m (Figure 18), 40 cm of which are taken up by the technical floor, 67 cm by the suspended ceiling and 27 cm by the floor/ceiling slab, in standard storeys.

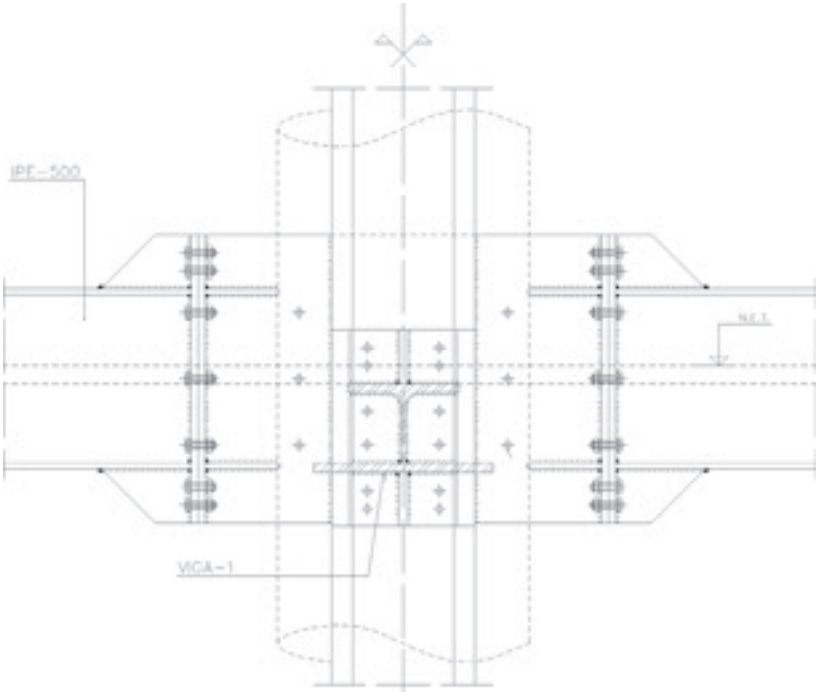


Figura 19. Nudo tipo.
Figure 19. Standard node.

compensadas con la disposición de armadura activa entre el pilar correspondiente y el núcleo central (Figura 17).

Todas las estructuras metálicas se han concebido atornilladas (Figura 19), realizándose en taller las soldaduras necesarias y en obra únicamente las imprescindibles, fundamentalmente para elementos secundarios.

Se han usado tornillos pretensados TR22 de calidad 10.9, dotados de arandelas IDT (Indicadores Directos de Tensión), por ser éste el único sistema que garantiza el correcto apriete de los tornillos pretensados. Para facilitar la ejecución y evitar errores de montaje se utilizaron tornillos del mismo calibre en todas las uniones.

7. ESTRUCTURA HORIZONTAL. EXTERIOR DEL NÚCLEO

La distancia entre plantas es de 4,20 m (Figura 18), de los cuales 40 cm corresponden al suelo técnico, 67 cm al falso techo y 27 cm al forjado en una planta tipo.

En lo que respecta a los forjados, debemos diferenciar entre las zonas interiores al núcleo y las zonas exteriores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 20. Estructura Exterior del núcleo.
Figure 20. Structure outside the core.

La estructura exterior (Figura 20) consta de una viga perimetral (Figura 22) dispuesta entre los pilares de fachada con el canto sobresaliendo por encima del forjado, típicamente un perfil IPE-500, que recibe en su punto medio una viga metálica que tiene su otro apoyo en el núcleo central mediante una cajera que posteriormente se rellena con mortero sin retracción.

Las vigas perpendiculares a fachada apoyan alternativamente en un pilar de fachada y en la viga perimetral. En este último caso dispone además de un vuelo por fuera de dicha viga para soportar el forjado exterior, pues tanto los pilares como la viga perimetral tienen sus ejes situados a 110 cm del borde del forjado.

Estas vigas son tipo IFB, las cuales están formadas por medio perfil HEB-450 y una chapa inferior de sección 500 mm × 25 mm, así pues el ala inferior es más ancha que el ala superior para permitir con facilidad el apoyo de las placas alveolares que conforman el forjado de 22 cm + 5 cm de capa de compresión, quedando las vigas parcialmente embebidas, lo que las protege contra el fuego y

A distinction must be drawn between the floor/ceiling slabs inside and outside the core.

The outer structure (Figure 20) consists of a perimeter beam (Figure 22) positioned in between the facade columns that protrudes upward beyond the slab. The standard beam is an "IPE-500" steel shape that receives another steel beam at midpoint. The opposite end of this second beam rests on a beam pocket in the central core, subsequently filled with shrinkage-compensating cement mortar.

The beams perpendicular to the facade rest alternately on a facade column and the perimeter beam. In the second case they cantilever beyond the beam to support the outer slab, for both the columns and the perimeter beam are positioned 110 cm, centres, inward of the edge of the slab.

These "IFB" type beams, which consist of half and "HEB-450" shape, have a steel under plate with a 500 mm × 25 mm section. As a result, the bottom wing is wider than the top wing to facilitate the placement of the hollow-core slabs used to build the 22 cm slab (+ 5 cm topping). The beams are partially embedded for protection against corrosion and fire, with the exception of the lower wing, which had to be passivated and fire-proofed as shown in Figure 21.

The hollow-core slab expedites construction, for it obviates the need for bra-

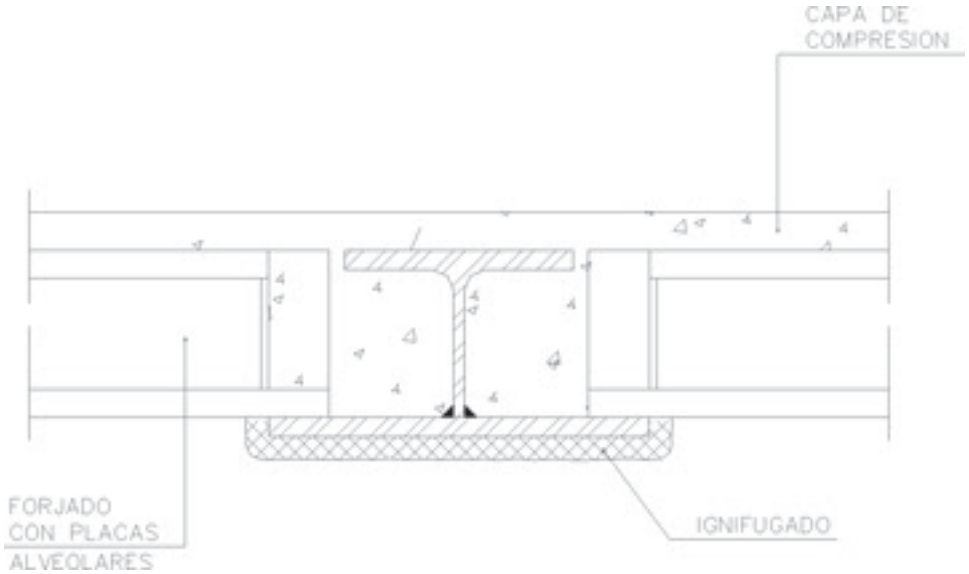


Figura 21. Sección tipo de viga exterior al núcleo.
Figure 21. Section of standard beam outside core.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

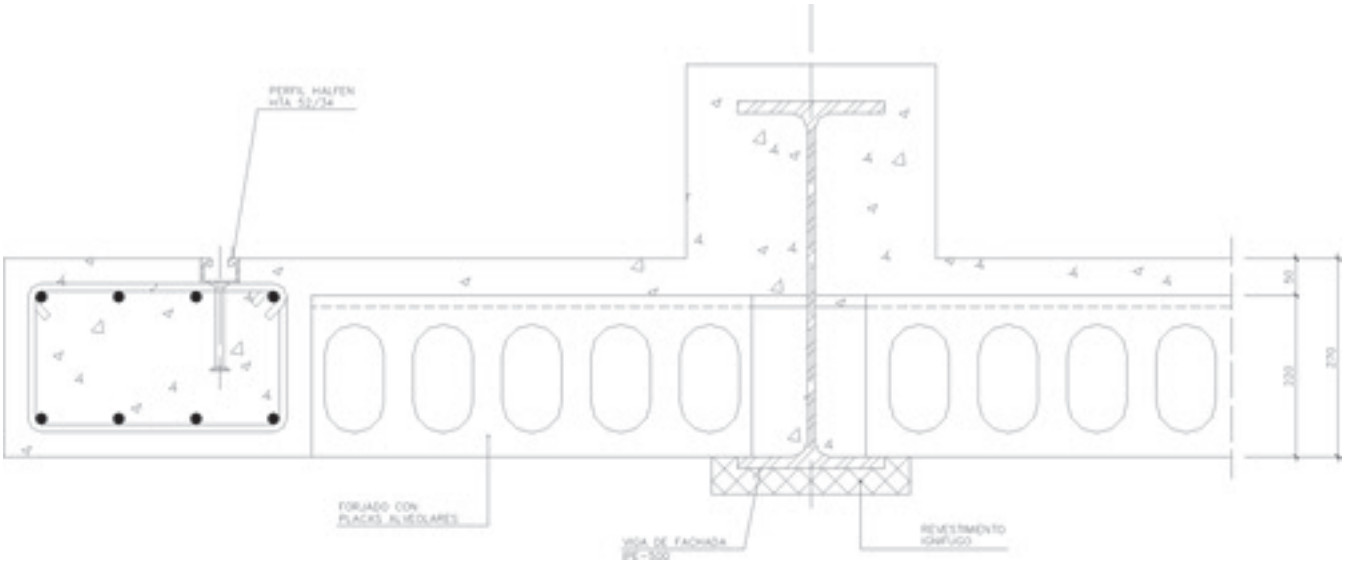


Figura 22. Sección tipo de borde de forjado.
Figure 22. Cross-section of the edge of a standard slab.

cing and formwork and, concomitantly, form removal.

Finally, a high strength rib was built around the entire perimeter of each storey to support both the loads from the curtain wall and the self-weight of the storey, while at the same time acting as an edge beam around the slab as a whole producing a confinement effect (Figure 22).

8. HORIZONTAL STRUCTURE. INSIDE THE CORE

As Figure 23 shows, the core interior comprises girders partially embedded in the slab and secondary joists on the underside; the former are attached to the concrete core by means of mortises and the latter with steel plates. The joists support a pleated sheet steel panel that acts as permanent formwork for a lightweight slab with a depth of 20 + 7 cm.

While less economical than the outer slab arrangement, this was deemed to be most suitable solution in light of the large number of penetrations in the slab.

The structural system designed avoided the need for centring and formwork, enhancing construction efficiency, as



Figura 23. Estructura Interior del núcleo
Figure 23. Structure inside the core.

la corrosión, salvo el ala inferior que debió ser pasivizada e ignifugada, tal como se aprecia en el esquema de la Figura 21.

El forjado de placas alveolares permite un gran ritmo de construcción, pues no es necesario el uso de puntales ni encofrados, ni secuencias de desencofrado.

Finalmente se ha dispuesto perimetralmente a toda la planta un nervio de borde con una gran capacidad mecánica, que soporta las cargas del muro cortina además de las cargas propias de su planta y que produce un efecto de zunchado perimetral del conjunto del forjado (Figura 22).

8. ESTRUCTURA HORIZONTAL. INTERIOR DEL NÚCLEO

El forjado del interior del núcleo, tal como se aprecia en la Figura 23, está formado por vigas principales parcialmente embebidas en el forjado y correas secundarias por debajo de éste, fijadas al núcleo de hormigón mediante cajeras las primeras, y por placas metálicas las segundas. Las correas soportan una chapa metálica plegada que funciona como encofrado perdido para una losa aligerada de 20 + 7 cm de canto.

Esta solución, a pesar de ser menos económica que la solución del forjado exterior, se consideró la más apropiada debido al gran número de huecos existentes en el forjado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 24. Montaje de un tramo de escalera prefabricada.
Figure 24. Assembly of flight of precast stairs.

Así pues el sistema estructural diseñado evita la utilización de cimbras y encofrados, lo que permite obtener una gran eficiencia en el proceso constructivo, como se ha podido observar durante la ejecución de la estructura.

9. ESCALERAS

Las escaleras, prefabricadas de hormigón armado de 20 cm de espesor, incluyen el peldañeado y un acabado visto.

Esta tipología ha resultado enormemente beneficiosa para el ritmo de construcción ya que, además de ser su ejecución sencilla y rápida (puesto que la operación de montaje consistía únicamente en su colocación, también ha servido como escalera de obra).

La forma de la escalera es tradicional, siendo normalmente de dos tramos, cada uno de ellos un módulo prefabricado, que incluye la meseta y el vestíbulo de planta.

La escalera está apoyada en un extremo en una viga principal del forjado y en el lado de la meseta en un perfil metálico soldado a una placa embebida en el núcleo.

Los tramos de escaleras prefabricadas iban provistos de unas placas metálicas o angulares que se fijaban mediante cordones discontinuos de soldadura de gargantas reducidas a los perfiles de apoyo.

10. CORONACIÓN

La coronación del edificio consiste en una estructura tridimensional formada por escalerillas y arriostramientos y por la cubierta, cuyas principales funciones son dar continuidad al muro cortina una vez que termina la estructura de los forjados y soportar las góndolas de mantenimiento de la fachada.

Las últimas plantas de la torre albergan las instalaciones necesarias para el funcionamiento del edificio, las góndolas para el mantenimiento de la fachada, el Jardín de Invierno, formado por un

observed during the erection of the structure.

9. STAIRWAYS

The stairways, made of 20 cm thick precast reinforced concrete, were supplied complete with steps and an exposed concrete finish.

This typology contributed materially to a brisk pace of construction, for in addition to the simplicity and speed of assembly (which consisted essentially in



Figura 25. Cubierta. Vista general.
Figure 25. Roof. Overview.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

positioning the elements in place), the resulting member was also usable as a worksite stairway.

As a rule the stairway is designed to a traditional two flight configuration, with a separate precast module, including landing and storey lobby, for each flight.

Each flight of stairs rests on the slab at one end and on a steel shape welded to a plate embedded in the core on the landing side.

The precast stairways were fitted with steel plates or angles that were welded to the supports using intermittent bead welding with a reduced throat.

10. CROWN

The building crown, a three-dimensional structure made of ladders, bracing elements and the roof, is designed primarily to support the curtain wall in the space above the slabs, as well as the façade maintenance gondolas.

The top storeys of the tower, all built upward of 210 m from ground level, house the building services, façade maintenance gondolas and the Winter Garden – complete with a grove of trees and a living wall.

The double pitch roof is a steel structure that slopes down from the peak at a grade of 26.50º ; on the south side it supports solar panels embedded in glass plates and on the north a series of louvers.

The roof and façade never actually touch, but are spaced at a sufficient distance for the maintenance gondolas to run between them.



Figura 26. Detalle de Cubierta.
Figure 26. Roof detail.

11. FORMULATION OF THE DESIGN

The structural design for the Torre de Cristal was developed over a period of



Figura 27. Vista superior de la Cubierta.
Figure 27. Upper view of the roof.

muro verde y una zona arbolada; situado todo ello a partir de 210 m de altura sobre el nivel del suelo.

La cubierta está formada por una estructura metálica a dos aguas con una inclinación de la cumbrera de 26,50º que soporta paneles solares embebidos en placas de vidrio en su cara Sur y una serie de lamas en su cara Norte.

La cubierta y la fachada no llegan a tocarse, sino que permiten un espacio entre ellas a través del cual circulan las góndolas de mantenimiento.

11. DESARROLLO DEL PROYECTO

El Proyecto de Estructura de Torre de Cristal fue desarrollado durante más de un año y medio en estrecha colaboración con los autores de los Proyectos de Arquitectura e Instalaciones [1].

Las tipologías estructurales de forjados y pilares que finalmente se adoptaron fueron seleccionadas después de realizar un comparativo técnico-económico entre todas las soluciones posibles.

Los principales condicionantes fueron además de su coste, la planeidad del forjado, el grado de prefabricación, la facilidad y rapidez de montaje, la ausencia de encofrados y puntales y la re-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

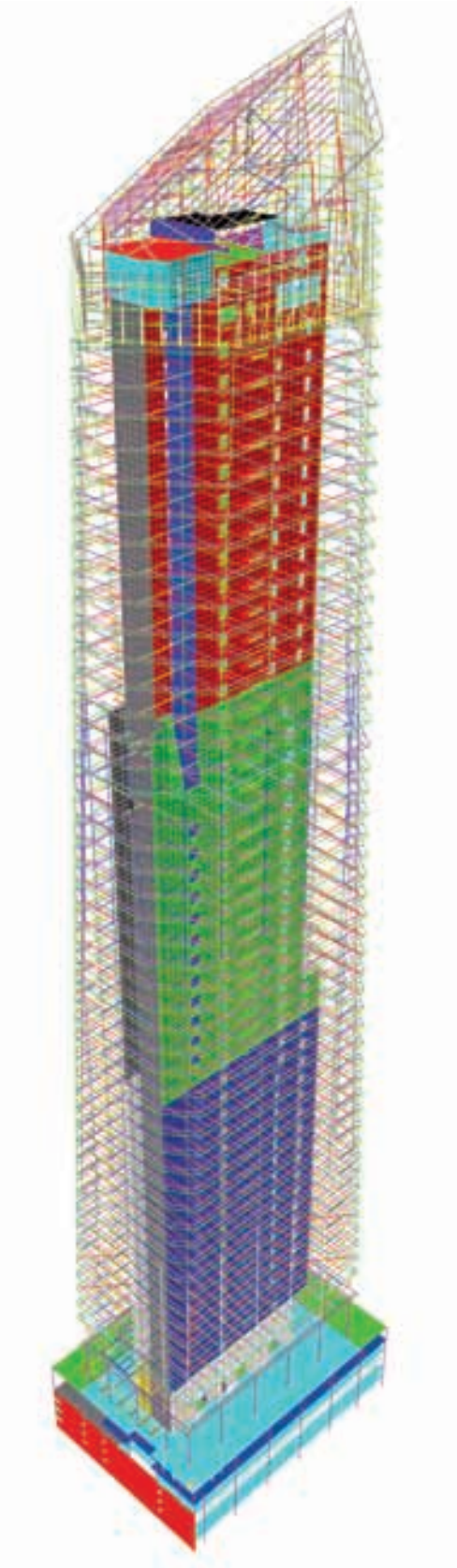


Figura 28. Modelo de cálculo de la torre.
Figure 28. Model for tower structural engineering.

sistencia al fuego (que debía ser REI 180 en toda la estructura).

Como aspectos más complejos durante el desarrollo del proyecto podemos indicar el armado de los alzados del núcleo, considerando todos los huecos existentes, y las interferencias con las cajeras y las placas para apoyo de viguetas.

De especial dificultad resultó el desarrollo de la coronación del edificio, que comprende las plantas M4, M5, azotea, cubierta de casetones y cubierta, las escalerillas de fachada, las estructuras de arriostramiento, las estructuras auxiliares para las góndolas y para el muro verde.

El hecho de que todas y cada una de las plantas fueran distintas entre sí debido a la geometría de la fachada implicó un esfuerzo adicional para el equipo redactor del proyecto.

El esquema resistente consiste en un núcleo central de hormigón armado que soporta las acciones horizontales y las cargas gravitatorias y 18 pilares perimetrales en fachada que sirven de apoyo del forjado exterior del núcleo.

El dimensionado del núcleo se realizó a partir de los resultados obtenidos en el ensayo en el túnel de viento del "Instituto de Microgravedad Ignacio Da Riva" de la ETSI de Ingenieros Aeronáuticos de la UPM, antes citado.

En el laboratorio se realizó un modelo a escala 1:250 y se introdujo en el túnel de viento para obtener los coeficientes de fuerza en 7 niveles distintos para todos los rumbos en intervalos de 15º.

Además se realizó un segundo ensayo introduciendo en el túnel junto a la maqueta de la Torre de Cristal una maqueta de Torre Espacio para que produjera un efecto de apantallamiento.

A partir de los resultados obtenidos se obtuvieron los esfuerzos de viento sobre el edificio según la norma UNE-ENV 1991-2-4 [2].

Debido a la geometría del núcleo central y del edificio, la Torre resulta

more than 18 months in close cooperation with the authors of the architectural and service designs [1].

The structural typologies for the slabs and columns that were finally adopted were selected after conducting a technical-economic study of all the possible solutions.

The main conditioning factors in addition to cost were slab levelness, degree of prefabrication/precasting, ease and speed of assembly, absence of formwork and shoring, and fire rating (with the entire structure subject to a 180-minute minimum).

The most complex issues from the structural standpoint included the reinforcement of the core walls, in light of the many penetrations involved, and the interference with the mortises and plates that support the joists.

Detailing proved to be particularly difficult for the building crown, which included storeys M4, M5 and the terrace, the coffered roof and roof, the façade ladders, the bracing structure and the ancillary structure for the gondolas and vertical garden.

The fact that each and every one of the storeys was different from all the rest due to façade geometry called for additional effort on the part of the design team.



Figura 29. Vista general del arranque de la torre.
Figure 29. Lower tower, at springing line.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

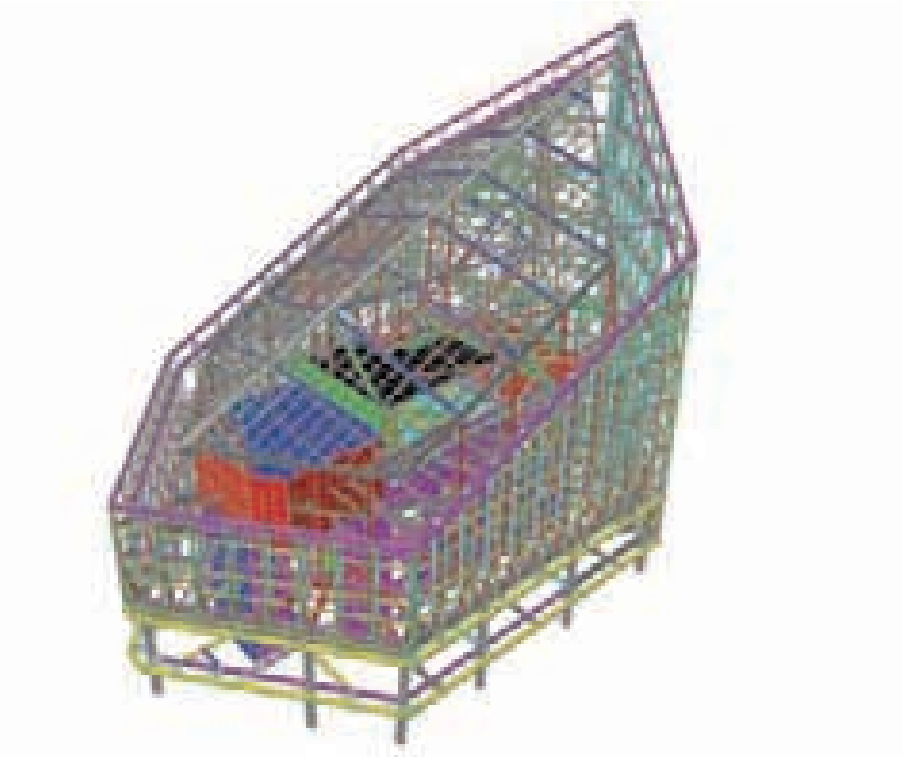


Figura 30. Modelo de la estructura de coronación.
Figure 30. Model for crown structural engineering.

mucho más rígida en el sentido Este - Oeste que en el Norte - Sur. La relación entre los lados mayor y menor es 1,53, mientras que la relación de rigideces del núcleo varía entre 3,70 y 4,50. Así pues el lado mayor, de inercia menor, recibe un 53 % más de viento que en la dirección transversal.

Considerando un desplazamiento horizontal máximo en la coronación del núcleo de 50 cm se realizó un estudio paramétrico de los espesores del núcleo, arrojando el mismo los siguientes valores (Tabla 1).

Los diafragmas o pantallas transversales tienen un espesor constante de 50 cm en toda su altura.

En lo que se refiere a esfuerzos, la carga máxima vertical de servicio en el núcleo es de 850.000 kN y los esfuerzos de momento flector en la base debidos al viento son: 3.600.000 kNm en sentido longitudinal y 1.600.000 kNm en sentido transversal.

En cuanto a los pilares, el más cargado transmite a cimentación 45.000 kN, esfuerzo axil que se distribuye como se muestra en la Tabla 2.

Los periodos de vibración de la estructura son los indicados en la Tabla 3. La aceleración máxima que se produce es de 11,9 mg.

El cálculo de los elementos estructurales principales se realizó por duplicado mediante dos métodos distintos, de forma que se limitase al máximo la posibilidad de que existieran errores de cálculo.

Por último se resume en la Tabla 4 las distintas tipologías empleadas en el cuerpo de la torre y sus materiales asociados.

The structural scheme consists in a reinforced concrete central core to support horizontal action and gravitational loads and 18 perimeter columns on the façade that support the slab outside the core.

The core was dimensioned on the grounds of the results of the wind tunnel trials conducted at the above-mentioned School of Aeronautical Engineering's Ignacio Da Riva Institute for Microgravity, an institution under the aegis of the Polytechnic University of Madrid.

A 1:250 scale model was built in the laboratory and tested in the wind tunnel to obtain the force coefficients at seven different levels and in all directions, at 15º intervals.

A second test was also conducted, in which scale models of both Torre de Cristal and Torre espacio were placed in the wind tunnel to simulate shielding.

The results obtained were used to find the wind load on the building pursuant to Spanish standard UNE-ENV 1991-2-4 [2].

Due to the geometry of the central core and the building, the Tower is much stiffer in the east-west than in the north-south direction. The ratio between the longer and shorter sides is 1.53, while the core stiffness ratio varies from 3.70 to 4.50. Therefore, the longer side where inertia is lower receives 53% more wind than the shorter side.

Establishing the maximum allowable drift in the crown to be 50 cm, a parametric study of core thicknesses was conducted. The findings were as follows (Table 1)

The transverse wall thickness is constant throughout, at 50 cm.

The maximum vertical service load in the core, in turn, is 850,000 kN and the wind-induced bending moment values at the base are: 3,600,000 kNm in the longitudinal direction and 1,600,000 kNm in the transverse direction.

Tabla 1. Espesores del núcleo
Table 1. Core thicknesses

Nivel *Level*	**Espesor (cm)** *Thickness (cm)*
Sótano-6 hasta M1 (sobre el vestíbulo) *Basement-6 to M1 (above lobby)*	120
M1 hasta N-18 / *M1 to N-18*	100
N-18 hasta N-34 / *N-18 to N-34*	80
A partir de N-34 / *From N-34 upward*	70

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 2. Distribución de carga del pilar más cargado
Table 2. Load distribution in the most heavily loaded column

Acción *Action*	**Parte de la carga (%)** *Proportion of load (%)*
Peso Propio del pilar / *Column self-weight*	9
Peso de los forjados / *Slab weight*	37
Carga muerta / *Dead load*	6
Sobrecarga de uso / *Service load*	23
Fachada / *Façade*	8
Estructura de coronación / *Crown structure*	17

The column with the heaviest load transmits 45,000 kN to the foundations, while the axial stress is distributed as shown in the table below (Table 2).

The periods of vibration for the structure are as shown in Table 3. The maximum acceleration is 11.9 mg.

Structural engineering for the main structural members was performed twice, using two different methods, to reduce the possibility of design error to a minimum.

Finally, Table 4 contains a summary of the typologies used in the body of the tower and the associated materials.

Tabla 3 / *Table 3*

Modo de vibración ***Mode of vibration***	**Período(s)** ***Period(s)***
Primer modo / *First mode:*	5,47
Segundo modo / *Second mode*:	2,89
Tercer modo / *Third mode*:	2,40

Tabla 4. Cuadro resumen de materiales y tipología / *Table 4. Summary of materials and typologies*

CUERPO DE LA TORRE / *BODY OF THE TOWER*	
CIMENTACIÓN / *FOUNDATIONS*	
Cimentación profunda/ *Deep foundations*	Pantallas portantes de 60 o 120 cm de espesor / *60- or 120-cm bearing walls* Hormigón HA-30. Acero B500S / *30 MPa RC. B500S steel*
Losa encepado / *Capping slab*	Losa maciza de hormigón e=150 cm / *Solid concrete slab, 150 cm thick* Hormigón HA-30. Acero B500S / *30 MPa RC. B500S steel*
ESTRUCTURA VERTICAL / *VERTICAL STRUCTURE*	
Pilares perimetrales / *Perimeter columns*	Hormigón HAC-45, Armadura B500S, Alma Metálica S460 *45 MPa SCC, B500S reinforcement, S460 steel core*
Pilares estructura de coronación *Crown columns*	Acero S275JR / *S275JR steel*
Núcleo central / *Central core*	Hormigón HAC-45, Armadura B500S *45 MPa SCC, B500S reinforcing steel*
ESTRUCTURA HORIZONTAL / *HORIZONTAL STRUCTURE*	
Interior del núcleo / *Inside the core*	Vigas metálicas S275JR parcialmente embebidas en el forjado *S275JR steel beams partially embedded in the slab* Correas metálicas S275JR bajo el forjado / *S275JR steel joists on slab underside* Chapa colaborante PL 76/383 encofrado perdido / *PL 76/383 (permanent formwork) composite steel deck slab* Forjado Losa aligerada hormigón in situ 76 + 200 mm *In situ lightweight concrete slab, 76 + 200 mm*
Exterior del núcleo (plantas tipo) *Outside the core (standard storeys)*	Vigas metálicas tipo IFB acero S275JR / *S275JR steel "IFB" type beams* Forjado placa alveolar 22 + 5 mm / *Hollow core slab, 22 + 5 mm*
Exterior del núcleo (plantas mecánicas) (*Outside the core (machine room storeys)*	Vigas metálicas perfiles laminados acero S275JR / *S275JR rolled steel shape beams* Forjado de placa alveolar 22 + 5 mm / *Hollow core slab, 22 + 5 mm*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Pelli, C., León, E. y Ortiz, I. Torre de Cristal. Arquitectura. Hormigon y Acero, Vol. 59, nº 249, , 3er trimestre, 2008.

[2] UNE-ENV 1991-2-4 EUROCÓDIGO 1: Bases de rpoyecto y acciones en estructuras. Parte 2: Acciones en estructuras. Acciones del viento. Mayo, 1998.

REFERENCES

[1] Pelli, C., León, E. and Ortiz, I. Torre de Cristal. Architecture, Hormigón y Acero, Vl. 59, nº 249, 3º trimestre, 2008.

[2] UNE-ENV 1991-2-4, EUROCODE 1: Basis of design and actions on structures. Part 2-4: Actions on structures. Wind actions. May, 1998.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 249, págs. 123-150
julio-septiembre, 2008
ISSN: 0439-5689

Torre Sacyr-Vallehermoso. La estructura del edificio
Torre Sacyr-Vallehermoso. Building structure

Julio Martínez Calzón[1] y Miguel Gómez Navarro[2]

Recibido / *Received:* 03/12/2007
Aceptado / *Accepted*: 13/02/2008

RESUMEN

El edificio Torre Sacyr-Vallehermoso es, con sus 236 m de altura sobre rasante, uno de los cuatro edificios de altura construidos en los terrenos de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid, en el Paseo de la Castellana de la capital de España. La estructura del edificio combina forjados mixtos de chapa plegada apoyados en un entramado de viguetas metálicas y/o mixtas con un sistema de soportes mixtos acero-hormigón de alta resistencia. Además de estos elementos básicos se disponen potentes elementos estructurales que permiten la eliminación de soportes en la zona baja de la torre, una losa de cimentación en hormigón pretensado, y un núcleo que resiste las solicitaciones de viento combinado con un cinturón de rigidez. El sistema estructural planteado ha permitido ejecutar una estructura de gran sencillez que aprovecha las ventajas determinadas por la repetitividad geométrica en planta del edificio, combinando la respuesta a los retos que plantea la construcción de una edificio de altura con la optimización necesaria para garantizar un plazo y coste de ejecución moderados y compatibles con los planteamientos inmobiliarios. La colaboración durante la fase de redacción del proyecto de los equipos encargados de la ejecución de la obra, ha permitido tener en cuenta de una manera muy ajustada los importantes condicionantes constructivos asociados a una obra de esta envergadura.

Palabras clave: Edificación de altura, estructura mixta, hormigón de alta resistencia, efectos aerodinámicos, estabilidad frente al fuego, cimentaciones especiales, cinturón de rigidez.

ABSTRACT

At 236 m in height, the Torre Sacyr-Vallehermoso is one of the four high-rise buildings constructed on the site of the former Real Madrid Sports Complex, in the Paseo de la Castellana of Spain's capital. The structure of the building combines composite slabs supported on a grid of steel and/or composite joists with a system of high-strength composite steel-concrete supports. Apart from these basic elements, there are also strong structural elements that allow supports in the lower part of the tower to be eliminated, as well as a foundation mat in prestressed concrete and a core that withstands the wind loads in combination with an outrigger. The structural system established has led to the design of a tremendously simple structure that uses all the advantages afforded by the geometric repetition of the floor plan of the building. It combines the answer to the challenges presented by the construction of a high-rise building and the optimisation needed to ensure that the construction schedule and the cost remain moderate and compatible with the objectives of the building. The collaboration during the project preparation stage between the teams involved in the execution has allowed the important construction requirements associated to a project of this magnitude to be monitored closely.

***Key words**: High-rise building, composite structure, high strength concrete, aerodynamic effects, fire stability, special foundations, outrigger.*

[1] Dr Ingeniero de Caminos. MC-2, Estudio de Ingeniería.
[2] Dr Ingeniero de Caminos. MC-2, Estudio de Ingeniería.

Persona de contacto / *Corresponding author:* mc2@mc2.es

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

1. GENERAL CONSIDERATIONS

The project and the construction of the SyV Tower have been developed by TESTA, Inmuebles en Renta, S. A. This company is part of the Sacyr-Vallehermoso group, which won the call for tenders from the Madrid Council, the original owner of the site. This building is located in site P2 – APR 08.04 Sports Complex, in the Paseo de la Castellana in Madrid. The promoters awarded the project in April 2003 to architects Carlos Rubio Carvajal and Enrique Álvarez-Sala Walther, of the RUBIO & ÁLVAREZ-SALA office, while MC2, Estudio de Ingeniería was appointed in May 2004 to develop the structural project and to act as project manager from December 2004.

2. BASIC APPROACH OF THE STRUCTURE

2.1. Architecture

The SyV tower can be divided into two clearly differentiated parts:

– A 256 m tall building, distributed as 20 m below floor level, 220 m of storeys above ground level and up to 16 additional metres of non-usable space at the top with varying heights as a function of the area (Figure 1)

– An underground area with car parks and hotel services that includes six levels of basement around the tower, with a maximum depth of 20 m

The building has 58 four metre tall storeys above ground level. Two thirds of these, approximately, shall be used as a hotel, including accesses, restaurants, meeting rooms, etc, while the other third shall be devoted to offices. Additionally, there are three technical areas with varying heights where the industrial systems and the main facilities for the running of the building shall be located.

The ground plan of the building is divided into three independent circular areas or sections with maximum floor dimensions of 44.7 m. This shape remains unchanged throughout the length of the tower, thus simplifying the design and construction of the building. The distribution of the supports is a key aspect of the design of the structure and is conditioned by the hotel functionality of its two lower thirds [1].



Figura 1. Vista general de la torre en una fase intermedia de su construcción.
Figure 1. General view of the tower at an intermediate stage of construction.

1. CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto y la construcción del edificio Torre SyV ha sido promovido por la empresa TESTA, Inmuebles en Renta, S. A. que forma parte de grupo Sacyr-Vallehermoso, vencedora del concurso convocado por el Ayuntamiento de Madrid, propietario original de la parcela. Este edificio estará situado en la parcela P2 – APR 08.04 Ciudad Deportiva, en el Paseo de la Castellana de Madrid. La empresa promotora encargó en abril de 2003 el proyecto a los arquitectos Carlos Rubio Carvajal y Enrique Álvarez-Sala Walther del estudio RUBIO& ÁLVAREZ-SALA, mientras que MC2, Estudio de Ingeniería recibió en mayo de 2004 el encargo de desarrollar el proyecto de la estructura, siendo encargada así mismo de las tareas de Dirección de Obra a partir de diciembre de 2004.

2. PLANTEAMIENTOS BÁSICOS DE LA ESTRUCTURA

2.1. Arquitectura

El edificio Torre SyV se puede separar en dos partes bien diferenciadas:

– Edificio de gran altura de 256 m, distribuidos en 20 m de sótanos bajo rasante, 220 m del edificio Torre habitable sobre rasante y hasta 16 m adicionales de un espacio no habitable en coronación, aunque con altura variable según zonas (Figura 1).

– Zona bajo rasante de aparcamiento y servicios del hotel que comprende 6 plantas de sótano en el entorno de la Torre, con una profundidad máxima de 20 m.

El edificio Torre dispone de 58 plantas sobre rasante, de 4,00 m de altura cada una, que se dedicarán a los siguientes usos: aproximadamente, dos terceras partes a hotel, incluyendo accesos, restaurantes, salas de reunión, etc., y una tercera parte a oficinas. Asimismo, existen 3 zonas de tipo técnico con alturas variables, donde se localizarán los sistemas industriales y de instalaciones principales, necesarias para el funcionamiento del edificio.

La forma en planta del edificio está compuesta por tres zonas o segmentos

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

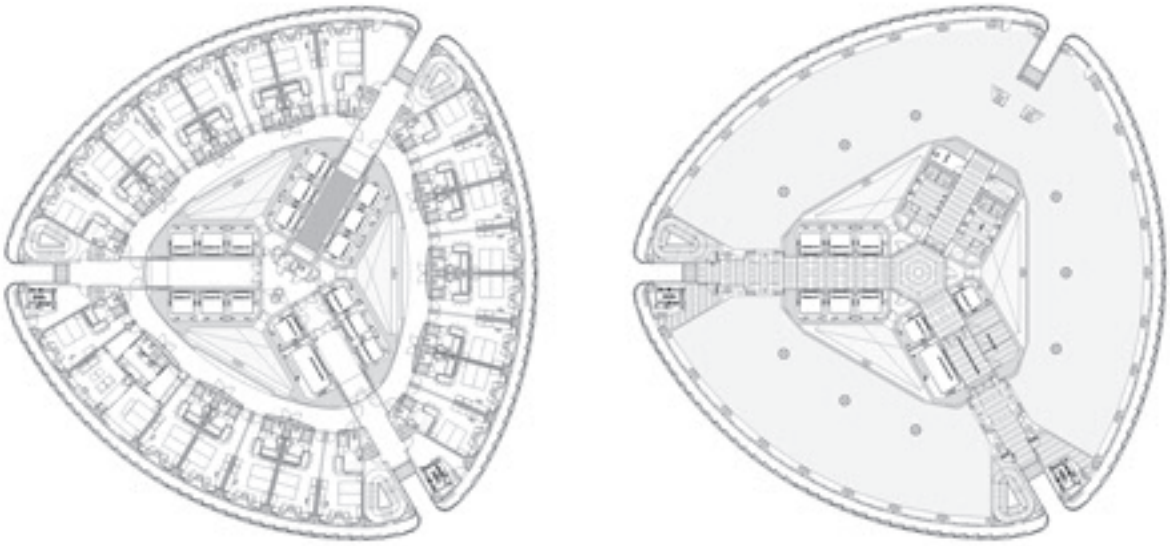


Figura 2. Plantas tipo de hotel (izqda.) y oficinas (dcha.).
Figure 2 - Standard hotel floors (left) and office floors (right).

circulares independientes, siendo la dimensión máxima en planta 44,7 m. Esta forma se mantiene invariable a lo largo de toda la altura de la torre, simplificando enormemente las tareas de proyecto y construcción del edificio. La distribución de los soportes, clave en el diseño de la estructura, está muy condicionada por la funcionalidad del hotel que ocupa sus dos tercios inferiores [1].

En el centro de la planta se dispone un único núcleo, en el que se alojan todos los ascensores excepto los de emergencias, dejando espacio en las plantas de oficinas para la ubicación de los aseos una vez eliminados los ascensores que dan servicio al hotel. Entre el núcleo y la fachada se disponen radialmente las habitaciones del hotel, determinando que los soportes en la fachada tengan un intereje de aproximadamente 5 m que corresponde al ancho mayor de la habitación. La existencia del pasillo circunferencial que recorre la planta y da acceso a las habitaciones permite colocar una segunda alineación central de soportes que reduce la luz entre el núcleo y la fachada a valores usuales en estructuras de edificación (L 7,5 m). Esta disposición de soportes se mantiene en las zonas ocupadas por las oficinas, dando lugar a una concentración de elementos verticales en la fachada ligeramente más densa que las habituales en este tipo de edificios (Figura 2).

Las conducciones verticales de las instalaciones mecánicas y eléctricas discurren por unos patinillos exteriores al núcleo pero en contacto con él, lo cual simplifica enormemente el dimensionamiento de éste al no ser necesarios alveolos de paso para transferir los servicios a las plantas. Por contra, la presencia de este patinillo no atravesable por las vigas de la planta, reduce enormemente el aporte de carga vertical al núcleo, redundando negativamente en su dimensionamiento a flexocompresión esviada. Por la misma razón se penalizan significativamente los soportes del anillo central que reciben una gran proporción de la carga total de la planta.

El edificio de aparcamiento y servicios del hotel tiene unas dimensiones de 75 x 100 m, a las que hay que descontar la torre, un cuadrado de unos 45 m de lado, ocupando por tanto todo el espacio disponible en la parcela. Este edificio tiene igualmente 6 niveles, todos ellos ubicados por debajo de la rasante, permitiéndose la conexión con el anillo perimetral que rodea las cuatro torres y se vincula con el sistema viario de la ciudad.

2.2. Criterios de proyecto

Los criterios básicos considerados para definir la estructura general o principal han sido los siguientes:

– máxima economía de materiales dentro de las necesidades impuestas por la excepcionalidad de las solicitaciones a resistir a causa de la envergadura del

There is a single core in the centre of all floors. This core houses all the lifts except for the emergency ones, and it leaves enough space in the office floors to locate the toilets once the lifts that service the hotel have been eliminated. The hotel rooms are placed radially between the core and the façade. The spacing between the centrelines of the beams of the façade supports is therefore of approximately 5 m, which corresponds to the greatest width of the rooms. The existence of a circular corridor around the storeys to access the rooms allows a second central row of supports to be installed so as to reduce the span between the core and the façade down to common levels in building structures (L 7.5 m). This layout of the supports is maintained in office areas, so the density of vertical elements on the façade is slightly greater than normal in this type of building (Figure 2).

The vertical ducts of mechanical and electrical facilities run along utility shafts outside the core but in contact with it. This makes dimensioning much simpler because no feedthroughs are needed to transfer services from one floor to the other. On the other hand, the existence of this utility shaft that cannot be crossed by the floor beams significantly reduces the amount of vertical load added to the core, with the subsequent negative influence on its dimensioning under biaxial flexocompression. Similarly, the supports of the central ring receive a large part of the total load of each floor.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

The dimensions of the hotel service and car park building are of 75x200 m, minus the tower (a square with sides that are about 45 m long), so all the space available at the site is used. This building has six storeys, all of them below grade. They are interconnected with a perimeter ring that surrounds the four towers and connects to the network of streets of the city.

2.2. Project criteria

The basic criteria considered for the definition of the general or main structure are the following:

– Maximum material saving within the needs imposed by the exceptional loads to be supported due to the size of the building and the strict deflection requirements that must be met because of the residential use (see section 6.1)

– Search for the greatest constructive simplicity while at the same time taking into account the inherent complexities of high-rise construction (pumping of concrete, occupancy time of the crane, wind loads, etc) and the structural function of the elements (high density of reinforcement, interferences between elements that require a three-dimensional study, high loading in special areas, etc)

– Use of the favourable conditions provided by the use of standard slabs throughout the tower. This creates a systematic structure with a high level of shop prefabrication that benefits from all possible scale savings

– Fast erection, with the smallest possible interference between the work on steel and reinforced concrete structures

– Use of conventional solutions whenever possible so as to limit the cost of the structure and reduce the uncertainties associated to its execution schedule

2.3. Structural elements

The foundations of the tower are formed by a deep (4 m) prestressed concrete slab which is slightly larger than the footprint of the tower. The excavation of the site to the bottom level of the slab (707.40) or of the floor slab in the car park area (711.40) was done by placing perimeter cut-off walls anchored to the ground. The anchors of these walls were provisional and were kept active until the execution of the below grade slabs of the tower and car park was completed. They were then released and rendered useless.

The superstructure of the building combines the following elements:

– Solid concrete slab in below grade floors, in the access and top areas

– Composite slabs on a grid of steel and composite beams in standard office floors, hotel floors and technical facility floors

– Composite and reinforced concrete supports, with decreasing concrete grade in higher levels

– A three-lobe central core in reinforced concrete

– A reinforced concrete outrigger in technical area T03, at the top of the building

Additionally, there are the following auxiliary elements:

– Self-supporting staircases in reinforced concrete. These are formed by prefabricated elements supported on a steel structure of horizontal beams and strings

– Inner parts of the core, built in reinforced concrete

The structure of the parking area is done by means of solid reinforced concrete slabs of constant depth. Certain points of these include excess thickness or dropped beams, as well as strong steel beams with a 29 m span connected to the concrete slab of the floor to free the convention centre under the tower access square of supports.

3. PERIMETER CUT-OFF WALLS

For the excavation of the site where the below grade storeys and the foundations of the building are set it was necessary to install retaining walls around the perimeter, except in the common walls to the south, where the cut-off and retaining walls had already been completed by the builders of the Caja Madrid Tower. A

edificio y los estrictos condicionantes deformativos de obligado cumplimiento a causa del empleo residencial del mismo (ver apartado 6.1)

– búsqueda de la máxima simplicidad constructiva que tuviera en cuenta, no obstante, las complejidades inherentes a la ejecución en altura (bombeo de hormigón, tiempos de ocupación de grúa, solicitaciones de viento,….) y la función estructural de los elementos (gran densidad de armadura, interferencias entre elementos que necesitan de un estudio tridimensional, elevadas cargas en zonas especiales,…)

– aprovechamiento de las condiciones favorables que determina la no variabilidad de forjados a lo largo de la torre, creando una estructura sistemática y con un alto grado de prefabricación en taller que se beneficie de las economías de escala posibles

– ejecución rápida y con la menor interferencia posible entre las labores correspondientes a las estructuras metálicas y las vinculadas al hormigón armado

– utilización de soluciones convencionales siempre que sea posible con el fin de ajustar los costes de la estructura y reducir las incertidumbres asociadas al plazo de ejecución de la misma.

2.3. Elementos estructurales

La cimentación de la torre está formada por una losa de hormigón pretensado de gran canto (4 m), de dimensiones ligeramente superiores a la huella de la torre. Para poder realizar la excavación de la parcela hasta la cota de fondo de dicha losa (707,40) o de la solera de la zona del aparcamiento (711,40), se dispusieron muros pantalla perimetrales anclados al terreno. Los anclajes de estas pantallas eran provisionales y se mantuvieron activos hasta que se completó la ejecución de los forjados bajo rasante de la torre y el aparcamiento, momento en el que se destesaron quedando sin uso alguno.

La superestructura del edificio combina los siguientes elementos:

– forjados en losa de hormigón maciza en plantas bajo rasante, en las zonas de acceso y en la coronación

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– forjados mixtos de chapa colaborante sobre vigas metálicas y mixtas en plantas tipo de oficinas y hotel y plantas especiales de instalaciones

– soportes de hormigón armado y mixtos, con hormigones de calidades decrecientes con la altura del edificio

– un núcleo central trilobulado de hormigón armado

– un cinturón de rigidez en hormigón armado en la zona técnica T03 ubicada en la coronación del edificio.

Además aparecen como elementos auxiliares los siguientes:

– escaleras autoportantes en hormigón armado constituidas por elementos prefabricados apoyados en una estructura metálica de zancas y vigas horizontales

– zonas interiores al núcleo, ejecutadas en hormigón armado.

La estructura de aparcamiento se materializa mediante losas macizas de hormigón armado, de canto constante, que incluyen, en puntos concretos, sobreespesores o vigas descolgadas, así como unas potentes vigas metálicas de 29 m de luz conectadas a la losa de hormigón del forjado para liberar de soportes la zona del salón de convenciones ubicada bajo la plaza de acceso a la torre.

3 MURO PANTALLA PERIMETRAL

La excavación del recinto en el que se alojan las plantas bajo rasante y la cimentación del edificio necesitó del auxilio de unas pantallas de contención en el perímetro de la parcela excepto en la medianería Sur en la que se había realizado previamente una pantalla y unos muros de contención por parte de los constructores de la Torre Caja Madrid. Se propuso por tanto una obra de contención previa al vaciado de la parcela mediante la ejecución de pantallas ancladas. La rasante natural del terreno está a la cota +726,40 en una parte del solar (medianería Oeste), y a +730 en otra parte (medianerías Norte y Este). La cota de máxima excavación prevista era de +711,55 m en la zona del aparcamiento, y de +708,0 m en la zona de la cimentación de la Torre a causa de la mayor profundidad de ésta.

Se han dispuesto dos tipos de pantallas que se diferencian en la profundidad de excavación total, y el número de filas de anclajes provisionales – una tiene una fila de anclajes, y la otra tiene dos. En ambos casos las pantallas son de 0,60 m de espesor, y su longitud se determinó teniendo en cuenta la estabilidad lateral de las pantallas. Los anclajes provisionales se ejecutan a través de la pantalla continua, y con una separación de 3,0 m en las primeras filas de anclajes en los dos tipos de pantallas y de 1,5 m en la segunda fila de la pantalla tipo 2.

El terreno consiste en un primer nivel de rellenos antrópicos, los cuales se retiran durante la excavación previa a la ejecución de las pantallas, y por tanto no influyen en el cálculo de las mismas. Subyacente a estos rellenos se encuentra el terreno natural constituido por alternancias de las típicas facies de Madrid (toscos, arenas de miga etc.) que constituye un excelente sustrato de cara a la cimentación de esta singular estructura.

Durante los trabajos de campo se detectaron dos niveles freáticos colgados que podían afectar a la estabilidad de la excavación. El primero de ellos se encontró entre las cotas +720 m y +719 m, y el segundo de ellos entre las cotas +717 m y +714 m. De acuerdo con el Informe Geotécnico, se consideró que durante la construcción de las pantallas estos dos niveles actúan de modo independiente, mientras que en la situación definitiva (una vez construidos los forjados) era preciso analizar su influencia conectados entre sí (un único nivel entre las cotas +720 m a +714 m).

4. CIMENTACIÓN

4.1. Tipología

La cimentación de la torre se resuelve mediante una gran losa de 4 m de canto, que con un tamaño muy similar aunque algo mayor al de la huella de la torre, transmite unas presiones medias al terreno por debajo de los límites admisibles indicados por el asesor geotécnico (0,75 MPa). Esta tensión media viene determinada por el análisis del hundimiento glo-

proposal was thus presented for the construction of the containment with anchored cut-off walls prior to the excavation of the site. The natural grade level is at elevation +726.40 in part of the site (western common wall) and at +730 in a different part (north and east common walls). The maximum projected excavation level was +711.55 m in the car park area and +708.0 m in the tower foundation area due to the greater depth of the latter.

Two different types of cut-off walls have been used. Their differences lie in the depth of the total excavation and in the number of rows of provisional anchors: one has a single row, whereas the other one has two. In both cases, the thickness of the cut-off walls is of 0.60 m, and their length has been established as a function of the lateral stability of the walls. The provisional anchors have been placed through the continuous cut-off wall with a separation of 3.0 m for the first rows in both types of walls and of 1.5 m in the second row of the type 2 wall.

The ground is formed by a first level of anthropic fill, which was removed during the excavation prior to the execution of the cut-off walls and does not have any bearing on the calculations of said walls. Below this level is the natural ground, formed by a succession of the typical facies found in Madrid ('tosco' and 'miga' sand, etc), which is an excellent substrate for the foundation of this special structure.

During the field works, two water levels were detected. These could affect the stability of the works. The first level was found between elevations +720 m and +719 m, while the second one was between +717 m and +714 m. In accordance with the geotechnical report, these two levels were considered to act independently during the construction of the cut-off walls, whereas their influence when connected (a single level between elevations +720 m and +714 m) had to be analysed for the final situation, once the slabs were complete.

4. FOUNDATIONS

4.1. Typology

The foundations of the tower are formed by a large 4 m deep slab. This slab is slightly larger than the footprint

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 3. Vista general de la losa de cimentación, incluyendo los cables de pretensado y la armadura de cortate.
Figure 3. General view of the foundation mat, including the prestressing cables and the shear reinforcement.

of the tower, so the average stress transmitted to the ground is below the admissible limits indicated by the geotechnical advisor (0.75 MPa). This average stress is established by the analysis of the total sinking of the slab under the loads transmitted by the tower. It has been verified that the values transmitted by the structure are far enough from the ultimate strength with adequate safety coefficients. The use of this slightly unusual structural typology, which is seldom used in conventional buildings, was backed by its favourable behaviour in the Torre Espacio building [2], where this solution proved to be an economi-

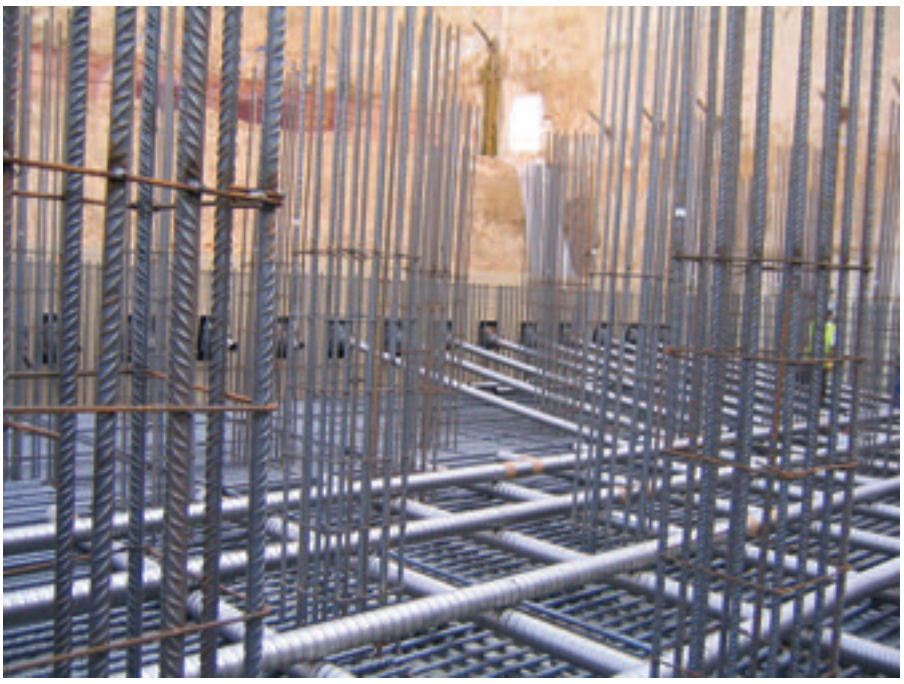


Figura 4. Detalle de la interferencia entre la armadura pasiva de flexión, los cables de pretensado y la armadura de cortante.
Figure 4. Detail of the interference between the passive bending reinforcement, the prestressing cables and the shear reinforcement.

bal de la losa frente a las cargas transmitidas por la torre, habiéndose comprobado que los valores transmitidos por la estructura quedan suficientemente alejados de la rotura con adecuados coeficientes de seguridad. El empleo de esta tipología estructural no muy usual en edificios convencionales venía avalado por su favorable comportamiento en el edificio Torre Espacio [2], en el que esta solución mostró ser una alternativa económica y rápida de ejecutar, y que permitía aprovechar las excelentes cualidades del terreno sin necesidad de emplear por tanto cimentaciones profundas más caras y complejas.

Las cargas actúan en la losa de modo concentrado en las bases del núcleo y de los pilares más próximos al mismo (que son los más cargados). Para asegurar que se produce una transferencia que uniformice las presiones actuantes en el terreno, la losa está fuertemente armada mediante una combinación de armadura convencional pasiva y pretensado. El empleo de armadura pretensada permite reducir el volumen y el número de capas de acero pasivo a colocar, al mismo tiempo que evita la aparición de fisuras en la cara de hormigón en contacto directo con el terreno, garantizándose por tanto un comportamiento mucho más favorable a largo plazo.

4.2. Disposiciones constructivas

Con el fin de facilitar la colocación de las armaduras y los procesos de tesado y hormigonado, se han utilizado potentes unidades de 31 cordones de 0,6”, situadas a una distancia relativamente grande (1 m). Por razones similares, la fuerte armadura de cortante necesaria está formada por grupos de barras verticales dispuestos a modo de pilares y situados en una retícula de 1,0 x 1,0 m, convenientemente ancladas en las parrillas de armadura superiores e inferiores (Figuras 3 y 4). Los anclajes activos de los cables de pretensado se han colocado en las caras laterales de la losa que no están en contacto con las pantallas perimetrales. Los anclajes pasivos colocados en los extremos opuestos son del tipo compacto a causa del limitado espacio disponible en estas zonas de gran densidad de armadura pasiva.

Debido al elevado volumen de hormigón a verter en la losa de cimentación, esta operación, además de dividir-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

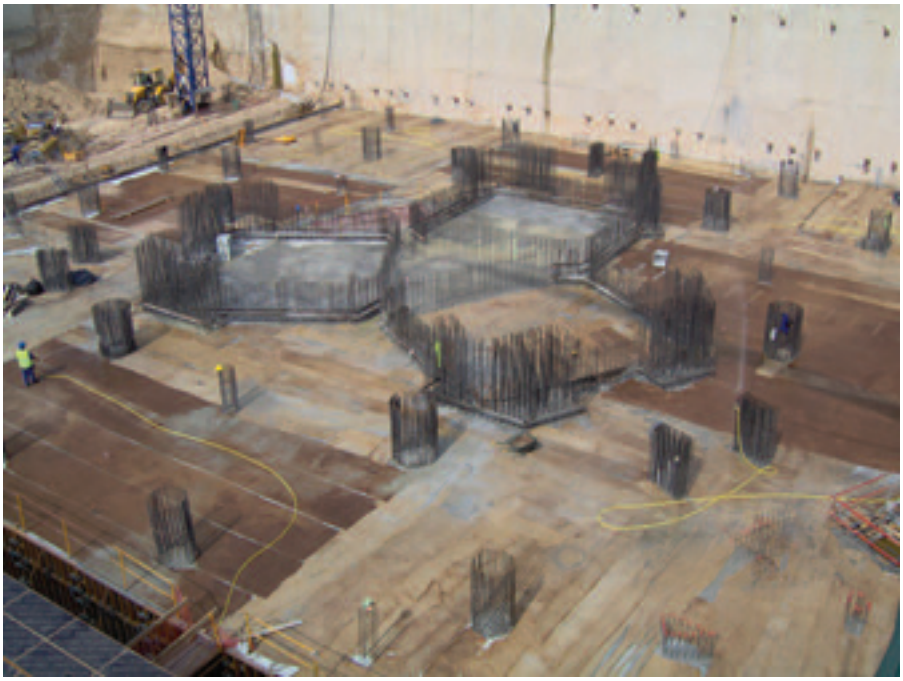


Figura 5. Vista general de la losa de cimentación tras el hormigonado de la segunda tongada, mostrando los arranques de los soportes y núcleos, así como las medidas de protección durante el curado.
Figure 5. General view of the foundation mat after the concreting of the second concrete lift. The foots of the supports and core, as well as the protection during the curing process, are shown.

se en nueve zonas en planta, se ha llevado a cabo en dos tongadas de 2 m de espesor, siendo necesario disponer armaduras de conexión a rasante entre las mismas. Así mismo fue necesario analizar el comportamiento térmico de la losa durante el proceso de fraguado del hormigón, para garantizar que no se produjeran fisuras en el mismo a causa del elevado gradiente térmico entre la superficie en contacto con la atmósfera y la zona interior, con más dificultad para disipar el calor de hidratación del cemento. Este trabajo analítico fue complementado con medidas de protección en obra mediante la humectación constante de la superficie del hormigón y la instrumentación de algunas zonas representativas con termopares para el control de temperaturas y galgas para el control de la transferencia de tensiones al hormigón durante el proceso de tesado de los cables (Figura 5). El diseño de esta instrumentación debió tener en cuenta efecto de las considerables variaciones de temperatura para separar en la medida bruta de la deformación del hormigón, aquella de origen exclusivamente mecánico de la correspondiente a la deformación térmica que no origina ningún variación de tensión en el material [3].

La puesta en tensión de los cables se llevó a cabo en su totalidad con antelación al inicio de la construcción de soportes y núcleos, siendo necesario prever dispositivos que mantuvieran el coeficiente de rozamiento del hormigón con el sustrato inferior por debajo de 0,5, para evitar que se perdiera una parte apreciable del efecto favorable del pretensado. Estos dispositivos, ya aplicados y contrastados durante la ejecución similar de la cimentación del edificio Torre Espacio, consistieron en la colocación de una doble lámina de polietileno sobre el hormigón de limpieza fratasado en el que se apoya la losa de cimentación.

4.3. Arranques de los soportes y el núcleo

Las armaduras de arranque de los pilares se colocaron directamente en la cara superior de la primera tongada por razones de simplicidad de montaje. Se estudió en detalle la distribución de la fuerza concentrada en la cara superior de la misma, siendo preciso colocar en algunos casos cálices de hormigón de alta resistencia similar al previsto para los soportes (HA-70) y en bastantes casos armaduras horizontales de refuerzo bajo los arranques en forma de parrillas o armaduras circulares.

En el caso del núcleo y en el de los soportes conectados con el cinturón de

cal and quick way of carrying out the execution and allowed the benefit of the excellent ground quality without the need for more expensive and complex deep foundations.

The loads actuate on the slab, mainly on the bases of the core and on the pillars closest to it (those that withstand the greatest load). In order to ensure a transfer that distributes the loads actuating on the ground, the slab is highly reinforced with a combination of conventional passive reinforcement and prestressing. The use of prestressed reinforcement allows the volume and number of layers of passive steel needed to be reduced, while at the same time preventing the appearance of cracks in the concrete surface in direct contact with the ground. A more favourable long term behaviour is therefore ensured.

4.2. Construction layout

Powerful units of 31 0.6" cables placed at a relatively large distance (1 m) have been used to facilitate the installation of the reinforcement as well as the stressing and concreting processes. Similarly the strong shear reinforcement needed is formed by groups of vertical bars placed as pillars in a 1.0 m x 1.0 m grid and adequately anchored to the top and bottom reinforcement grids (Figures 3 and 4). The active anchors of the prestressing cables have been placed on the sides of the slab that are not in contact with the perimeter cut-off walls. The dead-end anchors on the opposite ends are of compact type because of the limited space available in these points with high density of passive reinforcement.

In view of the high volume of concrete that is to be poured in the foundation mat, this operation has been divided into nine floor areas and has been carried out in two 2 m thick lifts, which shear connection reinforcement between them. It was also necessary to analyse the thermal performance of the slab during the concrete setting process to ensure no cracks appeared because of the high thermal gradient between the surface in contact with the atmosphere and the inner area, which does not dissipate the heat of the cement as effectively. This analytical task was complemented by protection measures at the site, such as the constant soaking of the concrete surface and the metering of certain representa-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

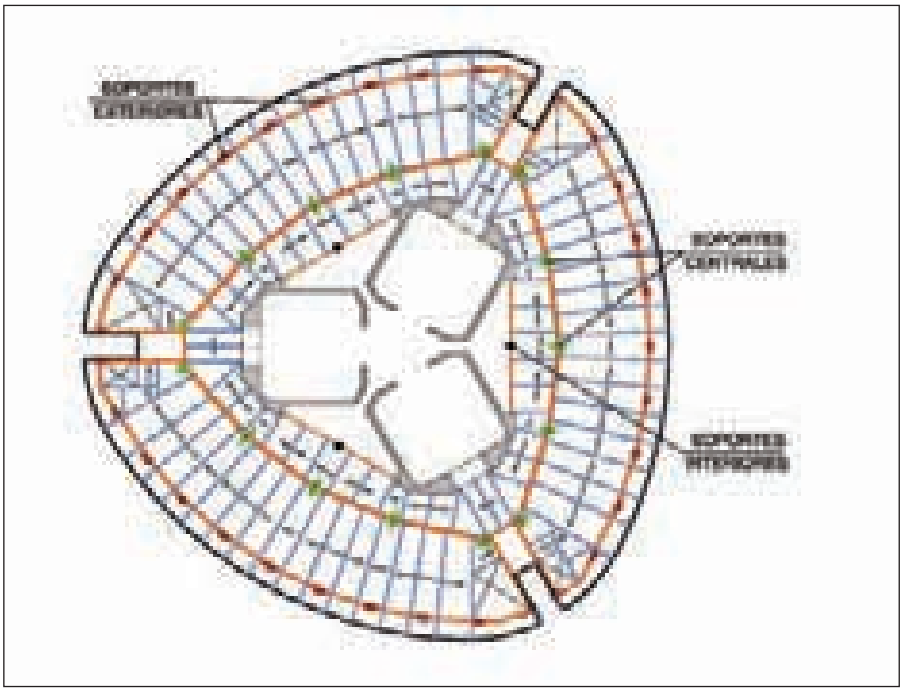


Figura 6, Esquema general con disposición de soportes en las plantas tipo.
Figure 6. General diagram with the layout of the supports in the standard floors.

tive areas with thermocouples to monitor the temperature and with gauges to monitor the transfer of stresses to the concrete during the cable stressing process (Figure 5). The design of these instruments took into account the effect of the large temperature variations. This allowed the mechanical strain and the thermal strain (that does not cause any variations in the stress of the material) to be separated in the gross metering of the concrete stress [3].

The stressing of the cables was completed before the start of the construction of the supports and cores. Devices that maintained the friction factor between concrete and the lower substrate below 0.5 had to be projected beforehand to avoid losing an important part of the favourable effect of the prestressing. These devices had already been applied and contrasted during the execution of the similar Torre Espacio and were formed by a double layer of polyethylene placed on the floated screed with the foundation mat on top.

4.3. Base of the supports and the core

The reinforcement at the base of the pillars was placed directly on the top part of the first concrete lift to make erection simpler. The distribution of the stress on the top part of the lift was studied in detail; in some cases it was necessary to include some stirrups similar to those projected for the high-strength concrete supports (HA-70), and in other cases horizontal reinforcement grids or circular reinforcements had to be installed under the bases.

On the other hand, in the case of the core and the supports connected to the outrigger, it was necessary to anchor the vertical reinforcement to the first concrete lift of the slab so as to adequately transfer the tensile stress on the cut-off walls under the extreme wind loads that are combined with almost permanent values of vertical actions. Similarly, horizontal reinforcement bars were included under the base of the cores so as to distribute the concentrated stresses. These, however, are lower than those of the supports.

4.4. Car park

The foundations of the car park pillars were done with conventional footings. The limit stresses were kept under the 0.45 MPa level indicated in the geotechnical report. The interactions between the footings of the car park and the perimeter cut-off walls and the foundation mat of the tower have been studied and adequately solved. These interactions appear when these elements are close together and are mainly caused by the greater expected deformation of the ground under the foundation mat. As set out later, it has therefore been necessary

rigidez, por el contrario, fue preciso anclar la armadura vertical en la primera tongada de la gran losa para poder transferir convenientemente los esfuerzos de tracción que aparecen en sus pantallas, bajo las solicitaciones extremas de viento combinadas con valores cuasi-permanentes de las acciones verticales. Se han dispuesto, igualmente, refuerzos horizontales bajo los arranques de los núcleos para distribuir la fuerza concentrada, aunque en este caso son de menor entidad que los correspondientes a los soportes.

4.4. Aparcamiento

La cimentación de los pilares del aparcamiento se resuelve mediante zapatas convencionales, manteniéndose las tensiones límites por debajo de los 0,45 MPa indicados por el Informe Geotécnico. Se han estudiado y resuelto adecuadamente las interacciones entre las zapatas de dicho aparcamiento o las pantallas perimetrales y la losa de cimentación de la torre. Estas interacciones, que aparecen cuando estos elementos se encuentran muy próximos, se deben fundamentalmente a la mayor deformación esperada del terreno bajo la losa de cimentación. A causa de ello ha sido necesario, como se explica más adelante, disponer interfaces deslizantes o tramos isostáticos biarticulados que eviten la aparición de esfuerzos parásitos entre las estructuras con diferentes tipos de cimentación.

Las mediciones llevadas a cabo en la obra desde el inicio del hormigonado de la losa de cimentación de la torre, confirmaron los valores de deformación media del terreno previstas en el informe geotécnico (5 cm), y la necesidad de las medidas destinadas a la compatibilización entre el comportamiento de los dos tipos de cimentaciones.

5. SOPORTES

5.1. Generalidades

En los soportes principales de la torre es preciso distinguir tres grupos según su posición en planta (Figura 6):

– los soportes situados en la corona perimetral del edificio (soportes exteriores)

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– los soportes situados entre los anteriores y el núcleo, en las zonas que delimitan el pasillo y las habitaciones en las plantas de hotel (soportes centrales)

– los soportes situados junto al núcleo (soportes interiores)

Los soportes exteriores tienen forma circular en la parte baja del edificio que se transforma en rectangular al entrar en las plantas tipo de hotel. No obstante, en las zonas próximas a las escaleras, tienen formas especiales ajustadas a la geometría requerida para estas áreas de la torre. Los soportes centrales alternan formas circulares y rectangulares, según la planta en la que se sitúen, siendo, entre éstos, los situados cerca de las escaleras especialmente comprometidos por el reducido espacio disponible. Finalmente, los soportes interiores tienen sección rectangular en toda su altura. Estos soportes arrancan en el Nivel N06, apeándose en el núcleo mediante unas bielas inclinadas similares a las que se emplean para el apeo de los soportes del resto de las coronas que se describen más adelante.

5.2. Soportes en las plantas inferiores

De un modo general es preciso igualmente distinguir los tramos situados por debajo del Nivel N04 y los situados entre éste y la coronación del edificio.

Los primeros tramos son soportes de hormigón armado con características acordes con la envergadura del edificio:

– Hormigón tipo HA-70

– Armaduras ϕ32 incluso en doble corona y con cuantías de hasta 5,4 %

– Dimensiones: entre ϕ 1200 y ϕ 1500 mm (circulares), 1450 x 600 mm^2 (rectangulares)

Las elevadas cargas transmitidas por estos soportes (del orden de 5000 t) han hecho necesario un estudio detallado para el dimensionamiento de sus arranques en la losa de cimentación, así como la disposición de cercos de confinamiento o cálices en el cruce con los forjados cuya calidad de hormigón es inferior.

La interferencia de una pareja de soportes próximos a las escaleras con el muro pantalla perimetral, hizo necesario desviarlos ligeramente combinando para ello un bloque rígido que se extiende por la zona ocupada en planta por el soporte en su posición original y en la desviada. Se dispuso además una potente armadura de cosido del desvío hasta el núcleo, que se adaptó a la presencia de alveolos de dimensiones considerables necesarios para el paso de las escaleras.

Durante el desarrollo de la obra se mostró como muy favorable la decisión de la empresa constructora de disponer de una central propia a pie de obra. Esta central permitió garantizar los adecuados procedimientos de control indispensables para la fabricación de hormigones de alta resistencia, minimizándose en consecuencia las bajas de calidad y las consiguientes reparaciones, siempre complejas en edificios de esta envergadura en las que el descenso de resistencia puede ser de un orden de magnitud superior a la carga transmitida al soporte por planta. El empleo de centrales externas urbanas que fabrican casi únicamente hormigones convencionales, hubiera dificultado el empleo de acopios independientes de áridos con humedad controlada, indispensables para la fabricación de este tipo de hormigones especiales.

5.3. Soportes en las plantas tipo de torre

Por encima del Nivel N04 los soportes incorporan unos perfiles metálicos embebidos que, como se verá más adelante, permiten realizar el montaje de la estructura metálica de los forjados de un modo sencillo e independiente del hormigonado de los pilares (Figura 7). Por tanto, el empleo de esta tipología de soportes mixtos, ligeramente más cara que la de soportes de hormigón armado con hormigones de mayores resistencias, quedaba justificada por su combinación favorable con la decisión tomada para la tipología de los forjados que se explica más adelante (forjados mixtos de chapa plegada sobre viguería metálica y/o mixta), decisión que tuvo un carácter preponderante en el diseño y la optimización del conjunto de la estructura.

Estos perfiles metálicos de calibre moderado incluidos en los soportes (acero S355 y dimensiones variables según zonas entre HEM 160 y HEM 300, con refuerzos laterales de chapas) contribuyen a

to apply sliding interfaces or isostatic two-pivoted sections to prevent the appearance of parasitic stresses between structures with different foundations.

The measurements taken at the site from the start of the concreting of the tower foundation mat confirmed the values of average ground deformation established in the geotechnical report (50 mm) and the need for the measures aimed making the two types of foundation compatible.

5. COLUMNS

5.1. General

Three groups of main tower supports can be distinguished as a function of their position in the floor plan (Figure 6):

– The supports located in the perimeter of the building (external supports)

– The supports located between the above supports and the core, in the areas between the corridor and the hotel rooms (central supports)

– The supports located next to the core (internal supports)

The external supports are circular at the level of the first floor and become rectangular when they reach the hotel floors. However, in the areas close to the staircases they have special shapes to fit the geometry required in these areas of the tower. The central supports alternate between circular- and rectangular shaped as a function of the storey where they are located. Amongst these, the ones close to the stairs are especially complex because of the lack of space. Finally, internal supports are rectangular throughout their whole length. These supports start at level N06 and they are shored to the core by means of inclined struts. These struts are similar to the ones used for the shoring of the supports for the rest of the pillar groups described later.

5.2. Supports in lower floors

As a general rule, it is important to distinguish between the sections located below level N04 and those located between it and the top of the building. The former are reinforced concrete supports whose characteristics are suitable for the size of the building:

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

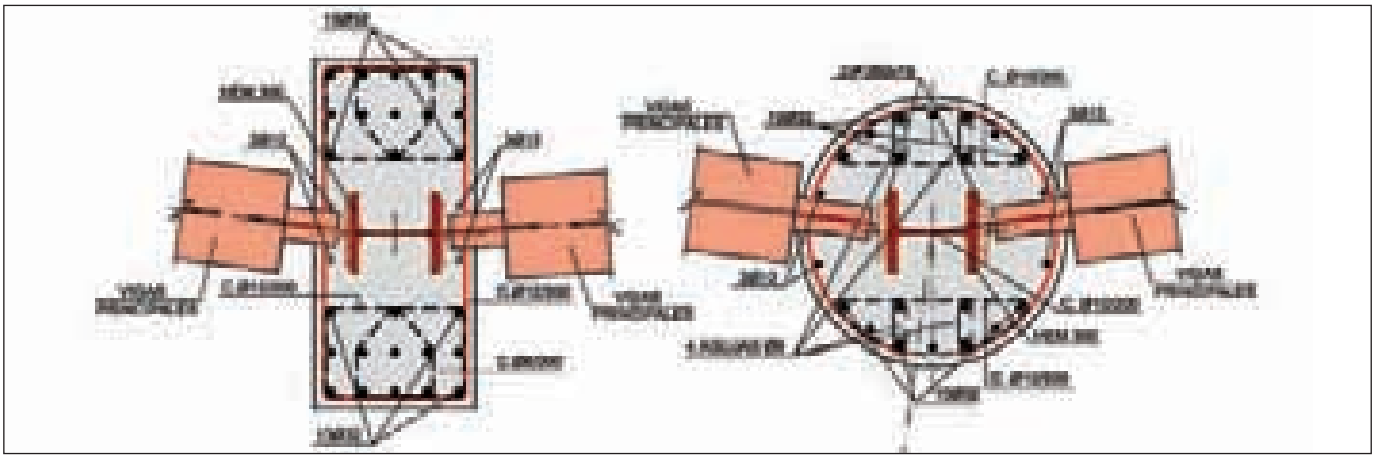


Figura 7. Secciones tipo de los soportes mostrando el perfil metálico auxiliar empleado para facilitar el montaje de la estructura metálica.
Figure 7. Standard section views of the supports, with the auxiliary steel profile used to facilitate the assembly of the steel structure.

– HA-70 concrete

– ϕ32 reinforcement, even with double cover and up to 5.4 % of reinforcement crown

– Dimensions: between ϕ1200 and ϕ1500 mm (circular), 1450 x 600 mm² (rectangular)

The high loads transmitted by these supports (approximately 50,000 kN) have made it necessary to carry out a detailed study of the dimensioning of their bases in the foundation mat and of the layout of the stirrups at the points where they cross the slabs with lower concrete grade.

It was necessary to slightly change the position of a pair of supports close to the staircases because they interfered with the perimeter cut off wall. For this purpose, a stiff block that runs along the area of the floor occupied by the support in the original and modified positions. Additionally, a group of reinforcement bars that transfer the deviation forces to the core was placed, and it was adapted to the existence of large beam pockets that were needed for the passage of the staircases.

During the development of the work, the decision of the construction company of installing an on-site concrete factory proved a good one. This factory ensured that adequate control procedures, which are indispensable for the manufacturing of high-strength concrete, were applied. This minimised drops in quality and the subsequent repair work, which is always complex in this type of building, where a drop in resistance can be an order of magnitude greater than the load transmitted to the support per floor. The use of external urban factories that manufacture conventional concrete almost exclusively would have made it very difficult to find an independent procurement of aggregate with controlled moisture, as needed for the manufacture of this type of special concrete.

5.3. Supports in the standard floors of the tower

Above level N04, the supports incorporate embedded steel profiles that allow the assembly of the steel structure of the slabs to be easy and independent from the concreting of the pillars (Figure 7), as shown later. This composite support typology is slightly more expensive that the one with reinforced concrete supports with stronger concrete, but its use was justified because of the favourable combination with the decision taken for the typology of the slabs that is set out later (composite slabs on steel and/or composite beams). This decision had an important bearing on the design and optimisation of the whole structure.

These medium-sized steel profiles included in the supports (S355 steel with dimensions between HEM 160 and HEM 300, depending on the areas, with side plate reinforcement) contribute to the ultimate strength of the supports. They allow the dimensions to be reduced, which is especially useful in the bottom third of the tower since they need to be adjusted because of the interaction with the hotel functionality. Special attention was drawn to the on-site joints between sections of profiles so as to make them as simple as possible. For this purpose, the bending of the composite section was re-

su resistencia en rotura, permitiendo disminuir sus dimensiones que en el tercio inferior de la torre necesitan ajustarse de un modo estricto a causa de su interacción con la funcionalidad del hotel. Se prestó especial atención a las uniones en obra entre tramos de perfiles, con el fin de simplificarlas al máximo. Para ello, el trabajo de flexión de la sección mixta se confía exclusivamente al acero de armar, de modo que no es preciso disponer uniones entre los perfiles que resistan esfuerzos de tracción superiores a los que aparecen a causa del viento en las fases de construcción previas al hormigonado del conjunto (Figura 8).

Según la zona y el soporte considerado, el hormigón utilizado es HA-70, HA-45 ó HA-30. La armadura está constituida por barras de ϕ32 ó ϕ25 en su mayor parte, colocadas y agrupadas cuidadosamente, de modo que no interfieran con las vigas de planta que acometen al soporte y que sea posible la colocación de las armaduras en paquetes desde las plantas superiores, una vez colocada toda la estructura metálica de los forjados (Figura 9). En todos los casos se han empleado solapes tradicionales entre tramos de armadura

Por otro lado, en las plantas situadas por encima del Nivel 54, los soportes exteriores, que son los únicos que se mantienen, necesitan crecer significativamente para poder resistir, en ménsula las elevadas presiones transmitidas por el viento a la fachada exenta. En estas plantas las únicas zonas de forjado existentes son las bandas de forjado que permiten la circulación de las góndolas de limpieza de la fachada, que crean por tanto un arriostramiento muy moderado para las ménsulas de los soportes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 8. Uniones entre tramos de soportes metálicos con capacidad para resistir los esfuerzos debidos al viento durante la construcción.
Figure 8. Joints between sections of steel supports, capable of withstanding the wind loads during construction.

5.4. Apeo de soportes en la zona baja del edificio

Por debajo del Nivel N06, para mejorar la funcionalidad arquitectónica de las plantas de acceso del edificio (fuste), se elimina un soporte de cada dos en los gajos comprendidos entre las escaleras. Esta eliminación se lleva a cabo para las tres familias de soportes indicadas, siendo preciso disponer bielas inclinadas que conectan, entre las plantas N04 y N06, el soporte que se elimina con aquéllos en los que se va a apear (Figuras 10 y 11). Estas bielas se materializan mediante una potente combinación de hormigón de alta resistencia, perfiles metálicos reforzados y armadura pasiva convencional, habiendo sido necesario un estudio detallado de los nudos extremos a causa de la transferencia de esfuerzos entre los diferentes materiales. Estos desvíos quedan equilibrados mediante la disposición, en el nivel inferior N04, de unos potentes tirantes que, según los casos, precisan la colocación de perfiles metálicos descolgados o embebidos en el forjado, combinados con paquetes de armadura convenientemente anclada por detrás de los soportes que recogen el desvío.

sisted exclusively with the reinforcement steel so that the joints between the profiles do not need to withstand tensile stresses greater than those caused by wind during the construction stages prior to concreting (Figure 8).

Depending on the area and the support considered, the concrete grade used is HA-70, HA-45 or HA-30. The reinforcement is mostly formed by ϕ32 or ϕ25 bars, placed and grouped carefully so that they do not interfere with the floor beams connected with the support and they allow the reinforcement to be installed in packages from the top floors once all the steel structure of the slab is in place (Figure 9). Traditional overlapping has been used between sections of the reinforcement.

On the other hand, the external supports above Level 54 (the only ones that are maintained at that height) need to be significantly larger so they can withstand the high wind loads on the free façade with a cantilever layout. In these floors, the only areas with slabs are the strips for the circulation of the façade-cleaning gondolas, which create a mod-



Figura 9. Soporte mixto densamente armado en la zona baja de la torre preparado para la colocación del encofrado.
Figure 9. Joints between sections of steel supports, capable of withstanding the wind loads during construction.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

erate bracing for the cantilevers of the supports.

5.4. Shoring of supports in the lower part of the building

Below level N06, one support out of every two was eliminated in the segments between the staircases so as to improve the architectural functionality of the building access floor (stem). This elimination was done for the three types of supports. Between levels N04 and N06, inclined struts are needed to connect the support that was eliminated to those where the shoring shall be done (Figures 10 and 11). These struts are formed by a strong combination of high-strength concrete, reinforced steel profiles and conventional passive reinforcement. A detailed study of the end nodes was needed due to the transfer of stresses between the various materials. These deviations are balanced by installing strong ties in level N04. In some cases, these ties need to have steel profiles that are either dropped or embedded in the slabs and are combined with suitably anchored reinforcement packages behind the supports that collect the deviation.

Given the curvature of this spatial lacing, caused by the circular distribution of the pillars on the plan view, the slabs of levels N04 and N06 also need to have elements that transfer the radial horizontal deviation loads to the core. In the case of N06, these elements are strong reinforcement bars that surround the deviated pillars and are anchored to the core. Only the slab is needed to transfer the compression in N04 by increasing the concrete grade to HA 70 instead of HA 30, which is used normally.

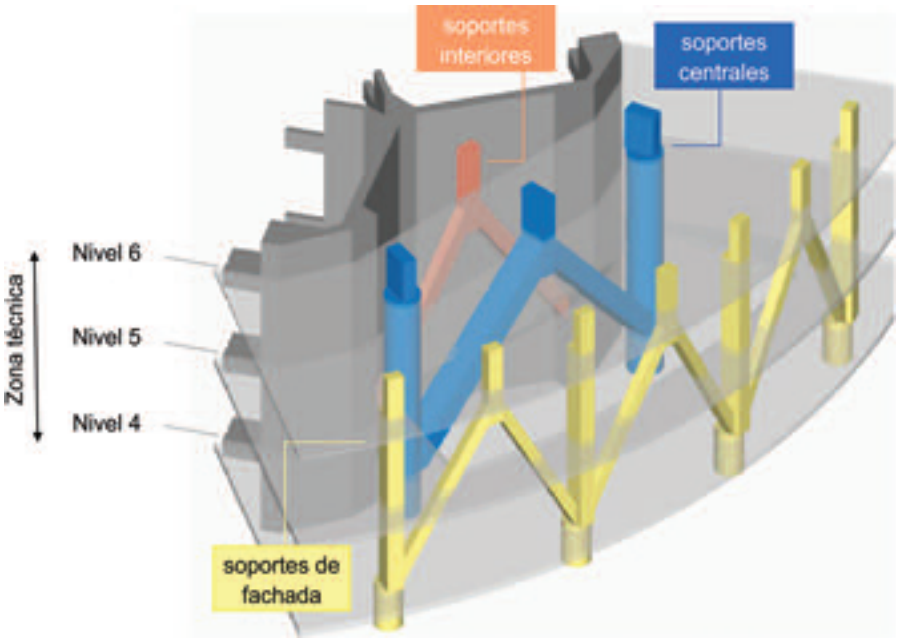


Figura 10. Esquema del apeo necesario por la eliminación de soportes en la zona baja de la torre.
Figure 10. Diagram of the shoring needed because of the elimination of supports in the lower part of the tower.

6. CORE

6.1. Wind loads

The core is the main element of the structure that withstands the horizontal stresses caused by the wind loads on the

Dada la no planeidad de estas celosías espaciales provocada por la distribución circular de los pilares en planta, en los forjados de los Niveles N04 y N06 es preciso además disponer elementos de transferencia de las fuerzas horizontales radiales de desvío al núcleo. Estos elementos consisten, en el caso de N06, en potentes refuerzos de armadura que abrazan los pilares desviados y se anclan en el núcleo, bastando el forjado para transmitir la compresión en N04 con sólo aumentar la calidad del hormigón a HA-70 en lugar de la HA-30 empleada habitualmente.



Figura 11. Piezas de desvío de soportes entre los Niveles N04 y N 06.
Figure 11. Support bypass parts between levels N04 and N06.

6. NÚCLEO

6.1. Solicitaciones de viento

El núcleo, que aloja en su interior los ascensores y los conductos verticales de instalaciones, representa el elemento fundamental de la estructura para resistir los empujes horizontales debidos al viento a los que está sometido el edificio. De acuerdo con la normativa vigente [4], no ha sido necesario tener en cuenta solicitaciones sísmicas.

Las solicitaciones de viento fueron determinadas, como en el resto de las torres del complejo, mediante un ensayo en túnel de viento llevado a cabo en la *University of Western Ontario*, Canadá,

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

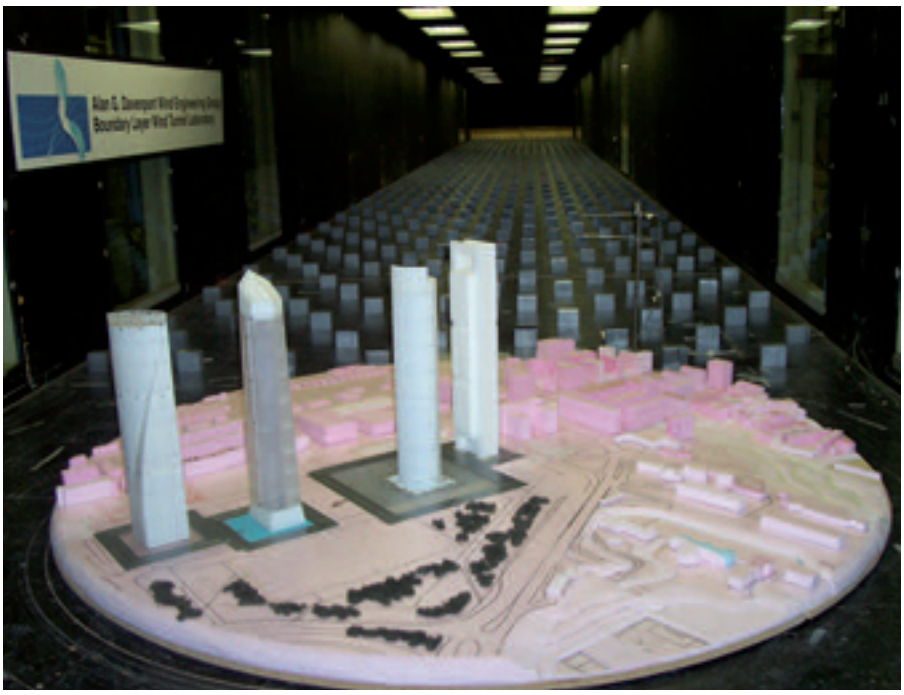


Figura 12. Imagen del ensayo en túnel de viento de la torre, incluyendo las otras tres torres vecinas ensayadas previamente.
Figure 12. Image of the wind tunnel test on the model, including the other three towers tested previously.

por el *Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory* bajo la dirección del Profesor Alan G. Davenport. Este tipo de estudios permite tener en cuenta de un modo ajustado la incidencia del terreno y las edificaciones circundantes, así como los efectos climáticos locales incluyendo su distribución temporal [5, 6].

En primer lugar se llevo a cabo un ensayo sobre un modelo rígido a escala 1:400 que, combinado con la obtención analítica de los modos propios de la estructura, permitió determinar las aceleraciones en la coronación del edificio mediante un análisis dinámico (Figura 12). Sin embargo, este ensayo no permitía considerar el efecto, presuntamente favorable, de la fachada exterior rugosa y perforada, cuya incidencia había sido tenida en cuenta de modo aproximado en el diseño básico de la estructura. Para tener en cuenta éste fue preciso desarrollar un segundo ensayo a una escala mayor (1:60) que permitiera representar las dos fachadas de un modo realista y estudiar el efecto de la permeabilidad de la exterior, comparando la respuesta del conjunto con la de una envolvente cerrada (Figura 13). A causa de las limitaciones impuestas por el tamaño del túnel de viento, el modelo empleado sólo representaba el tercio superior del edificio, pudiéndose no obstante obtener resultados representativos para la totalidad del mismo [7].

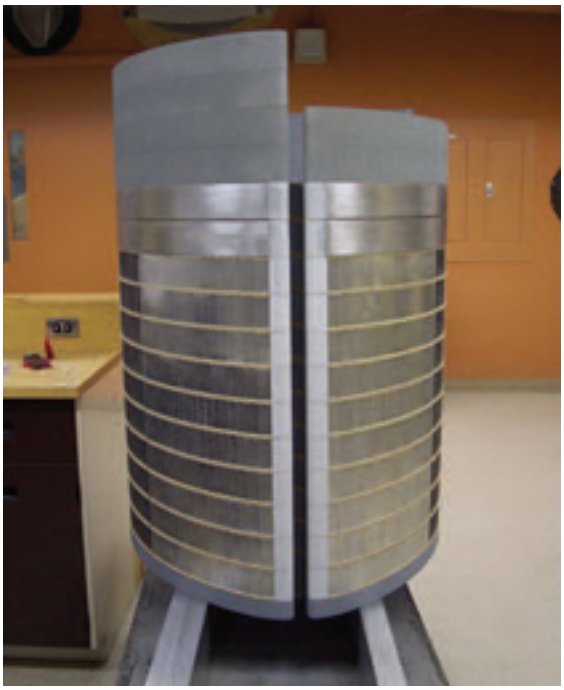


Figura 13. Vista del modelo parcial desarrollado para estudiar el efecto de la doble fachada en el comportamiento frente a viento.
Figure 13. Image of the partial model developed to study the effect of the double façade in its behaviour against the wind.

building, and it also serves to house the lifts and vertical shafts for facilities. In accordance with current codes [4], no seismic stresses have been taken into account.

As in the case of the rest of the towers of the complex, the wind loads were calculated with a wind tunnel test in the University of Western Ontario, Canada, by the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, under the management of Professor Alan G. Davenport. This type of study provides precise input on the importance of the surroundings and of neighbouring buildings, as well as of local weather effects, including their distribution in time [5, 6].

The first test was run on a stiff 1:400 scale model. The results from this were combined with the analytical results of the eigenmodes of the structure to determine the accelerations at the top of the building by means of a dynamic analysis (Figure 12). However, with this test it was impossible to take into account the presumably favourable effect of the rough and perforated external façade. An approximate value of this had been considered in the basic design of the structure. This effect was analysed by means of a second test with a larger model (1:60) that represented both façades realistically and showed the effect of the permeability of the outside surface, comparing the response of the assembly with that of a closed envelope (Figure 13). The limitations imposed by the size of the wind tunnel meant that the model only represented the top third of the building, but representative results were nevertheless obtained for the whole structure [7].

The results obtained with the second model focused on the local effects on the glass surfaces of both façades. They could not be used to obtain specific conclusions on the wind loads on the whole of the façade because, as shown later with the numerical analyses, an even larger model would have been necessary to ensure a good similarity between the model and the real building, and this would have been incompatible with the available wind tunnel. Consequently, the final dimensioning of the core had to be adapted to the conservative results available to ensure in all cases that the dimensions of the structure were enough to maintain the

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

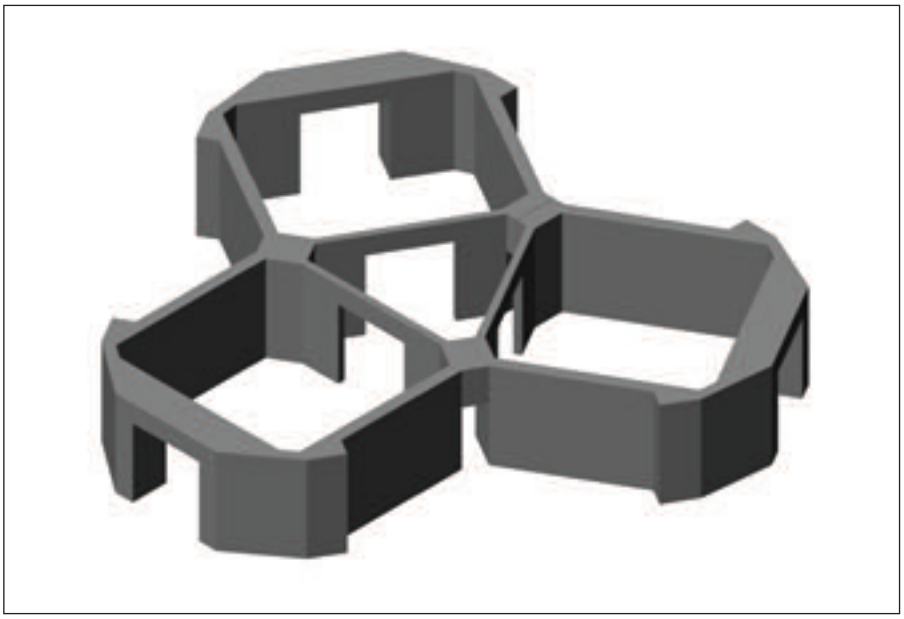


Figura 14. Geometría trilobular del núcleo, mostrando los machones en las zonas extremas y los alveolos de paso.
Figure 14. Three-lobe geometry of the core, showing the buttresses at the ends and the feedthroughs.

accelerations at the top of the building below the limits generally considered admissible in the available literatures (between 0.20 and 0.25 m/s^2) [8]. The use of this dynamic control based on accelerations instead of the control based on deformations under static loads that is used in conventional buildings or in the preliminary dimensioning stages means that an adequate behaviour can be guaranteed to avoid uncomfortable situations for the users of the building.

6.2. Dimensioning

The core defined by architectural and functional conditionings has a three-lobe design in the plan view. This design is fairly favourable because it has a high arm (around 21 m), and the stiffness is concentrated on the buttresses at the end positions (Figure 14). The stiffness of these buttresses is complemented with the radial cut-off walls and, to a smaller extent, by the cut-off walls around the central triangular area.

The internal geometry of the core is kept constant throughout the whole building to facilitate its construction with climbing formwork. The thickness of the cut-off walls and the buttresses is gradually modified in up to five standard sections. The concrete used for the bottom part of the tower is HA 45 because of the high combined values of axial stresses, caused by gravitational loads, and of bending stresses, caused by wind. Concrete HA 30, similar to that used for the slabs, is used above level N34.

The thickness of the core cut-off walls ranges between 0.30 and 0.50 m. As set out above, there are thicker areas that act as buttresses or pillars that imbricate the cut off walls. Most of the reinforcement is concentrated on the buttresses, and several layers of it are installed, as in the supports with the highest loads. The connection of the core and the steel beams linked to it is done by embedding dowel plates with their anchor bolts. These are then welded to the brackets needed for the knuckle joints of the profiles. They are generally light because of the favourable layout of the steel structure of the slab.

The main walls of the core have beam pockets to allow access for users and facilities from each level of the slab. However, the uniform layout of these pockets, both in the plan view and the elevation drawing, has made their dimensioning and construction easier. The main function of the lintels around the pockets is to ensure that the elements into which the core is divided by the pockets work in unison so that the stiffness of the assembly is not significantly affected. This reduction in the stiffness has been comprehensively studied with finite element models of the

Los resultados obtenidos con el segundo modelo se concentraron en los efectos locales sobre los vidrios de las dos fachadas, no pudiéndose emplear para obtener conclusiones determinantes sobre las acciones globales de viento sobre el conjunto de la fachada, ya que, según mostraron los análisis numéricos llevados a cabo con posterioridad, hubiera sido necesario un modelo a una escala todavía mayor, y por tanto incompatible con el túnel de viento disponible, para obtener valores que pudieran alcanzar una semejanza adecuada entre el modelo y la realidad. En consecuencia, el dimensionamiento definitivo del núcleo se tuvo que ajustar para adaptarse a los resultados conservadores disponibles, garantizándose que en todos los casos las dimensiones de la estructura eran suficientes para que las aceleraciones en la coronación del edificio quedaran por debajo de los límites usualmente admitidos en la literatura disponible (entre 0,20 y 0,25 m/s^2) [8]. El empleo de este control de carácter dinámico basado en aceleraciones, en lugar del control en deformaciones bajo cargas estáticas usado para edificios convencionales o en las fases de predimensionamiento, permite garantizar un adecuado comportamiento que evite situaciones incómodas para los usuarios del edificio.

6.2. Dimensionamiento

El núcleo definido por condicionantes arquitectónicos y funcionales tiene una forma trilobular en planta, bastante favorable por disponer de un brazo elevado (en torno a 21 m) en el que la rigidez se concentra en las posiciones extremas a modo de machones (Figura 14). Completan la rigidez de estos machones la de las pantallas radiales y en menor medida las pantallas situadas en torno al área triangular central.

La geometría interior del núcleo se mantiene constante a lo largo de todo el edificio para facilitar su construcción mediante encofrado autotrepante, variándose gradualmente los espesores de las pantallas y machones en un total de hasta cinco secciones tipo. En la parte baja de la torre el hormigón utilizado es HA-45, a causa de los elevados valores combinados de esfuerzos axiles, debidos a las cargas gravitatorias, y de flexión, debidos al viento. Por encima del

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Nivel N34 se emplea HA-30, similar al empleado en los forjados.

Los espesores de las pantallas del núcleo varían entre 0,30 y 0,50 m, disponiéndose, como ya se ha dicho, zonas de mayores dimensiones a modo de machones o pilares imbricados con las pantallas. Es en estos machones donde se concentra la mayor parte de la armadura, colocándose en varias capas de un modo similar a como se hace en los soportes más solicitados. La conexión del núcleo con las vigas metálicas que acometen a él se realiza dejando embebidas placas de espera con sus garrotas de anclaje, a las que se sueldan posteriormente las cartelas necesarias para la unión articulada de los perfiles, generalmente ligeros a causa de la favorable disposición del entramado de piezas metálicas del forjado.

El núcleo presenta alveolos en sus paredes principales para permitir el acceso de usuarios e instalaciones desde cada nivel de forjado. No obstante, la uniformidad en la disposición, tanto en planta como en alzado de estos alveolos, ha facilitado su dimensionamiento y construcción. Los dinteles que enmarcan estos alveolos tienen como misión fundamental asegurar el trabajo conjunto de los elementos en que los alveolos dividen al núcleo, sin que la rigidez del conjunto se vea afectada de un modo significativo. Esta disminución de rigidez ha sido estudiada de modo exhaustivo mediante un modelo de elementos finitos del núcleo, completado por el análisis seccional que permite obtener los esfuerzos en los dinteles en la hipótesis de que las secciones se consideren indeformables.

La geometría definida para el núcleo por los condicionantes arquitectónicos y funcionales, si bien presenta una elevada rigidez, plantea también dificultades constructivas no desdeñables debidos a los quiebros y zonas angulosas en planta en las que se ha estudiado cuidadosamente la distribución de las armaduras tanto horizontales como verticales para no complicar las operaciones de hormigonado y permitir, en la medida de la posible, el empleo de módulos de armadura prefabricados a pie de obra. Así mismo, el mantenimiento por razones funcionales de la forma del núcleo a lo largo de toda la altura de la torre, da lugar a que en el tercio superior de la misma el consumo de hormigón y armadura sea excesivo, teniendo en cuenta la escasa contribución de estas zonas a la rigidez horizontal del conjunto.

7. CINTURÓN DE RIGIDEZ

Con el fin de aumentar la rigidez horizontal del edificio y mantener la deformabilidad del conjunto dentro de los límites admisibles (ver apartado 6.1), el trabajo del núcleo se complementa con el de algunos pilares próximos a él, que se conectan al mismo mediante un cinturón de rigidez. La colaboración de los pilares frente a los esfuerzos horizontales

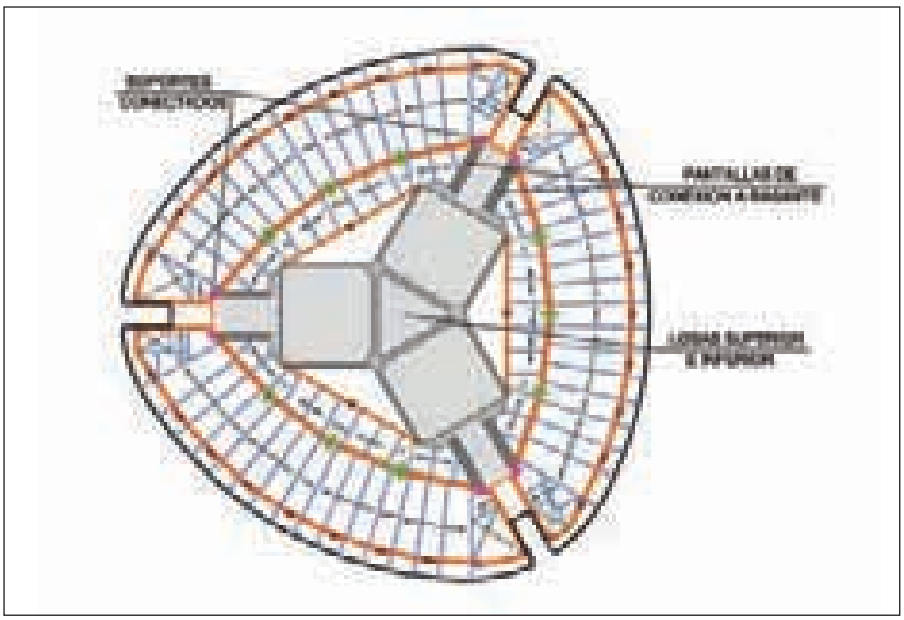


Figura 15. Cinturón de rigidez en la coronación del edificio.
Figure 15. Outrigger at the top of the building.

core and completed with the analysis of the sections, which shows the stresses on the lintels when the sections are considered unbendable.

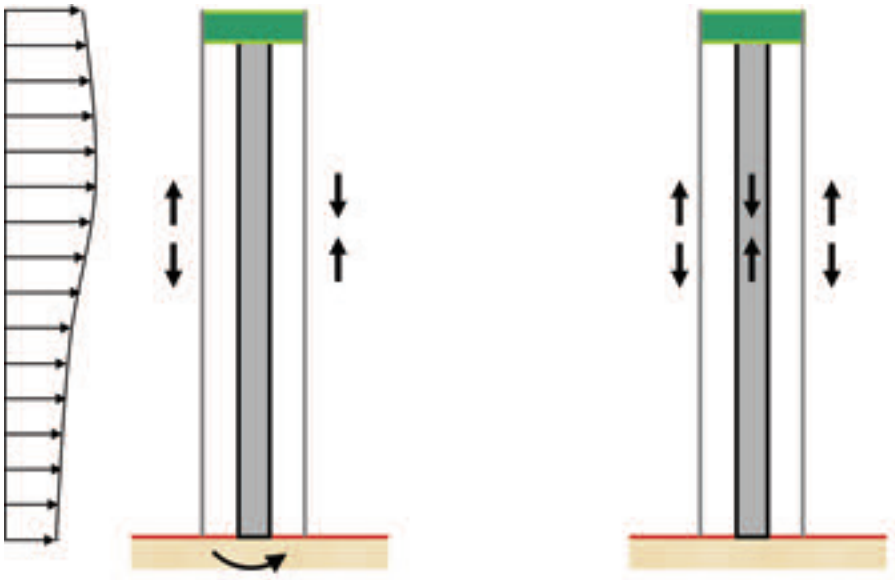
The geometry defined for the core by architectural and functional factors presents a high stiffness level, but also shows significant constructive challenges due to the number of edges and angled areas in the plan view. The distribution of both horizontal and vertical reinforcements has been studied for these areas so as to facilitate the concreting operations and to allow, inasmuch as possible, the use at the site of prefabricated reinforcement modules. Additionally, the preservation, for functional reasons, of the shape of the core throughout the whole length of the tower means that the consumption of concrete and reinforcements in the top third of the tower is excessive, considering the small contribution of these areas to the horizontal stiffness of the assembly.

7. OUTRIGGER

In order to increase the horizontal stiffness of the building and maintain the deformation capacity of the assembly within admissible limits (see section 6.1), the core is complemented with some nearby pillars that are connected to it by means of an outrigger. The collaboration of the pillars against the horizontal wind loads by means of the slabs cannot be attained in this building because of their low stiffness and the almost hinged connection to both the supports and the core itself.

This outrigger has been located at the top of the building so as to interfere as little as possible with the layout of the facilities, even if it is not the best location as regards the structural behaviour of the assembly. The outrigger links six pillars to the core by means of a structure of 0.80 m thick radial cut-off walls that take up the space between levels N54 and N55. This serves to form a network of 5 m deep beams, whose flanges are the reinforced concrete slabs of the lift halls and the area of the floor between said supports and the core (Figure 15). Similarly, the layout of the outrigger at this top area is very favourable from the point of view of the execution of the structure because, unlike what happened during the con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Solicitaciones horizontales
Horizontal forces

Transferencia de solicitaciones verticales por fluencia
transfer of vertical forces due to creep

Figura 16. Comportamiento del cinturón de rigidez para acciones instantáneas y diferidas.
Figure 16 – Outtrigger behaviour for instantaneus and long-term actions.

struction of a similar part in the Torre Espacio [2], in this case the execution of the outrigger did not interfere with the general and cyclical construction of the standard plants. Additionally, they were completed once the climbing formwork used for the construction of the core had been removed.

The outrigger is mainly designed to withstand the various stresses imposed by the wind, so its behaviour is basically symmetrical. However, from an analytical point of view it was necessary to study the long-term behaviour of this structure because, once the core and the supports were connected, the latter were 'suspended' due to the high delayed stiffness of the beam cut-off walls, and gravitational loads were transferred from the supports to the core. It was therefore necessary to make the outrigger slightly oversized (Figure 16). The analysis performed took into account the real temporary nature of the structure, as well as a reasonable frame of creep and shrinkage factors, which greatly define the stresses indicated. The presence of these stresses, together with the reduced value of the gravitational loads from the supports, led to significant tensile stresses on the parts. This had a strong bearing on their dimensioning and on the configuration of the details of the reinforcements in this complicated area with tight dimensions.

Despite all of this, both the cut-off walls and the slabs were prepared with conventional HA-30 concrete, thus avoiding the issues related to shipment and installation in a high-rise site that are associated to the high-strength concrete needed.

8. SLABS

8.1. Bottom floors of the tower

As with the supports, a distinction needs to be made in the case of the slabs between those below level N04 and those above it:

– Between levels S05 and N04, the structural typology used is a solid reinforced concrete slab

– Above level N05, the slabs are similar to those used in the top floors: composite slab supported on a structure that combines steel and composite beams

The slabs of the floors below grade have a depth of 35 cm and they join the complex structure of supports and voids, as well as the areas with high loads due to use by personnel or facilities, perfectly. As set out above, the spans in these floors are greater (up to 13.5 m) because the supports in the access areas have been eliminated.

les de viento a través de los forjados no se puede alcanzar en este edificio a causa de la escasa rigidez de los mismos y su conexión prácticamente articulada, tanto con los soportes como con el propio núcleo.

Dicho cinturón de rigidez se ha dispuesto en la coronación del edificio, a pesar de no ser el lugar óptimo de cara al funcionamiento estructural del conjunto, con el objetivo de interferir funcionalmente lo menos posible con la disposición de las instalaciones. Este cinturón une seis pilares con el núcleo mediante una estructura de pantallas radiales de 0,80 m de espesor, que ocupan el espacio comprendido entre los Niveles N54 y N55. Se constituye de este modo un entramado de vigas de 5 m de canto, cuyas cabezas son los forjados de hormigón armado de los vestíbulos de ascensores y la zona de la planta comprendida entre los soportes indicados y el núcleo (Figura 15). La disposición del cinturón de rigidez en esta zona superior ha sido igualmente muy favorable desde el punto de vista de la ejecución de la estructura, ya que, a diferencia de lo ocurrido durante la construcción de una pieza similar en el edificio Torre Espacio [2], en este caso la ejecución del cinturón no ha interferido con la secuencia general y cíclica de la ejecución de las plantas tipo, habiéndose podido llevar a cabo además una vez desmontada la autotrepa utiliza-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

da para la construcción del núcleo.

El cinturón de rigidez está diseñado fundamentalmente para resistir los esfuerzos de signo alterno determinados por el viento, teniendo por tanto un comportamiento básicamente simétrico. Sin embargo, desde el punto de vista analítico ha sido necesario estudiar con detalle el comportamiento a largo plazo de esta estructura, ya que, una vez conectados el núcleo y los soportes, se produce el "cuelgue" de éstos a causa de la considerable rigidez diferida de las pantallas del cinturón, transfiriéndose cargas gravitatorias desde los soportes hasta el núcleo y siendo necesario sobredimensionar el citado cinturón (Figura 16). El análisis llevado a cabo ha tenido en cuenta la temporalidad real de la construcción, así como una horquilla de valores razonables para los coeficientes de fluencia y retracción que determinan en gran medida las solicitaciones indicadas. La presencia de estos esfuerzos, unida al reducido valor de las cargas de origen gravitatorio propias de los soportes, ha dado lugar a esfuerzos de tracción significativos en las piezas, con consecuencias importantes no sólo en el dimensionamiento de las mismas sino también en la configuración de los detalles de las armaduras en esta zona comprometida y con dimensiones ajustadas. A pesar de todo ello, tanto las pantallas como los forjados han podido ser ejecutados con hormigón convencional HA-30, evitando los problemas de transporte y puesta en obra a gran altura, asociados a un hormigón de altas prestaciones que hubiera podido ser eventualmente necesario.

8. FORJADOS

8.1. Plantas inferiores de la torre

Del mismo modo que ocurre con los soportes, para los forjados de la torre también es preciso distinguir entre aquéllos que se sitúan por debajo del Nivel N04 y los que están por encima del mismo:

– entre el Nivel S05 y el N04, la tipología estructural utilizada es la de losa maciza de hormigón armado

– por encima del Nivel N05, los forjados son similares a los que se emplean en las plantas superiores: mixtos hormigón-acero con chapa plegada colaborante apoyada en un entramado que combina vigas metálicas y mixtas.

Los forjados de las plantas bajo rasante tienen un canto de 35 cm que se acopla perfectamente a la compleja disposición de soportes y huecos, así como a la presencia de zonas con cargas elevadas, por su uso público o de instalaciones. En estas plantas, como se ha visto más arriba, las luces son mayores (hasta 13,5 m) a causa de la eliminación de los soportes en las zonas de acceso.



Figura 17. Forjados de hormigón armado en las zonas de acceso.
Figure 17- Reinforced concrete slabs in the access areas.

Las plantas comprendidas entre los Niveles N01 y N04 también presentan una geometría compleja en particular a causa de las zonas de doble, triple o cuádruple altura, siendo por tanto más aptas para ser construidas como losas macizas de hormigón armado (Figura 17). En este caso el canto utilizado es de 34 cm para adaptarse a la geometría necesaria en las zonas perimetrales de la torre a causa del diseño de la fachada exterior. En zonas puntuales de luces mayores ha sido necesario descolgar vigas que no alteran, no obstante, ni las necesidades arquitectónicas ni los flujos de instala-ciones previstos.

8.2. Plantas superiores de la torre

8.2.1. Esquema estructural

A partir del forjado N05 se comienza a utilizar la tipología básica que ha permitido una construcción ágil y rápida bien adaptada a las necesidades de la construcción en altura. Apoyándose en los perfiles metálicos de dimensiones moderadas que llevan embebidos los soportes, se disponen, sin necesidad de hormigonar éstos, las vigas y viguetas metálicas que constituyen el entramado del forjado. Además, de este modo se simplifica enormemente la ejecución de la conexión entre soportes y vigas metá-

The geometry of the floors between levels N01 and N04 is also complex, particularly because of the areas with two, three or four levels of clearance, so their construction as solid reinforced concrete slabs is more appropriate (Figure 17). In this case, the depth of the slabs is of 34 cm to adapt to the geometry needed in the perimeter areas of the tower because of the design of the outer façade. Dropped beams have been installed in certain areas with larger spans because they do not alter the architectural needs or the projected flows of facilities.

8.2. Top floors of the tower

8.2.1. Structural diagram

From slab N05 upwards, the basic typology allows construction to be quick and well adapted to the needs of high-rise construction. The steel beams and joists that form the structure of the slab are supported without any concreting on the moderately-sized steel profiles embedded in the supports. This also simplifies the connections between the

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

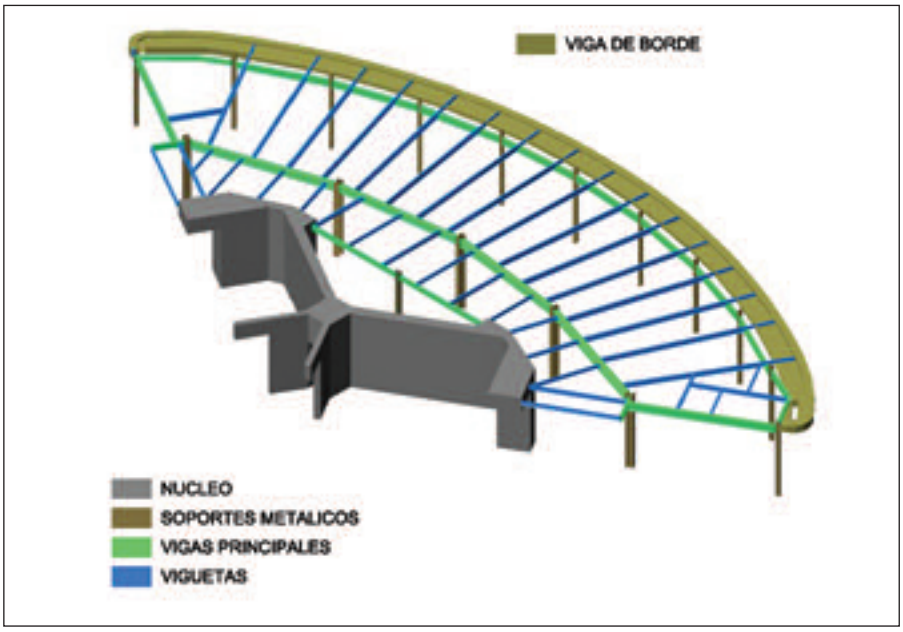


Figura 18. Esquema con la estructura metálica de las plantas tipo.
Figure 18. Diagram with the steel structure of standard floors.

steel beams and supports of the floor because they can be done with a conventional steel structure. This structural typology has been selected for the following reasons:

– Easy geometrical standardisation so as to benefit from the repetitive nature of the tower on a geometrical level

– Maximum industrialisation to minimise the work at the site under the uncertain conditions associated to high-rise construction. All potential delays in the execution of the works, which high-rise buildings are especially sensitive to, are thus minimised

– Simple execution of the fire protection measures under resistance conditions that are similar to those of reinforced concrete structures

– Since it is a light solution, the use of cranes is minimised. This is an essential issue in high-rise projects; once the material has been shipped to the floors, it can be moved around with light cranes installed in the completed storeys

– Economic competitiveness against solutions with reinforced concrete because the structure has been designed with medium spans and conventional details that minimise the execution of welds at the site

– Elimination of the need for provisional shoring and formwork because the solution is freestanding

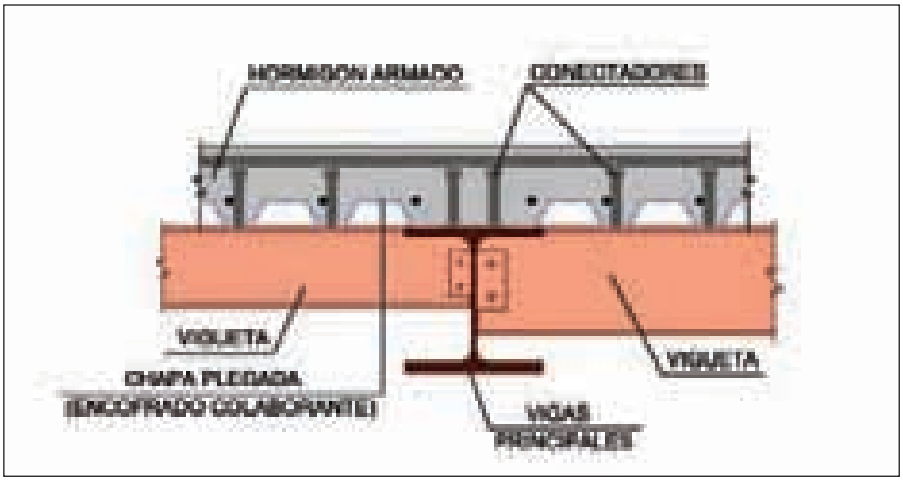


Figura 19. Sección tipo del forjado mixto.
Figure 19. Standard section view of the composite slab.

licas de planta, ya que se pueden resolver como usualmente se hace en una estructura metálica convencional. Esta tipología estructural se ha escogido por las siguientes razones:

– fácil sistematización geométrica que permite aprovechar las ventajas de la repetitividad geométrica de la torre

– máxima industrialización para minimizar los trabajos en obra en las inciertas condiciones asociadas al trabajo en altura, reduciéndose de este modo los posibles retrasos en el ciclo de ejecución de las plantas a los que una obra en altura es especialmente sensible

– sencilla ejecución de las medidas de protección ignífuga en condiciones de resistencia similares a las estructuras de hormigón armado

– al tratarse de una solución ligera, minimización del tiempo de empleo de grúas, aspecto esencial en una obra en altura; una vez transportado el material a las plantas, este se puede desplazar mediante grúas ligeras apoyadas en las plantas ejecutadas

– competitividad económica frente a soluciones en hormigón armado, al haberse diseñado una estructura con luces medias y detalles convencionales que minimizan la ejecución de soldaduras en obra

– eliminación de la necesidad de encofrados y apeos provisionales por tratarse de una solución autoportante

– mejora de las condiciones de trabajo al disponerse de la plataforma de la chapa plegada

En primer lugar se disponen los tres anillos de vigas principales conectados a los soportes mediante apoyos simples atornillados. El anillo central, que recibe una gran parte de las cargas del forjado, está constituido por perfiles metálicos potentes (HEB-320 en las plantas tipo), conectados al forjado mixto mediante los oportunos conectadores (Figuras 18 y 19). Con el fin de disminuir las dimensiones de este perfil se ha dispuesto en la viga mixta una continuidad parcial a través del soporte, fácilmente conseguible mediante la inserción en el forjado de 2 ó 3 barras de calibres 20 ó 25, compensadas con la parte necesaria del ala inferior conve-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

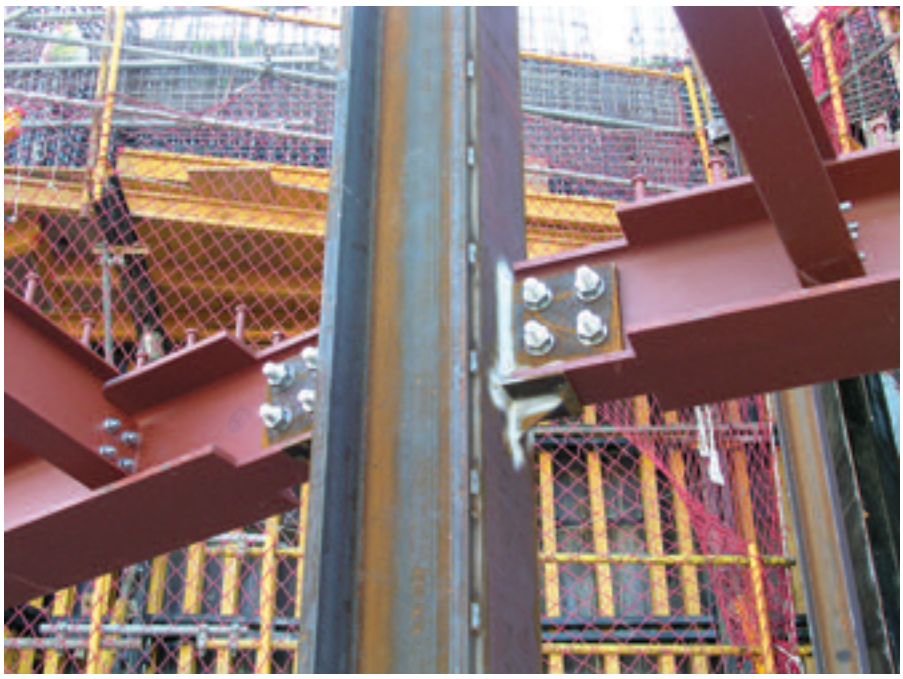


Figura 20. Unión atornillada de vigas principales con los soportes metálicos y embrochalamiento de viguetas en vigas principales.
Figure 20 – Bolted joint of the main beams with steel supports and connection between the joists and the main beams.

nientemente soldada al casquillo de apoyo inferior. Para facilitar la intersección entre los soportes y las vigas principales, éstas llevan sus alas desmembradas al no existir continuidad de las piezas metálicas a través de los soportes (Figura 20).

El anillo exterior tiene dimensiones más moderadas a causa de su menor luz (L 4,5 m), pudiendo materializarse mediante vigas metálicas simplemente apoyadas de menor entidad (IPE 330 en las plantas tipo), que permiten el paso sobre ellas de las viguetas radiales continuas de mayor luz, que hacen posible la ejecución sencilla del voladizo en el que se ubican las dos capas de la fachada y el pasillo de ventilación entre ellas (Figura 21). En el resto de los casos las viguetas son simplemente apoyadas, con uniones embrochaladas atornilladas a las vigas mediante tornillos de calidad 8.8 trabajando a cortadura. Este es el caso también para la mayoría de las uniones entre piezas metálicas que se han ejecutado en la obra, reservándose las uniones soldadas a puntos muy localizados y escasamente comprometidos.

La mayor parte de las vigas y viguetas van provistas de conectadores para asegurar su trabajo mixto con el forjado que sustentan y disminuir así las dimensiones de los perfiles metálicos. Por el contrario, además de las ya indicadas de la corona exterior, las vigas que se sitúan en torno a las escaleras y los ascensores de emergencias no pueden contar con la colaboración del forjado a causa de la irregular disposición de los huecos necesarios.

El forjado mixto se diseñó utilizando chapas onduladas colaborantes del tipo Haircol 59 (ó similares), con una profundidad de valle de 6 cm y 12 cm de

– *Improvement in the working conditions thanks to the steel sheeting*

Firstly, three rings of main beams connected to the supports with simple screwed supports were put in place. The central ring, which has to withstand a large part of the loads from the slab, is formed by strong steel profiles (HEB 320 in standard plants). They are linked to the composite slab with appropriate connections (Figures 18 and 19). In order to reduce the dimensions of this profile, the composite beam has partial continuity through the support. This could be easily attained by inserting two or three 20 or 25 diameter bars, compensated with the necessary part of the lower flange, that is welded to the lower support neck. To facilitate the intersection between the supports and the main beams, the latter have their flanges cut because the steel parts through the supports have no continuity (Figure 20).

The outside ring is smaller because of its shorter span simply (L 4.5 m). It was done with smaller supported steel beams (IPE 330 in standard floors) so that the continuous radial joists with greater spans could be placed on top. This facilitated the simple execution of the cantilever where the two skins of the façade and the ventilation gap between them are placed (Figure 21). In the rest



Figura 21. Viguetas principales de canto variable embrochaladas en la viga principal central apoyadas en la viga principal exterior.
Figure 21. Main joists of variable beam depth connected to the main central beam and supported on the main external beam.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 22. Montaje de la chapa plegada del forjado con el despiece adaptado a la geometría radial de la planta.
Figure 22. Erection of the steel sheeting of the slab with the parts adapted to the radial geometry of the floor plan.

of cases, the joists were simply supported, and their connections were screwed to the beams with 8.8 quality shear bolts. This is applicable to most of the joints between steel parts performed at the site. Welded joints were only used in specific and non-dangerous points.

Most of the beams and joists were fitted with connectors to ensure their composite work with the slabs they support. The dimensions of the steel profiles can thus be reduced. On the other hand, the beams around the staircases and emergency lifts, as well as the aforementioned beams of the top of the building, cannot rely on the slabs because of the irregular layout of the recesses needed.

The composite slabs were designed with steel sheeting of Haircol 59 (or similar) type, with a depth of 6 cm and an upper layer 12 cm thick. These values are necessary to provide insulation against fire (RF-180). The circular geometry of the slabs leads to a precise breakdown that combines plates with one span and plates with three spans. The thickness of the plates needed to be increased for the larger simple spans in the areas at the ends (Figure 22). This systematic and repetitive breakdown did not cause any problems during its execution at the site.

Once the steel sheeting was in place, the different types of reinforcements that are needed for the slab could then be installed:

– To provide fire resistance, at the bottom of the valleys

– To control the adverse effects of shrinkage, as a mesh

– To ensure continuity against hogging moments for the plates of more than one span and for the beams and joists that require it

– To obtain the necessary resistance against longitudinal shear in the connection

Afterwards, the concrete was pumped. Eleven types of floor plans can be distinguished in the project of the structure as a function of the combinations of geometries and permanent loads and live loads that appear in them. However, a similar typology was kept inasmuch as possible:

– The axes of the beams and joists are fixed in all the building

– The depth of the edge part does not vary so it does not have a bearing on the design of the façade

– In all cases, except in the slab of the swimming pool, the top part of the structure is 20 cm below the level of the floor

– Whenever necessary due to clearance, H profiles have been used despite their greater weight

capa de compresión. Estos valores son necesarios por razones de aislamiento frente al fuego (RF-180). La geometría circular de los forjados da lugar a un despiece preciso que combina chapas de 1 vano con chapas de 3 vanos, siendo necesario aumentar el espesor de la chapa para los vanos simples en las zonas extremas con mayor luz (Figura 22). Este despiece, muy sistemático y repetitivo, no ha planteado ningún problema durante su ejecución en la obra.

Una vez colocadas las chapas plegadas se pueden colocar las armaduras de los diversos tipos que son necesarios para el trabajo del forjado para después verter el hormigón mediante bombeo:

– para resistencia a fuego, en el fondo de los valles

– para controlar los efectos adversos de la retracción, en forma de mallazo

– para asegurar la continuidad frente a momentos negativos para las chapas de más de un vano y para las vigas o viguetas que lo precisen

– para obtener la resistencia necesaria frente a esfuerzos rasantes en la conexión.

En el proyecto de la estructura se distinguieron hasta 11 tipos de plantas según las combinaciones de geometrías y de cargas permanentes y sobrecargas que aparecen en ellas, pero se intentó mantener una tipología similar entre las mismas en todo lo posible:

– los ejes de las vigas y viguetas son fijos en todo el edificio

– el canto de la pieza de borde no varía, para no influir en el diseño de la fachada

– en todos los casos, excepto en el forjado de la piscina, el nivel superior de la estructura está 20 cm por debajo del nivel de planta

– en las zonas en las que las necesidades de gálibo lo imponían se han utilizado perfiles en H a pesar de su mayor peso.

8.2.2. Montaje

En el proyecto se previó que todas estas operaciones de montaje pudieran llevarse a cabo sin necesidad de que los soportes de hasta 6 plantas por debajo

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

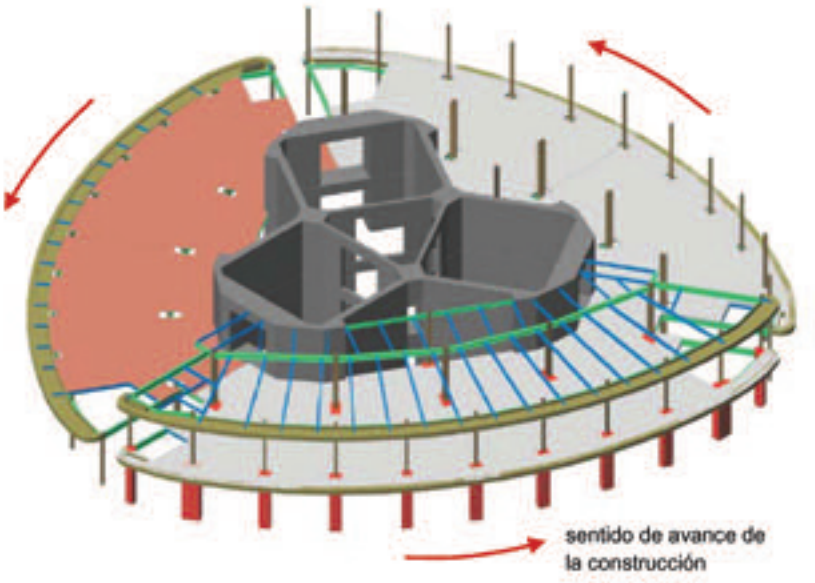


Figura 23. Montaje secuencial de los diferentes componentes de la estructura de los forjados que permite independizar la construcción de la estructura metálica y el vertido del hormigón
Figure 23. Sequential erection of the various components of the slab structure that allows the construction of the steel structure and the concreting to be done independently.

de la que se está montando estuvieran hormigonados. Con independencia del hormigonado del forjado se podían colocar, enhebrándolas desde las plantas superiores, los paquetes de armadura de los soportes, que se complementan mediante armaduras de piel y cercos de continuidad desde las plantas inferiores. Por último, unos collarines dispuestos alrededor del soporte en el ámbito del forjado, permitían el hormigonado independiente de ambos elementos, haciendo además innecesarios ningún tipo de dispositivos especiales en los casos en los que el soporte y el forjado tienen hormigones de calidades diferentes. Esta disposición prevista en el proyecto permitía liberar los tajos de la estructura metálica y de hormigón, flexibilizando la ejecución frente a circunstancias no previstas en alguno de ellos, ya que además de permitir el montaje de seis plantas de estructura metálica, el dimensionamiento de los perfiles metálicos de los soportes era suficiente para poder hormigonar los forjados de tres de ellas sin necesidad de hormigonar los soportes (Figura 23).

A pesar de estas ventajas, la empresa constructora prefirió no utilizar este procedimiento de montaje, sustituyéndolo por uno tradicional en el que cada soporte se hormigonaba con antelación a la colocación de la chapa del forjado superior. La razón fundamental de este cambio estribaba en la dificultad asociada al des-

8.2.2. Erection

During the project, all the erection was designed in such a way that the concrete of supports up to six storeys below the one under construction did not need to be poured. Regardless of the concreting of the slab, the reinforcement packages of the supports could be put in place from the top floors. These were complemented with crack control reinforcements and continuity stirrups from the bottom floors. Finally, several necks placed around the support within the slab allowed both elements to be concreted independently, rendering any other type of device useless whenever the concrete grades in the support and the slab were different. This projected layout meant that the work on the steel and concrete structure could be less strict. The erection therefore became more flexible against unforeseen circumstances because, apart from allow-



Figura 24. Vista general de la obra en una de las plantas tipo en la que se muestra la superposición de las actividades de construcción del núcleo mediante autotrepa y de la estructura metálica de la planta.
Figure 24 . General view of the site in one of the standard floors, showing the overlapping of the core construction activities by means of a self-climbing formwork and of the steel structure of the floor

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

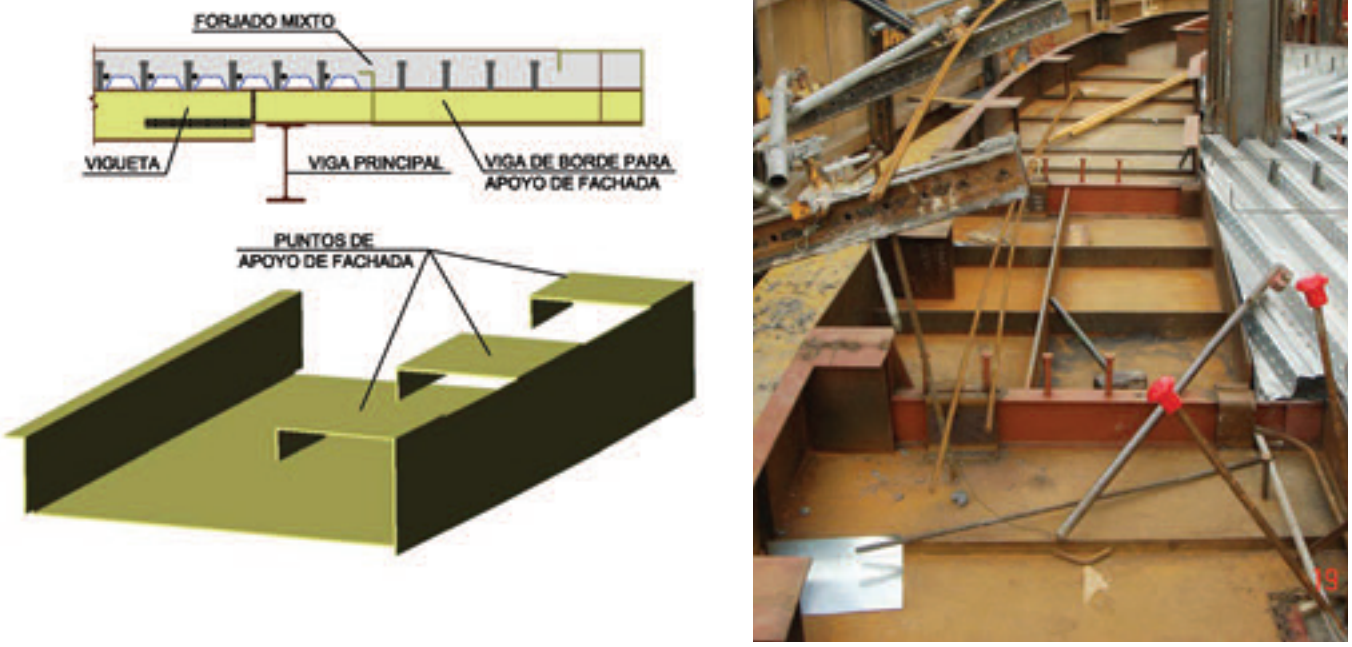


Figura 25. Esquema de la viga de borde para remate del forjado y apoyo de la fachada (izqda.) y pieza colocada e obra (dcha.).
Figure 25. Diagram of the edge beam for the finish the slab and support the façade (left) and part in place at the site (right).

ing six floors of steel structure to be built, the dimensioning of the steel profiles of the supports was enough to allow the concreting of the slabs in three of them without having to concrete the supports (Figure 23).

Despite these advantages, the construction company opted against this erection procedure and replaced it with a traditional system whereby each support was concreted before the top plate of the slab was in place. The main reason for this change lay in the difficulty associated to the transport of the formwork of the supports from the lower storeys to the top ones, because, once completed, the slabs would firstly have to be transported to the façade and then lifted by the tower cranes. The good scheduling of the various tasks developed by the construction company made the flexibility margin provided by the projected structural approach unnecessary, since at no point was the limit of six working days needed for the complete construction of a standard floor exceeded [9] (Figure 24).

8.2.3. Interaction with the façade

In the curved outer perimeter of the slab it is necessary to install a stiffener to avoid the tapping of the joists and the irregularity of the sections between them and to solve the finish of the composite slab in different directions. A special and partly prefabricated piece was installed combining this structural need with the architectural need of having a strong concrete element to anchor the systems that make up the outer and inner façades. This part is a cross between a structural element and a façade element, and it solves the needs of both systems in a coordinated and suitable manner.

The part in question is formed by a steel caisson with a 0.34 m side. It is supported on the radial joists and acts as composite formwork of the concrete, which is poured at the same time as the rest of the slab. In order to reduce the amount of steel used, the stiffeners needed to maintain the shape of the lower plate during the concreting have been reused as connectors in the composite stage. Similarly, all the auxiliary plates needed to facilitate the setting out and anchoring of the skids and the rest of the façade elements have been laid out on the caisson (Figure 25).

8.2.4. Special Areas

Above level N04 there are some special areas that have been projected in reinforced concrete. Amongst these it is important to note the balcony areas in

plazamiento de los encofrados de los soportes desde las plantas inferiores a las superiores, ya que una vez ejecutado el forjado hubiera sido necesario transportarlos en primer lugar hasta la fachada para poder ser izados entonces por las grúas torre. La buena programación de las diferentes tareas en obra desarrollada por la empresa constructora, ha hecho innecesario en cualquier caso aprovecharse del margen de flexibilidad que permitía el planteamiento estructural previsto, ya que en ningún caso se han superado los seis días laborables para la ejecución completa de una planta tipo [9] (Figura 24).

8.2.3. Interacción con la fachada

En el perímetro curvo exterior del forjado es preciso disponer un elemento rigidizador que evite el tecleo de las viguetas y la irregularidad de los tramos entre ellas, además de resolver el remate del forjado mixto de chapa plegada en direcciones variables. Combinando esta necesidad estructural con la necesidad arquitectónica de disponer de un elemento potente en hormigón que permitiera anclar los sistemas que constituyen las capas de las fachadas exterior e interior, se ha dispuesto una pieza mixta especial y parcialmente prefabricada, que se encuentra a medio camino entre un elemento estructural y uno de facha-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026





Figura 26. Montaje de las vigas metálicas para el cubrimiento del salón de convenciones.
Figure 26. Erection of the steel beams to cover the convention centre.

da, resolviendo de un modo coordinado y ajustado las necesidades de ambos sistemas.

La pieza en cuestión está formada por un cajón metálico de 0,34 m de canto, que se apoya en las viguetas radiales y actúa como encofrado colaborante del hormigón, que se vierte a la vez que el resto del forjado. Con el fin de reducir el empleo de acero, los rigidizadores necesarios para mantener la forma de la chapa inferior durante el hormigonado se han reutilizado como conectadores en la fase mixta. Igualmente, se han dispuesto en la pieza cajón todas las chapas auxiliares necesarias para facilitar el trabajo de replanteo y fijación de los patines y demás elementos de la fachada (Figura 25).

8.2.4. Zonas especiales

Por encima del Nivel 04 existen algunas zonas especiales que se han proyectado en hormigón armado. Dentro de ellas es necesario destacar las zonas de balcón en el perímetro del edificio en aquellas plantas con grandes huecos necesarios para definir espacios de doble altura entre el perímetro del edificio y su núcleo. En todos estos casos se han utilizado, para unificar la solución de agarre de la fachada, encofrados metálicos no colaborantes que necesitan ser apeados durante el vertido y fraguado del hormigón. Igualmente, las plantas ubicadas por encima del Nivel 53, singulares por su geometría y distribución de cargas, se han ejecutado como losas de hormigón armado del mismo modo que las plantas en la zona de accesos a la torre.

8.3. Aparcamiento

Los forjados de aparcamiento se han dimensionado como losas macizas de hormigón armado. Esta solución se adapta perfectamente a la irregularidad de las tramas arquitectónicas previstas, siendo necesario únicamente aumentar el canto de los 28 cm de las zonas tipo a 35 cm en algunas zonas singulares por sus mayores crujías.

Los puntos singulares de los forjados de aparcamiento son los siguientes:

– las zonas isostáticas dispuestas en la zona próxima a la torre

– el forjado de la planta N00 por sus elevadas cargas y la eliminación de soportes en la cobertura de la sala de convenciones.

Con el fin de poder absorber los asientos diferenciales entre la gran losa de cimentación de la torre y las zapatas de los soportes del aparcamiento más próximos a ella, se han dispuesto unos tramos de forjado con sustentación isostática. Estos tramos se ubican entre la última crujía del aparcamiento y la primera de torre, disponiéndose pasadores que, permitiendo la formación de rotulas, hacen posible la transmisión tanto de las cargas gravitatorias (verticales) como de los empujes del terreno (horizontales). Los elevados valores de las

the perimeter of the floors with large openings that are needed to define double-clearance spaces between the perimeter of the building and its core. Non composite steel formwork has been used in all these cases to join the anchoring solution of the façade. This formwork needs to be shored during the pouring and setting of the concrete. Similarly, floors located above level 53 are unique because of their geometry and load distribution, and they have been built as reinforced concrete slabs in the same way as the floors in the tower access area.

8.3. Car park

The slabs of the car park have been dimensioned as solid reinforced concrete slabs. This solution adapts perfectly to the irregularities of the projected architectural structures. Thus, the only change has been the increase in their depth from the 28 cm of the standard areas to 35 cm at some points due to their greater spans.

The special points of the car park slabs are the following:

– Isostatic areas near the tower

– The slab of level N00, due to its high loads and the elimination of supports in the roof of the convention centre

Sections of slabs with simply supported have been built to absorb the differential settling between the large foundation mat of the tower and the footings of

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 27. Estructura de forjados de hormigón armado en las plantas bajo rasante y vigas metálicas del salón de convenciones.
Figure 27 – Structure of concrete slabs in floors below grade and steel beams of the convention centre.

the car park supports closest to it. These sections are located between the last span of the car park and the first one of the tower. Dowels have been installed to allow the formation of hinges while at the same time transmitting both gravitational loads (vertical) and earth loads (horizontal). The high values of the loads and the greater number of recesses make these areas sensitive points in the slabs of levels S01 and N00.

Additionally, the slab of level N00 is a special slab because of the high load levels for which it is dimensioned:

– Vehicles of the fire brigade

– Those needed for the development of the square, including the necessary sloping for the storm sewer system

Additionally, the presence of a double height convention centre in level S02 means that all the pillars in its surface have to be eliminated. The resulting 29 m spans are solved with strong composite beams with 1.40 m deep steel parts that are connected to the 0.35 m–deep top reinforced concrete slab. The slab in this area is shored so as not to hinder the dimensions of the steel elements, which are already strict due to the architectural needs (Figures 26 and 27).

The difference in stiffness between these large special spans and the standard 7.25 m spans again called for the construction of an isostatic area that eliminates the high hogging bending moments that would otherwise appear in the transition areas.

9. INTERNAL STRUCTURE OF THE CORE

The lift halls and the rest of the internal areas of the core were projected in reinforced concrete because their construction would be carried out at the same time, albeit with a slightly different sequence, as the construction of the core by means of the climbing formwork.

In order to build the large isostatic spans (approximately 8 m), there are 50 cm deep beams that support solid conventional slabs. The deformability of these beams and slabs is highly conditioned by the actuation of the lift door opening mechanisms. The dimensions of these beams must be increased in the special floors that support the pits or engine rooms of the lifts and the various wells within the building.

In levels N54 and N55, this type of structure also forms part of the aforementioned outrigger, acting as flanges of its beams. Therefore, in these floors the dimensioning was subject to stricter requirements.

cargas y la mayor presencia de huecos hacen de estas zonas puntos especialmente sensibles en los forjados de los Niveles S01 y N00.

El forjado del Nivel N00 es, por otro lado, un forjado especial por el muy alto valor de las cargas para las que debe ser dimensionado:

– los vehículos de bomberos

– las necesarias a causa de la urbanización de la plaza, incluyendo el pendienteado necesario para la evacuación del agua de lluvia.

Además, la presencia de un salón de convenciones de doble altura en el Nivel S02 hace necesaria la eliminación de pilares en toda su superficie. Como resultado aparecen unas crujías de 29 m que son resueltas mediante potentes vigas mixtas con piezas metálicas de 1,40 m de canto, conectadas a la losa de hormigón armado superior de 0,35 m de espesor. El forjado de esta zona se ha ejecutado apeado, para no penalizar excesivamente las dimensiones de los elementos metálicos, estrictas de por sí a causa de las necesidades arquitectónicas (Figuras 26 y 27).

La diferencia de rigidez entre estas grandes crujías especiales y las tipo de 7,25 m, hace necesaria la ejecución, de nuevo, de una zona isostática que elimine los elevados momentos flectores negativos que de otro modo aparecerían en las zonas de transición.

9. ESTRUCTURA INTERIOR AL NÚCLEO

Los vestíbulos de ascensores y el resto de las zonas interiores al núcleo, se proyectaron en hormigón armado ya que su construcción se iba a llevar a cabo de modo simultáneo, aunque ligeramente desfasado, al avance de la construcción del núcleo mediante autotrepa.

Para salvar las grandes luces isostáticas que aparecen (del orden de 8 m) se disponen vigas de 50 cm de canto entre las que se sitúan losas macizas convencionales. Estas vigas y losas, muy condicionadas en su deformabilidad por la incidencia de los mecanismos de apertura de las puertas de los ascensores, deben crecer en las plantas especiales que so-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

portan los fosos o salas de máquinas de los ascensores, y los diferentes aljibes de los que consta el edificio.

Este tipo de estructuras forma parte también en los Niveles N54 y N55 del cinturón de rigidez del núcleo descrito previamente, actuando como cabezas de las vigas que lo conforman. En estas plantas, por tanto, el dimensionamiento de los mismos estuvo sometido a exigencias mucho más elevadas.

Al haberse construido completamente disociadas de la estructura del núcleo, hubiera existido la posibilidad, quizá más favorable, de haber empleado en lugar de la solución descrita, una solución similar a la empleada en los forjados a base de vigas mixtas conectadas a un forjado de chapa plegada.

10. ESCALERAS

Del mismo modo que para los soportes y los forjados, es preciso distinguir aquí también entre los elementos situados por encima y por debajo del Nivel N05. En todas las zonas la estructura de la escalera viene muy condicionada por la ajustada forma en planta disponible, con tres tiros dispuestos en los lados de un triángulo isósceles con un ángulo agudo muy marcado.

En las zonas inferiores y acorde con la tipología del forjado, la escalera se proyectó como una losa de hormigón armado. A causa de la diferencia de espesores de pavimento entre la escalera y el resto de la planta, aparece un salto importante entre los Niveles de forjado en la zona de descansillo. Este salto aconseja la desconexión estructural entre forjados y escaleras, apoyándose ésta únicamente en los 3 soportes que la enmarcan, siendo necesario resolver los tramos de casi 6 m de luz con losas de 0,18 m de canto para respetar las estrictas condiciones de gálibo definidas por las condiciones de cabezada.

En las plantas superiores esta estructura se sustituye por un conjunto de placas prefabricadas de hormigón armado que se apoyan unas en otras, además de hacerlo en una estructura de vigas metálicas situadas en el plano del forjado, complementada por unas ménsulas que se sueldan a los soportes metálicos a la altura de los descansillos intermedios, similar a la de la planta. La compleja geometría arquitectónica de la escalera da lugar a un despiece igualmente complejo de las placas que consigue, no obstante, respetar los requisitos de mínima interferencia con la construcción estándar del forjado y mínima ocupación del espacio funcional. Dado lo estricto de las dimensiones del espesor de las placas prefabricadas (0,18 m), compatible con la geometría del forjado mixto de la planta y con unos pesos que permitieran su montaje, pareció aconsejable realizar una prueba de carga de las mismas con el objetivo de verificar la capacidad portante de las apoyos a media madera entre tramos consecutivos de escalera. Los resultados de este ensayo, llevado a cabo en la propia obra, dieron resultados satisfactorios para los niveles de carga esperables en la estructura. Estas piezas han sido los únicos elementos de hormigón prefabricados en toda la obra.

Completan el conjunto de las escaleras de la torre dos escaleras especiales de caracol situadas entre los niveles S01 y N00. Con el fin de realzar su aspecto en esta zona especial de accesos del edificio, se han proyectado como elementos volados sin ningún tipo de apeo en su eje, y conectados únicamente en los forjados de arranque y desembarco. Las losas de hormigón armado empleadas tienen un canto medio de 0,28 m.

11. ESTABILIDAD FRENTE AL FUEGO

La resistencia frente al fuego de la estructura queda garantizada por las siguientes medidas, muy diferentes según se trate de zonas de hormigón armado o mixtas:

– En los elementos de hormigón armado se disponen los oportunos recubrimientos mecánicos para la armadura, que en la mayor parte de los casos no son determinantes frente a los necesarios por durabilidad a pesar del elevado valor de la estabilidad al fuego necesaria (RF-180). Un caso excepcional son los elementos prefabricados empleados en la escalera de evacuación, en la que tanto el espesor necesario por motivos estructurales como el recubrimiento de-

Since they have been built separate from the structure of the core, it might have been more favourable to use a similar solution to the one used in the slabs with composite beams connected to a composite slab instead of the one applied finally.

10. STAIRCASES

As in the case of the supports and the slabs, it is important to distinguish between elements located above and below level N05. In all the areas, the structure of the staircase is conditioned by the tight shape of the floor plan, with three troughs on the sides of an isosceles triangle with a very small acute angle.

In lower areas, in accordance with the typology of the slab, the staircase was projected as a reinforced concrete slab. The difference in paving thickness between the staircase and the rest of the floor causes a large difference between the slab levels in the landing area. Because of this difference, the structure of the slabs and staircases should be separated; the staircases should be supported only on the three supports around it. The sections with spans of almost 6 metres in length have to be built with 0.18 m deep slabs to respect the strict clearance requirements defined by the conditions of headroom.

In the top floors, this structure is replaced by a set of reinforced concrete prefabricated plates that are supported on each other and on a structure of steel beams on the plane of the slab. This, in turn, is complemented by a set of cantilevers welded to the steel supports in the intermediate halls, similar to the structure of the floor. The complex architectural geometry of the staircase provides a similarly complex breakdown of the plates, which nevertheless manages to respect the requirements of minimum interference with the standard slab construction and minimum use of the functional space. The strict dimensions of the prefabricated plates (0.18 m) are compatible with the geometry of the composite slab of the floor and their weights allow their assembly, so it seemed reasonable to carry out a load test so as to verify the load-bearing capacity of the shiplap lumber supports between consecutive sections of the staircases. The results of this on-site test

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 28. Vista inferior de un forjado tipo antes y después de aplicar la protección ignífuga a las vigas y viguetas.
Figure 28. Bottom view of a standard slab before and after the application of the fire protection on the beams and joists.

were satisfactory for the projected load levels of the structure. These parts have been the only prefabricated concrete elements of the whole project.

The staircase assembly is completed with two special spiral staircases between levels S01 and N00. These have been projected as suspended elements with no shoring in the axes and with connection only to the top and bottom landing slabs so as to highlight the appearance of this area with special access to the building. The reinforced concrete slabs used have an average depth of 0.28 m.

11. FIRE STABILITY

The fire stability of the structure is guaranteed by the following measures. These are different depending on whether the structures are made in reinforced concrete or composite:

– The reinforced concrete elements have appropriate mechanical coating for the reinforcement. Most of these are not vital in view of the ones needed for durability despite the high fire stability required (RF-180). The prefabricated elements used in the emergency staircase are an exception because both the values that apply for the thickness needed for structural reasons and the coating for the long-term behaviour are very strict

– The steel elements of the supports are adequately protected by the concrete where they are embedded

– The steel beams and joists of the slabs are covered with projected fireproof pneumatic mortar (Figure 28)

– The composite slab does not need protection because a supplementary light reinforcement has been applied in the valleys. This compensates for the loss of composition under the exceptional conditions of a fire

The steel structure used in the mechanical areas located at the top of the building are a special element. A special study was developed for this structure that takes into account the real layout of the machinery, the real fire loads and the special ventilation conditions because of its status as an open air space. This study showed that there is no need for projected fire protection, which would have made the execution of the tramex platforms that are directly supported on the steel structure more complicated.

PARTICIPANTS

– Project management: Vallehermoso D. G. T. (Segundo Rodríguez García, Pedro Molina Abad (†), Juan Luis de Miguel Fuente).

– Architecture: R&A-S, Madrid (Carlos Rubio Carvajal, Enrique Álvarez-Sala Walther, Juan José Mateos Fernández).

– Facilities: Aguilera Ingenieros, Úrculo Ingenieros.

– Wind engineering: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Nick Isyumov).

– Structure: MC-2, Estudio de Ingeniería (Ángel Vidal Vacas, Jorge Santamaría Cases, Luca Ceriani, Ramón Campoamor Gómez, Álvaro Serrano Corral, Miguel Gómez Navarro, Julio Martínez Calzón).

bido al comportamiento a largo plazo presenta valores muy estrictos.

– Los elementos metálicos de los soportes quedan oportunamente protegidos por el hormigón en el que quedan embebidos

– Las vigas y viguetas metálicas de los forjados se recubren con mortero ignífugo proyectado (Figura 28)

– La chapa plegada colaborante del forjado no necesita protección al haberse dispuesto una armadura suplementaria ligera en los valles, que compensan la perdida de colaboración de aquella en la situación excepcional de incendio.

Como elemento singular, es preciso señalar la estructura metálica dispuesta en las zonas mecánicas ubicadas en la coronación del edificio, en las que se ha realizado un estudio particular que tiene en cuenta la disposición real de las máquinas, las cargas de fuego realmente existentes y las condiciones de ventilación especiales por tratarse de un espacio abierto a la atmósfera. Este estudio ha permitido eliminar la necesidad de disponer una protección ignífuga proyectada que hubiera complicado enormemente la ejecución de las plataformas de tramex que se apoyan directamente en la estructura metálica.

INTERVINIENTES

– Dirección de proyecto: Vallehermoso D. G. T. (Segundo Rodríguez García, Pedro Molina Abad (†), Juan Luis de Miguel Fuente)

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

– Arquitectura: R&A-S, Madrid (Carlos Rubio Carvajal, Enrique Álvarez-Sala Walther, Juan José Mateos Fernández).

– Instalaciones: Aguilera Ingenieros, Úrculo Ingenieros.

– Ingeniería de viento: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Nick Isyumov).

– Estructura: MC-2, Estudio de Ingeniería (Ángel Vidal Vacas, Jorge Santamaría Cases, Luca Ceriani, Ramón Campoamor Gómez, Álvaro Serrano Corral, Miguel Gómez Navarro, Julio Martínez Calzón).

MATERIALES Y MAGNITUDES FUNDAMENTALES

– Superficie edificada en torre: 14.425 m^2 bajo rasante, 75.240 m^2 sobre rasante

– Superficie edificada en aparcamiento: 38.075 m^2

– Hormigón HA-30 en forjados de losa maciza: 11.669 m^3

– Armadura pasiva B-500 S en forjados de losa maciza: 2.285 t

– Hormigón HA-30 en forjados mixtos sobre chapa plegada: 9.810 m^3

– Armadura pasiva B-500 S en forjados mixtos sobre chapa plegada: 480 t

– Estructura metálica S 275 JR en forjados mixtos sobre chapa plegada: 2.228 t

– Chapa plegada colaborante Fe E320G en forjados mixtos: 53.735 m^2

– Hormigón en soportes de torre: HA-70, 3.703 m^3; HA-45, 1.264 m^3; HA-30, 2.202 m^3

– Armadura en soportes de torre: 2.137 t (298 kg/m^3)

– Acero S 355 J2 G3 en soportes de torre: 1.132 t

– Hormigón en el núcleo: HA-45, 9.320 m^3; HA-30, 2.830 m^3

– Armadura B-500 S en el núcleo: 3.787 t (312 kg/m^3)

– Acero de pretensar Y 1860 S7 en la losa de cimentación: 152 t

– Masa total de la estructura: 110.136 t (Incluyendo parte cuasipermanente de sobrecargas)

– Carga total máxima transmitida a la cimentación: 1.363.000 kN (valor característico)

– Esfuerzos máximos debidos al viento, valores característicos en el nivel de Planta Baja: Mx, flexión de eje este-oeste, $4{,}31 \cdot 10^6$ kNm, My, flexión de eje norte-sur, $2{,}99 \cdot 10^6$ kNm, Mz, torsión de eje vertical, $4{,}47\ 10^4$ kNm, para un periodo de retorno T de 100 años y un amortiguamiento igual al 2% del crítico

– Aceleración máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2 % del crítico: 21 mg

– Velocidad angular máxima en la última planta habitable con un periodo de retorno T de 10 años y un amortiguamiento igual al 2 % del crítico: $0{,}2\ 10^{-3}$ rad/s.

9. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Rubio Carvajal, C., Álvarez-Sala Walther, E., "Proyecto arquitectónico del edificio Torre Sacyr-Vallehermoso en Madrid", Hormigón y Acero, nº 249, julio-septiembre 2008.

[2] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., "La estructura del edificio Torre Espacio en Madrid", Hormigón y acero, 2008.

[3] Dcret, J.-M. and Lebet, J.-P., Behaviour of Composite Bridges during Construction, Structural Engineering International, Vol. 9, No. 4, pp. 212-218, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 1998.

[4] NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", Ministerio de Fomento, Madrid, 2002.

[5] American Society of Civil Engineers, ASCE, "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999.

MATERIALS AND MAIN MAGNITUDES

– Constructed surface in the tower: 14,425 m^2 below grade, 75,240 m^2 above grade

– Constructed surface in car park: 38,075 m^2

– HA-30 concrete in solid slabs: 11,669 m^3

– B-500 S passive reinforcement in solid slabs: 2,285 t

– HA-30 concrete in composite slabs: 9,810 m^3

– B-500 S passive reinforcement in composite slabs: 480 t

– S 275 JR steel in composite slabs: 2,228 t

– Fe E320G composite brake-formed plate in mixed slabs: 53,735 m^2

– Concrete in tower supports: HA-70, 3,703 m^3; HA-45, 1,264 m^3; HA-30, 2,202 m^3

– Reinforcements in tower supports: 2,137 t (298 kg/m^3)

– S 355 J2 G3 steel in tower supports: 1,132 t

– Concrete in the core: HA-45, 9,320 m^3; HA-30, 2,830 m^3

– B-500 S reinforcement in the core: 3787 t (312 kg/m^3)

– Y 1860 S7 prestressing steel in the foundation mat: 152 t

– Total mass of the structure: 110,136 t (including almost permanent portion of overloads)

– Total load transmitted to the foundations: 1,363,000 kN (characteristic value)

– Maximum stresses due to wind, characteristic values at ground floor level: M_x, east-west axis bending, $4.31 \cdot 10^6$ kNm, M_y, north-south axis bending, $2.99 \cdot 10^6$ kNm, M_z, torsion of the vertical axis, $4.47\ 10^4$ kNm, for a T return period of 100 years and a damping equal to 2% of the critical level

– Maximum acceleration in the last transitable floor with a T return period of 10 years and a damping equal to 2% of the critical level: 21 mg

– Maximum angular speed in the last transitable floor with a T return period of 10 years and a damping equal to 2% of the critical level: $0.2\ 10^{-3}$ rad/s

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

9. REFERENCES

[1] Rubio Carvajal, C., Ávarez-Sala Walther, E., "Proyecto arquitectónico del edificio Torre Sacyr-Vallehermoso en Madrid", Hormigón y Acero, nº 249, julio-septiembre 2008.

[2] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., "La estructura del edificio Torre Espacio en Madrid", Hormigón y Acero, nº 249, julio-septiembre 2008.

[3] Ducret, J.-M. and Lebet, J.-P., Behaviour of Composite Bridges during Construction, Structural Engineering International, Vol. 9, No. 4, pp. 212-218, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 1998.

[4] NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", Ministerio de Fomento, Madrid, 2002.

[5] American Ssociety of Civil Engineers, ASCE, "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999.

[6] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", Proceedings of the 10th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Copenhague, Denmark, 1999.

[7] Inculet, D. R., Gómez Navarro, M.,Isyumov, N. "The effect of an open double facade on structural and cladding wind loads", Proceedings of the 12th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Cairns, Australia, 2007.

[8] Isyumov, N., "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", 5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, The Netherlands , May 1995.

[9] Sánchez Fernández R., Rodríguez Ortiz, F. J., "La ejecución de la estructura de la Torre Sacyr-Vallehermoso", Hormigón y Acero, nº 249, julio-septiembre 2008.

[6] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", Actas de la 10ª Conferencia Internacional sobre Ingeniería eólica, ICWE, Copenague, Dinamarca, Australia, 1999.

[7] Inculet, D. R., Gómez Navarro, M., Isyumov, N. "The effect of an open double facade on structural and cladding wind loads", Actas de la 12ª Conferencia Internacional sobre Ingeniería eólica, ICWE, Cairns, Australia, 2007.

[8] Isyumov, N., "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", 5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam, Holanda , Mayo 1995.

[9] Sánchez Fernández, R., Rodríguez Ortiz, F. J., "La ejecución de la estructura de la Torre Sacyr-Vallehermoso", Hormigón y acero nº 249, 2008.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Hormigón y Acero
Vol. 59, nº 249, págs. 181-202
julio-septiembre, 2008
ISSN: 0439-5689

Torre Caja Madrid: cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m en Madrid

Torre Caja Madrid: structural design of a singular 250 m building in Madrid

Gregory Lakota[1], Arántzazu Alarcón[2]

Recibido / *Received:* 30/11/2007
Aceptado / *Accepted*: 31/01/2008

RESUMEN

La estrecha colaboración entre Halvorson and Partners y Foster and Partners ha permitido la creación de una asombrosa torre, sin columnas en planta baja, cuyo peso se reparte solamente entre los dos núcleos extremos. La altísima carga que actúa sobre estos últimos permite resistir eficientemente las acciones del viento. Con un índice alto/ancho de 11 a 1 esta torre es "lo último" en eficacia estructural.

Para conseguir llevar a cabo esta estructura singular las sobrecargas de uso de las diferentes plantas superiores son conducidas hasta los núcleos por cerchas metálicas intermedias que, además, actúan como vigas en un "mega pórtico" para rigidizar la torre.

Se ha dado especial importancia a la redundancia estructural y a la robustez de forma que, ante fallos locales de algún elemento de las cerchas, pueda seguir garantizándose el nivel de fiabilidad de la estructura.

Palabras clave: Edificios altos, Madrid, Cuatro Torres Business Area, Caja Madrid, edificios de oficinas.

SUMMARY

Working closely with Foster and Partners, an astonishing column free base tower was created by supporting the entire weight of the building on only its two end cores. These heavily loaded cores allow the slender tower to efficiently resist wind loads. With a height to width ratio of 11 to 1, this 250 m tower is the ultimate in structural efficiency (See figure 1).

To achieve this unique structure, steel trusses at intermediate mechanical levels channel loads from the floors above to the cores and serve as beams in a 'mega-frame' to stiffen the tower.

Special attention was given to redundancy; insuring structural stability should localized damage fail components of these trusses.

Key words: *Tall buildings, Madrid, Cuatro Torres Business Area, Caja Madrid, office buildings.*

[1] Master Civil Engineering, S.E., P.E. Halvorson and Partners. Chicago (EEUU).
[2] Dra. Ingeniera de Caminos. Halvorson and Partners. Chicago (EEUU).
Persona de contacto / *Corresponding author:* aalarcon@halvorsonandpartners.com

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

1. INTRODUCTION

The project site is located on the north-west corner at the intersection of Paseo de la Castellana and Monforte de Lemos crossing, the existing Ciudad Deportiva del Real Madrid (See Figure 2). The development site will consist of four new buildings on parcels P1 through P4, with each building reaching a height of about 250m. Torre Caja Madrid will be located in parcel P1, the southern parcel, and will be the most visible structure on the site when approaching from the south along Paseo de la Castellana (See Figure 3).

The tower footprint will occupy about one third the area of parcel P1, the remaining area on grade will be plaza space consisting of trees, vegetation and roads for building tenant drop off. Below the plaza level and encompassing the whole area of parcel P1 will be five levels of parking. Access to the parking levels is at the 1st and 2nd levels below grade through a series of tunnels along the South and East sides of the site.

2. FOUNDATIONS

2.1. Subsurface Exploration

The soil borings, laboratory test and field tests were conducted by SGS Tecnos, S.A. and submitted in a report September 2002. It included soil borings ranging from 25 to 60 m below grade as well as Standard Penetration Tests (SPT) and pressuremeter tests. Soils samples were obtained for the performance of conventional size gradation, Atterberg Limit, unconfined compression tests, consolidation tests and direct shear. These last ones were performed upon the more sandy soils within the upper 25m of the soil deposit.



Figura 1. Vista del edificio antes de la elevación de la estructura del puente de coronación (cortesía de Vistaerea)
Figure 1. Building elevation prior to lifting the plate girder assembly (Courtesy of Vistaerea).

1. INTRODUCCIÓN

El solar está situado en el noroeste de Madrid, en la confluencia del Paseo de la Castellana y de la calle Monforte de Lemos, en la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid (véase la figura 2). El complejo consta de cuatro edificios nuevos, cada uno de aproximadamente 250 m de altura, en las parcelas P1 a P4. La Torre Caja Madrid se sitúa en la parcela P1, al sur, siendo la estructura más visible del complejo al acercarse desde el sur por el Paseo de la Castellana (véase la figura 3).

La torre ocupa aproximadamente un tercio de la superficie de la parcela P1, estando el resto destinado a una explanada con árboles, plantas y calles para el acceso de los usuarios. Bajo la explanada, ocupando toda la superficie de la parcela P1, hay cinco plantas de aparcamiento. El acceso al aparcamiento se realiza desde las plantas primera y segunda bajo rasante mediante una serie de túneles que recorren los costados sur y este del complejo.

2. CIMENTACIÓN

2.1. Exploración del subsuelo

Los sondeos del suelo y los ensayos en laboratorio y sobre el terreno, realizados por SGS Tecnos SA., se presentaron en un informe en septiembre de 2002 en el que se daba cuenta de sondeos del terreno de entre 25 y 60 m bajo rasante, así como de ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos presiométricos. Se obtuvieron muestras del suelo para realizar ensayos convencionales de granulometría, límites de Atterberg, compresión simple, consolidación y corte directo. Estos últimos se realizaron en los suelos más arenosos, situados en los 25 m más superficiales.

2.2. Condiciones del subsuelo

En el informe de SGS se trata en profundidad el tema de las condiciones del subsuelo. El perfil del subsuelo hasta una profundidad de 60 m puede dividirse en dos grandes categorías: un depósito de arenas tosquizas (un suelo arenoso con cantidades considerables de arcilla que la convierten en una capa re-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 2. Antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid.
Figure 2. Old practice fields for Real Madrid.

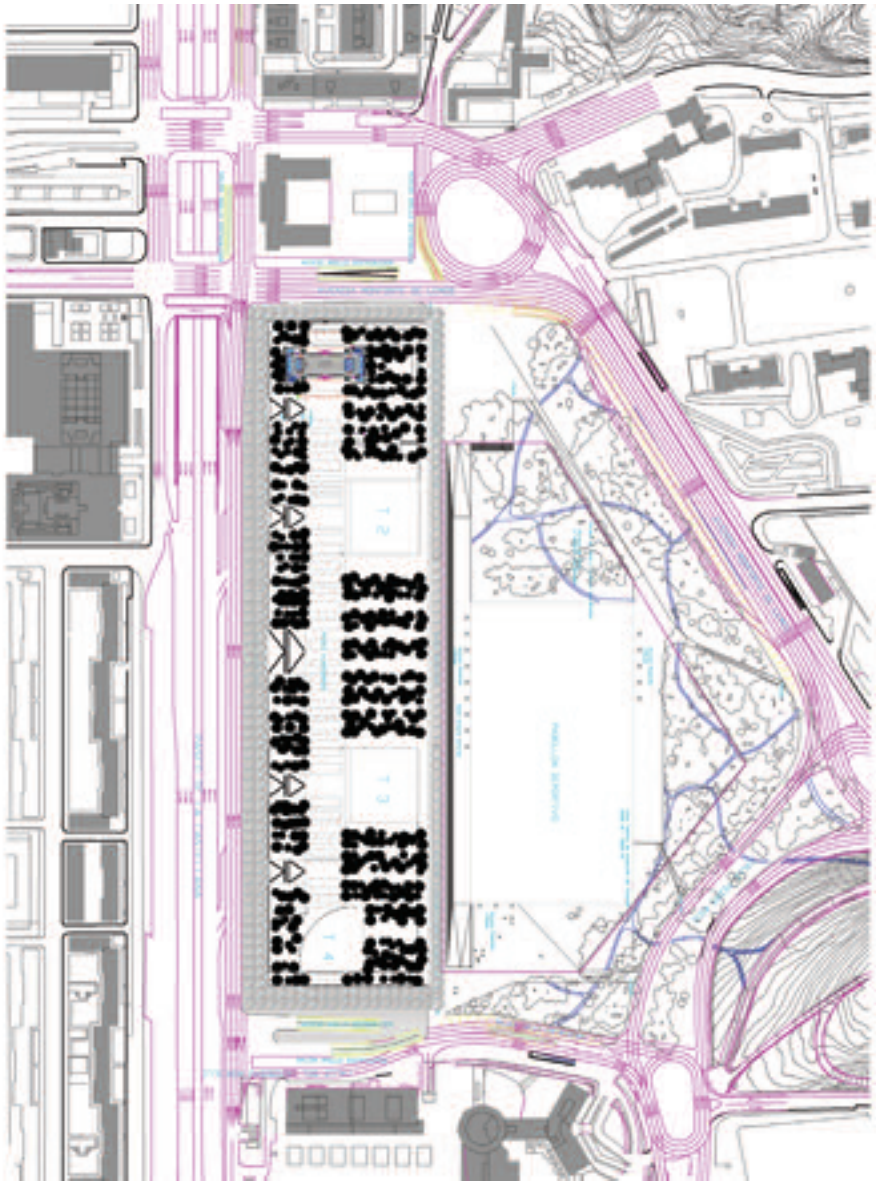


Figura 3. Planta de la CTBA (Cuatro Torres Business Area).
Figure 3. Site Plan of CTBA (Cuatro Torres Business Area).

2.2. Subsurface Conditions

The subsurface conditions were thoroughly discussed in the SGS report. The subsurface profile above a depth of 60 m can be divided into two broad categories: the Arena Tosquiza deposit (primarily a sandy soil with significant amounts of clay which makes the deposit relatively impermeable) which generally extends to depths of 15 to 25 m below grade and the Tosco formation (clayey soil with some fine sand). Ground water was encountered in the initial 10 borings at depths ranging from 13 to 16 m below ground surface and is attributed to seepage into the boreholes from the more permeable layers of Miga sand that is embedded within the Tosquiza formation.

2.3. Foundation design

The foundation for the garage columns, which is five levels of parking below grade, consists of isolated and combined spread footings bearing directly on the Tosco clay (See Figure 4). The foundation design for the tower proved to be more challenging since all of the gravity and lateral loads of the tower are carried to the foundation through only the two concrete cores. After considering several options, a plain reinforced concrete mat, bearing on the Tosco clay, was chosen as the tower foundation. The original recommendation was to use a deep foundation consisting of drilled piles supporting a mat. However, studies of this system proved that if the deep foundations were used, the size of the mat on the piles would be approximately the same size as the shallow mat located in the higher soil bearing strata of the Tosco clay. Although settlements for the deep foundation system would be less, the anticipated settlements for the shallow mat foundation system were found to be acceptable. Since the two systems required about the same size mat it was decided that the more cost effective shallow mat system should be used.

The shallow mat foundation for the tower was initially envisioned to be two separate mats, one under each concrete core. With a separate mat below each core the possibility of differential settlements between each core would increase. Although, the analysis proved that the superstructure had sufficient

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

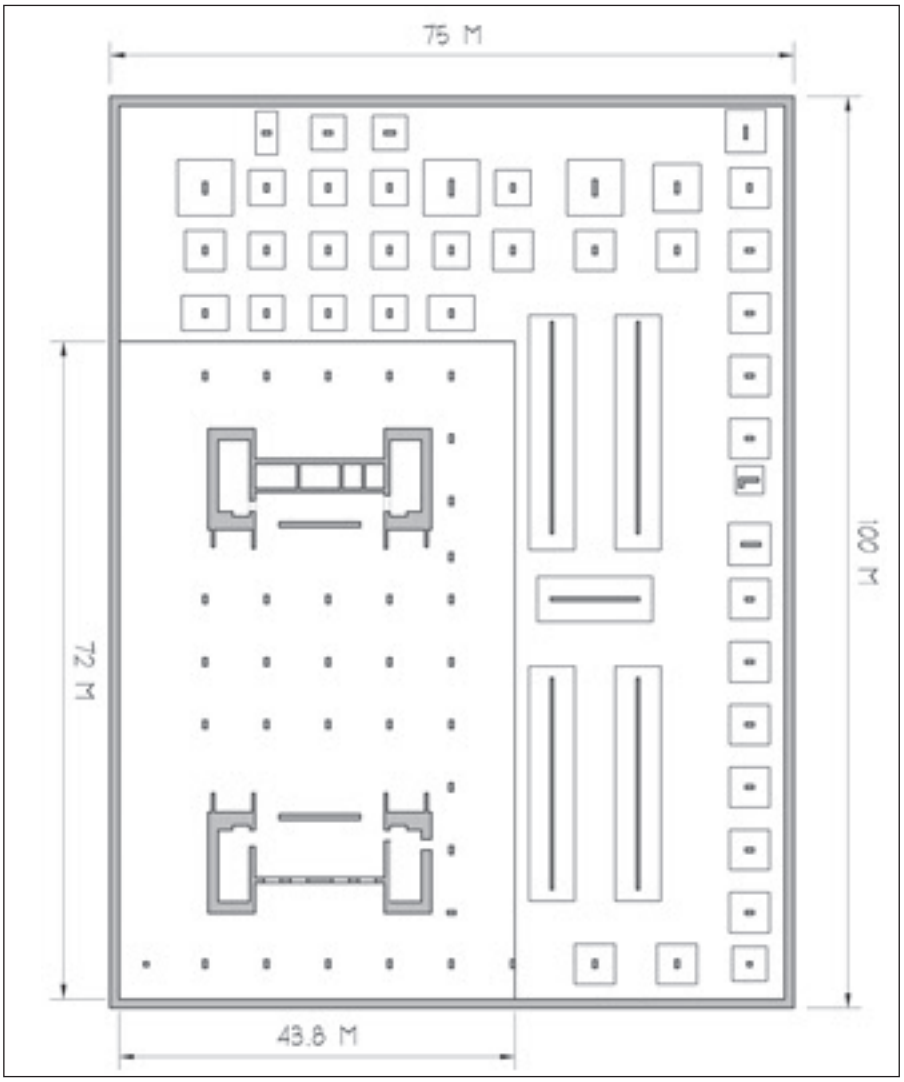


Figura 4. Planta de cimentación.
Figure 4. Foundation plan.

capacity and would have performed well, had the anticipated differential settlements occurred, the owner and the design team agreed to provide the slightly more expensive single mat option, to minimize the differential settlements. The one continuous mat for the two tower cores is 43x72x5 meters thick. The mat's maximum settlement at the center of the core is 5cm with a maximum soil bearing pressure of 715 kPa. At the edge of mat, the settlement is about 2.5 cm; therefore a total deflection of the mat is approximately 2.5 cm between the center and edge of mat.

The mat foundation was analyzed and designed using the finite element software SAFE; the actual gravity and wind load reactions from the ETABS analysis of the full building were used in the foundation analysis. The total load on the mat, including the tower and the tributary portion of the garage and plaza is approximately 760 x 10^3 kN when considering dead load, superimposed dead load and live load. The load combinations included full dead and live load plus either wind loads for the east-west direction, or north-south direction.

An inherent redundancy is designed into the entire foundation system in that the mat has been sized to resist all overturning forces with the assumption that no lateral loads will be transmitted into the basement slabs and slurry walls. Although the basement slabs and slurry walls have also been analyzed and designed to resist a portion of the lateral loads, the stiffness of the entire system is dependent on the interaction of the soil and the structure. The interaction of soil and structure is at best an estimate based on the experience of the geotechnical consultants, so the mat and below grade structure and slurry walls have each been designed for the worse case load combination and soil interaction.

lativamente impermeable) que suele llegar a profundidades de entre 15 y 25 m bajo rasante, y toscos arenosos (suelo arcilloso con algo de arena fina). En los diez primeros sondeos se encuentra agua freática en profundidades de entre 13 y 16 m bajo superficie. Esto se debe a la filtración desde las capas más permeables de arena de miga, embebidas en las arenas tosquizas, a las perforaciones realizadas para los sondeos.

2.3. Proyecto de cimentación

La cimentación para los pilares del aparcamiento subterráneo, que cuenta con cinco plantas bajo rasante, consta de zapatas aisladas y corridas que se apoyan directamente sobre los toscos arenosos (véase la figura 4). El proyecto de cimentación de la torre ha supuesto un gran reto, ya que todas las cargas gravitatorias y laterales de la torre se transmiten a los cimientos mediante tan sólo dos núcleos de hormigón. Tras considerar las distintas opciones, se eligió para la cimentación de la torre una simple losa de hormigón armado colocada sobre los toscos. Inicialmente se recomendó la ejecución de una cimentación profunda por pilotes perforados que soportaran una losa, pero los estudios de este sistema demostraron que, si se usaba una cimentación profunda, la losa que debería colocarse sobre los pilotes tendría que tener aproximadamente el mismo canto que la superficial situada en el estrato superior de carga, formada por los toscos. Aunque los asientos serían menores en el caso del sistema de cimentación profunda, se consideraron aceptables los previstos para la losa de cimentación superficial. Dado que ambos sistemas precisaban de una losa de aproximadamente el mismo canto, se decidió utilizar el de la losa superficial, que resultaba más económico.

Inicialmente estaba previsto que la losa de cimentación de la torre estuviera formada por dos losas independientes, una debajo de cada núcleo de hormigón. Pero esta opción aumentaría la posibilidad de asientos diferenciales entre los núcleos. Aunque los estudios demostraron que la superestructura tenía capacidad suficiente y habría podido resistir los asientos diferenciales previstos, la propiedad y el equipo proyectista acordaron adoptar la opción de una sola losa, que era ligeramente más costosa, para mini-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

mizar dichos asientos diferenciales. La losa continua para los dos núcleos de la torre mide 43 x 72 m en planta y 5 m de canto. El asiento máximo de la placa en el centro del núcleo es de 5 cm, con una capacidad resistente del suelo máxima de 715 kPa. En el borde de la losa el asentamiento es de unos 2,5 cm, por lo su flecha total es de aproximadamente 2,5 cm entre el centro y el borde.

Se analizó y calculó la losa de cimentación mediante el software de elementos finitos SAFE. Además se emplearon en el estudio de la cimentación las reacciones ante las cargas gravitatorias y la acción del viento que resultaron del análisis ETABS del edificio en su conjunto. La carga total sobre la losa, incluidas la torre y la parte correspondiente del aparcamiento y la explanada es aproximadamente de 760 x 10^3 kN, considerando el peso propio, la carga permanente sobrepuesta y la sobrecarga de uso. Las combinaciones de cargas incluían todas las cargas estáticas y las de uso, así como las cargas de viento en las direcciones este-oeste y norte-sur.

Se ha incorporado en todo el sistema de cimentación una redundancia inherente en el sentido de que la losa se ha dimensionado para poder resistir todas las fuerzas de vuelco, suponiendo que no se transmitan cargas laterales a los forjados del sótano ni a los muros pantalla. Aunque los forjados del sótano y los muros pantalla también se han analizado y calculado para resistir una parte de las cargas laterales, la rigidez de todo el sistema depende de la interacción entre el suelo y la estructura. Ésta es, en el mejor de los casos, una estimación basada en la experiencia de los asesores geotécnicos, de modo que la losa de cimentación, la estructura bajo rasante y los muros pantalla se han calculado para la situación más desfavorable de la combinación de cargas y su interacción con el suelo.

3. CARGAS

El cálculo de estructuras de la torre dependía en gran medida del establecimiento de unos criterios precisos para las cargas de cálculo. Se aplicaron las directrices mínimas expuestas en el Eurocódigo [8], incrementando la capacidad cuando así lo solicitaba la propiedad. Las cargas laterales, producidas por el viento, se determinaron mediante estudios en túnel de viento para definir de forma precisa la interacción del viento con las características dinámicas inherentes al edificio. Las cargas gravitatorias y laterales empleadas en el proyecto de la torre son las siguientes:

3.1. Cargas gravitatorias típicas (Véase la tabla 1)

Cargas gravitatorias del revestimiento exterior:

Oficina: Muro cortina de cristal y aluminio: 0,75 kPa

Pantallas solares: 0,25 kPa

Núcleo: Se supone 1,25 kPa en la zona revestida.

3.2. Cargas laterales

3.2.1. Cargas sísmicas

Según la "Norma de Construcción Sismorresistente" [4] el edificio se considera de "importancia normal". Según esta instrucción, el cálculo sísmico no es obligatorio si la aceleración sísmica del proyecto es inferior a 0,06 g, como ocurre con esta torre.

3.2.2. Cargas del viento

La norma AE-88 [3] especifica la velocidad y la presión mínimas del viento

3. LOADS

The appropriate structural design of the tower was highly dependent upon establishing an accurate design load criteria. The minimum guidelines set forth in the Eurocode [8] were used in conjunction with providing additional capacity when requested by the owner. The lateral loads, induced by the wind, were determined in conjunction with a wind tunnel analysis to accurately define the interaction of the wind with the buildings inherent dynamic properties. The gravity loads and lateral loads that were used in the design of the tower are as follows:

3.1. Typical Gravity Loads. (See Table 1)

Exterior Cladding Gravity Loads:

Office: Glass and Aluminum Curtain Wall: 0.75 kPa

Sunscreens: 0.25 kPa

Core: Assume 1.25 kPa on clad area.

3.2. Lateral Loads

3.2.1. Seismic loads

According to "Norma de Construcción Sismorresistente" [4] the building is considered as "Normal importance". According to this code, the seismic cal-

Tabla 1. Cargas gravitatorias típicas
Table 1. Typical gravity loads

Nivel *Level*	**Carga estática (kPa)** *Dead Load (kPa)*	**Sobrecarga de uso (kPa)** *Live Load (kPa)*
Aparcamiento / *Parking*	9,5	4
Oficina típica / *Typical Office*	4,5	3
Planta técnica *Mechanical Plant*	12,5	11
Entreplanta técnica *Mechanical Mezzanine*	7,75	5
Oficina sobre nivel técnico *Office Above Mech.*	9,25	4,5
Núcleos / *Cores*	13/48	5

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Tabla 2. Velocidad y presión del viento
Table 2. Wind speed and wind pressures

Altura (m) *Height (m)*	**Velocidad del viento (m/s)** *Wind Speed (m/s)*	**Presiones N-S (kPa)** *N-S Pressures (kPa)*	**Presiones E-O (kPa)** *E-W Pressures (kPa)*
Más de 100 m / *Above 100m*	45	1,5	1,56
31-100 m / *31 to 100m*	40	1,2	1,25
11-30 m / *11 to 30m*	34	0,9	0,936
0-10 m / *0 to*	28	0,6	0,624

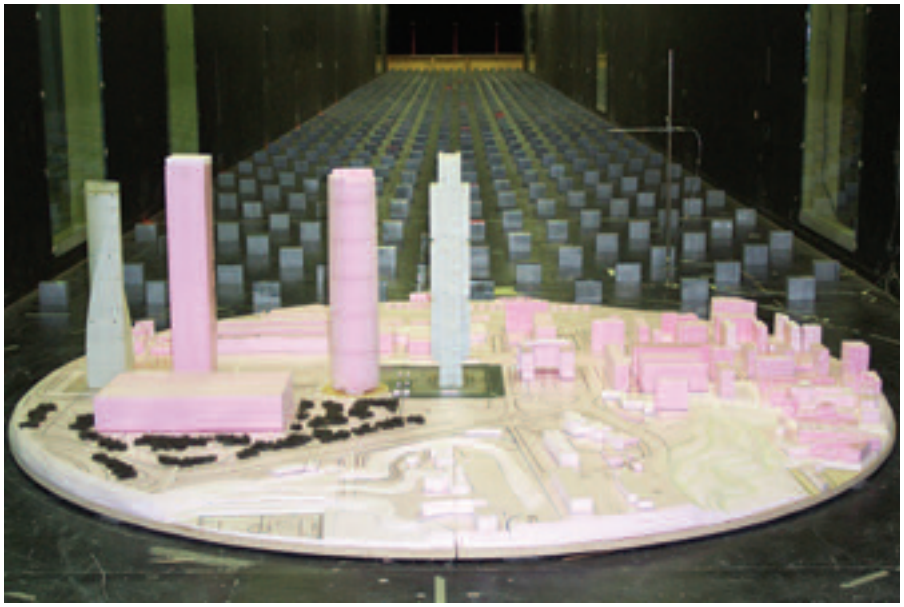


Figura 5. Modelo para el ensayo en túnel de viento.
Figure 5. Wind tunnel proximity model

culation is not mandatory if the Design Seismic Acceleration is less than 0.06 g which is the case with this tower.

3.2.2. Wind loads

AE-88 [3] specified a minimum wind speed and minimum wind pressure to be used when designing the wind force resisting system for a building. The minimum requirements are based on code specified 10 minute average wind speed (Table 2).

The average has been chosen in Europe as the mean velocity of the wind averaged over an interval of ten minutes measured at a normalized elevation of 10 m on a soil with roughness length Z_0 =0.05 m and having a 50 year mean recurring interval.

The lateral loads used for the design of the tower considered the code required minimum values and the values that were obtained through a wind tunnel study.

The Project Design Lateral Loads are the loads obtained in the wind tunnel corresponding to a period (T) of T=50 years, and damping x=2%, or the required minimums established in AE-88 [3], whichever was larger.

The total building base shear and moments due to the wind are approximately 21,000 kN shear and 3,189,000 kN-m overturning moment in the north south direction and 17,000 kN shear and 2,397,000 kN-m overturning moment in the east west direction.

4. WIND TUNNEL

The wind tunnel studies were performed by the Alan G. Davenport Wind Engineering Group at the University of Western Ontario in Canada (See Figure 5).

que deben aplicarse para calcular el esquema resistente a la fuerza del viento de un edificio. Los requisitos mínimos se basan en la velocidad media durante 10 minutos especificada en la norma, según se indica en la Tabla 2.

En Europa la media se ha definido como la velocidad del viento promediada durante un intervalo de diez minutos, medida a una altura normalizada de 10 m sobre un suelo con un coeficiente de rugosidad Z_0=0,05 m y un intervalo de recurrencia medio de 50 años.

Las cargas laterales utilizadas para proyectar la torre tenían en cuenta los valores mínimos exigidos por la norma y los valores obtenidos mediante un estudio en túnel de viento.

Las cargas laterales de cálculo son las cargas obtenidas en el túnel de viento correspondientes a un periodo (T) de 50 años y un amortiguamiento x=2 %, o los mínimos exigidos en la norma AE-88 [3], lo que sea mayor.

Según estos cálculos, en la base del edificio la fuerza cortante total debida al viento es de 21.000 kN en dirección norte-sur y de 17.000 kN en dirección este-oeste, siendo los momentos totales de vuelco de aproximadamente 3.189.000 kNm y de 2.397.000 kNm en dichas direcciones, respectivamente.

4. TÚNEL DE VIENTO

Los estudios en túnel de viento fueron realizados por el Grupo de Ingeniería de Viento Alan G. Davenport de la Universidad de Ontario Occidental de Canadá (véase la figura 5).

Además de determinar las presiones del viento de cálculo para la torre, el tú-

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 6. Sección Este-Oeste.
Figure 6. Section EW.



Figura7. Sección Norte-Sur.
Figure 7. Section NS.

nel de viento se utilizó también para evaluar las velocidades del viento en la base del edificio con el fin de determinar los efectos sobre los peatones, las presiones sobre los revestimientos y las aceleraciones del edificio con vientos normales y con vientos con un intervalo de recurrencia de 10 años.

Cuando se empezó a proyectar el edificio, se desconocía si los cuatro edificios de Cuatro Torres Business Area se construirían de forma simultánea o no; y los efectos del viento en la Torre Caja Madrid podrían variar considerablemente dependiendo de si había sólo un edificio o estaban ya los cuatro. Por consiguiente se realizaron ensayos con tres supuestos de configuración del entorno: sólo con la torre, con dos torres (Torre Caja Madrid y Torre Espacio) y con las cuatro torres y el complejo deportivo. Para el cálculo, se emplearon las situaciones más desfavorables de cargas y aceleraciones del edificio en las tres configuraciones.

A la hora de proyectar un rascacielos, el estudio en túnel de viento no sólo es importante para determinar las cargas estructurales, sino también para determinar las aceleraciones de los edificios. Si las aceleraciones son demasiado grandes, los usuarios del edificio pueden sentir que el edificio se desplaza cuando haya vientos fuertes. Para un edificio de oficinas, las aceleraciones suelen ser aceptables si no superan los 20 mG (o el 2 % de la aceleración debida a la gravedad) [2]. Las aceleraciones de la Torre Caja Madrid se situaban justo por debajo de 20 mG, por lo que eran aceptables.

Las previsiones de cargas y aceleraciones se determinaron con un modelo climático basado en los datos recogidos en el Aeropuerto de Madrid-Barajas entre 1973 y 1993 (gradiente medio de la velocidad del viento en 10 años de 35,2 m/s y gradiente medio de la velocidad del viento en 50 años de 41,3 m/s). Las direcciones del viento más importantes en este modelo climático eran OSO y NNO.

5. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

5.1. Torre

La Torre Caja Madrid es un edificio singular en cuanto que ninguno de los pilares de la estructura de la torre llega hasta los cimientos (véanse las figuras 6

In addition to determining the design wind pressures for the tower, the wind tunnel was also used to evaluate the wind speeds at the base of the buildings, to determine the effects on pedestrians; cladding design pressures; and the buildings accelerations during a typical wind event and a 10 year reoccurring wind event.

At the time the building design began, it was unknown whether or not all four buildings of the Cuatro Torres Business Area would be built simultaneously; and wind effects on Torre Caja Madrid could be significantly different if there was only one building on the site or all four buildings. Therefore, three configurations of the surroundings were tested: one with the tower alone, another with two towers: Torre Caja Madrid and Torre Espacio and the third with the four towers and the Sports Arena. The worst case loads and building accelerations for the three configurations were used in the design.

For tall building design, the wind tunnel study is important not only to determine the structural loads, but also to determine the buildings accelerations. If the accelerations are too large, users of the building may sense the buildings

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

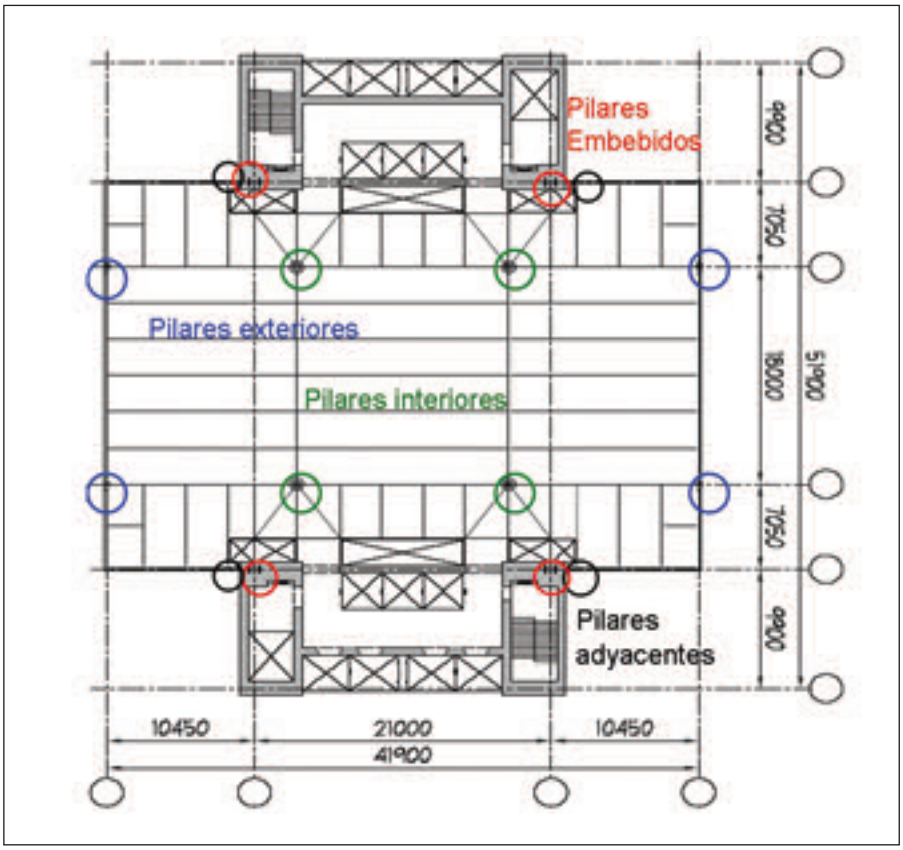


Figura 8. Planta típica de forjado con indicación de la situación de pilares.
Figure 8. Typical floor plan with columns noted.

movements during a wind event. For an office building, accelerations are generally acceptable if they do not exceed 20 milli-g's (or 2% of the acceleration due to gravity) [2]. The accelerations for Torre Caja Madrid were just slightly below 20 milli-g's and therefore acceptable.

The predictions for loads and accelerations were determined using a climate model based on the 1973-1993 data set for Barajas Airport in Madrid (once in 10 year mean gradient wind speed of 35.2 m/s and a once in 50 year mean gradient wind speed of 41.3 m/s). The most important wind directions in this climate model are between WSW and NNW.

5. GENERAL DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

5.1. Tower

Torre Caja Madrid is a unique building in that none of the columns of the tower structure extend down to the foundations (See Figures 6 & 7). All columns transfer to the cores before the plaza level, giving the reception / lobby a large open column free space. The structure of this building consists of two concrete cores that are linked together at three locations over the height of the building. The links between the cores are a pair of two-story trusses, which not only link the cores but also support the 11 to 12 floors above each truss. Essentially the building floors are divided into three segments, where each segment

y 7). Todos los pilares transmiten las cargas a los núcleos antes de llegar al nivel de la explanada, haciendo que el vestíbulo / recepción sea un gran espacio diáfano. La estructura de este edificio consta de dos núcleos de hormigón unidos entre sí en tres puntos a lo largo del edificio. Estas uniones entre los núcleos constan de un par de cerchas que abarcan dos plantas y que, además de unir los núcleos, soportan las 11 o 12 plantas situadas por encima de ellas. Fundamentalmente, las plantas del edificio se dividen en tres bloques, cada uno de los cuales consta de 11 o 12 plantas que se apoya en las cerchas que unen los dos núcleos. Todas las plantas técnicas del edificio se encuentran en los niveles de dos plantas que conforman estas cerchas.

La planta típica de oficinas mide 32 m en dirección este-oeste y 42 m en dirección norte-sur, y se encuentra situada entre los dos núcleos, que distan 32 m el uno del otro. Los núcleos miden 23 m en dirección norte-sur, de modo que el forjado tiene un vuelo hacia el norte y el sur de 9,5 m respecto a los núcleos. Este forjado se apoya en las cerchas de las plantas técnicas y una viga Vierendeel que hay en cada planta. El forjado consta de vigas de ala ancha de acero, con una separación típica de 3m entre ejes, en las que se apoya una chapa colaborante de 150 mm de espesor. El conjunto del forjado es soportado por cuatro pilares interiores y cuatro exteriores. Todos estos pilares transmiten las

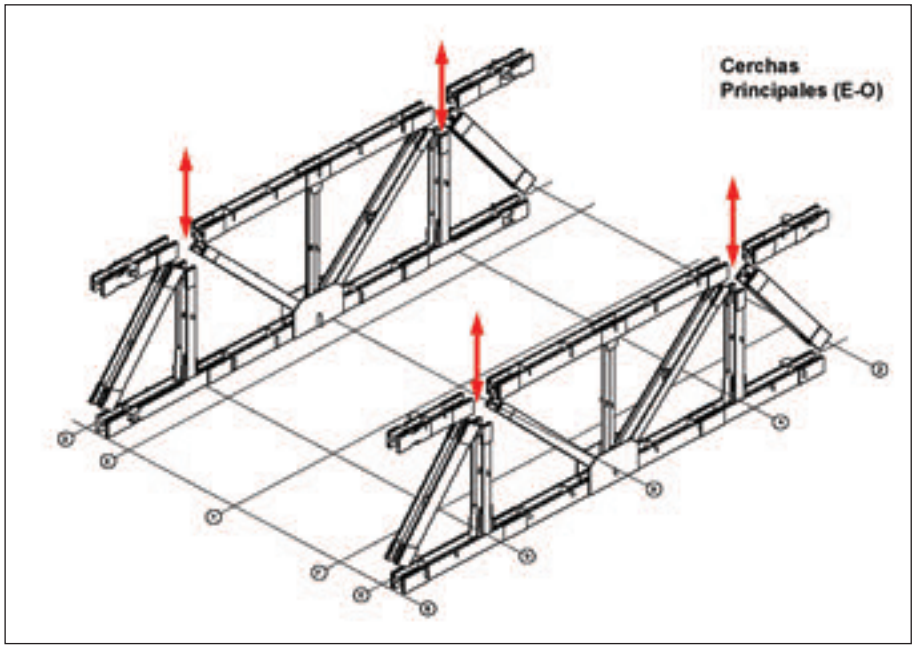


Figura 9. Cercha Este-Oeste. Las flechas rojas indican la situación de las cerchas Norte-Sur.
Figure 9. Truss East-West. Red arrows denote location of Nort-South trusses.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

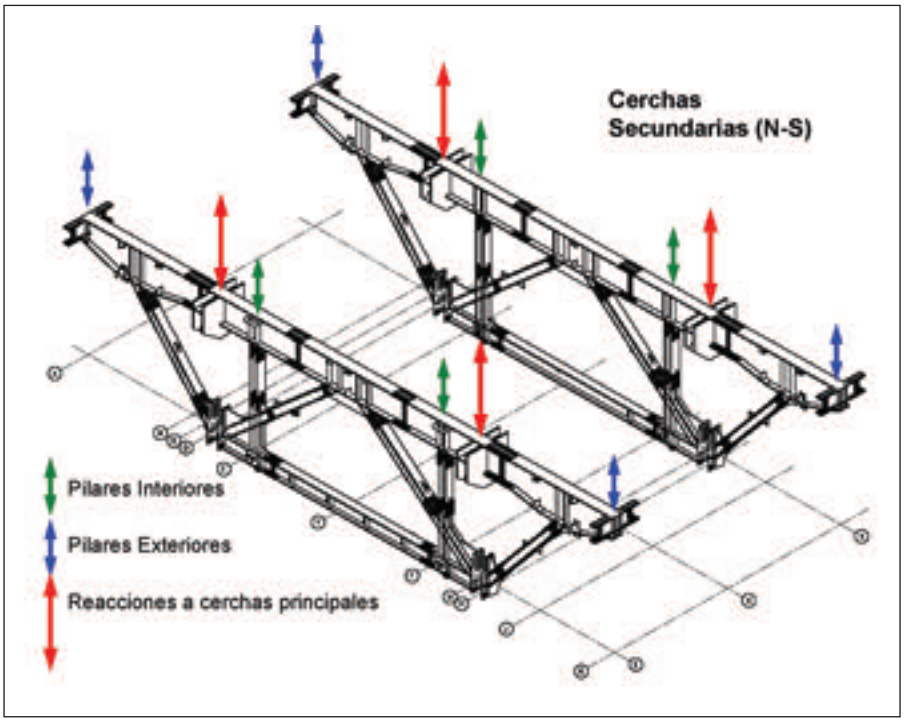


Figura 10. Cerchas Norte-Sur.
Figure 10. Truss Nort-South.

cargas a los núcleos a través de las cuatro cerchas que existen en cada una de las plantas técnicas (véase la figura 8). Las cerchas principales que unen los núcleos en sentido este a oeste soportan las cerchas secundarias, que se se disponen en dirección de norte a sur. Los ocho pilares se apoyan en las cerchas secundarias (véanse las figuras 9 y 10). Todas las cerchas están fabricadas con perfiles armados en chapa S460NL. En las uniones atornilladas de las cerchas se empleó tornillería ASTM490 de alta resistencia de $1^{1}/_{2}$ pulgadas de diámetro (véase la figura 11). También fue necesario utilizar arandelas DTI (indicadores directos de tensión) para asegurar el control del apriete.

Los dos núcleos son los únicos elementos verticales de la torre que llegan hasta los cimientos. Cada núcleo mide 10 m en dirección este-oeste y 23 m en dirección norte-sur, con muros de hormigón cuya resistencia varía entre los 55 MPa y los 40 MPa y cuyo grosor oscila entre 1,2 m y 0,30 m. En dirección norte-sur cada núcleo resiste su parte de las cargas del viento, mientras que en la dirección este-oeste los núcleos están unidos por las cerchas principales para resistir las cargas del viento de cálculo (figura 12). En los cordones de las cerchas principales se desarrollan grandes fuerzas debido tanto a las cargas de gravedad de las plantas como a las cargas del viento. Las cerchas transmiten las fuerzas verticales y horizontales a los muros de los núcleos, por lo que se han embebido en cada uno éstos dos pilares de acero (véase la figura 13). El pilar de acero embebido permite unir directamente las cerchas al núcleo. Las cerchas transmiten una gran carga vertical al pilar de acero embebi-

ment is an 11 to 12 story structure that is supported on trusses that span between the two cores. All mechanical floors for the building are located with in the two-story truss levels.

The typical office floor of the building is 32 m in the east west direction by 42 m in the north south direction, and is located between the two cores which are 32 m apart. The cores are 23 m long in the North South direction, so the floor plate cantilevers 9.5 m to the north and south of the cores. The cantilevered floor plate is supported through the combination of the cantilever trusses at the mechanical levels, and a Vierendeel frame at each floor. The floor framing consists of steel wide flange beams, typically at 3 m on center, with a 150mm composite metal deck slab. The floors are supported on four interior columns and four exterior columns. All eight columns transfer to the cores through the four trusses at each mechanical level (See Figure 8). The primary trusses span East-West between the cores and support the secondary trusses that span north-south. The eight columns are supported on the secondary trusses (See Figures 9 &10). All trusses consist of built-up steel plate members of S460M material. The truss connections are field bolted with 1 $^{1}/_{2}$ inch diameter A490 high strength bolts (See Figure 11). Proper bolt tensioning through the



Figura 11. Montaje en taller de cercha principal para asegurar una fabricación adecuada (cortesía de SGS)
Figure 11. Shop assembly of primary truss to ensure proper fabrication (Courtesy of SGS).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

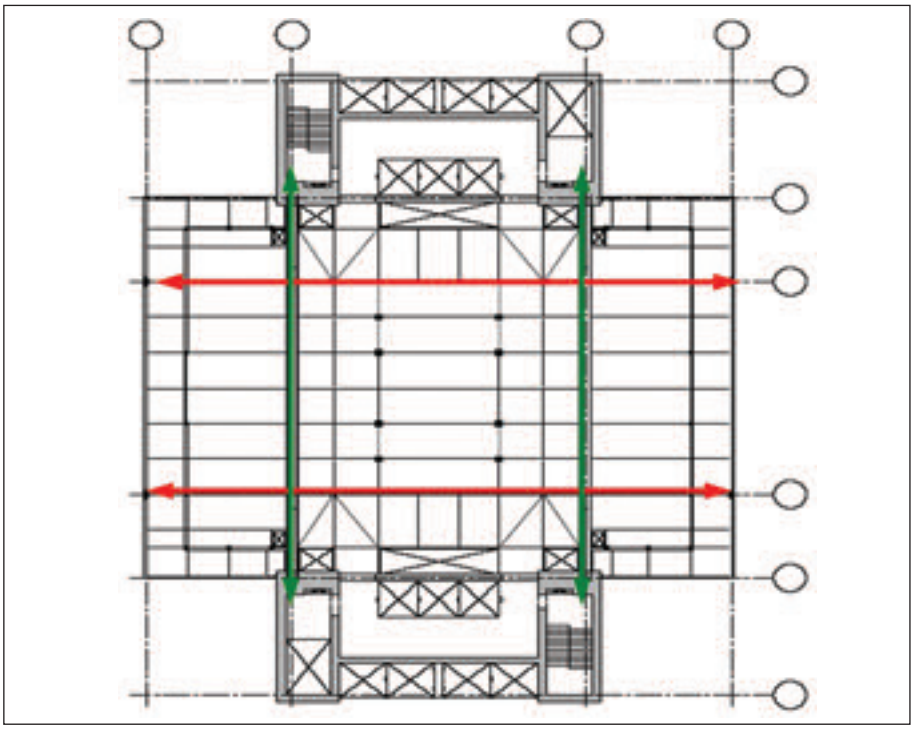


Figura 12. Las flechas verdes indican la posición de las cerchas principales y las flechas rojas la de las secundarias.
Figure 12. Green arrows denote location of primary trusses. Red arrows denote secondary trusses

use of direct tension indicators was also necessary.

The two cores are the only vertical elements of the tower that extend to the foundation. Each core is 10m in the east-west direction by 23m in the North-South direction with concrete walls that vary in strength from 55MPa to 40MPa and thickness from 1.2 m to 0.30 m. In the north south direction, each core resists its share of the wind load, while in the east west direction the cores are linked by the primary trusses to resist the design winds loads (Figure 12). Large chord forces develop in the primary trusses due to both the floor gravity loads and the wind loads. The trusses induce both vertical and horizontal forces into the core walls; for this reason two steel columns are embedded with in each core (See Figure 13). The embedded steel column allows for a direct connection of the trusses to the core. Since the trusses induce a large vertical load to the embedded steel column, shear studs welded to the flange and web of the columns will transfer the vertical load from the steel column to the concrete cores.

The horizontal forces from the trusses are a result of several conditions. Under gravity loads only, the trusses will induce a moment at the cores. The bottom chord and end diagonal of the trusses will push the cores apart, while the top chords will pull the cores together. Under wind loads, the moments the trusses induce in the core walls will reverse depending on wind direction. The bottom chord of the trusses is generally in tension, due to the compressive thrust of the truss end diagonal (See Figures

do, que a su vez la transmite, a través de conectores soldados al ala y alma del mismo, al hormigón de los núcleos.

Las fuerzas horizontales procedentes de las cerchas son el resultado de distintos factores. Cuando están solicitadas sólo por cargas gravitatorias, producen un momento en los núcleos. El cordón inferior y la diagonal en el extremo de las cerchas separan los núcleos, mientras que los cordones superiores los unen. En presencia de cargas del viento, los momentos que las cerchas transmiten a los muros de los núcleos se invierten en función de la dirección del viento. El cordón inferior de las cerchas está por lo general en tracción, debido al empuje de compresión de la diagonal del extremo de la cercha (véanse las figuras 14a y 14b). Con el fin de conseguir la redundancia frente a las fuerzas de tracción de los cordones inferiores de la cercha, se dispone un postensado a nivel del cordón inferior con el fin de unir los núcleos. La combinación del empuje de las cerchas y del postensado a nivel de los cordones inferiores minimiza las cargas horizontales totales introducidas en el núcleo.

Las cargas horizontales procedentes de las cerchas son excéntricas respecto al centro de gravedad de los núcleos. Para que los muros de los núcleos se comporten como una unidad y resistan las cargas horizontales de las cerchas, se

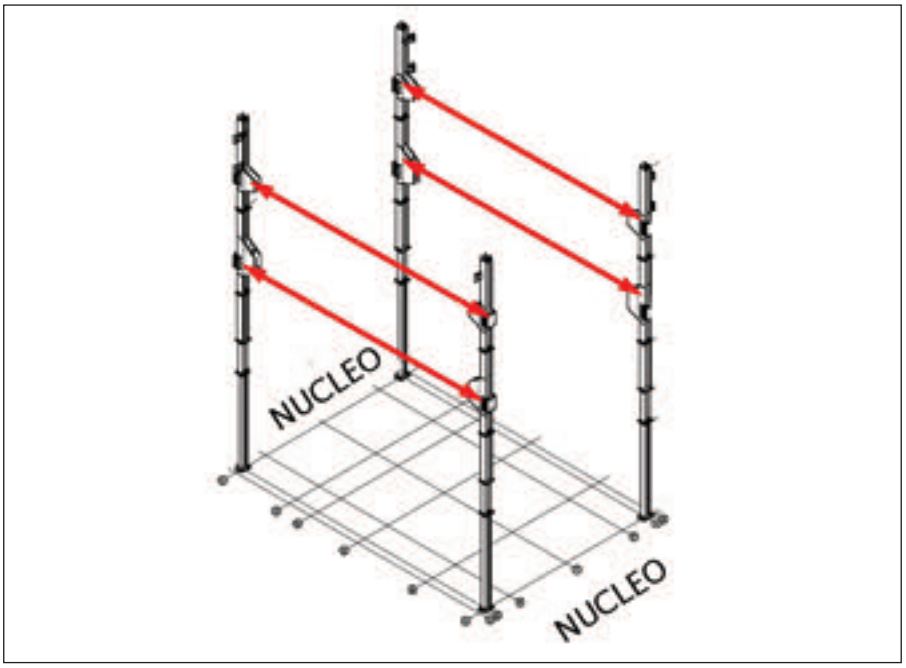


Figura 13.Columnas embebidas con cartelas de montaje a las que se conectan las cerchas principales
Figure 13. Embedded columns with gusset plates to receive primary trusses.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 14a. Conexión del cordón inferior de la cercha principal
Figure 14a. Primary truss bottom chord connection.

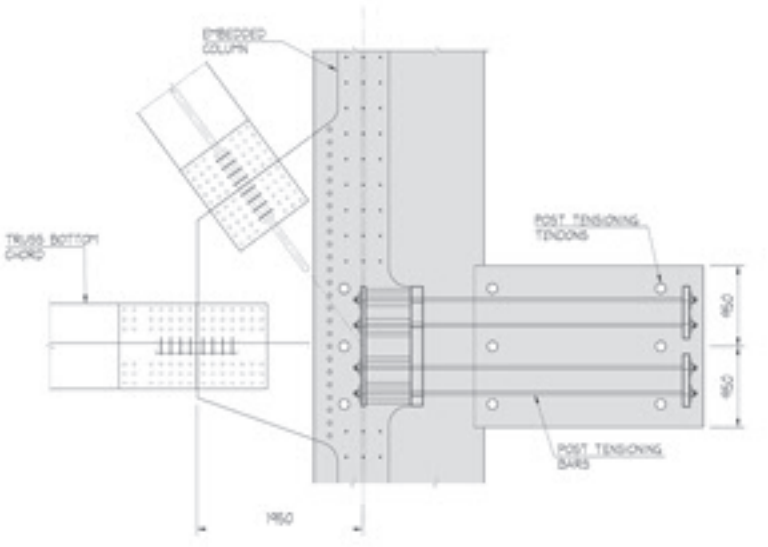


Figura 14b. Detalle de la conexión del cordón inferior.
Figure 14b. Bottom chord connection detail.

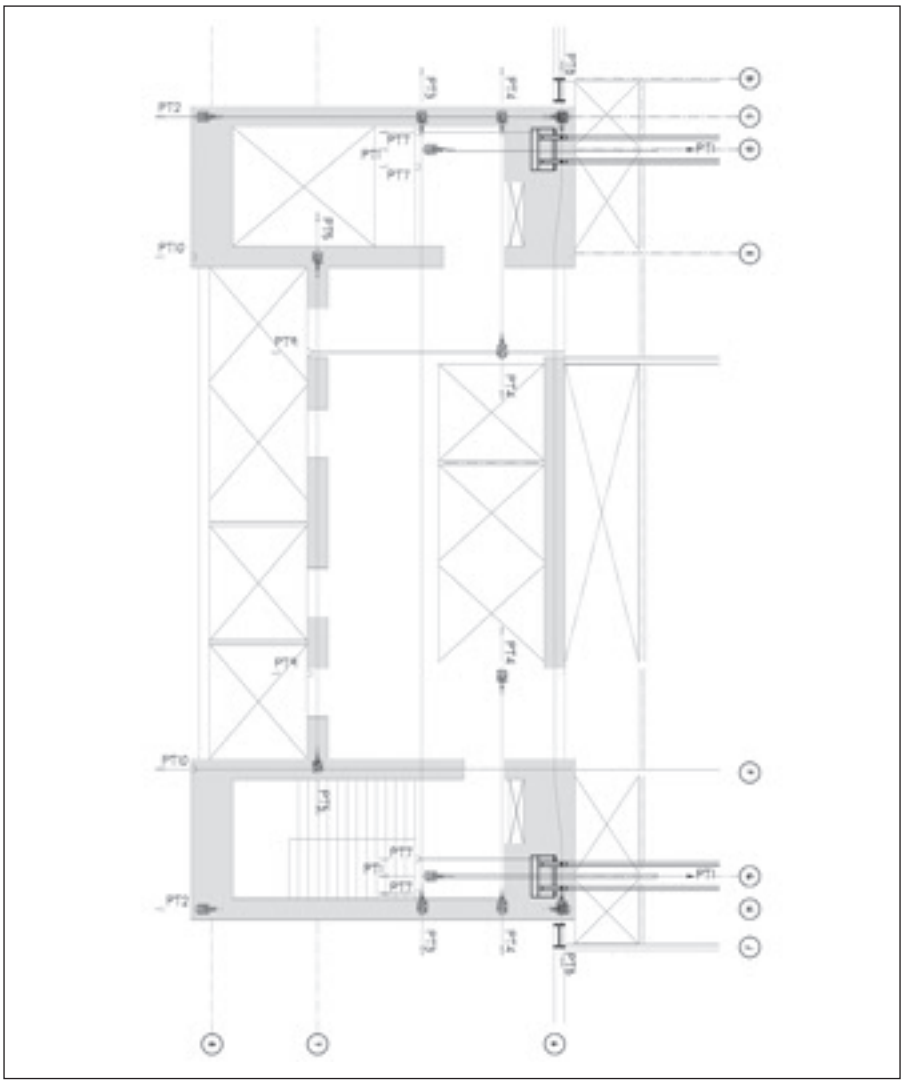


Figura 15. Planta del postesado de la placa-diafragma del núcleo al nivel de los cordones.
Figure 15. Plan of Post-Tensioning in core slab at truss chord levels.

dispone una losa de 1,9 m actuando como diafragma a nivel del cordón superior e inferior de cada cercha (véase la figura 15). Este diafragma está postensado en ambas direcciones para transmitir las cargas horizontales a todos los

14a & 14b). To provide redundancy for the tension forces in the bottom chords of the truss, post-tensioning is provided along the bottom chord to pull the cores together. The combination of the thrust from the trusses plus the post-tensioning at the bottom chords will minimize the total horizontal loads induced into the core.

The horizontal loads from the trusses are eccentric to the centroid of the cores. To force the core walls to act as a unit and resist the horizontal truss loads, the cores are tied together with a 1.9 m diaphragm slab at each top and bottom truss chord (See Figure 15). The diaphragm slab is post-tensioned in both directions to transfer the horizontal loads to all the core walls (See Figure 15). The post-tensioning of the diaphragm slabs is a sequenced procedure that progresses as the floors above each truss level are constructed. To minimize the magnitude of moment the trusses induce in the core under gravity loads, the bolts in the top chord connection of the trusses to the core are not fully tightened until all the dead load has been applied to the truss (See Figure 16).

Creep and shrinkage of the concrete cores has been accounted for by allowing for vertical movement of two structural components. The Vierendeel frame at the perimeter of every office floor has columns that are located adjacent to the core wall. These columns have been detailed to allow for vertical movement at the mid-height between each floor,

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

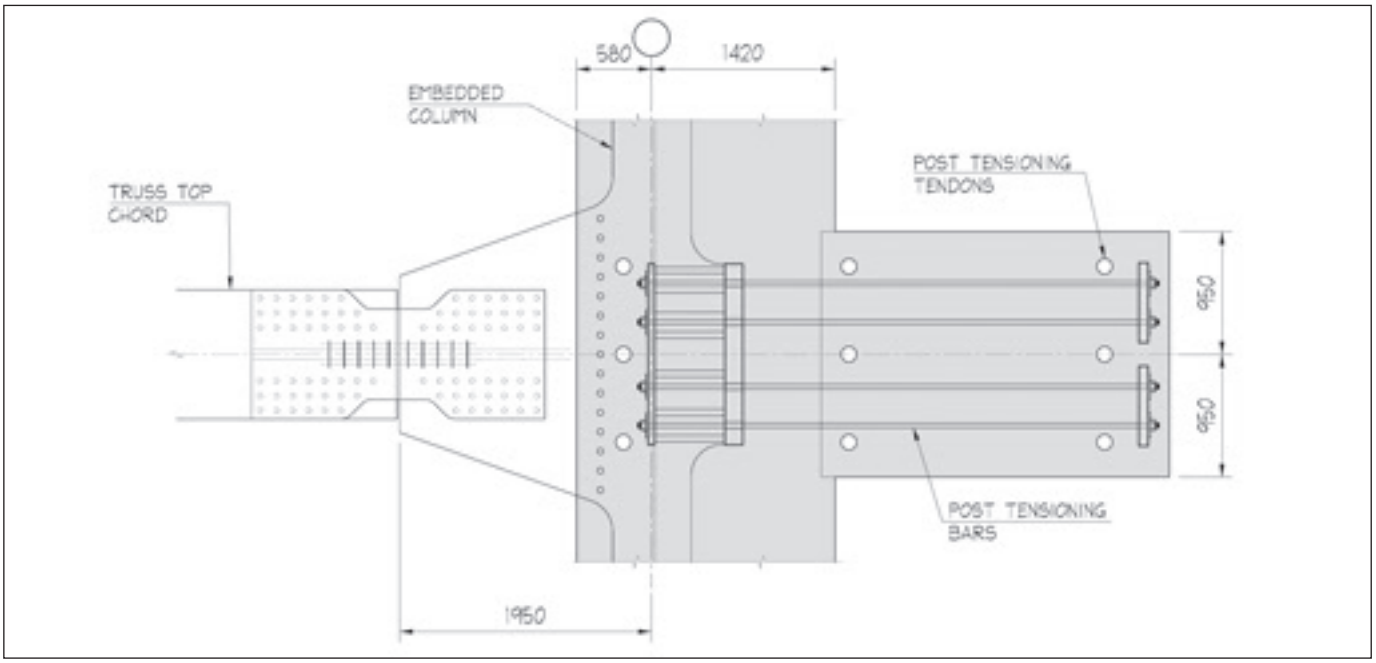


Figura 16. Conexión del cordón superior de la cercha.
Figure 16. Truss top chord connection.

while still resisting the shear forces from the frame (See Figure 18 &19). The other location where connections are detailed for movement is at the mechanical levels 2 and 3. The segment of framing between the edge of the mechanical framing and the exterior Vierendeel frame connects two separate 11 or 12 story segments of the tower floors. Creep of the concrete core will cause the floors segments supported at different truss levels to move different magnitudes, so the connection between each is detailed to allow for the movement.

5.1.1. Robustness and Redundancy

Since the tower was designed after September 11 2001, robustness and redundancy were included in the design. Each of the 11 or 12 story segments of the building is independent of the other. The four interior columns are detailed such that the vertical movement of one segment does not load the other. However, to provide a safe level of redundancy in the event that a truss chord or diagonal at one level is destroyed, the other trusses can prevent a complete building failure. The trusses and interior columns are designed to resist service level loads of two 11 or 12 story segments of the building. If the first level trusses were gone, the first segment columns are designed to hang (columns

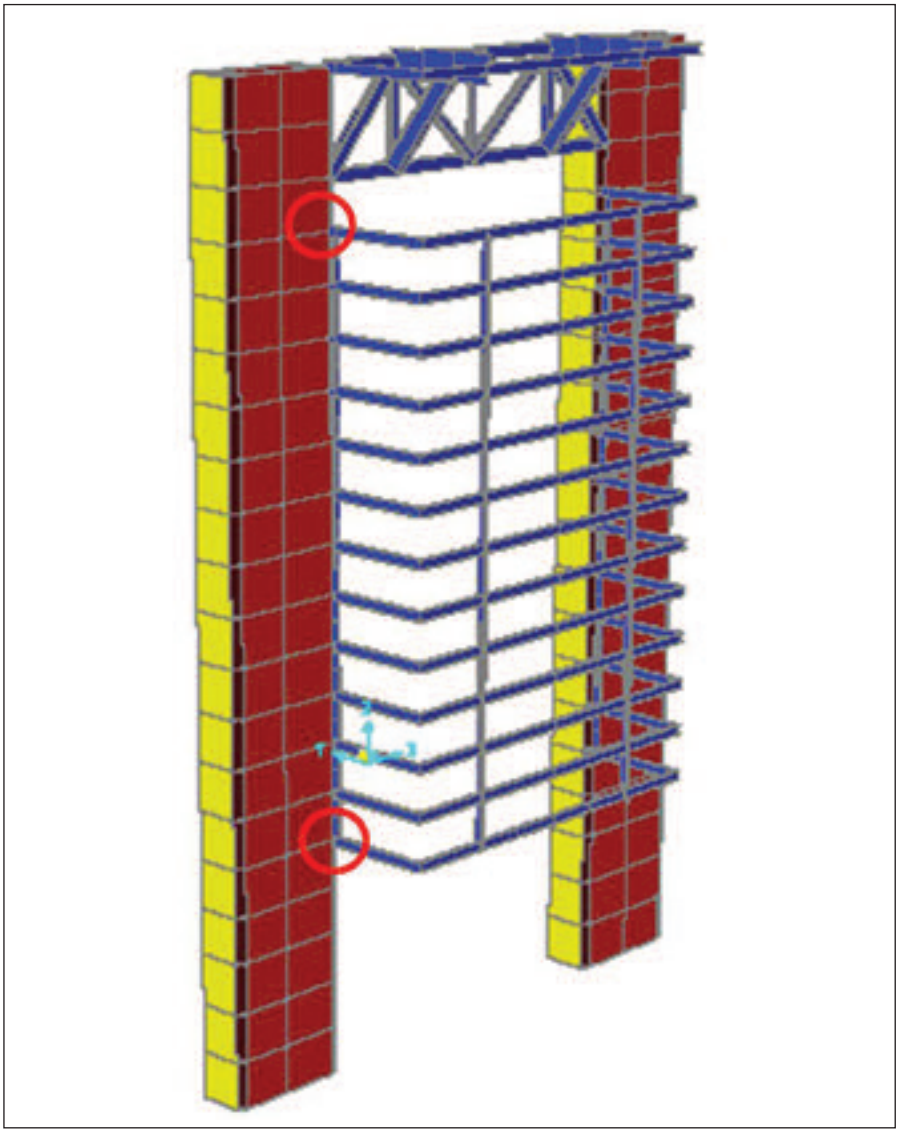


Figura 17. Modelo del programa SAP de las columnas adyacentes al núcleo.
Figure 17. *Sap model of columns adjacent to cores.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

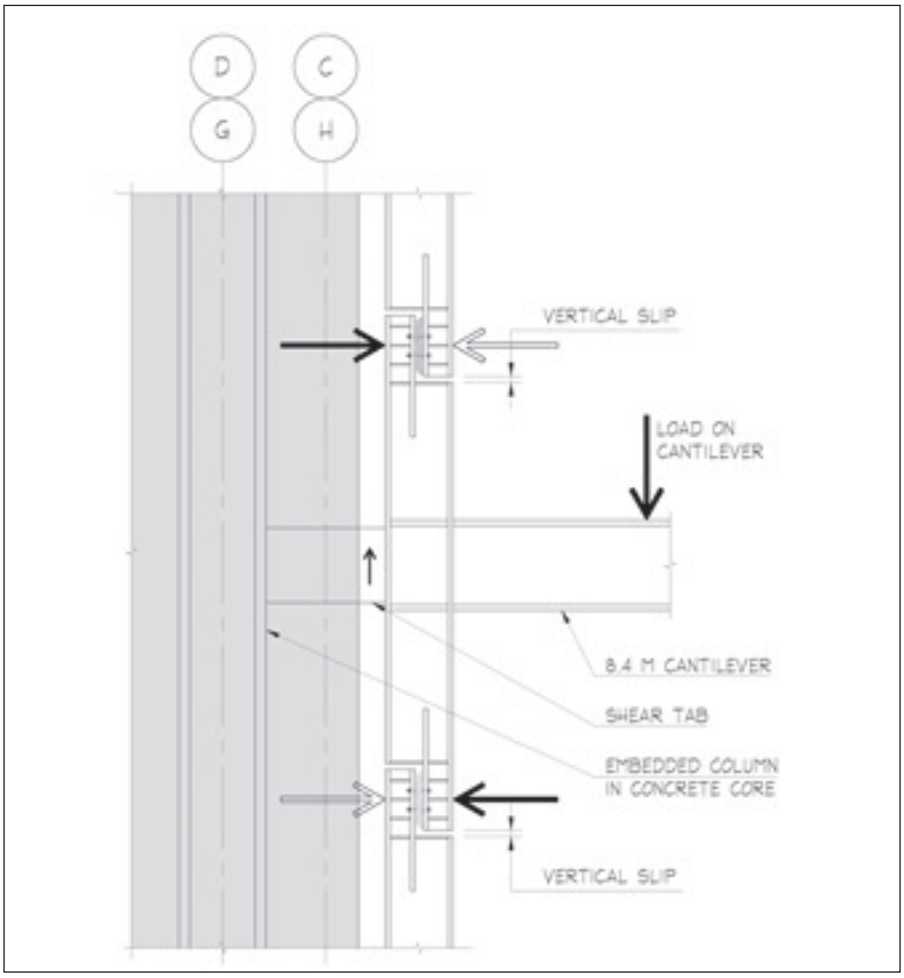


Figura 18. Las cargas gravitatorias del entramado de forjado en voladizo son soportadas mediante una unión a los muros del núcleo simplemente resistente a cortante. La coacción al momento flector la proporcionan el pilar de acero adyacente al muro del núcleo.
Figure 18. Gravity loads from the cantilevered floor framing are supported by a simple shear connection to the core walls. Moment restraint is provided by the steel column adjacent to the core wall.

muros de los núcleos (véase la figura 15). El postensado de los diafragmas es un procedimiento progresivo que avanza a medida que se construyen las plantas por encima de cada cercha. Para minimizar la magnitud del momento que las cerchas introducen en los núcleos por las cargas de gravedad, la tornillería de la unión del cordón superior de las cerchas con el núcleo no se aprieta completamente hasta que la cercha entra totalmente en carga (Véase la figura 16).

Para compensar la fluencia y la retracción de los núcleos de hormigón, se permite el desplazamiento vertical relativo entre dos elementos estructurales. La estructura Vierendeel que hay en el perímetro de cada planta de oficinas cuenta con pilares situados junto al muro del núcleo. El diseño de detalle de estos pilares permite el desplazamiento vertical a media altura entre cada planta, pero resiste las fuerzas de cortante procedentes de la estructura (véanse las figuras 18 y 19). El otro punto en que el detalle de las uniones permite el desplazamiento se encuentra en las plantas técnicas 2 y 3. El tramo de estructura situado entre el borde de la estructura técnica y la estructura Vierendeel exterior une dos bloques independientes de 11 o 12 plantas de la torre. La fluencia del núcleo de hormigón provoca que los bloques de plantas soportados por los distintos niveles de cerchas se desplacen diferencialmente, por lo que el detalle de la unión entre ellos permite ese desplazamiento.

5.1.1. Robustez y redundancia

Al haber sido proyectada la torre con posterioridad al 11 de septiembre de 2001, el proyecto incorpora los criterios de solidez y redundancia. Cada uno de los bloques de 11 o 12 plantas del edificio es independiente de los otros. Los

in tension) from the second level truss so the second truss would have one segment in compression and one in tension. If the second level truss were gone, the first level columns and trusses can support the 12 floors of the second segment or they could hang from truss 3 so truss 3 would have a segment in compression and one in tension. If truss 3 fails, truss two can support 2 segments in compression. (See Figures 20 & 21)

Although each truss system is designed to prevent total collapse in the wake of an individual truss failure, the large structural deflections associated with such an event would render the office floors non-functional.

5.2. Garage:

The garage and plaza level structure is all reinforced concrete and expands 18 m below grade. It consists of a Plaza level and five levels used for parking. The floor framing below grade is waffle slab construction with a typical depth of 0.45 m and a rib spacing of 0.84 m on center in each direction. The waffle slab is supported on columns, perimeter walls and the tower core walls. The



Figura 19. Columna adyacente al núcleo.
Figure 19. Column adjacent to the core.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

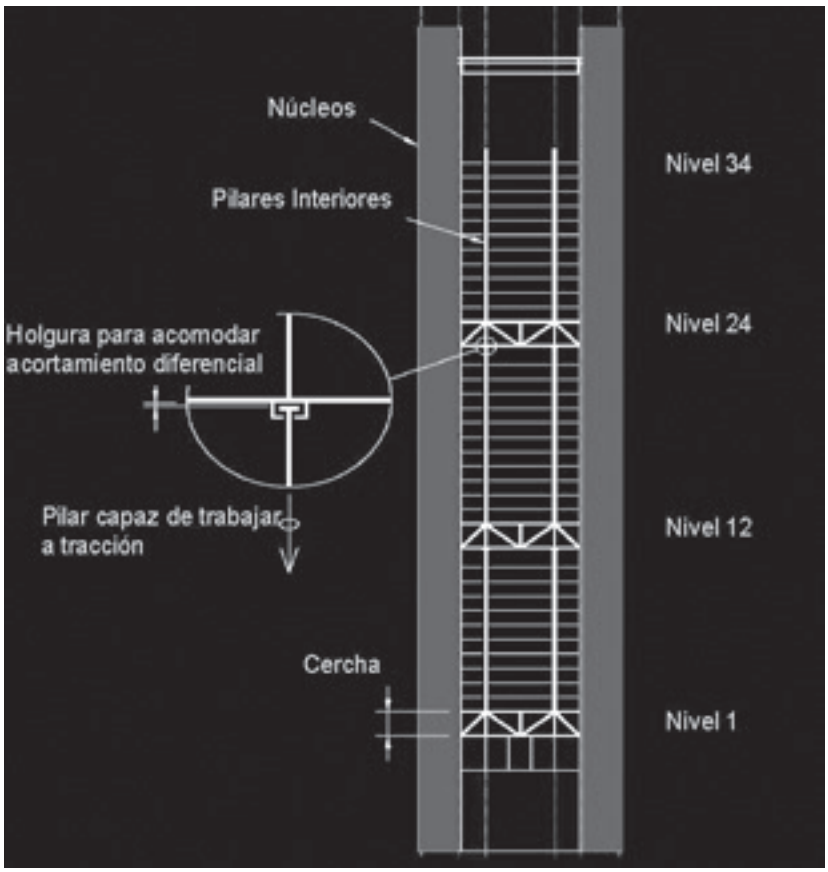


Figura 20. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas principales.
Figure 20. Robustness of primary trusses.

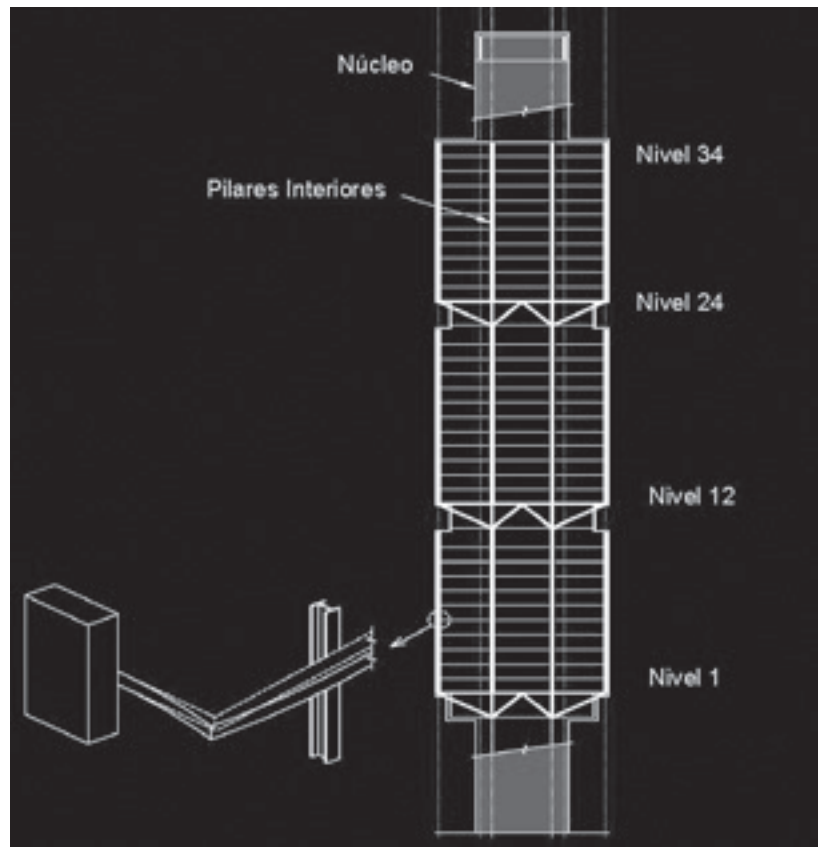


Figura 21. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas secundarias y el entramado Vierendeel
Figure 21. Robustness of secondary trusses and Vierendeel frame.

cuatro pilares interiores están diseñados de forma que el desplazamiento vertical de un bloque no cargue los otros. Sin embargo, para conseguir un nivel seguro de redundancia, en el caso de que se destruyera un cordón o una diagonal de un nivel, las demás cerchas pueden impedir que se derrumbe todo el edificio. Las cerchas y los pilares interiores están calculados para resistir la carga de dos de los bloques de 11 o 12 plantas del edificio. Si desaparecieran las cerchas del primer nivel, los pilares del primer bloque están proyectados para quedar suspendidos (pilares en tracción) de las cerchas del segundo nivel, de modo que la segunda cercha tendría un bloque en compresión y otro en tracción. Si desaparecieran las cerchas del segundo nivel, los pilares y cerchas del primer nivel pueden soportar las 12 plantas del segundo bloque, o bien éstas podrían quedar suspendidas de la tercera cercha, de modo que la tercera cercha tendría un bloque en compresión y otro en tracción. Si fallara la tercera cercha, la segunda puede soportar 2 bloques en compresión (Véanse las figuras 20 y 21).

Aunque cada sistema de cerchas está calculado para evitar el derrumbe total tras la rotura de una de ellas, debido a las enormes deformaciones estructurales ocasionadas en ese caso las plantas de oficinas quedarían inhabilitadas.

5.2. Aparcamiento

La estructura del nivel del aparcamiento y la explanada, que es enteramente de hormigón armado, llega hasta 18 m bajo rasante. Consta de una explanada y cinco plantas empleadas como aparcamiento. Los forjados bajo rasante conforman una estructura reticular de bovedillas con un canto típico de 0,45 m y una distancia entre ejes de los nervios de 0,84 m en cada dirección. Estos forjados se apoyan en pilares, en los muros perimetrales y en los muros de los núcleos de la torre. Los forjados sobre rasante constan de vigas continuas de $2 \times 0{,}65$ m en dirección norte-sur que soportan una losa de 0,3 m. Los forjados de la explanada y bajo rasante se han calculado para resistir las cargas gravitatorias y para transmitir las cargas laterales desde los muros de los núcleos hasta los perimetrales o los muros pantalla del sótano.

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

6. MATERIALES

Los núcleos de la torre se componen principalmente de hormigón armado de entre 40 y 55 MPa. Puesto que los núcleos soportan las cargas gravitatorias de todo el edificio, el hormigón es el material adecuado debido a su buen comportamiento en compresión. Los núcleos están armados por lo general con armadura pasiva; sin embargo, se usa el postensado a nivel de los cordones de las cerchas a fin de atar todos los elementos de los muros de los núcleos.

El hormigón del edificio es en general hormigón de densidad normal de entre 30 y 55 MPa, aunque en los forjados de chapa colaborante se utilizó hormigón ligero (18 kN/m^3). El hormigón ligero reduce la carga permanente total sobre la chapa, lo que a su vez reduce la cantidad de acero que se necesita en el forjado.

El acero estructural empleado en el edificio es en general de tipo S355 K2G3/G4; en el Apéndice A se ofrece una relación completa de los tipos de acero especificados en el proyecto. Por lo general no fue necesario utilizar acero de mayor resistencia, aunque sí se utilizó en los cordones superiores e inferiores de las cerchas principales. Las cerchas pueden resistir las cargas gravitatorias generadas por las plantas de oficinas y, de hecho, los elementos se dimensionaron inicialmente para soportar dichas cargas. Sin embargo, resultó más importante que lo inicialmente previsto el papel de las cerchas como nexo de unión entre los núcleos para resistir las cargas laterales, por lo que, para lograr la rigidez adecuada, se tuvieron que aumentar la dimensiones de los cordones y de la primera diagonal de cada cercha. Una vez aumentadas las dimensiones de los cordones para lograr la rigidez necesaria, se vio que al sustituir el tipo de acero inicial por otro de mayor resistencia (460 MPa) se conseguiría un nivel de robustez excepcional en las cerchas principales.

6.1. Resistencia al fuego

Las resistencias al fuego exigidas por los códigos [6] y [7] son:

- Torre: 180 minutos
- Aparcamiento: 120 minutos
- Aparcamiento y explanada: 120 minutos
- Muros de los núcleos y armazón dentro de dichos muros (B5-explanada): 180 minutos

7. ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

7.1. Cerchas

Para analizar y calcular las cerchas se emplearon dos programas de elementos finitos. En el estudio global del edificio se empleó el software ETABS para determinar la respuesta general del mismo a las cargas gravitatorias y laterales (véase la figura 22). Este modelo se utilizó para determinar las fuerzas de cálculo para las cerchas en los distintos casos de cargas del viento y la carga axial que soportarían las cerchas en los distintos casos de cargas gravitatorias. Para determinar los momentos flectores de los elementos de las cerchas, se utilizó otro modelo que permitía un análisis más detallado de estas estructuras en una de las plantas técnicas, así como de los elementos de los forjados de dicha planta, de la entreplanta correspondiente y de las plantas típicas de oficinas situadas encima de ellas. Este estudio pormenorizado se realizó con el software SAP2000. No sólo se determinaron los momentos flectores, sino que se contrastaron las fuerzas axiles de los elementos con las fuerzas axiles determinadas en el estudio global del edificio.

Otro elemento de las cerchas que debe tenerse en cuenta es la unión de los cordones superiores a los muros de los núcleos. El dimensionado de los cordones de las cerchas viene condicionado por las necesidades de rigidez, por lo que la capacidad de éstos es mayor que la que resultaría necesaria para resistir las cargas que deben soportar. La unión del cordón superior al núcleo no se calculó para agotar toda la capacidad del cordón, sino de modo que la tracción generada en el núcleo por el cordón superior superase la fuerza de cálculo del cordón sin superar en ningún caso la resistencia a cortante o del postensado de las losas y los muros de los núcleos. Al utilizar este tipo de unión se garantiza que, en caso de producirse un fallo grave, las cerchas no sobrecargarán los muros de núcleo (véase la figura 23).

floor framing above grade consists of 2 × 0.65 m continuous beams in the north –south direction with a 0.3 m slab spanning between beams. The plaza and below grade floor framing is designed to resist gravity loads and to transfer lateral loads from the tower core walls to the perimeter basement / slurry walls.

6. MATERIALS

The tower cores consist primarily of reinforced concrete ranging from 40 to 55 MPa. Since the cores carry all of the gravity loads for the entire building, concrete is the appropriate choice of material because it works very well in compression. The cores are reinforced typically with mild steel reinforcement; however, post-tensioning is used at the truss chord levels to tie all the wall elements of the cores together.

All concrete in the building is typically normal weight concrete ranging from 30 to 55 MPa, however, light weight concrete (18 kN/m^3) is used for the composite metal deck slabs. The light weight concrete reduces the total dead load on the steel floor framing which in turn reduces the steel required for the floor framing.

The steel framing used for the building was typically S355 K2G3/G4; a full listing of the steel included in the project is shown in appendix A. Higher strength steel was not typically required; however, it was utilized with in the top and bottom chords of the primary trusses. The trusses had sufficient strength to resist the gravity loads imposed by the office floors, and the members were originally sized for these loads. However, the trusses proved to be more important as a link between the cores to resist lateral loads; and in order to provide an appropriate stiffness, the chords and the first diagonal of each truss needed to be increased in size. Once the chords were increase in area to provide the needed stiffness, it was decided that by switching to higher yield strength steel, 460 MPa, we could provide a unique level of robustness for the primary trusses.

6.1. Fire resistance

The fire resistances required by codes [6] and [7] are:

- *Tower: 180 minutes*
- *Parking garage: 120 minutes*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 22. Modelo de análisis del edificio completo mediante ETABS.
Figure 22. ETABS full building analysis model.

– *Parking garage & Plaza: 120 minutes*
– *Core Walls & Framing inside core walls (B5 to Plaza): 180 minutes*

7. STRUCTURAL ELEMENTS AND ANALYSIS METHODS

7.1. Trusses

The trusses were analyzed and designed using two finite element programs. The full building analysis used the ETABS software to determine the global building response to gravity and lateral loads (See Figure 22); this analysis model was used to determine truss design forces for the wind load cases and the truss axial load due to the gravity loads cases. A second more detailed analysis model of the trusses at one mechanical level, which included the floor framing members of both the mechanical and mezzanine floors and the typical office floors above, was used to determine the design bending moments in the truss members. The detailed analysis was completed with the

7.2. Losas de núcleo típicas y postesado de las losas de núcleo

Todas las losas típicas de los núcleos se calcularon con el software de elementos finitos SAFE. Se aplicaron las siguientes cargas: el peso propio de la estructura, la carga muerta de los acabados y tabiquería de las plantas y las sobrecargas de uso exigidas por la normativa. En las plantas típicas, las losas de los núcleos no se veían afectadas por las cargas transmitidas a través de las cerchas principales.

Para las losas de los núcleos de 1,9 m, el estudio de las cargas gravitatorias y el cálculo también se realizaron con el software SAFE. No obstante, dado que las cerchas están unidas al núcleo en estos niveles, se transmiten a las losas de los núcleos grandes fuerzas de cortante procedentes de las fuerzas axiles de los cordones de las cerchas. Las fuerzas de las cerchas se determinaron con el modelo ETABS para el conjunto del edificio, mientras que las fuerzas de cortante en las losas se calcularon a mano. La distribución de los tendones de postesado se ha calculado de modo que la tracción axial o la compresión de los cordones de las cerchas se distribuyera por toda la sección del muro de los núcleos.

Finalmente, las losas de las plantas típicas de los núcleos se realizaron en hormigón HA-30 de densidad normal. Era necesario disponer armadura de flexión en ambas direcciones tanto en la parte superior como en la inferior de la losa. El detalle de unión entre la losa y el núcleo permite el empotramiento total del momento. Para las losas de 1,9 m se utiliza hormigón HA-55 de densidad normal para lograr la resistencia a cortante necesaria. El detalle de estas losas prevé varias capas de armadura de cortante horizontal en cada dirección, además de la armadura de flexión y la del postesado.

7.3. Estructura perimetral

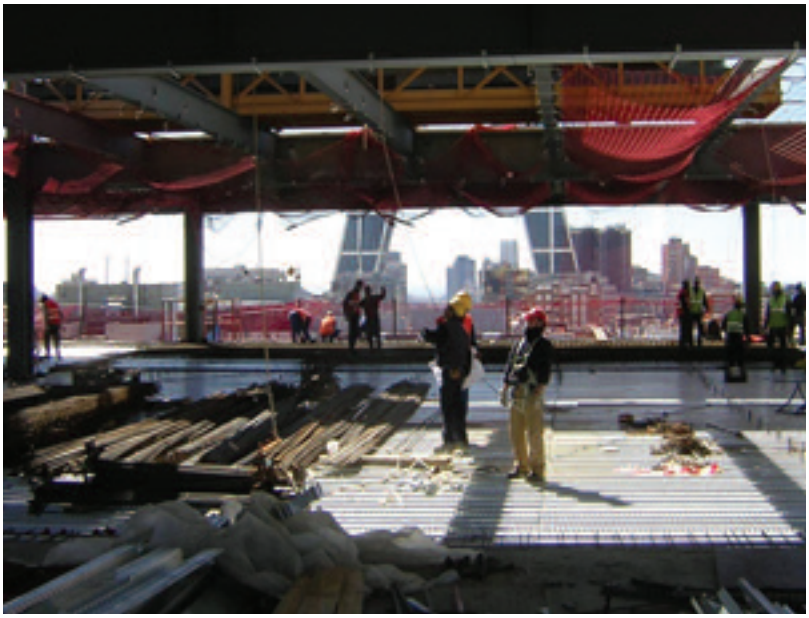
El estudio de la estructura perimetral se ha realizado con el software de cálculo SAP2000. El modelo se construyó a partir de uno de los tres bloques de la torre, ya que cada uno es independiente de los otros en lo que respecta a la estructura perimetral (véase la figura 17). Las distintas combinaciones de cargas empleadas en el modelo incluían: el peso propio de la estructura, las cargas

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 23. Cercha de transferencia del primer nivel próxima a su finalización.
Figure 23. First transfer truss level nears completion.

Figura 24. Grandes vistas abiertas desde el interior de una planta de oficinas típica.
Figure 24. *Large open views from within typical office floor.*



muertas del suelo técnico, la tabiquería de las oficinas, el peso del techo y de las instalaciones mecánicas, así como del revestimiento exterior. Puesto que el cálculo de la estructura perimetral viene determinado por las flechas, se han aplicado las sobrecargas de uso en distintas configuraciones de plantas para determinar cuál de los casos analizados afectaría más al sistema de muro acristalado. Se han aplicado sobrecargas de uso a todas las plantas de forma simultánea, a plantas alternas, a una sola planta a media altura y a la planta inferior de cada bloque del edificio. Para el muro acristalado, la flecha crítica se producía cuando una planta estaba completamente cargada, no habiendo sobrecarga alguna en las plantas situadas por encima y por debajo de ella.

Las vigas y los pilares de la estructura perimetral constan de perfiles de acero de ala ancha. Las vigas perimetrales tienen todas las mismas dimensiones, excepto las del nivel inferior, que soportan cargas ligeramente superiores. Todos los pilares perimetrales situados junto a los núcleos son de la misma sección, y los dos pilares exteriores por los lados norte y sur tienen las mismas dimensiones, excepto en las dos plantas inferiores. La uniformidad dimensional de estos elementos se debe a que la rigidez es el factor determinante en el cálculo de la estructura de este edificio. Todos los elementos de la estructura exterior son de acero S355 K2G3/G4.

7.4. Sistema de forjado

El sistema estructural para todas las plantas sobre rasante consta de vigas de acero de ala ancha que soportan una chapa colaborante. En todo el forjado el acero es de calidad S355 K2G3/G4 (equivalente aproximadamente al ASTM A992). Los forjados de las plantas de oficinas constan de una chapa de 75 mm más una capa de 75 mm de hormigón ligero. Los forjados de las plantas de oficinas 1, 12 y 24, que corresponden a los cordones superiores de las cerchas principales, se componen de una chapa de 0,075 m más una capa de 0,150 m de hormigón de densidad normal (HA-30) con el fin de minimizar la transmisión de ruidos desde las salas de máquinas.

El forjado se apoya en cuatro pilares interiores y otros cuatro exteriores, según se aprecia en la figura 24. Las jácenas que se apoyan en los pilares en dirección este-oeste no sólo soportan el forjado, sino que atan los núcleos por tracción, junto a los dos elementos diagonales que salvan el vano entre cada pilar y los núcleos. Esta solución junto

SAP2000 software; not only were the bending moments determined, the axial forces in the members were checked against the axial forces determined in the full building analysis.

Another design element of the trusses involves the connection of the top chords to the core walls. The size of the truss chords are controlled by stiffness and therefore have excess strength capacity for the loads that are imposed. The connection of the top chord to the core was not designed for the full capacity of the chord member. The connection was designed such that the tension imposed by the top chord on the core will exceed the chord design force, without ever exceeding the post-tensioning capacity or the shear capacity of the core slab and walls. The use of this fuse connection assures that if an extreme failure event were to occur, the trusses will not overstress the core walls (See Figure 23).

7.2. Typical Core Slabs & Core Slab Post Tensioning

All of the typical floor core slabs were designed using the finite element software SAFE. The loads applied were the structures self weight, the dead load from floor finishes and partitions, and

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

the code specified live loads. At the typical floors the slabs in core were not affected by the loads induced through the primary trusses.

For the 1.9 m core slabs, the gravity load analysis and design was also completed using the software SAFE. However, since the trusses are connected to the core at these elevations, there are large shear forces induced into the core slabs from the axial chord forces of the trusses. The truss forces were determined from the full building model in ETABS, and the shear forces in the slabs were calculated by hand. The arrangement of post-tensioning tendons was designed such that the axial tension or compression of the truss chords was distributed throughout the entire core wall cross section.

The final design of the typical floor core slabs consisted HA-30 normal weight concrete. Flexural reinforcement is required in each direction at the top and bottom of the slab. The detail of the slab to core connection provides full moment fixity. For the 1.9 m slabs HA-55 normal weight concrete is used to provide the required shear strength. These slabs are detailed with multiple layers of horizontal shear reinforcement in each direction, in addition to the flexural reinforcement and post-tensioning.

7.3. Perimeter Frame

The analysis of the perimeter frame was completed with the design software SAP2000. The model consisted of one of the three portions of the tower since each section is independent of the other with respect to the perimeter frames (See Figure 17). The load combinations applied to the model consisted of the structures self weight, dead loads of the raised floor, office partitions, ceiling and mechanical, and the exterior cladding. Since deflections control the design of the perimeter frame, the live loads where applied in various combinations of floors to determine which case would influence the window wall system the greatest. Live loads were applied on all floors simultaneously, on alternating floors, on a single mid-height floor and on the lowest floor level of each building section. The critical frame deflection case for the window wall design was when one floor was fully loaded and the floors above and below had no live loads.

The perimeter frame beam and columns as designed consists of the steel wide flanges. The perimeter beams are all the same size, except for the bottom level which has slight higher loads. The perimeter columns adjacent to the core are all the same sections, and the two exterior columns on the north and south sides are the same size except for the lowest two floors. The uniformity in member size is due to the fact that the frame design is controlled by stiffness. All exterior frame members shall be fabricated form S 355 K2G3/G4 steel.

7.4. Floor Framing System

The structural system for all floors above grade consists of steel wide flange beams supporting a composite metal deck slab. All steel floor framing is S355 K2G3/G4 steel (approximately equivalent to ASTM A992). The office floor slabs have 75mm deck plus 75mm of light weight concrete. The office floor slabs at levels 1, 12 and 24, which correspond to the top chords of the primary trusses, are 0.075 m deck plus 0.150 m of normal weight concrete (HA-30); the thicker slab was provided to minimize sound transmission from the mechanical rooms.

The floor framing is supported on four interior and four exterior columns as shown in Figure 24. The girders that span east west between the columns not only support the floor framing, they also provide a tension tie between the cores, along with the two diagonal members that span from each column to the cores. The tension tie provides a positive connection within the floor diaphragm between the two cores. Since the east-west lateral loads induce bending in the cores and the primary trusses, the bending forces ultimately induce axial forces in the floor diaphragms for several floors above and below the primary trusses, the tension tie provides a load path for these forces.

The steel floor framing for all floors was designed using the software Ram Steel. The beams were designed to act compositely with the concrete slab, so shear studs are required on all steel floor framing. Most of the beams will require cambering to compensate for the deflections that will occur under the wet weight of concrete during construction.

Each floor slab typically has wire mesh reinforcement. In addition to this reinforcement, continuous reinforcing bars span across the floor plate at two

al diafragma asegura una unión positiva entre los dos núcleos. Puesto que las cargas laterales este-oeste provocan la flexión de los núcleos y de las cerchas principales, los esfuerzos de flexión finalmente se traducen en fuerzas axiles en los diafragmas de varias plantas situadas por encima y por debajo de las cerchas principales. El atado por tracción proporciona un camino para la transmisión de estas fuerzas.

El acero de los forjados de todas las plantas se calculó con el software Ram Steel. Las vigas se calcularon para actuar en colaboración con la losa de hormigón, por lo que son necesarios conectores de cortante en todos estos forjados. Resultó necesario proyectar la mayoría de las vigas con contraflecha para compensar las flechas producidas por el peso del hormigón fresco durante la obra.

Los forjados de las plantas llevan armadura de mallazo metálico. Además de esta armadura, hay barras continuas a lo largo de todo el forjado entre los núcleos, en dos sitios distintos. Esta armadura actúa como un tirante a tracción, o camino de canalización de cargas, manteniendo unidos los dos núcleos. En presencia de varias combinaciones de cargas, las fuerzas que se desarrollan en las cerchas principales tienden a separar los dos núcleos. A pesar de que los núcleos están unidos por el cordón inferior de la cercha mediante postesado, la carga es de magnitud suficiente como para generar tracciones en las losas de las plantas situadas por encima y por debajo de los niveles de las cerchas. La armadura continua de las losas proporciona la resistencia necesaria para resistir dichas fuerzas.

7.5. Viga "pared"

En la parte superior del edificio se disponen dos vigas "pared" entre los núcleos; estas vigas soportan tanto la planta y la entreplanta técnicas superiores como la cubierta. La parte superior de la viga "pared" se enrasa con la parte superior de acero de la cubierta, mientras que su parte inferior coincide con la parte inferior de acero de la entreplanta técnica. Las vigas "pared" no pueden sobrepasar el nivel de la entreplanta porque el revestimiento metálico se curva hacia el centro del forjado a ese nivel (Véase la figura 25).

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026



Figura 25. Elevación del entramado de vigas pared y arco de coronación a su posición final.
Figure 25. *Plate girder and arch level framing lifted into final position.*

En la parte superior del edificio se disponen vigas "pared" en vez de un sistema de cerchas por el reducido canto previsto para la estructura y porque se decidió que la mejor solución para unir los núcleos en la parte superior del edificio era mediante un elemento horizontal simplemente apoyado. Un elemento de este tipo elimina los momentos transmitidos a los núcleos, eliminando la necesidad del sistema de postesado para transmitir dichos momentos a todos los muros de éstos. Además, puesto que los tres conjuntos de cerchas principales de las plantas inferiores imprimen al edificio resistencia y rigidez suficientes, no resultaba necesario poner en la parte superior del edificio una cercha biempotrada.

La dimensión norte-sur del forjado de la planta técnica es menor que la distancia entre las dos vigas "pared" de la entreplanta. Esto se debe a la curvatura del revestimiento. La planta técnica queda suspendida por tanto de la entreplanta técnica mediante seis péndolas de ala ancha retranqueadas desde el borde de las vigas "pared". Las péndolas están rígidamente unidas a las vigas de apoyo en el nivel de la entreplanta mediante empotramientos y las vigas de apoyo a su vez están empotradas en los elementos rigidizadores de la viga "pared". Estas uniones de empotramiento total de los distintos elementos proporcionan rigidez lateral al sistema de vigas "pared".

Las vigas "pared" se calcularon a mano según los procedimientos establecidos en la LRFD de la AISC [5] para una viga "pared" en la que se desarrolla un campo de tracciones. Este procedimiento de cálculo permitió minimizar el espesor del alma al máximo, para lo que también se dispusieron rigidizadores a canto completo con una separación entre ejes de 3 m. Las cargas que solicitan a la viga "pared" se calcularon con el software RAM de análisis y cálculo de forjados, contrastando los resultados posteriormente con cálculos manuales.

El software SAP2000 se utilizó para analizar y calcular las estructuras bidimensionales situadas a lo largo de la línea de péndolas de la planta técnica. Estas estructuras constan de las péndolas, las vigas de apoyo de la entreplanta, el elemento rigidizador de la viga "pared" y, a nivel de cubierta, las vigas con uniones de empotramiento perfecto.

locations between the cores. This reinforcement acts as a positive tie, or load path, to hold the two cores together. Forces that develop in the primary trusses tend to push the two cores apart under various load combinations. Even though the cores are tied together at the truss bottom chord with post-tensioning, the magnitude of the load is great enough to cause tensions in the floor slabs above and below the truss levels. The continuous reinforcement in the slabs provides the necessary strength to resist these forces.

7.5. Plate girder

At the top of the building, two plate girders span between the cores and support the upper mechanical and mechanical mezzanine floors and the roof. The top of the plate girder equals the top of steel of the roof and the bottom of the plate girder equals the bottom of steel of the mechanical mezzanine level. The plate girders can not extend below the mezzanine level because the profile of the metal cladding curves in towards the center of the floor plate at the mezzanine level. (See Figure 25)

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

The plate girders are used at the top of the building instead of a truss system because of the shallow depth allowed for the structure and the decision that a simple span member was the best solution to span between the cores at the top of the building. A simple span member eliminates the moments induced into the cores, and therefore eliminates the need for the post-tensioning system to transfer moments into all the core walls. Also, since the building has sufficient strength and stiffness with the three lower sets of primary trusses, it is not necessary to provide a fix ended truss at the top of the building.

The north-south dimension of the mechanical floor plate is narrower than the distance between the plate girders at the mezzanine level, which is due to the curvature of the cladding. The mechanical floor is therefore hung from the mechanical mezzanine level by six wide flange hangers which are inset from the line of the plate girders. These hangers are moment connected to the support beams at the mezzanine level, and the support beams are moment connected to a stiffened element within the plate girder. The moment connection of these members gives the plate girder system lateral stiffness.

The plate girders were designed by hand following the AISC-LRFD [5] procedures for a plate girder with tension field action; this design procedure allowed for the thinnest possible web, with full depth web stiffeners located at 3m on center. The loads on the plate girder were calculated using the RAM floor framing analysis and design software and then checked by hand calculations.

The SAP2000 analysis software was used to analyze and design the two dimensional frames located along the line of the hangers for the mechanical floor. These frames consist of the hangers, the support beams at the mezzanine level, the stiffening column section with in the plate girder and the moment connected beams at the roof level. All of the connections of these members have been designed as full moment connections, providing lateral stiffness to the two plate girders

The girder material is EN 10113/ S460M steel, the higher yield strength is required to minimize the total weight of the section, and the high material toughness along with good fabrication practices will minimize any lamellar tearing problems at the moment connections. The vertical joint in the place girder are spliced together with plates and bolts along the web and field welded at the flanges.

8. DEFORMATIONS

Due to lateral loads, in the North-South direction, the maximum drift at the top of the building is 0.3 m (H/800); in the East-West direction the maximum drift at the top of building is 0.19 m (H/1300). A widely acceptable drift criterion for a building is H/500 [1]. The building accelerations vary depending upon what configuration of the other three buildings exists, and the level of damping that exists in the tower. For a building with a reinforced concrete core, the damping will range from 1.5% to 2.0%. When checking accelerations, the 1.5% damping will give the more critical values. For the final design of the walls and trusses, assuming 1.5% damping, the building accelerations will be less than the 20-25mg maximum criteria [2].

9. ACKNOWLEDGMENTS

A building as iconic as this would not be possible without the collaboration of many teams of people.

Repsol YPF provided the leadership for the whole project team and supported the efforts of Foster and Partners as they developed their vision for the building.

The authors would like to express their gratitude to the teams at Foster and Partners and GMS for their continuous collaboration during the design of the structure and Arquing, UTE FCC/Dragados and Gerens during the construction phase of the project. Without the help of the talented individuals at each of these companies, and the many others noted below, this project could not have been a success.

REFERENCES

[1] White, R.N., Salmon C.G., "Building Structural Design Handbook", Ed. John Wiley & Sons, ISBN 0471081507, 1987.

[2] Isyumov N., "Motion perception, tolerance and mitigation" Proceedings of the 5th world Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat,

Todas las uniones de estos elementos se proyectaron como empotramientos perfectos para así lograr la rigidez lateral de las dos vigas "pared".

Las vigas "pared" son de acero EN 10113/ S460M; el mayor límite elástico de este material es necesario para minimizar el peso total de esta estructura. Por otra parte, la elevada tenacidad del material unida a las buenas prácticas de fabricación minimizan los problemas de desgarro laminar en las uniones empotradas. Las juntas verticales de las vigas "pared" están materializadas mediante placas atornilladas a lo largo del alma y soldadas *in situ* a las alas.

8. DEFORMACIONES

El desplazamiento horizontal máximo en la parte superior del edificio debido a las cargas laterales es de 0,3 m (H/800) en dirección norte-sur y de 0,19 m (H/1300) en dirección este-oeste. Generalmente, para un edificio se considera aceptable un desplazamiento de H/500 [1]. Las aceleraciones del edificio varían según la configuración de los otros tres edificios y el nivel de amortiguamiento que exista en la torre. Para un edificio con núcleo de hormigón armado, el amortiguamiento oscila entre el 1,5% y el 2,0%. Al comprobar las aceleraciones, el amortiguamiento del 1,5% ofrece los valores más críticos. En el cálculo final de los muros y cerchas, suponiendo un amortiguamiento del 1,5%, se comprueba que las aceleraciones del edificio son inferiores al máximo aceptable de 20-25 mg [2].

9. AGRADECIMIENTOS

No sería posible realizar un edificio tan singular como éste sin la colaboración de muchos equipos de personas.

Repsol YPF ha proporcionado el liderazgo para todo el equipo del proyecto y apoyado los esfuerzos de Foster and Partners mientras desarrollaban su diseño conceptual para el edificio.

Los autores desean agradecer a los equipos de Foster and Partners y de GMS su continua colaboración durante la fase de cálculo de la estructura, y a Arquing, la UTE FCC-Dragados y a

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

Gerens la suya durante la de ejecución del proyecto. Sin la ayuda de los profesionales altamente cualificados de cada una de estas empresas, y de otras muchas indicadas más abajo, este proyecto no se podría haber llevado a buen fin.

REFERENCIAS

[1] White, R.N., Salmon C.G., *"Building Structural Design Handbook"*, Ed. John Wiley & Sons, ISBN 0471081507, 1987.

[2] Isyumov N., *"Motion perception, tolerance and mitigation"* Proceedings of the 5th world Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Amsterdam (The Netherlands) May 14-19, 1995.

[3] Ministerio de Fomento *AE-88 Acciones en la Edificación.* Madrid.

[4] Ministerio de Fomento: *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación NCSE-94*

[5] American Institute of Steel Construction (AISC). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illinois, 2001.

[6] NBE-CPI/96. *Condiciones de Protección contra Incendios en los Edificios*

[7] *Reglamento de Prevención de Incendios de la Comunidad de Madrid. Madrid.* 1999.

[8] UNE-ENV 1991 *Eurocódigo 1: Bases de Proyecto y acciones en estructuras.*

Amsterdam (The Netherlands) May 14-19, 1995.

[3] Ministerio de Fomento AE-88 Acciones en la Edificación. Madrid.

[4] Ministerio de Fomento: Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y Edificación NCSE-94

[5] American Institute of Steel Construction (AISC). Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, 2001.

[6] NBE-CPI/96. *Condiciones de Protección contra Incendios en los Edificios*

[7] *Reglamento de Prevención de Incendios de la Comunidad de Madrid. Madrid.* 1999.

[8] UNE-ENV 1991 *Eurocódigo 1: Bases de Proyecto y acciones en estructuras.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026

APÉNDICE A / *APPENDIX A*

CUADRO DE MATERIALES DE ACERO ESTRUCTURAL / *(STRUCTURAL STEEL MATERIALS SCHEDULE)*	
PERFIL /MATERIAL (SECTION/MATERIAL)	GRADO DEL ACERO Y LÍMITE ELÁSTICO *(STEEL GRADE AND YIELD STRENGTH)*
PERFILES ALAS ANCHAS, W *(WIDE FLANGES WT´S)*	S 355 K2G3/G4 (EQUIVALENT: ASTM A992, Fy= 50 ksi)
OTROS PERFILES LAMINADOS *(OTHER ROLLER SHAPED)*	S 275 J2G3 (EQUIVALENT: ASTM A36, Fy = 36 ksi)
VIGAS ARMADAS + CARTELAS Y PLACAS DE EMPALME DE LAS CERCHAS) *(BUILT-UP SHAPES + SPLICE + TRUSS GUSSET PLATES)*	EN 10113/S406M
PLACAS DE ANCLAJE DE PILARES *(COLUMN BASE PLATES)*	S275 J2G3, TIPO S 355 K2G3 DONDE SE INDIQUE *(EQUIVALENT: ASTM A36, TYPICAL: ASTM A992 WHERE NOTED)*
PLATAS CONTINUAS *(CONTINUITY PLATES)*	S355 K2G3/G4 S 255 K2G3/G4 *(EQUIVALENT: ASTM A992, Fy = 50 ksi)*
PLACAS VARIAS DIMENSIONADAS EN LOS PLANOS *(MISCELLANEOUS PLATES SIZED ON DWGS.)*	S275 J2G3 *(EQUIVALENT: ASTM A36 Fy = 36 ksi or* *ASTM A 992, Fy = 50 ksi)*
DIMENSIONES DE LOS MATERIALES DE UNIÓN SUMINISTRADAS POR EL FABRICANTE DE ACERO ESTRUCTURAL *CONNECTION MATERIALS SIZED BY STRUCTURAL* *STEEL FABRICATOR*	S 275 J2G3 o S 355 K2G3/G4 *(EQUIVALENT: ASTM A36, Fy = 36 ksi* *or ASTM A992, Fy = 50 ksi)*
TUBOS HUECOS CUADRADOS Y RECTANGULARES *SQUARE AND RECTANGULAR TUBES*	ASTM A500, GRADE B, LÍMITE ELÁSTICO = 3234 KG/cm^2 *(EQUIVALENT: ASTM A500, GRADE B, Fy = 46 ksi)*
TUBOS HUECOS REDONDOS *ROUND TUBES*	ASTM A500, GRADE C, LÍMITE ELÁTICO = 3234 kg/cm^2) *(EQUIVALENT: ASTM A500, GRADE C, Fy = 46 ksi)*
TUBERÍAS REDONDAS *ROUND PIPES*	ASTM A53, TIPO S, GRADE B, LÍM. ELASTICO = 2530 kg/cm^2 ASTM A 53, TIPE S, GRADE B, Fy = 35 ksi)
TORNILLOS DE ANCLAJE *ANCHOR BOLTS*	S 275, J2G3, tipo, S355 K2G3/G4 (*EQUIVALENT: ASTM A36, TYPICAL: ASTM A992 WHERE NOTED)*
TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA *HIGH STRENGTH BOLTS*	ASTM A325, tipo, ASTM A490 DONDE SE INDIQUE *(EQUIVALENT: ASTM A 325, TYPICAL, ASTM A490* *WHERE NOTE)*
ELCTRODOS DE SOLDADURA *WELDING ELECTRODES*	AWS E7018, TIPO *(EQUIVALENT: AWS E7018, TYPICAL)*
TUERCAS Y ARANDELAS *NUTS WASHERS*	ASTM A194, A 563, DH3 INDICADORES DE APRIETE: ARANDELAS ASTM F959M *(EQUIVALENT: ASTM A 194, A 563, DH3 DTI WASHERS* *ASTM F959M)*
MATERIALES DEL FORJADO / *STEEL DECK MATERIALS SCHEDULE*	
TIPO DE MATERIAL *MATERIAL TYPE*	GRADO DE MATERIAL *MATERIAL GRADE*
FORJADO DE CHAPA COLABORANTE *COMPOSITE STEEL DECK*	UNE-EN 10147: 2001; Fy = 3200 kg/cm^2 *(EQUIVALENT: Fy = 45500 psi)*
PERNOS CONDUCTORES *HEADED SHEAR STUDS*	EQUIVALENTE ASTM A108 ϕ19, tipo *(EQUIVALENT: ASTM A108 DIAMETER TYPICAL)*
CUADRO DE MATERIALES DEL POSTESADO / *POST-TENSIONING MATERIALS SCHEDULE*	
TENDONES *TENDONS*	ASTM A 416 GRADE 270
BARRAS DEFORMADAS DE POSTESADO *DEFORMED BARS*	ASTM A722 fpu = 150 KSI 0 10,600 kg/sq,cm

Documento descargado de www.e-ache.com el 29/11/2026