

HORMIGÓN *y acero*

Volumen 59

nº 249

julio-septiembre 2008



**Revista trimestral de la Asociación
Científico-técnica del Hormigón Estructural**
<http://www.e-ache.com>

ISSN: 0439-5689





Foto de portada: Cuatro Torres (Madrid).
(Cortesía de Dragados).. Autor: Javier Camero Pérez

HORMIGÓN y acero

Volumen 59 Nº 249 julio-septiembre 2008
Madrid (España) ISSN: 0439-5689

HORMIGÓN Y ACERO

REVISTA PUBLICADA POR LA ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Hormigón y Acero fue constituida en 1952 y es el órgano de expresión pública de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE). En la Revista se publican artículos relevantes dentro del campo de las estructuras, tanto de obra civil como de edificación. La Revista va dirigida a ingenieros y arquitectos de empresas constructoras, oficinas de ingeniería, estudios de arquitectura, universidades y centros de investigación relacionados con la construcción de obra civil y edificación.

Hormigón y Acero was created in 1952 and is the official publication of the Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). This review publishes outstanding articles that deal with issues of structures, both public works construction and building. The review is aimed at engineers and architects who work at construction companies, engineering and architecture offices, universities and research institutes related with public works construction and building.

EDITAN:



ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (C.S.I.C.)

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

COMITÉ DE REDACCIÓN:

Director:

Luis M^a Ortega Basagoiti (Geocisa)

Secretario:

Gonzalo Arias Hofman (INES Ingenieros)

Vocales:

Juan Luis Alcalá Sánchez (IPES), Juan Jesús Álvarez Andrés (Dragados), José M^a Arrieta Torrealba (PROES), Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI Caminos - UPM), Jaime Fernández Gómez (Intemac), Jaime C. Gálvez Ruiz (ETSI Caminos- UPM), Jesús Gómez Hermoso (FCC Construcción), David Izquierdo López (Construcciones Sando), José Antonio Llombart Jaques (ELPSA), Francisco Morán Cabré (Instituto E. Torroja - CSIC), Antonia Pacios Álvarez (ETSI Industriales - UPM), Santiago Pérez-Fadón Martínez (Ferroviario Agromán), Javier Ripoll García-Mansilla (RCI), Jesús Rodríguez Santiago (Dragados), Julio Vaquero García (IPAC), José M^a de Villar Luengo (Torroja Ingeniería).

Asesores:

Antonio Aguado de Cea (ETSI Caminos - UPC), Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX), Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI Caminos - UPC), Juan Carlos Arroyo Portero (CALTER), Alex Barbat Barbat (ETSI Caminos - UPC), Manuel Burón Maestro (IECA), Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Fomento), Ramón del Cuvillo Jiménez, David Fernández-Ordóñez Hernández (Prefabricados Castelo), Enrique González Valle (Intemac), Javier León González (Fhecor), Rafael López Palanco, Antonio Mari Bernat (ETSI Caminos - UPC), Julio Martínez Calzón (MC-2), Francisco Millanes Mato (IDEAM), Óscar Ramón Ramos Gutiérrez (Apia XXI), Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner) Carlos Siegrist Fernández (Siegrist y Moreno).

Subcomité científico integrado por: Vocales y Asesores

Subcomité editorial integrado por: Vocales

REDACCIÓN / CONTACTO:

E.T.S.I Caminos, Canales y Puertos

Avda. Profesor Aranguren, s/n

Ciudad Universitaria

28040 Madrid

Tel.: 91 336 66 98 - Fax: 91 336 67 02

E-mail: secretaria_revista@e-ache.com

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

SERVICIOS DE INFORMACIÓN:

Los contenidos de la revista Hormigón y Acero, o parte de ellos, aparecen recogidos en las siguientes bases de datos: ICYT - Dialnet - Sumaris - Pascal

Depósito Legal: M-853-1958

ISSN: 0439-5689

Diseño: María del Pozo

Imprime: Invoprint, S.L.

SUMARIO

Presentación	5-6
REALIZACIONES Y PROYECTOS	
EDIFICIO TORRE ESPACIO	
Torre Espacio. Proyecto arquitectónico	9-17
<i>Torre Espacio. Architectural design</i> <i>J. Bruguera Massana</i>	
Torre Espacio. La estructura del edificio	19-43
<i>Torre Espacio. Building structure</i> <i>J. Martínez Calzón y M. Gómez Navarro</i>	
Torre Espacio. Aspectos constructivos de ejecución de la estructura	45-56
<i>Torre Espacio. Construction aspects in the structure building</i> <i>M. Aguirre Gallego</i>	
EDIFICIO TORRE DE CRISTAL	
Torre de Cristal. Arquitectura	61-68
<i>Torre de Cristal. Architecture</i> <i>C. Pelli, E. León e I. Ortiz</i>	
Torre de Cristal. Proyecto de un edificio de gran altura	71-87
<i>Torre de Cristal. Structural design for a high rise building</i> <i>P.J. Blanco, C. Herrera y J.I. Viñals</i>	
Cimentación y estructura metálica y de hormigón de la Torre de Cristal. Un proceso constructivo de altura	89-106
<i>Foundation and steel and concrete structures in the Torre de Cristal. A high-rise building process</i> <i>J.I. Viñals, Á. Ruiz y J.R. Peigneux</i>	

EDIFICIO TORRE SACYR-VALLEHERMOSO

Torre Sacyr-Vallehermoso. Proyecto arquitectónico	111-122
<i>Torre Sacyr-Vallehermoso. Architectural project</i>	
<i>E. Álvarez-Sala y C. Rubio</i>	
Torre Sacyr-Vallehermoso. La estructura de la torre	123-150
<i>Torre Sacyr-Vallehermoso. The structure of the tower</i>	
<i>J. Martínez Calzón y M. Gómez Navarro</i>	
Torre Sacyr-Vallehermoso. Ejecución de la estructura	153-169
<i>Torre Sacyr-Vallehermoso. The execution of structure</i>	
<i>R. Sánchez y F.J. Rodríguez</i>	

EDIFICIO TORRE CAJA MADRID

Nueva sede social Caja Madrid	173-179
<i>New Caja Madrid headquarters</i>	
<i>J.R. Burgos</i>	
Torre Caja Madrid: cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m en Madrid	181-202
<i>Torre Caja Madrid: structural design of a singular 250 m building in Madrid</i>	
<i>G. Lakota y A. Alarcón</i>	
Ejecución de la estructura Torre Caja Madrid	205-223
<i>Erecting the Torre Caja Madrid. Structural considerations</i>	
<i>J.J. Mateos y J.C. Hernández</i>	

Monográfico dedicado al conjunto urbano Cuatro Torres Business Area (CTBA) en Madrid

La revista “Hormigón y acero”, como órgano de comunicación de la Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural (ACHE), tiene entre sus objetivos fundamentales facilitar a sus lectores y a los asociados de ésta última la mayor y mejor información sobre el proyecto y construcción de estructuras con carácter general y, en particular, sobre estructuras singulares. Siguiendo esta línea, además de los números de tipo ordinario habituales, se han publicado algunos con carácter monográfico sobre proyectos o conjuntos de ellos de especial relevancia. Así ocurrió con el “Dique de Mónaco” y con la “Nueva Área Terminal del Aeropuerto de Madrid-Barajas”.

Ahora presentamos este número dedicado a los “Edificios altos de Cuatro Torres Business Area (CTBA)”, ubicados en la zona de Madrid coloquialmente conocida como la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid. Este conjunto de construcciones, que cambia el perfil morfológico del Norte de la ciudad, lo hace también con algunos criterios de actuación estructural en la edificación. Los edificios altos, que en España han tenido un desarrollo limitado y con carácter aislado a lo largo del tiempo, salvo excepcionales concentraciones como en el caso de la ciudad de Benidorm, parecen disfrutar en los últimos años de un impulso notable que puede ser el preámbulo de posteriores desarrollos.

Si bien el atentado contra las Torres Gemelas en Nueva York hizo pensar que la construcción de este tipo de edificios disminuiría, los proyectos llevados a cabo en todo el mundo, especialmente en el Sureste asiático y en algunos países árabes, confirman que su desarrollo internacional no se detiene. En España, por otra parte, además de los proyectos llevados a cabo en ciudades como la mencionada Benidorm, Barcelona, Valencia o Bilbao entre otros, esta concentración producida en Madrid de cuatro de los edificios más altos de Europa suponen una auténtica “puesta de largo” en el mundo de esta tipología estructural en niveles importantes en el escenario internacional.

Los cuatro edificios sitios en CTBA son, ordenados de Norte a Sur, Torre Espacio, Torre de Cristal, Torre Sacyr-Vallehermoso y Torre Caja Madrid. Cada uno de ellos es presentado en este número monográfico con tres artículos: uno sobre su arquitectura, un segundo sobre el proyecto de la estructura y, finalmente, uno sobre la construcción. Tanto los aspectos comunes (cimentación con losa de hormigón de gran espesor o núcleo de rigidización frente a las acciones horizontales también de hormigón estructural), como los diferenciadores (soportes de hormigón, metálicos o mixtos, núcleo único o doble, o acciones horizontales resistidas únicamente por el núcleo o con la colaboración de los soportes perimetrales a través de cinturones de rigidización) son puestos de manifiesto en los mismos.

Otros aspectos técnicos que deben ser subrayados son el uso sistemático de hormigones especiales, como son el hormigón de alta resistencia, el hormigón ligero o el hormigón autocompactante, así como los métodos de puesta en obra con la elevación por bombeo hasta alturas siempre superiores a los 200 m y, en algunos, hasta los 250 m. Estos aspectos, y otros relacionados con elementos estructurales (cimentación, muros de contención, soportes, forjados o paramentos de hormigón), la prefabricación y los procesos constructivos, teniendo en cuenta la importancia de los medios topográficos empleados, el uso adecuado de grúas, el montaje de la fachada, la interrelación de la estructura con las instalaciones y el control de materiales y ejecución, son analizados en la publicación “Construcción de

Edificios Altos” desarrollada por ACHE y editada de forma conjunta con el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos coincidiendo en el tiempo con este número monográfico. A las empresas que han colaborado en dicha publicación hemos de agradecerles también su apoyo económico para hacer posible que este número monográfico de la revista haya sido publicado en color.

Hemos de subrayar la vocación internacional de esta revista que, teniendo como uno de sus objetivos dar a conocer las realizaciones españolas en todo el mundo y a todo el mundo, se plantea a medio plazo la edición bilingüe sistemática de la revista, aspecto por otra parte esencial de cara, no ya a un indexado de la misma, sino para conseguir unos índices de impacto adecuados. Sirva este número monográfico bilingüe como experiencia de esa pretensión.

Desde el equipo editorial de la revista hemos de agradecer el esfuerzo llevado a cabo por los autores de los diversos artículos que aquí se publican, los coordinadores de los tres desarrollados para cada edificio (Miguel Gómez Navarro en el caso de las Torres Espacio y Sacyr-Vallehermoso, José Ignacio Viñals en el de Torre de Cristal y Luis Casas en el de Torre Caja Madrid), José Tutor, colaborador esencial en la idea y realización de la foto de portada, y el de todos los que han colaborado en el número, particularmente los integrantes del equipo editorial Juan Jesús Álvarez, Gonzalo Arias y Ariel Espeche que han trabajado de manera intensa para que este documento pueda encontrarse al alcance de todos los arquitectos e ingenieros interesados en este campo del proyecto y la construcción.

Luis Ortega Basagoiti

Director de Hormigón y Acero

Jesús Gómez Hermoso

Coordinador del nº 2 monográfico CTBA



Torre Espacio. Proyecto arquitectónico

Torre Espacio. Architectural design

José Bruguera Massana⁽¹⁾

Recibido / Received: 27/11/2007
Aceptado / Accepted: 20/02/2008

RESUMEN

El presente artículo describe las características arquitectónicas del edificio situado más al norte del conjunto Cuatro Torres Business Area (CTBA), en Madrid. Tras realizar una introducción con unas reflexiones sobre su concepción se pasa a explicar los accesos al mismo, así como las plantas bajo y sobre rasante, indicando el uso de las mismas, tanto en las de uso público como en las técnicas destinadas a los equipos de las instalaciones. Finalmente, se muestra el planteamiento de la fachada del edificio y de la climatización de los volúmenes afectados.

Palabras clave: rascacielos, muro climático activo.

ABSTRACT

This article describes the architectural features of the building located most to the north out of the overall Cuatro Torres Business Area (CTBA), in Madrid. After an introduction with thoughts on its conception, the accesses to the tower are explained as well as the ground floor and above street level floors, describing the use to which they are earmarked both with respect to the public and to the technologies for the installations' equipment. Finally, the approach taken to the building's façades and air conditioning of the areas involved are described.

Key words: Skyscraper, active climate wall.

⁽¹⁾ Arquitecto AIA, Associate Partner.

Persona de contacto / Corresponding author : jbruguera@pcf-p.com



Figura 1. Solar ocupado por la Ciudad Deportiva del Real Madrid antes de la construcción de las torres.

Figure 1. Site occupied by the Real Madrid Sports Complex before the towers were built.

1. INTRODUCTION

Promoted by the Villar Mir Group, the Torre Espacio building occupies a privileged site in Madrid's most important avenue and, therefore, should provide something more than attractive, efficient office spaces: it should strengthen the surroundings in which it is embodied apart from reviving Madrid's street profile, since it will be one of the city's most prominent buildings (Figure 1). In order to take advantage of this opportunity whilst at once fulfilling these premises, we have proposed a unique, slender building whose geometry provides a changing view (Figure 2).

In the words of Henry Cobb, Torre Espacio owes its peculiar shape to an impulse: the desire to prove something, to bring what is inert to life, to make the immovable mobile. Not content to have our tower erect on the ground, we wanted it to climb up from the earth like something growing. Every form of plant life, be it a blade of grass or a robust tree, changes its structure while growing. Therefore, from the root to the trunk, the branch and the leaf, the evolution of its shape proves it is alive.

Could a skyscraper -its concrete frame being wrapped in a firm skin of metal and glass - be modelled in such a way that it were seen in another light, as if having risen from the earth as a real living being?

We began our experiment endeavouring to imagine how a high rise building, with a square plan at its base, could gradually evolve into a rhombus formed by two fourth parts of a circle at its crown. Our aim was to cause a rotational change that would give life to the tower by exposing different shapes in a peculiar manner; seen from different points (Figure 3). After trying out several sloping, stepped profiles, we discovered that the cosine curve was the ideal geometrical mechanism to achieve the evolution desired in a shape under construction (Figure 4). By distributing the points of intersection between the emerging curved surfaces and the orthogonal components falling back from the tower's successive storeys, the cosine curve facilitates the building and assembling of the tower's outside wall. But, even more important, seeing that its index of curvature is not constant but decreases as it advances, the cosine curve gives a palpable feeling of acceleration energising the tower's shape, giving it life. We believe we have found the means whereby our tower displays what we wanted.

2. ACCESSES

The tower's main access is gained via the building's East and South façades which are linked to the Paseo de la Castellana (Castellana Avenue) through the new Plaza (Square) where the four

1. INTRODUCCIÓN

El edificio Torre Espacio, promovido por el Grupo Villar Mir, ocupa un emplazamiento privilegiado en la avenida más importante de Madrid, y debe por lo tanto aportar algo más que espacios de oficina atractivos y eficientes: debe potenciar el entorno en el que se incorpora, además de reavivar el perfil urbano de Madrid, puesto que será uno de los edificios más prominentes de la ciudad (Figura 1). Para aprovechar esta oportunidad al tiempo que cumplir con estas premisas, hemos propuesto un edificio singular y esbelto con una geometría que permita tener una visión cambiante (Figura 2).

De acuerdo con las palabras de Henry Cobb, Torre Espacio debe su peculiar forma a un impulso: el deseo de demostrar algo, de darle vida a lo inerte, de hacer movable lo inamovible. No contentos con tener nuestra torre erguida sobre el suelo, queríamos que ascendiera desde la tierra como algo que crece. Toda forma de vida vegetal, sea una brizna de hierba o un árbol robusto, cambia su estructura mientras crece. Por tanto, desde la raíz hasta el tronco, la rama y la hoja, la evolución de su forma evidencia su vida.

¿Podría un rascacielos -su almacén de hormigón envuelto en una piel firme de metal y cristal- estar modelado de tal forma que fuera visto de otro modo, como habiendo surgido de la tierra, como un auténtico ser vivo?

Empezamos nuestro experimento intentando imaginar cómo un edificio en altura, de planta cuadrada en su base, podría evolucionar gradualmente a un rombo formado por dos cuartas partes de un círculo en su corona. Nuestro objetivo era provocar un cambio rotacional que diera vida a la torre exponiendo distintas formas de una manera peculiar, vistas desde distintos puntos (Figura 3). Después de probar varios perfiles inclinados y escalonados, descubrimos que la curva coseno era el mecanismo geométrico ideal para lograr la evolución deseada en una forma en construcción (Figura 4). Distribuyendo los puntos de intersección entre las superficies curvas emergentes y los componentes ortogonales que retroceden de plantas sucesivas de la torre, la curva del coseno facilita la fabricación y el ensamblaje del muro de cerramiento de la torre. Pero



Figura 2. El modelo digital del edificio Torre Espacio desde diferentes puntos de vista.
Figure 2 – The Torre Espacio building's digital model from different points of view.

más importante aun, debido a que su índice de curvatura no es constante sino que decrece mientras avanza, la curva coseno imparte un sentido palpable de

aceleración que energiza la forma de la torre, dándole vida. Creemos que hemos encontrado los medios para que nuestra torre muestre lo que queríamos.

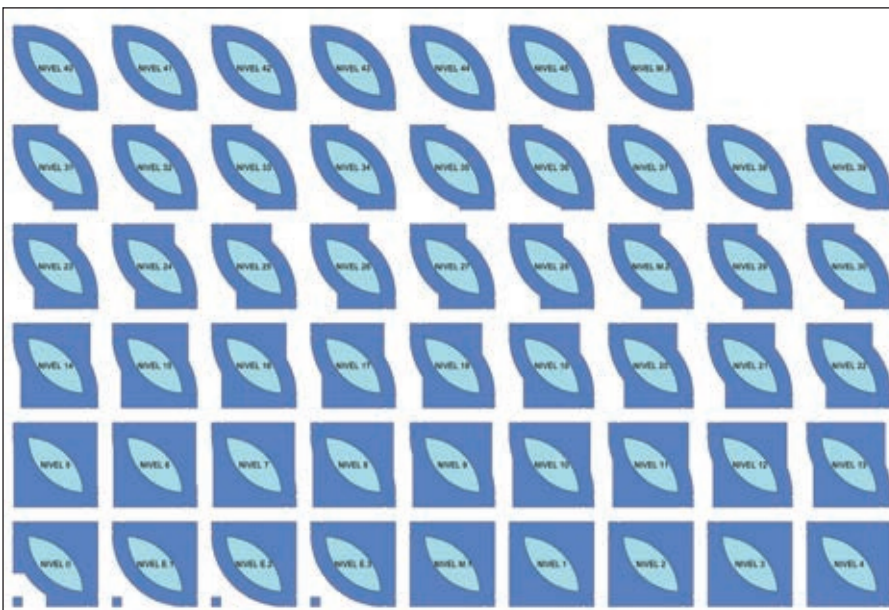


Figura 3. Variación de la forma de las plantas con la altura.
Figure 3. Variation in the shape of the floors with height .

overall towers are located. The access therefore offers a view of the development with its pond and garden areas around the tower (Figures 5 and 6)

Cars and lorries reach the Building's car park from the underground road running around the perimeter as per the schematic arrangement defined in the Partial Development Plan. The perimeter road's level which is, therefore, that of the car park's entry and exit, is approximately -6.9 corresponding to storey -2. Two accesses are available, one at the East end of the ground and the other at its West end. The service vehicle entry and exit are located at the West end. Vehicles are internally distributed over the 6 underground car park floors via two ramps.

The building is entered through two halls with revolving doors arranged in the façades mentioned or through a bank of four lifts coming from the below street level car park. The three storey high main hall is accessed where the two reception areas are located. The main hall is considered as a transition area between floors above ground level and the basements, as being the main access route to the building's different areas. Two security control points have therefore been sited between the main entrance and the bank of lifts.

The building's central architectural core [1] organises both vertical and horizontal traffic. It includes four banks of lifts servicing the building's different areas. The first bank is formed by four lifts that service the six below street level car parks. The remaining three banks have six lifts which serve the building's office floors divided into three areas: Floors 1 to 18 Floors 18 to 33 and Floors 33 to 52. Apart from the public lifts, the architectural core houses the services, technical installations galleries and two service lifts. The lift hall provides access to the rear part of the building which is unique in character

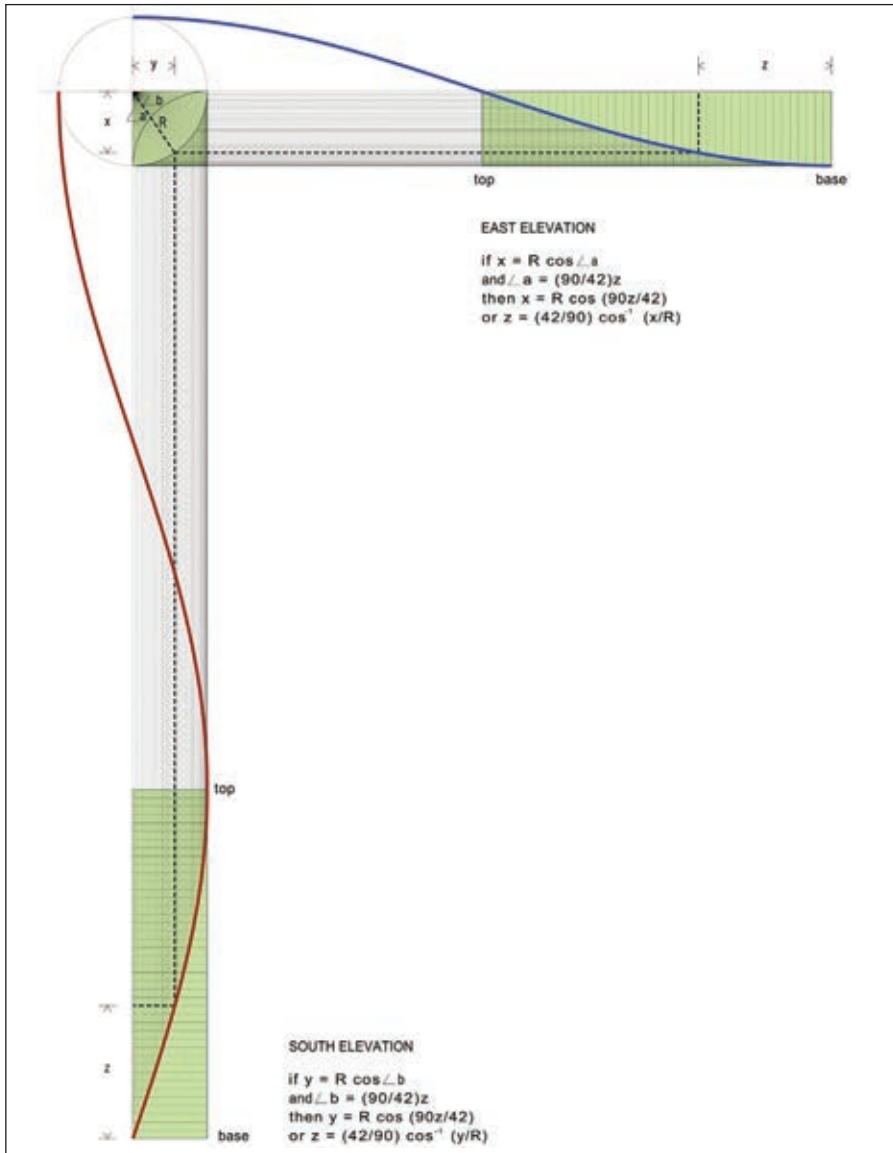


Figura 4. Generación de la geometría del edificio a partir de la curva coseno.
Figure 4. Generation of the building's geometry from the cosine curve.

and for common use. This area of the building consists of three mezzanines organised around a three storey high

triangular atrium, with a lift providing a panoramic view, a monumental staircase and two storey high areas with ter-



Figura 5. Infografía con el acceso peatonal el edificio.
Figure 5. Infography with the building's pedestrian access.

2. ACCESOS

El acceso principal a la torre se produce por las fachadas Este y Sur del edificio que están vinculadas con el Paseo de la Castellana a través de la nueva Plaza en la que se ubican las cuatro torres del conjunto. El recorrido de acceso ofrece, por tanto, una vista de la urbanización con sus zonas de estanques y ajardinadas que se desarrollan alrededor de la torre (Figuras 5 y 6).

Los coches y los camiones acceden al parking del edificio desde el viario subterráneo situado perimetralmente a las parcelas según la disposición esquemática definida en el Plan Parcial. La cota del viario perimetral, y por tanto de las entradas y salidas del aparcamiento, es aproximadamente -6,9 correspondiendo a la planta -2. Se disponen dos accesos, uno en el límite Este del terreno y otro en el límite Oeste del mismo. La entrada y salida de los vehículos de servicio están ubicadas en el límite Oeste. La distribución interna de los vehículos en las 6 plantas bajo rasante de aparcamiento se lleva a cabo a través de dos rampas.

La entrada al edificio se produce a través de dos vestíbulos con puertas giratorias dispuestas en las fachadas indicadas, o bien a través de un núcleo de cuatro ascensores que vienen del aparcamiento bajo rasante. Se accede directamente al vestíbulo principal de triple altura donde se distribuyen los dos espacios de recepción. El vestíbulo principal se considera como un espacio de transición entre las plantas sobre rasante y los sótanos, por ser la principal vía de acceso a las diferentes zonas del edificio. En consecuencia, se han previsto dos puntos de control de seguridad situados entre la entrada principal y el núcleo de comunicación vertical.

El núcleo central [1] arquitectónico del edificio organiza las circulaciones tanto verticales como horizontales de personas e instalaciones. En él se incluyen cuatro baterías de ascensores que dan servicio a las diferentes zonas del edificio. El primer grupo está formado por cuatro ascensores que sirven a las seis plantas del parking bajo rasante. Las otras tres baterías restantes son de seis ascensores los cuales sirven a todas las plantas de oficinas del edificio divididas en tres zonas: Plantas 1 a 18,



Figura 6. Infografía con el vestíbulo de acceso al edificio.
Figure 6. Infography with the building's access lobby.

Plantas 18 a 33, y Plantas 33 a 52. El núcleo arquitectónico alberga, además de los ascensores públicos, los servicios, las galerías técnicas de instalaciones y dos ascensores de servicio. A través de los vestíbulos de ascensores se accede a la parte posterior del edificio que es de carácter singular y uso común. Este área del edificio consta de tres entreplantas organizadas alrededor de un atrio triangular de triple altura con un ascensor panorámico, una escalera monumental y espacios de doble altura, con usos terciarios y comerciales al servicio del uso principal de oficinas.

3. PLANTAS BAJO RASANTE

Fuera del perímetro que ocupa la Torre sobre rasante, y llenando todos los límites del solar, se desarrolla el aparcamiento general en seis plantas. En las seis plantas bajo rasante que ocupan el perímetro de la Torre, se ubican en general los espacios que no requieren luz natural como mantenimiento de instalaciones, espacios técnicos y de instalaciones, y los espacios de uso ocasional vinculados al acceso del aparcamiento VIP.

Las características básicas del aparcamiento son las siguientes:

- 1.150 plazas distribuidas en 6 Plantas Bajo Rasante.

- Aparcamiento restringido para VIPS con acceso directo a los ascensores.

- Aparcamiento para 3 camiones o 10 furgonetas en la Planta S2.

4. PLANTAS SOBRE RASANTE

En relación a la tipología de planta, el edificio sobre rasante puede dividirse en cuatro tipos diferenciados (Figura 7):

- Tres plantas de accesos con usos de Cafetería, Gimnasio, Restaurante.

- Cuarenta y tres plantas tipo de oficina.

- Dos plantas de uso común (*Sky lobbies* en las Plantas 18 y 23).

- Dos Plantas de Dirección Corporativa.

- Tres plantas Técnicas (Plantas M1, M2 y M3).

4.1. Plantas tipo de oficinas

Estas plantas están diseñadas para permitir la máxima flexibilidad para diferentes tipologías de oficinas. El módulo tipo tanto de fachada como de falso techo es de 1,20m, permitiendo el

tertiary and commercial uses in the service of the main office use.

3. FLOORS BELOW GROUND LEVEL

The six floor general car park is outside the perimeter of the Tower occupies above ground level and fills all the plot's limits. Areas not calling for natural lighting are located in general on the six floors below ground level occupying the Tower's perimeter, such as installation maintenance, technical and installation areas and areas used occasionally, connected to the VIP car park access.

The car park's basic features are:

- 1,150 car spaces distributed over the 6 below Ground Level Storeys.

- Car park restricted to VIPs with direct lift access.

- Parking lot for 3 lorries or 10 vans on floor S

4. ABOVE GROUND LEVEL FLOORS

The building above ground level can be divided into four different types of floor (Figure 7):

- Three floors for Snack/Coffee Bar, Gymnasium and Restaurant uses.

- Forty three office type floors.

- Two floors for common use (*Sky lobbies* on Floors 18 and 23).

- Two Corporate Management Floors.

- Three Technical Floors (Floors M1, M2 and M3).

4.1. Office type floors

These floors are designed to allow maximum flexibility to the different types of office. The standard façade and false ceiling module is 1.20m, allowing the floor to be used both as for open

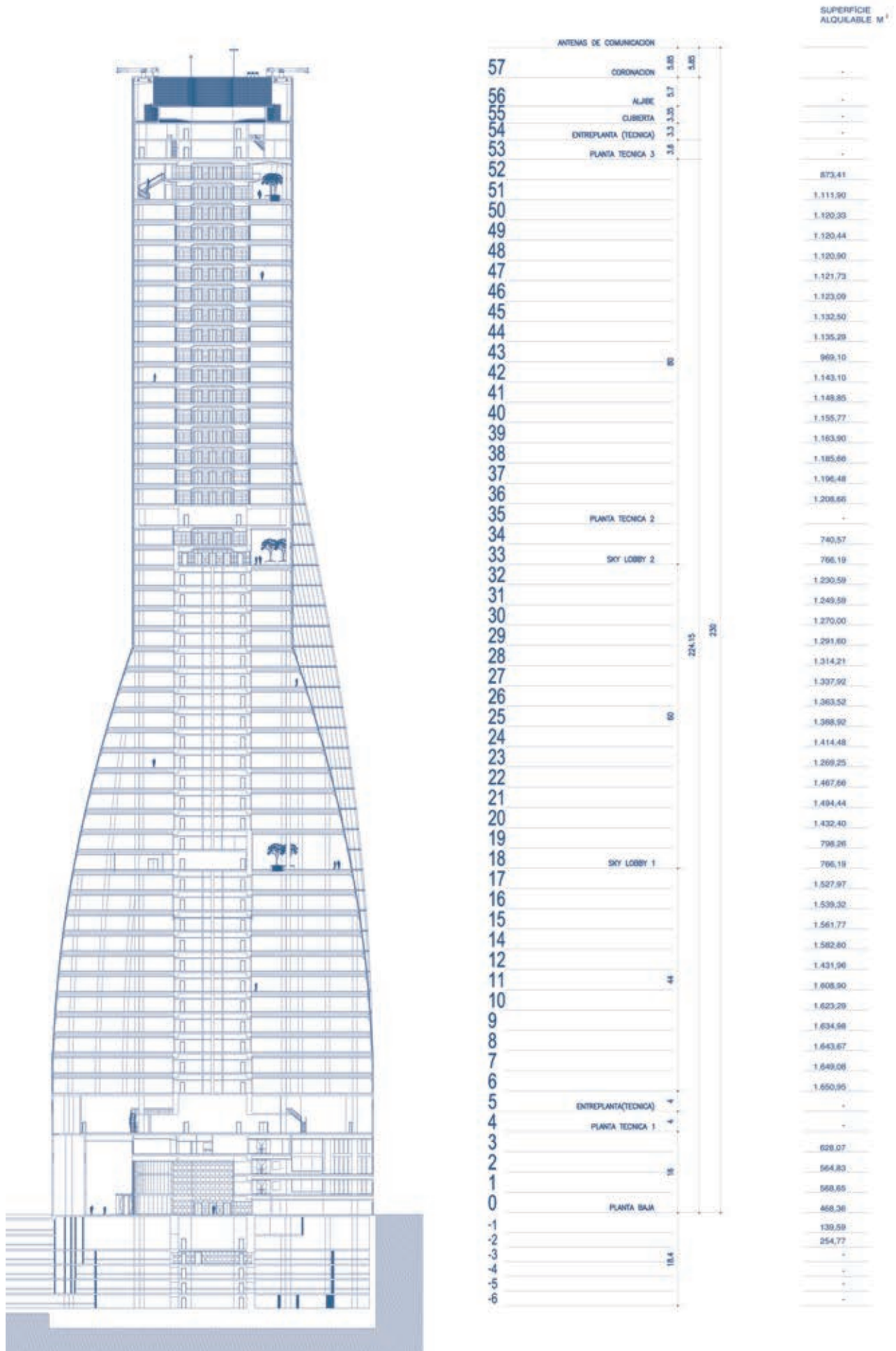


Figura 7. Alzado seccionado de la torre con las diferentes zonas del edificio.
Figure 7. Cross sectioned elevation of the tower with the building's different areas.

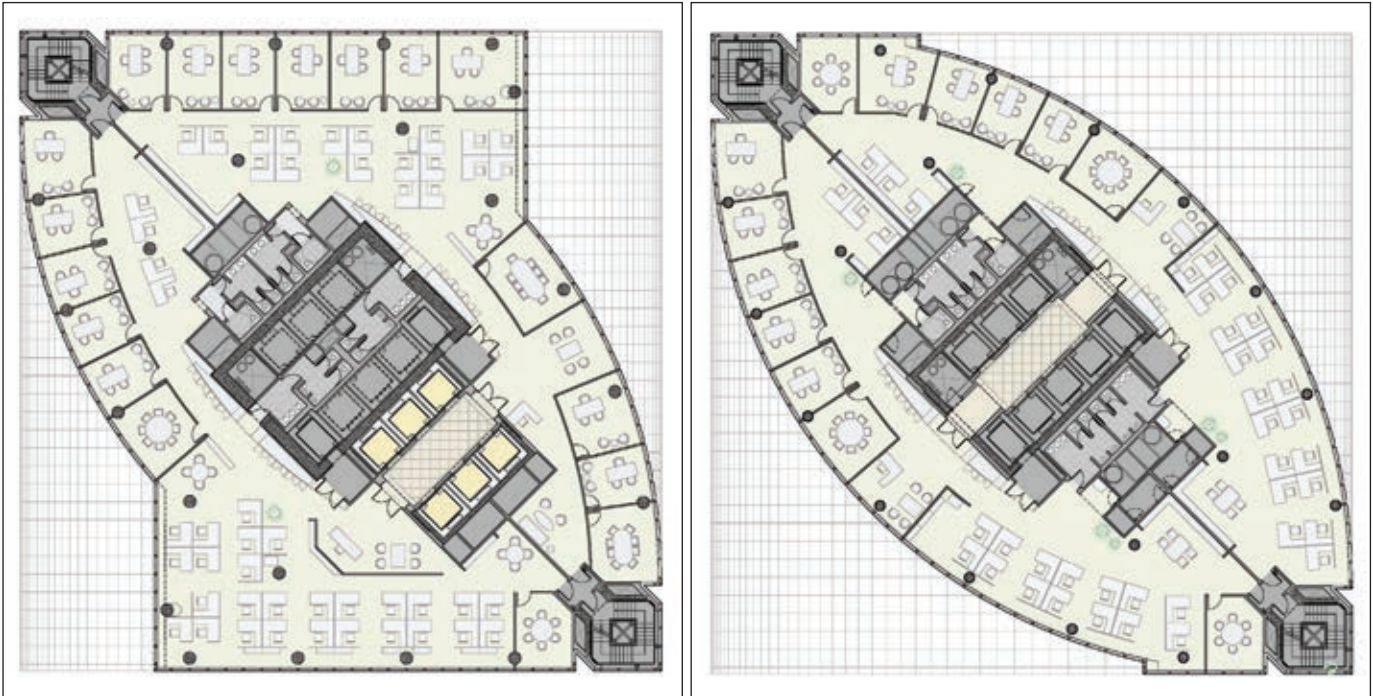


Figura 8. Plantas tipo de oficinas en las diferentes zonas del edificio.
Figure 8. Typical office floors in different areas of the building.

uso tanto como planta abierta para oficinas tipo paisaje, como el uso en despachos compartimentados con diferentes configuraciones. Todas las oficinas tienen vistas al exterior y disponen de luz natural, y dado que la fachada es de doble piel ventilada, permite maximizar el uso de luz natural y las ganancias térmicas. A estas plantas se accede a través del vestíbulo de ascensores correspondiente. Cada planta de oficinas está dividida en dos sectores de incendio independientes.

Las características principales de estas plantas son las siguientes (Figura 8):

- 43 Plantas de oficinas de alquiler de primera calidad (*Class A International Standard*).
- Tamaño mínimo de alquiler 450 m² o media planta.
- Altura libre suelo-falso techo 2,85 m.
- Módulo de planning de oficinas 1,20 m.

4.2. Plantas de uso común (Sky lobbies en las Plantas 18 y 33)

Las plantas 18 y 33 del edificio corresponden al cambio de baterías de ascensores de zona baja a zona media, y de zona media a zona alta respectiva-



Figura 9. Infografía con una de las zonas de "sky lobby".
Figure 9. Infography with one of the sky lobby areas.

mente. El cambio de ascensores en estas plantas se produce a través de dos atrios de doble altura, los cuales aparte de tener la función de cambio de ascensores, tienen un uso para descanso de los usuarios del edificio. En la planta 18, aparte del atrio, la mitad de la planta está destinada a salas de reuniones subdividibles para diferentes tamaños de grupos (Figura 9).

plan offices and for offices compartmented off with different configurations. All offices have an outside view and natural light, and since the façade is double ventilated skin, it allows the use of natural light and thermal gain to be maximised. Access is gained to these floors through the pertinent lift hall. Each office floor is divided into two separate fire sectors.

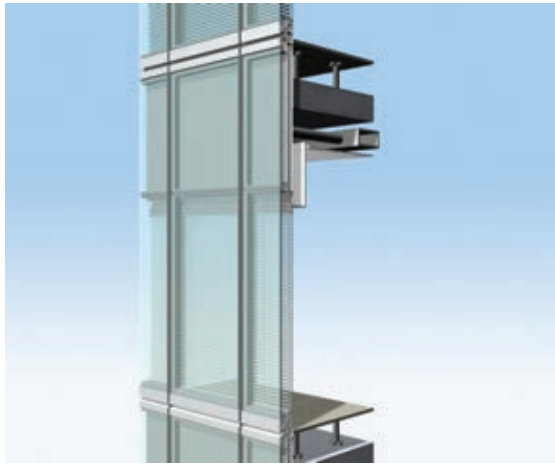


Figura 10. Infografía del muro-cortina.
Figure 10. Curtain-wall infography.

The main features of these floors are (Figure 8):

- 43 top quality, rented office floors (Class A International Standard).
- Minimum rented area 450 m² or half a floor.
- 2.85 m clear floor/false ceiling height.
- 1.20 m office planning module.

4.2. Common use floors (Sky lobbies on Floors 18 and 33)

The building's floors 18 and 33 are where the banks of lifts change from the lower area to the mid area and from the mid area to the upper area respectively. Two atriums of a double height facilitate the change of lifts on these floors. Apart from having a change of lift function, these atriums have a function as a rest area for the building's users. Apart from the atrium, half of floor 18 is earmarked to sub-divisible meeting rooms for different group sizes (Figure 9).

4.3. Executive Floors (Floors 51 and 52)

To be occupied by the Villar Mir group's executives, these are two floors with two storey high areas. The main access is gained from floor 51 through the bank of lifts whilst interior movement is facilitated by two two-storey high atriums. The singular management area is organised around these areas, enabling a panoramic view of the whole city to be enjoyed.

The whole approximately 2,000 m² area includes, amongst others, the following uses: halls, offices, waiting rooms, meeting rooms, Conference room, Executives' dining room, pantry and library.

4.4. Technical Floors (Floors M1, M2 and M3)

Torre Espacio has three Technical Floors [2] above ground level, which service different sections of the building. The last installations floor (M3) services the tower's top section and the items of machinery and open air sports uses (swimming pool and paddle track), protected by an apron in a prolongation of the building's façade in order to reduce its visual impact in accordance with Regulations. Thus the building's overall height of 227.25 m is reached, to which must be added communications antennas, lightning conductors and other items required up to a height less than 5 m.

5. BUILDING'S FAÇADE

The concept of the Torre Espacio's façade is a double skin with perforated horizontal slats allowing natural light to pass through, privacy of interior areas and transparency of the façade. Its design is based on making an Active Climate Wall allowing radiation energy to be used to advantage and energy to be saved. This active climate wall consists in a double glazed curtain wall with the concept of an active façade. The interior return air circulates through the space between the outside wall and the inside glazed panel, with the air then returning to the forced ventilation system (Figure 10).

The building's inside air freely circulates through the inside of the double wall cavity, entering through filter openings at floor level and exiting through the ventilation ducts at the top. The curtain wall thus offers great modular flexibility in controlling the outside ambience (natural light, temperature, humidity, wind and noise), to the benefit of the building's occupants whilst at

4.3. Plantas de Dirección (Plantas 51 y 52)

Éstas, que serán ocupadas por la Dirección General del Grupo Villar Mir, se desarrollan en dos plantas con espacios de doble altura. El acceso principal es desde la planta 51 a través del núcleo de ascensores, mientras que la circulación interior se facilita mediante dos atrios de doble altura. Alrededor de éstos se organizan los espacios singulares de la zona de dirección, disfrutándose de este modo de vistas panorámicas de toda la ciudad.

En la superficie total construida de aproximadamente 2.000 m² se incluyen, entre otros, los siguientes usos: vestíbulos, despachos, salas de espera, salas de reuniones, sala de Conferencias, comedor de Directivos, office y biblioteca.

4.4. Plantas Técnicas (Plantas M1, M2 y M3)

Torre Espacio cuenta con tres Plantas Técnicas [2] sobre rasante, que dan servicio a diferentes secciones del edificio. La última planta de instalaciones (M3) da servicio a la sección superior de la torre y los elementos de maquinaria y usos deportivos al aire libre (piscina y pista de *paddle*), protegidos por un peto en prolongación de la fachada del edificio para reducir su impacto visual de acuerdo con la Normativa. De este modo se alcanza la altura total del edificio de 227,25 m, a la que habrá que sumar las antenas de comunicaciones, pararrayos y demás elementos precisos hasta una altura inferior a los 250 m.

5. FACHADA DEL EDIFICIO

El concepto de fachada de Torre Espacio, es una doble piel con lamas perforadas horizontales que permiten el paso de luz natural, la privacidad de los espacios interiores y la transparencia de la fachada. El proyecto de la misma se basa en la realización de un Muro Climático Activo que permite el aprovechamiento y el ahorro de la energía de radiación. Este muro climático activo, consiste en un muro-cortina de doble acristalamiento diseñado con el concepto de fachada activa. El aire interior de retorno circula por el espacio entre el cerramiento exterior y el panel acristalado interior, retornando posteriormente el aire al sistema de ventilación forzada (Figura 10).

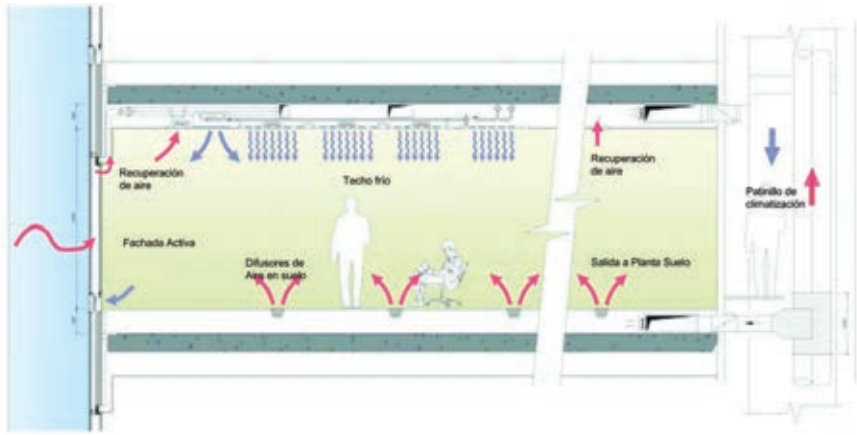


Figura 11. Esquema de funcionamiento de la climatización.
Figure 11. Air conditioning operating diagram.

El aire interior del edificio circula libremente por el interior de la cavidad del doble muro, entrando por aberturas filtrantes a nivel del suelo y saliendo a través de los conductos de ventilación en la parte superior. De esta forma el muro-cortina ofrece gran flexibilidad modular en el control del ambiente exterior (luz natural, temperatura, humedad, viento y ruidos), para beneficio de los ocupantes del edificio al mismo tiempo que garantiza la conservación de energía. Este control se lleva a cabo a través de las lamas horizontales perforadas que pueden ser levantadas, bajadas o inclinadas por el sistema de control computerizado del edificio.

6. CLIMATIZACIÓN

El sistema de climatización del edificio es de tipo "híbrido" aire/agua con aire exterior de ventilación, y paneles fríos de techo. El aire que se impulsa al ambiente es de 2,5 R/H del volumen de los locales con 100% de aire exterior. Este aire primario es pretratado en la UTA Central y se encarga además de combatir la carga latente, controlar el grado de humedad relativa ambiente y

una parte de la carga sensible, ya que se impulsa a 18 °C aproximadamente, excepto durante la puesta en marcha invernal (Figura 11).

La carga sensible de verano (radiación solar, transmisión, personas, equipos, iluminación, etc.) se combate con los paneles fríos de techos por los que circula agua enfriada a 15/16 °C.

La eficacia de la ventilación de suelo a techo y la eliminación de contaminantes es excelente y la flexibilidad de distribución de aire de ventilación y extracción por techo máxima, de cara a las distribuciones internas de espacios, personas y usos, que se supone será cambiante en el tiempo e incluso indefinida en la fase de diseño y montaje.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Martínez Calzón, J. y Gómez Navarro, M., "Torre Espacio. La estructura del edificio", Hormigón y Acero, nº 249, 3º T 2008.
- [2] "Torre Espacio alcanza su cúspide", El Instalador, nº 440, Abril 2007.

once guaranteeing energy conservation. This control is carried out through horizontal perforated slats that can be raised, lowered or sloped by the building's computerised control system.

6. AIR CONDITIONING

The building's air conditioning system is the "hybrid" air/water type with outside ventilation air and cold ceiling panels. The air blown out to the atmosphere is 2.5 R/H of the volume of the premises with 100% outside air. This primary air is pre-treated in the Central UTA and also combats the latent load, controls the relative ambient degree of humidity and a part of the sensitive load, since it is impelled at approximately 18 °C, except during winter start-up (Figure 11).

The sensitive summer load (solar radiation, transmission, people, equipment, lighting, etc.) is combated with the cold ceiling panels through which water cooled to 15/16°C circulates.

Floor to ceiling ventilation efficiency and the removal of pollutants is excellent and the ceiling air ventilation and extraction a maximum, with a view to the layout of internal spaces, persons and uses, which it is assumed will be changing in time and even undefined in the design and erection phase.

REFERENCES

- [1] Martínez Calzón, J. y Gómez Navarro, M., "Torre Espacio. Building structure", Hormigón y Acero, nº 249, 3 T 0
- [2] "Torre Espacio alcanza su cúspide", El Instalador, nº 440, Abril 2007.

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



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:

- Lugar y situación de la obra en un enclave urbano de gran incidencia y notoriedad;
- Calidad 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 engloba 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 calidad 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 interaction 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;*

– 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;

– Qualified 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.

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 10 m² of enclosed, ideal section. Wall thicknesses vary, with a maximum of 1.6 m and minimum of 0.4 m.

– Two additional lift cores collaborating with the foregoing, that ascend

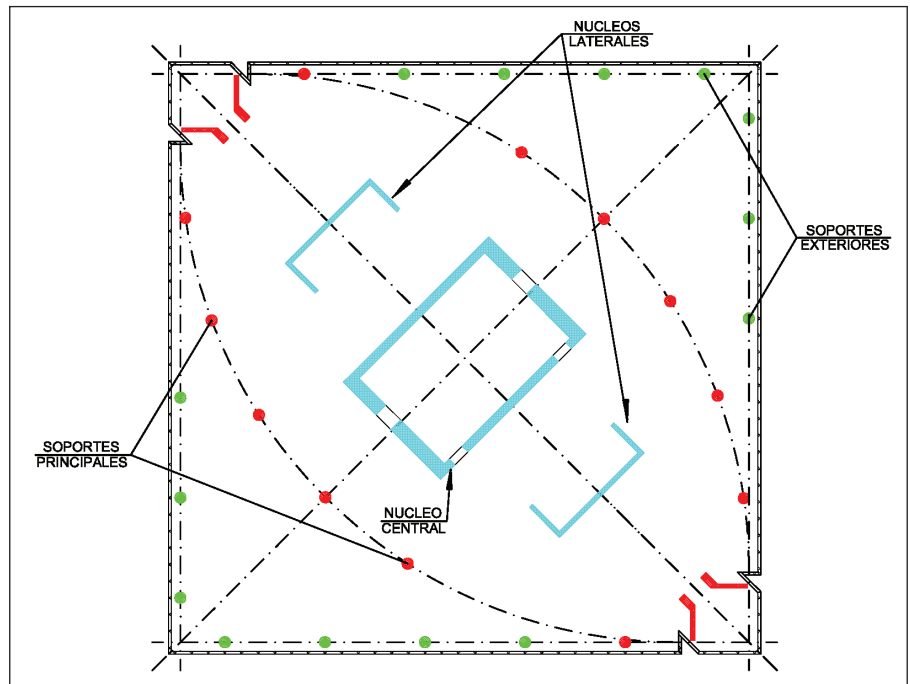


Figura 2. Elementos estructurales básicos.
Figure 2. Basic structural elements.

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, necesiándose 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 m² 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

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 sollicitaciones 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 pre-assembled 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-

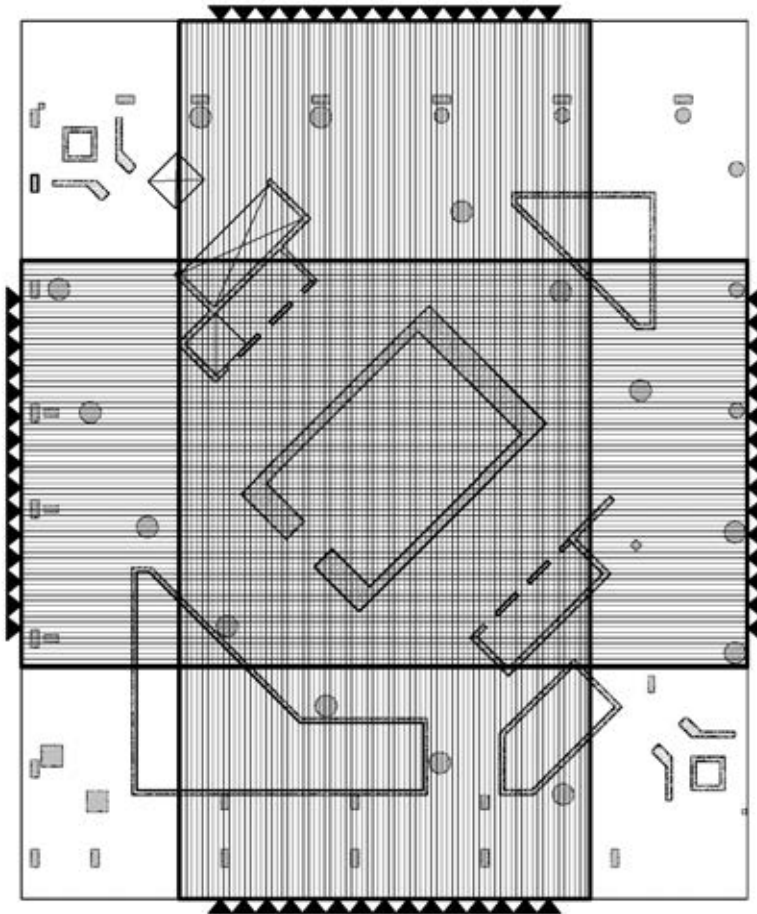


Figura 3. Esquema con la distribución de cables de pretensado en la losa de cimentación.
Figure 3. Diagram showing the layout of prestressing cables in the foundation slab.

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.

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

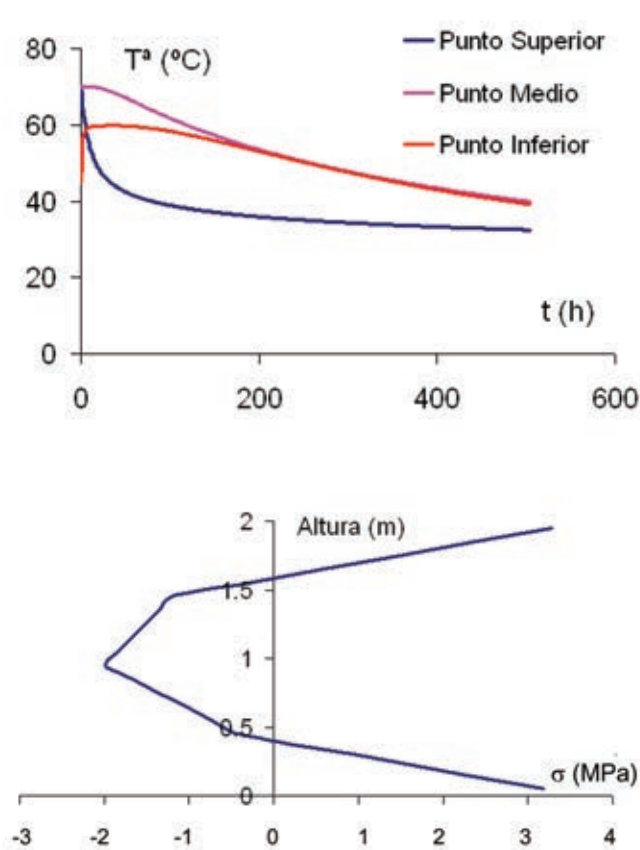


Figura 5. Comportamiento de la losa de cimentación durante el fraguado del hormigón: evolución de temperaturas (a) y tensiones máximas (b).
Figure 5. Foundation slab's performance during concrete setting: temperature evolution (a) and maximum tensile stresses (b).

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 combina-

ciones 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 apareamiento se resuelve mediante zapatas convencionales, manteniéndose las tensiones límites por debajo de los 0,5 MPa indicados por el Informe Geotécnico.

a)
b)

These $\phi 16$ and $\phi 25$ 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



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 de rigidez

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

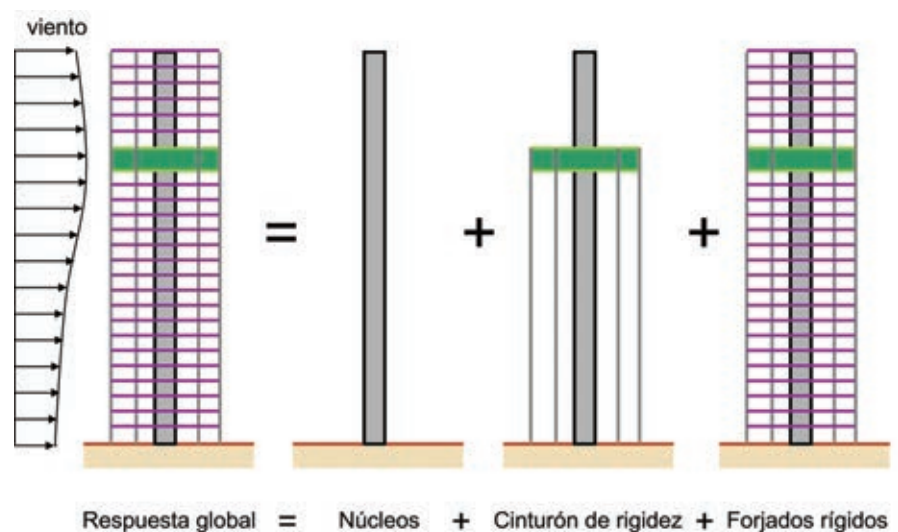


Figura 7. Combinación de sistemas estructurales para la respuesta global del edificio frente a las acciones horizontales.

Figure 7. Combination of structural systems for the building's overall response to horizontal forces

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 ($0,25 \text{ m/s}^2$) (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

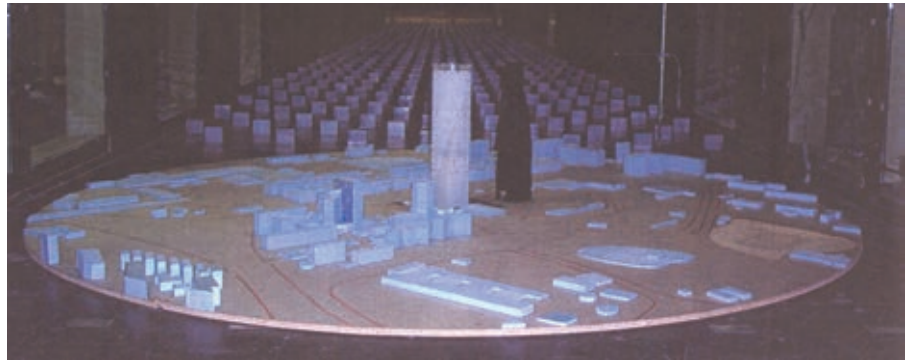


Figura 8. Estudio en túnel de viento incluyendo la influencia de la capa límite y la torre más próxima.

Figure 8. Wind tunnel study including the influence of the limit layer and closest tower.

las fases de predimensionamiento, permite garantizar un adecuado comportamiento que evite situaciones incómodas para los usuarios del edificio.

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 suponía 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 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-

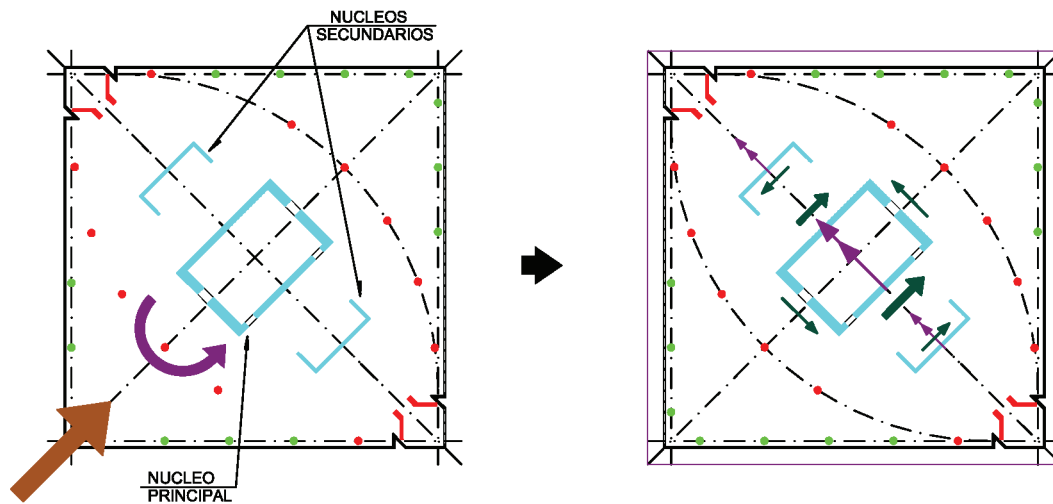


Figura 9. Distribución de solicitaciones entre el núcleo central y los laterales.
Figure 9. Stress distribution between the central and side cores.

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 0 and 0 % 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 ($\approx 50\%$). 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 ($\approx 50\%$). 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.

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,

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

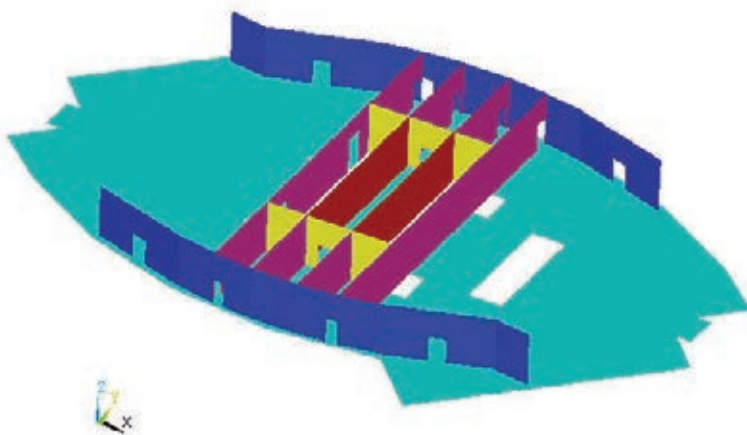


Figura 10. Entramado de pantallas y forjados en el cinturón de rigidez.
Figure 10. Cut-off wall and slab floor framing in the stiffness belt.

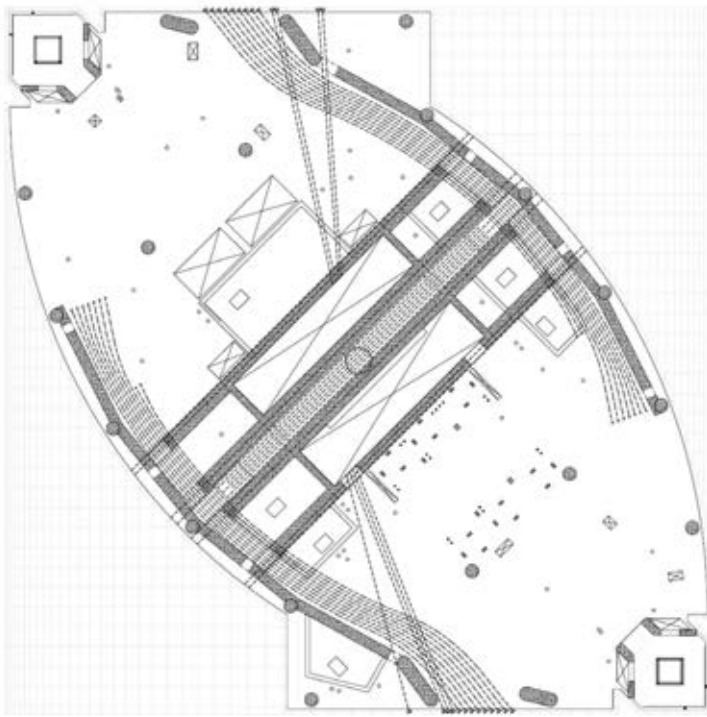


Figura 11. Distribución de cables de pretensado en los forjados del cinturón de rigidez, incluyendo los cables necesarios para los desvíos de soportes (izqda.); detalle con la colocación de los cables y sus anclajes en el forjado (dcha.)
Figure 11. Prestressing cable layout in the stiffness belt's slab 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 $\phi 10$ mm, combined with prestressing cables of 19 $\phi 0.6$ " 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 4 $\phi 25/100$ (horizontal) and a double frame of $\phi 25/100$ (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-

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 $\phi 25/100$ mm, combinadas con cables de pretensado de 19 unidades $\phi 0,6''$ 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 $4\phi 25/100$ (horizontal) y doble cerco $\phi 25/100$ (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

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-



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

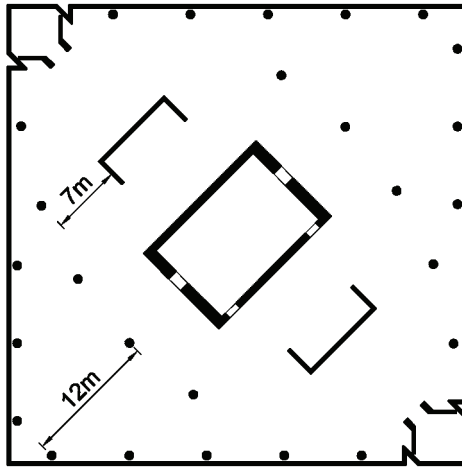


Figura 13. Esquema con la disposición de apoyos y huecos de paso en un forjado tipo.
Figure 13. Diagram with the layout of supports and openings in a typical slab floor

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 5 % w.r.t. h 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 crujeas 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:

– 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 ($5\phi 12$ p.m. para las losas con canto 0,28 m y $5\phi 16$ 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-

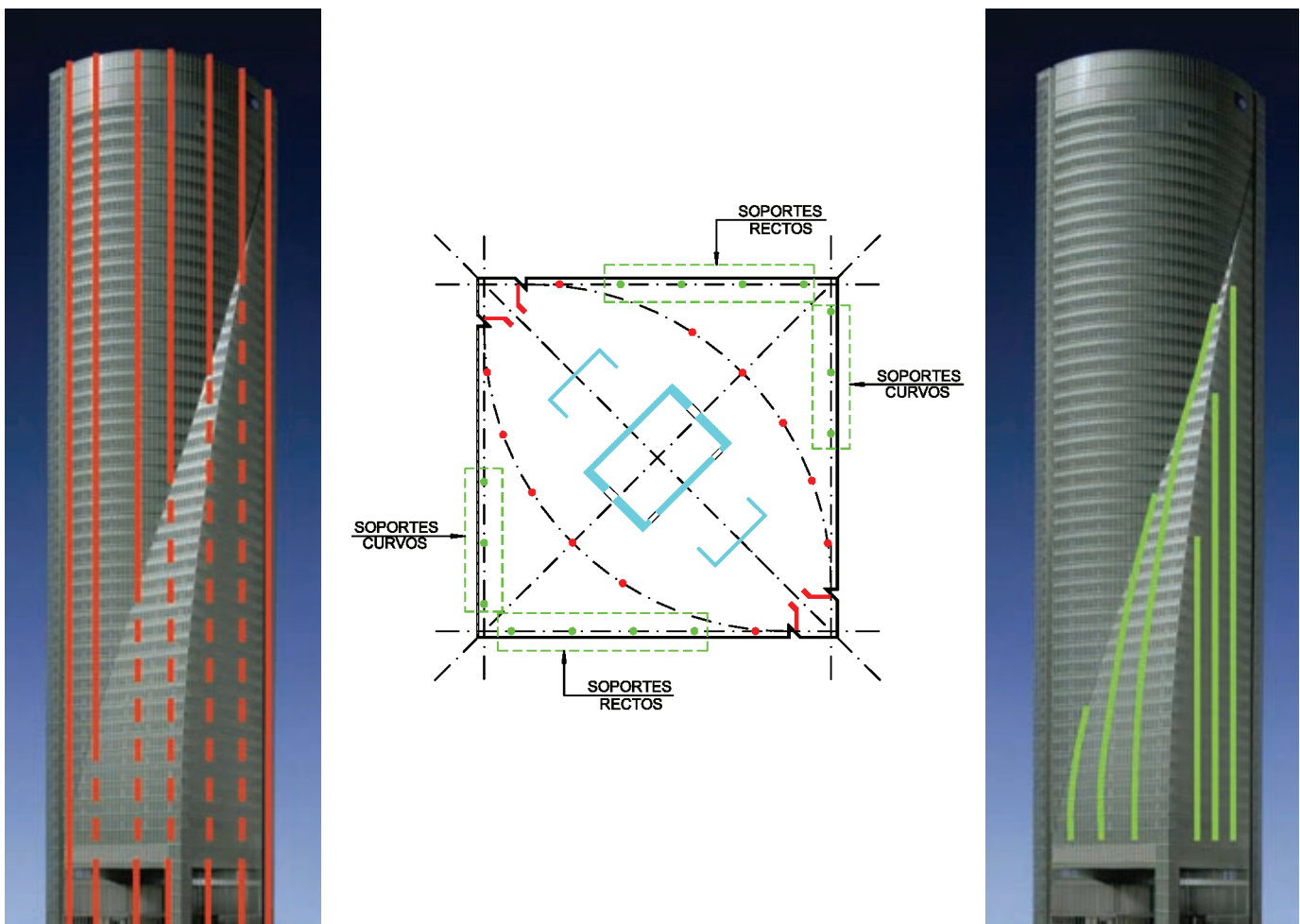


Figura 14. Tipos de soportes: principales (en rojo, rectos) y de fachada (en verde, rectos y curvos).
Figure 14. Types of supports: main (in red, straight) and façade (in green, straight and curved).

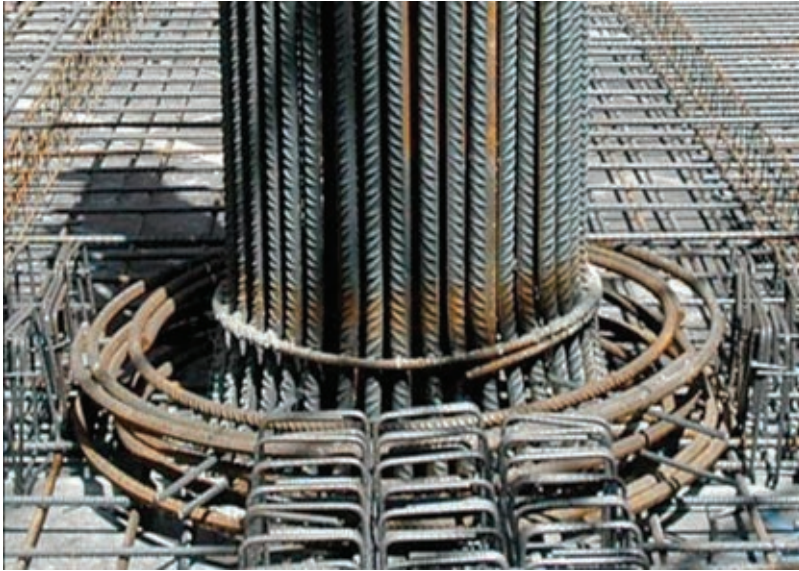


Figura 15. Zunchado de soportes con hormigón de alta resistencia en el cruce con los forjados.

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.

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/mm²) 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 lgh 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

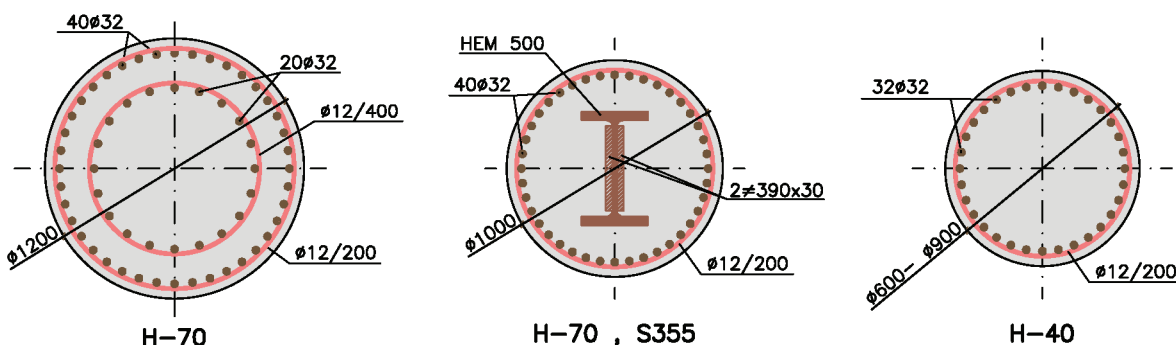


Figura 16. Secciones tipo de los soportes: bajo rasante, zona de accesos a la torre, zonas media y alta.
Figure 16. Typical support cross sections: under ground level, tower access areas, mid and high areas.



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



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

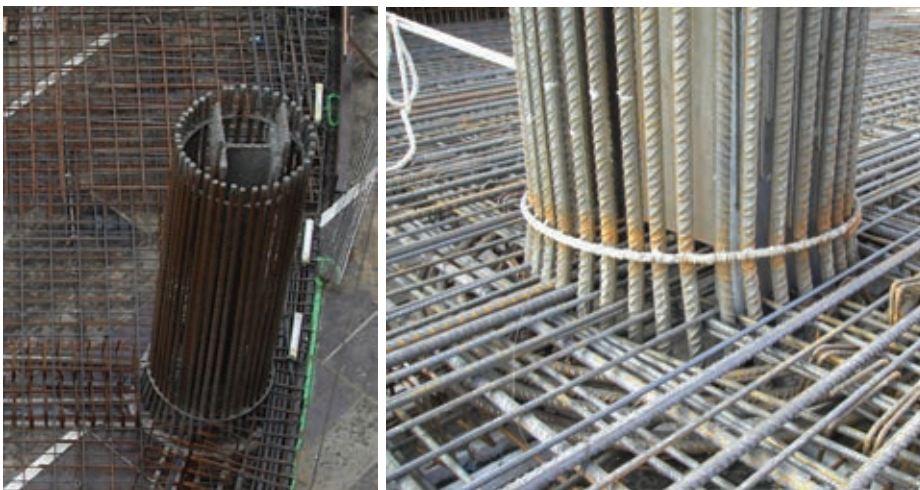


Figura 18. Soportes principales en la zona de acceso a la torre (en el sentido de las agujas del reloj): vista general; perfil metálico interior reforzado con alveolo para el paso de armaduras en la intersección con el forjado; sección mixta con armadura 40 ϕ 32 y perfil metálico HEM 500 reforzado con 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.



Figura 19. Vigas cargaderas 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 apelar 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 arma-

das cuadradas o rectangulares de dimensiones máximas 550x900 mm² 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



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 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 50 x 90 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 $\phi 6$ 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 $\phi 6$ 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 $\phi 0.6$ " 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 $\phi 0,6$ " 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,

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 deforma-

bilidad 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 llevó 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.

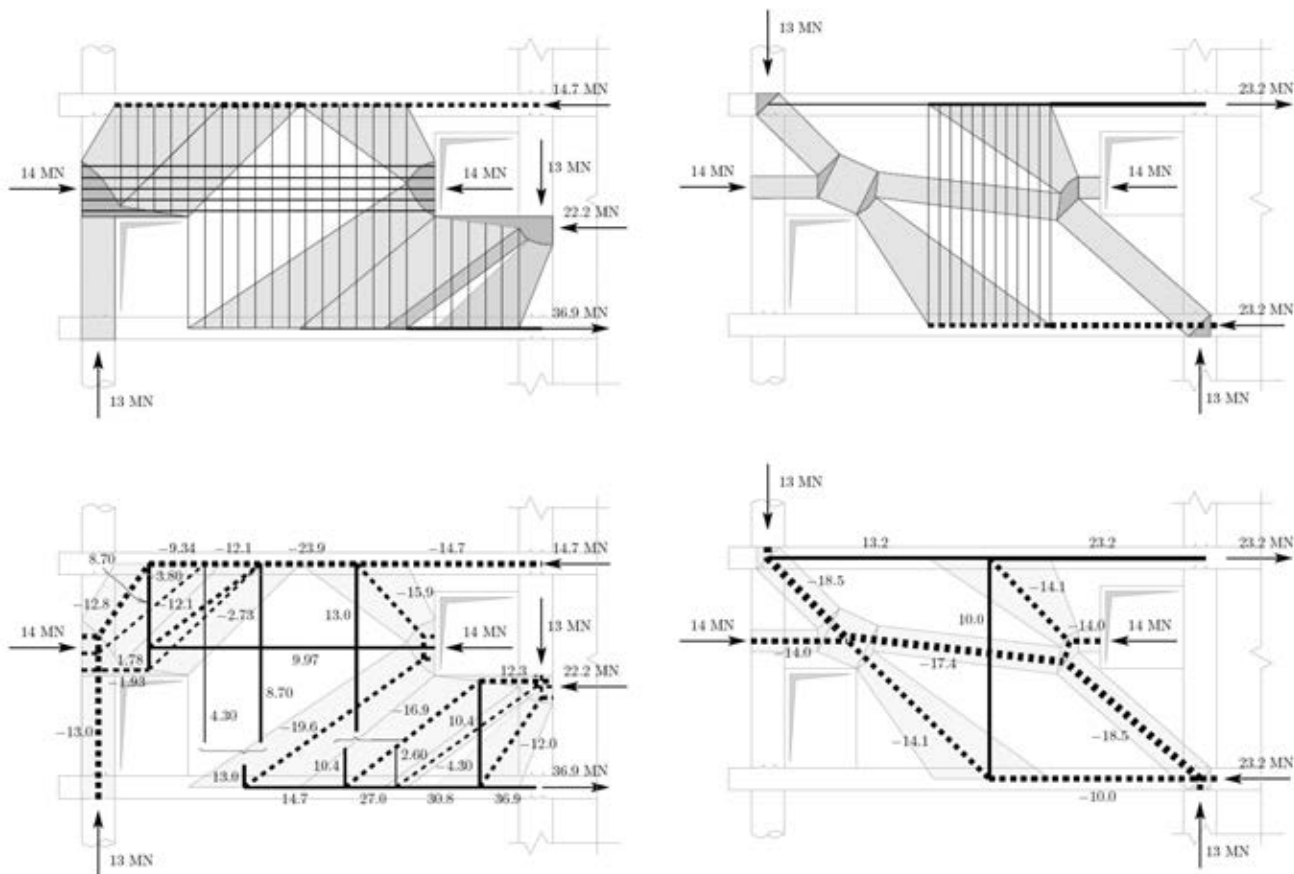


Figura 21. Estudio mediante modelos de campos de tensiones del comportamiento de las pantallas del cinturón de rigidez: cargas descendentes (izqda.) y ascendentes (dcha.).

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).

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 supported on them and those supported 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 supported 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 apoyan 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-

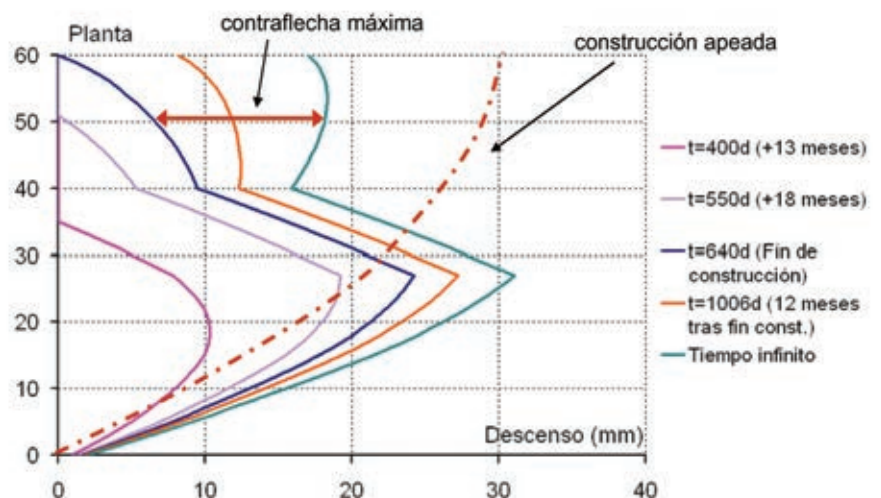


Figura 22. Descensos diferenciales entre el núcleo central y los soportes principales a lo largo de la vida del edificio.

Figure 22. Differential drops between the central core and the main supports throughout the building's lifetime.



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

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.

9. MATERIALS AND FUNDAMENTAL MAGNITUDES

– Area built in tower: 10,735 m² under ground level, 0 m² above ground level.

– Area built in car park: 34,265 m²

– HA-30 concrete in tower's slab floors: 1,8 m³

– Passive B-500 S reinforcement in tower slab floors: 3,211 t (161 kg/m³)

– Concrete in tower supports: HA-0 1,3 m³; HA-40, 2,367 m³; HA-30, 8 m³

– Passive B-500 S reinforcement in tower supports: 1,864 t (422 kg/m³)

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

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



Figura 24. Estructura metálica auxiliar para sujeción 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)



– Concrete in cores: HA-70, 2,483 m³; HA-40, 1,012 m³; HA-30, 4,136 m³

– Reinforcement in cores: 1,438 t (188 kg/m³)

– 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: 10 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, 3.52·10⁶ kNm, M_y , bending of centre line parallel to short side of the pseudo-ellipse, 1.96·10⁶ kNm, M_z , vertical centre line torsion, 1.68 10⁵ 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 m² bajo rasante, 67.800 m² sobre rasante

– Superficie edificada en aparcamiento: 34.265 m².

– Hormigón HA-30 en forjados de torre: 19.851 m³.

- Armadura pasiva B-500 S en forjados de torre: 3.211 t, 162 (kg/m³).
- Hormigón en soportes de torre: HA-70, 1.255 m³; HA-40, 2.367 m³; HA-30, 798 m³.
- Armadura pasiva B-500 S en soportes de torre: 1.864 t, 422 (kg/m³).
- 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 m³; HA-40, 1.012 m³; HA-30, 4.136 m³.
- Armadura en núcleos: 1.438 t, 188 (kg/m³).
- 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 pseudo-elipse, 3,52·10⁶ kNm, M_y, flexión de eje paralelo al lado corto de la pseudo-elipse, 1,96·10⁶ kNm, M_z, torsión de eje vertical, 1,68 10⁵ 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", Hor-

migón y acero n° 249, julio-septiembre, 2008.

(2) Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero n° 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 n° 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, Copenhague, 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 n° 243, 2007.

REFERENCES

[1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Architectural design", Hormigón y acero n° 249, July-September, 2008.

[2] Martínez Calzón, J. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y acero n° 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., "Torre Espacio building: Construction aspects in building the structure", Hormigón y acero n° 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 n° 243, 2007, pages. 243-250.

Torre Espacio. Aspectos constructivos de ejecución de la estructura

Torre Espacio. Construction aspects in the structure building

Mauricio Aguirre Gallego⁽¹⁾

Recibido / Received: 20/11/2007
Aceptado / Accepted: 08/02/2008

RESUMEN

La construcción de grandes edificios en altura plantea un cambio radical de las técnicas constructivas habituales en la edificación estándar, que comienza con un acertado diseño de la implantación en obra, la tecnología y uso eficiente de los medios auxiliares, la utilización de materiales de última generación y la aplicación sistemática de diferentes y singulares técnicas de ejecución, cuyo objetivo esencial es el de obtener el mayor rendimiento productivo, con un alto nivel de calidad al menor coste posible. Todos estos aspectos resultaron fundamentales durante la construcción del edificio TORRE ESPACIO, de la cual se presenta una descripción sintetizada pero muy ilustrativa de los procesos que marcaron el ritmo constructivo y que en definitiva determinaron la clave del éxito.

Palabras clave: torre espacio, construcción de rascacielos, hormigón de alta resistencia, cimentaciones postensadas, ciclos de producción.

ABSTRACT

The construction of large high rise buildings involves a radical change in the usual construction techniques in standard buildings, which commences with the right design of the on-site implementation, technology and efficient use of the auxiliary resources, the use of the latest generation of materials and systematic application of different, unique building techniques whose essential aim is to obtain the greatest production performance with a high quality level at the least cost possible. All these aspects were fundamental during the Torre Espacio building's construction, of which a synthesised but highly illustrative description is given of the processes that set the construction rate and which, in the end, were the key to success.

Key words: torre espacio, skyscraper construction, high strength concrete, post-stressed concrete, production cycles.

⁽¹⁾ Ingeniero civil. Oficina Técnica OHL

Persona de contacto / Corresponding author: maguirre@ohl.es

1. GENERAL

The later sections in this article sketch out a summarised report of the Torre Espacio [1] building's structure execution process from the construction point of view, with which it is intended to show, to a certain extent, the approach taken as to the level of organisation, planning and development of the construction of the working group who built the Tower, emphasising the work's most significant structural elements.

2. MATERIALS

The Torre Espacio [2] structure is basically made with concrete and steel, like most of the world's large buildings. These materials are found in all the tower's structural elements but their resistant contribution varies according to the type and functional characteristics of each component; this is why they are present in the form of reinforced concrete, post-stressed concrete, pre-stressed concrete, structural steel, post-stressed structural steel and in mixed elements as a combination of structural steel and reinforced concrete.

The structural design requirements specified HA-70 high strength concrete in the cores and most of the pillars on the first few floors, as well as in the stiffening belt. These types of concrete were designed especially for the tower, with an additional reserve capacity of 10 MPa (HA-80), depending on the maker's production conditioning factors and the construction works' needs, which, in the case of the belt, involved uniquely designed production resources, materials and techniques, with the purpose of pumping the concrete with maximum guarantees.

The concrete constituting the below ground elements was mostly placed with mobile pumps, except HA-80 pillars and cores up to the 1st floor (+23.60), where it was poured with a bucket-crane, although this equipment on many occasions was also used to concrete HA-30/40 pillars below ground level and point concreting above.

A static SCHWING BP 5000 20R pump was used for concreting most of the above ground elements, with which HA-80 high strength concrete was pumped up to the Stiffening Belt with a maximum 160 m pipe height and HA-30 concrete up to the building's crown.

The average proportions of the concrete subjected to the most intense control level are as shown in Table 1.

Characteristic tests were only performed for high strength concretes.

3. CUT-OFF WALLS

Once the licence for the work's construction had been granted, the plot was levelled and an enclosure of approximately 115x125 m was dug out down to basement 2 level with a total volume of 66750 m³. After the cut-off walls had been set out with setting out hurdles, located on the east, north and west alignments, the guide walls, excavation, reinforcement and concreting work commenced for the cut-off wall modules measuring 0.60x2.80 m with semicircular joints.

The 0.60 m thick perimeter cut-off walls delimiting the plot, were temporarily anchored to the terrain whilst being built so as to allow the enclosure the Tower and Car Park occupy to be excavated.

Once the tower's 2nd basement storey slabs had been made, it was planned to cut the anchorages so that the neighbouring cut-off walls with the building in the north alignment would transmit thrusts directly to the slab floors. However, the anchorage cutting process in the other cut-off walls (east – west and north with nothing neighbouring) was slowed down until the car park slab floor compression layers had been concreted which led to most of the anchorages being cut between August and September, 2005.

4. FOUNDATIONS

The Building's foundations are the surface type and a 4 m thick post-stressed slab measuring 28.3 m in plan was cast in, i.e., it has approximately 5 m more on the east and west side with respect to the Tower's perimeter projection and 1 m southwards.

4.1. Excavation

9 m³ had to be excavated for the foundation slab. Once this level had

1. GENERALIDADES

Los apartados posteriores de este artículo esbozan, desde el punto de vista constructivo, una memoria resumida del proceso de ejecución de la estructura del edificio Torre Espacio [1], con la cual se pretende mostrar, hasta cierto punto, el enfoque a nivel de organización, planificación y desarrollo de la construcción, del grupo de trabajo que acometió la ejecución de la Torre, con énfasis en los elementos estructurales más significativos de la obra.

2. MATERIALES

La estructura del edificio Torre Espacio [2] está básicamente conformada por hormigón y acero, al igual que la gran mayoría de los grandes edificios en el mundo. Dichos materiales se encuentran en todos los elementos estructurales de la torre, pero su aporte resistente varía según el tipo y características funcionales de cada componente; es así como están presentes en forma de *hormigón armado*, *hormigón postensado*, *hormigón pretensado*, *acero estructural*, *acero estructural postensado* y en los *elementos mixtos* como combinación de acero estructural y hormigón armado.

Los requerimientos del proyecto estructural especificaban hormigón de alta resistencia HA-70 en los núcleos y la mayor parte de los pilares de las primeras plantas, así como en el cinturón de rigidez. Dichos hormigones se diseñaron especialmente para la torre, con una reserva de capacidad adicional de 10 MPa (HA-80), en función de los condicionantes de producción del fabricante y de las necesidades constructivas de la obra, que en el caso del cinturón, implicaron medios de producción, materiales y técnicas de diseño singulares, con el objeto de realizar su colocación mediante bombeo con las máximas garantías.

Los hormigones que constituyen los elementos bajo rasante se colocaron mayoritariamente con *bombas móviles*, salvo pilares y núcleos de HA-80 hasta la planta 1 (+23.60), que se vertieron mediante *cubilote-grúa*, aunque en muchas ocasiones este medio también se empleó para hormigonar pilares de HA-30/40 bajo rasante y puntualmente sobre rasante.

Para el hormigonado de la mayor parte de los elementos sobre rasante, se uti-

Tabla 1. Dosificaciones promedio de los hormigones empleados en la construcción de Torre Espacio
Table 1. Average proportioning of concrete used in building the Torre Espacio

HA-30/F/20/IIb / HA-30/F/20/IIb	
Cemento Asland II/A-V 42.5R / Asland II/A-V 42.5R Cement	370 kg/m ³
Arena silíceas 0/4 / 0/4 Silica sand	810 kg/m ³
Gravilla silíceas 4/20 / 4/20 Silica gravel	1050 kg/m ³
Aditivo plastificante Degussa / Degussa plastifying additive	1 %
Relación a/c / s/c ratio	≈0.5
HA-40/F/20/IIb / HA-40/F/20/IIb	
Cemento Asland II/A-V 42.5R / Asland II/A-V 42.5R Cement	420 kg/m ³
Arena silíceas 0/4 / 0/4 Silica sand	740 kg/m ³
Gravilla silíceas 4/20 / 4/20 Silica gravel	1050 kg/m ³
Aditivo plastificante Degussa / Degussa plastifying additive	0.8 %
Aditivo super fluidificante Degussa / Degussa super fluidising additive	1.2 %
Relación a/c / s/c ratio	≈0.43
HA-80/F/20/IIb (hasta P1 - cubilote) / HA-80/F/20/IIb (up till P1 - bucket)	
Cemento Asland I/52.5R / Asland I/52.5R Cement	500 kg/m ³
Arena silíceas 0/4 (35 %) / 0/4 Silica sand (35 %)	660 kg/m ³
Árido silíceo 4/20 (65 %) / 4/20 Silica aggregate (65 %)	1170 kg/m ³
Nanosilíce Degussa / Degussa Nanosilicon	3.0 %
Aditivo super fluidificante Degussa / Degussa super fluidising additive	3.1 %
Relación a/c / s/c ratio	0.25
HA-80/F/12/IIb (cinturón de rigidez – bomba) / HA-80/F/12/IIb (stiffness belt - pump)	
Cemento Asland I/52.5R / Asland I/52.5R Cement	580 kg/m ³
Arena silíceas 0/6 (50 %) / 0/6 Silica sand (50 %)	750 kg/m ³
Andesita 6/12 (50 %) / 6/12 Andesite (50 %)	800 kg/m ³
Microsilíce / Microsilicon	5.0 %
Nanosilíce Degussa / Degussa nanosilicon	1.0 %
Premix COMPOSITES (bombeo, control retracción, etc.) / Premix COMPOSITES (pumping, shrinkage control, etc.)	2.1 %
Aditivo 1, super fluidificante Degussa / Additive 1, Degussa super fluidising	2.0 %
Aditivo 2, super fluidificante Degussa / Additive 2, Degussa super fluidising	0.2 %
Relación a/c / s/c ratio	0.27

lizó una bomba estática SCHWING BP 5000 20R, con la cual llegó a bombearse hormigón de alta resistencia HA-80 al Cinturón de Rigidez con cota máxima de tubería a 160m de altura y hormigón HA-30 hasta la coronación del edificio.

Las dosificaciones medias de los hormigones sometidos a un nivel de control más intenso son las que figuran en la Tabla 1.

Únicamente se efectuaron ensayos característicos para los hormigones de alta resistencia.

2. MUROS PANTALLA

Una vez que se otorgó la licencia de construcción de la obra, se procedió a realizar una explicación general de par-

la y un vaciado de un recinto de dimensiones 115x125 m aproximadamente hasta la cota del sótano 2, con un volumen total de 66750 m³. Posteriormente, realizado el replanteo de las camillas de los muros pantalla ubicados sobre las alineaciones este, norte y oeste, comenzaron las labores de elaboración de los muretes guía, excavación, ferrallado y hormigonado de los módulos de pantalla de dimensiones 0,60x2,80 m con juntas semicirculares.

Los muros pantalla perimetrales que delimitan la parcela, cuyo espesor es de 0,60 m, fueron anclados temporalmente al terreno durante su ejecución, de modo que permitieran la excavación del recinto que ocupa la Torre y el Aparcamiento.

Una vez concluida la ejecución de las losas de forjado de la planta sótano 2 de

been reached, a 98% modified Proctor compaction was carried out and the level checked by geometric levelling. The side slopes were protected with polyethylene to prevent them eroding and perimeter channels were made at the base to drain away rainwater during the building phase to a pit located at the slab's south-west corner.

4.2. Slab-ground interface

In order to guarantee that the post-stressing forces applied to the active reinforcement were in fact transmitted to the concrete, controlling potential cracking in the slab from the very heavy loads arriving from the pillars and cores, the friction between ground and slab could not exceed 0.5 according to the project specification.

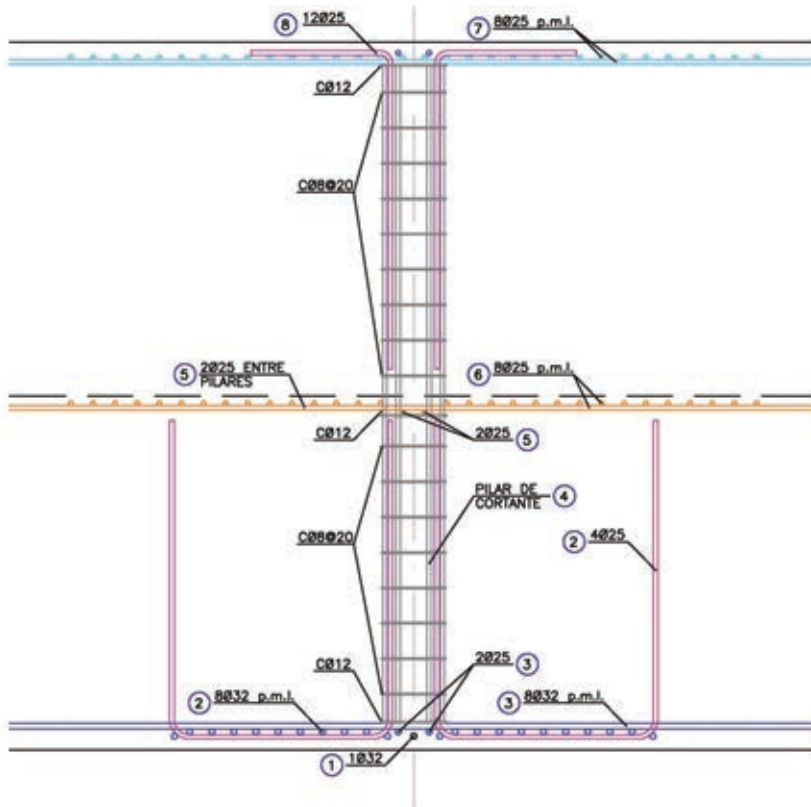


Figura 1. Esquema básico de armado de la losa de cimentación.
Figure 1. Basic reinforcing scheme for the foundation slab.

To this end, it was decided, during the planning and refined study phase of the construction process to be applied to the foundation slab, to place a double sheet of 250 μ polyethylene each directly on the levelled, compacted terrain; thus the top sheet protected the one in contact with the ground and allowed for a clean reinforcing process. A third sheet, locally arranged in the areas with the greatest deformation expected, as protection for those fulfilling the function of reducing friction, enabled the work involved in assembling and welding the slab's reinforcement, active trumpet shape and anchor plates, etc., would in no way affect the interface layer.

This friction reducing method was later backed up by contrast using scale tests carried out on the ground stratum where the slab was made and the results obtained confirmed its validity.

4.3. Passive reinforcements

The foundation slab was made in two layers of 2 m each. The first layer has both top and bottom reinforcement and the second only on the top face and skin reinforcement around the perime-

ter. Overall, 1,450,000 kg of B500SD steel were fitted and the preparation and fitting process was studied in detail so as to be the most efficient, rapid and suitable according to structural design requirements.

Depending on several factors associated with the foundation reinforcing scheme, specially designed separators were used, fulfilling secondary missions in providing speed and accuracy to the assembly work. These supplementary missions were those that materialised the reinforcement marking out centre lines (assembled items) and notches for a preset joining of the items, amongst others.

All the bottom layer's basic reinforcement was factory prefabricated and moduled so that when assembling, the notches in the shear reinforcement were ready. Added to a quicker post-stressing alternative, this method afforded a reduction in the time scale for making the whole slab reducing it from 3 to 2 months. Figure 1 shows the basic reinforcing scheme where the order in which the elements making up a module were fitted and repeated every 1.5 m in both directions is shown.

la torre, se planificó el corte de los anclajes, de modo que las pantallas colindantes con el edificio en la alineación norte transmitieran los empujes directamente a los forjados. Sin embargo, el proceso de corte de anclajes en las demás pantallas (este - oeste y norte sin colindancia) se ralentizó hasta el hormigonado de las capas de compresión de los forjados del aparcamiento, lo que determinó el corte de la mayor parte de los anclajes entre agosto y septiembre de 2005.

4. CIMENTACIÓN

La cimentación del edificio es de tipo superficial y se ha optado por una losa postensada de 4 m de canto con dimensiones en planta 42,3x52,3 m, es decir, tiene aproximadamente 5 m más a cada lado este y oeste respecto a la proyección del perímetro de la Torre, y 1 m hacia el sur.

4.1. Excavación

La excavación necesaria para la losa de cimentación fue de 9350 m³. Una vez alcanzado este nivel, se realizó una compactación al 98% del Proctor modificado, comprobando la cota mediante nivelación geométrica. Los taludes laterales se protegieron con polietileno para evitar su erosión y en la base se dispusieron canaletas perimetrales para evacuar el agua de lluvia durante la fase de ejecución hasta un pozo ubicado en la esquina sur-oeste de la losa.

4.2. Interfase losa-terreno

Para garantizar que las fuerzas de postensado aplicadas a la armadura activa se transmitieran efectivamente al hormigón, controlando la potencial fisuración en la losa derivada de las altísimas cargas que llegan por los pilares y núcleos, el rozamiento entre el suelo y la losa no podía exceder de 0,5 según la especificación de proyecto.

A tal fin, durante la fase de planificación y estudio afinado de los procesos constructivos a aplicar en la losa de cimentación, se determinó colocar una doble lámina de polietileno de 250 μ cada una directamente sobre el terreno

compactado y nivelado; de este modo la lámina superior protegía a la que está en contacto con el terreno y permitía un proceso de ferrallado limpio. Una tercera lámina, dispuesta localmente en las zonas de mayor deformación prevista, como protección de las que desempeñan la función de reducir el rozamiento, permitió que las labores de montaje y soldadura de la armadura de la losa, tromplacas de anclajes activos, etc., no afectaran en modo alguno a la capa de interfase.

Este mecanismo de reducción del rozamiento posteriormente fue avalado por el contraste mediante ensayos a escala efectuados sobre el estrato de suelo en el cual se ejecutó la losa, cuyos resultados confirmaron su validez.

4.3. Armaduras pasivas

La losa de cimentación se ejecutó en 2 tongadas de 2 m cada una. La primera tongada tiene armadura tanto inferior como superior, la segunda sólo en la cara superior y a lo largo del perímetro armadura de piel. En total se dispusieron 1.450.000 kg de acero B500SD, cuyo proceso de preparación y colocación se estudió detalladamente para que fuese lo más eficiente, rápido y adecuado conforme los requerimientos del proyecto estructural.

En función de varios factores asociados al esquema de armado de la cimentación, se implementaron separadores especialmente diseñados que cumplieron misiones secundarias aportando velocidad y precisión al montaje. Tales misiones complementarias fueron las de materialización de los ejes de replanteo de armadura (piezas ensambladas) y muescas para acople prefijado de las piezas, entre otras.

Toda la armadura básica de la tongada inferior se prefabricó en taller y se modularó de forma que al montarla quedarán listas las esperas de la armadura de cortante. Con este método, sumado a una alternativa de postensado más rápido, se consiguió una reducción del plazo previsto de ejecución de toda la losa de 3 a 2 meses. En la figura 1 puede verse el esquema básico de armado donde se indica el orden de colocación de los elementos que componen un módulo que se repite cada 1.5 m en ambas direcciones.

4.4. Armaduras activas

La armadura activa de la losa de cimentación se encuentra en la primera tongada y está constituida por 40 tendones de acero Y1860S7 en cada dirección (figura 2), ubicados en las respectivas franjas centrales de 24 m de ancho. Cada tendón se compone de 37 cordones de 0.6", con lo que la cantidad de armadura activa colocada en la losa es de 161.000 kg con trazado prácticamente recto, lo que facilitó considerablemente el montaje.

El tesado se realizó en varias fases una vez terminada la primera tongada de hormigonado (2 m inferiores), trabajando desde los extremos *este-oeste* de la losa, y desde el extremo *sur* en la dirección ortogonal. Cada tendón se tesó a 7900 kN, de modo que después de las pérdidas se quedaran en los 7400 kN especificados en proyecto. En la figura 3 puede verse el estado final en los anclajes activos del lado *oeste* después de la última fase de tesado.

4.5. Hormigonado

Con 8730 m³ reales, el hormigonado de la losa de cimentación es el hito de ejecución de la Torre que tuvo la mayor demanda de hormigón por día. Se ejecutó de forma distinta para cada tongada. En la primera tongada se implemen-

4.4. Active reinforcements

The foundation slab's active reinforcement occurs in the first layer and is formed by 40 Y1860S7 steel tendons in each direction (figure 2), located in the respective central strips 24 m wide. Each tendon is made up of 37 cords of 0.6", with which the amount of active reinforcement fitted in the slab is 160 kg with a practically straight route which considerably helped in assembly work.

Tensile stressing was effected in several phases once the first concreting layer had been placed (bottom 2 m), working from the east-west ends of the slab and from the south end in the orthogonal direction. Each tendon was tensile stressed to 7900 kN, so that, after losses, the figure came down to 7400 kN as specified in the design. Figure 3 shows the final state in the active anchorages of the west side after the last tensile stressing phase.

4.5. Concreting

With an actual 8730 m³, the foundation slab's concreting is the landmark for the Tower's execution, with the highest demand for concrete per day. It was performed in a different way for each layer. A 7 phase concreting scheme was designed in the first layer looking to adapt the degrees of advance in the passive re-



Figura 2. Tendones de postensado en losa de cimentación de Torre Espacio.
Figure 2. Post-stressing tendons in the Torre Espacio foundation slab.



Figura 3. Anclajes activos después del tesado en losa de cimentación de Torre Espacio.
Figure 3. Active anchorages after tensile stressing in the Torre Espacio foundation slab.

inforcement to the central strips where it co-existed with the active reinforcement, the possibilities of a daily concrete plant supply and the conditioning factors of the tensile stressing programme as regards the concrete's minimum strength when tensile stressing, all with the purpose of achieving the greatest continuity in the execution process and consequently bringing the time scale forward.

Each concreting area was delimited with metal gratings enabling vertical joints to be made; thus, no concreting day exceeded 650 m³, except phase 7, which was undertaken on a Saturday and provided an actual 10 m³.

The concreting plan for the second layer was different, due to the slab's top reinforcement having to adapt to the geometric shape of the central cores and side cores, whose mortise notches, like those of the pillars, had to be made on the top level of the first layer. Adjusted again to the degrees of advance achieved in reinforcing, this conditioning factor led to distribution in different phases where the amounts of concrete varied, according to the area, between an actual 450 and 650 m³, except in area 4 where 760 m³ were laid in one day's work.

5. SUPPORTS

Building the Torre Espacio's supports called for different techniques and proce-

dures, depending on the specific characteristics they displayed in each case. There are multiple types of reinforcement, ranging from conventional reinforcing in the pillars that disappear in the ground floor's slab floor and those above the 29th floor; to the double crown reinforcements in the first 2/3 of the building's height, and outside crown with metal section reaching up to the first floor.

The pillar reinforcement was factory prefabricated for heights of 5 m to 14 m; the pillars were transported in a single piece to the site and erected with a crane. Items of up to 18 m, which were assembled (2 parts) before hoisting them up and taking them to their position, were erected in the case of those pillars covering 4 storeys in height (figure 4).

The circular support formwork was made using conventional half-moulds; in the case of rectangular supports, phenol panel, metal or timber rib reinforced formwork was used.

The HA-40 support concrete was placed with mobile pumps up to the E3 mezzanine and a static pump was used in the other, initially from the north berm of the cut-off walls at the S2 level, and, finally, from the south platform of the GF. The HA-80 pillars were concreted using a bucket crane to the first floor, which method was exceptionally used also for some HA-40 or HA-30 supports in the rest of the Tower under special circum-

tó un esquema de hormigonado de 7 fases que buscaba adaptar los grados de avance en el armado pasivo con las franjas centrales donde coexistía con la armadura activa, las posibilidades de suministro diario de la planta de hormigón y los condicionantes del programa de tesado en cuanto a la resistencia mínima del hormigón al momento de tesar, todo con el objeto de tener la mayor continuidad en el proceso de ejecución y el consiguiente ahorro en el plazo.

Cada zona de hormigonado se delimitó mediante rejillas metálicas que permiten ejecutar juntas verticales; de este modo, cada jornada de hormigonado no excedió los 650 m³, salvo la fase 7, que se llevó a cabo un sábado con 1205 m³ reales.

En la segunda tongada el esquema de hormigonado fue diferente, debido a que la armadura superior de la losa debía adaptarse a la forma geométrica del núcleo central y los laterales, cuyas esperas, al igual que las de los pilares, debían montarse sobre el nivel superior de la primera tongada. Este condicionante, nuevamente ajustado a los grados de avance en el armado, determinó una distribución de fases diferente, donde las cantidades de hormigón, según la zona, oscilaron entre 450 y 650 m³ reales, salvo en la zona 4 donde se colocaron 760 m³ en una jornada.

5. SOPORTES

La ejecución de los soportes de Torre Espacio requirió la aplicación de diferentes técnicas y procedimientos, en función de las características concretas que en cada caso se presentaron. Los tipos de armado son múltiples, desde armados convencionales en los pilares que mueren en el forjado de planta baja y los que están por encima de la planta 29, hasta los armados de doble corona presentes en los primeros 2/3 de altura del edificio, y corona exterior con perfil metálico que llegan hasta la planta primera.

La armadura de los pilares se prefabricó en taller para alturas de 5 m a 14 m; éstos fueron transportados en una sola pieza hasta la obra y montados mediante grúa. Se montaron piezas de hasta 18 m, cuyo ensamblaje (2 piezas) se realizaba antes de izarlas y llevarlas a su

posición en el caso de los pilares que cubrían 4 plantas de altura (figura 4).

El encofrado de los soportes circulares se conformó mediante semimoldes metálicos convencionales; en el caso de los rectangulares se utilizaron encofrados de paneles fenólicos reforzados por costillas metálicas o de madera.

El hormigón de los soportes con HA-40 se colocó con *bombas móviles* hasta la entreplanta E3 y en los demás casos se efectuó con *bomba estática*, inicialmente desde la berma norte de las pantallas a la altura del S2, y definitivamente desde la plataforma sur de la PB. Los pilares con HA-80 se hormigonaron mediante *cubilote-grúa* hasta la planta 1, método que también se empleó excepcionalmente para algunos soportes de HA-40 o HA-30 del resto de la Torre en circunstancias especiales. Para el hormigonado de los pilares con alturas entre 6 y 12 m, se implementaron

tolvas prolongadas con mangueras elásticas reforzadas que se iban cambiando conforme avanzaba el hormigonado. En los soportes con altura superior a los 12 m, el hormigonado se llevó a cabo con la utilización de un sistema de tolva y tubos tipo *tremie* de varios tramos.

6. NÚCLEO CENTRAL

El núcleo central marcó desde el inicio el ritmo del proceso de ejecución constituyéndose en el elemento crítico del ciclo productivo de la Torre. Fue durante toda la obra el referente de crecimiento de la estructura, pues como punto de partida de las labores de topografía (altimetría), encofrado y armadura en cada nueva planta, determinaba la duración de cada unidad de producción del ciclo. La modulación de su armado se estudió detalladamente de acuerdo con los condicionantes de

stances. Hoppers were used with prolonged reinforced elastic hose pipes which were changed as concreting advanced, for concreting the pillars between 6 and 12 m high. Concreting in supports higher than 12 m was performed using a system formed by a hopper and tremie type pipes of several stretches.

6. CENTRAL CORE

Right from the beginning, the central core set the rate for the execution process and became the critical element in the Tower's production cycle. It was the structure's growth reference during the whole work since, as a starting point of the topography (altimetry) formwork and reinforcement jobs on each new floor, it determined the duration of each production unit. Its reinforcing modulating was studied in detail in accordance with the transport conditioning factors, the compensation of steel mesh equipment and the possibilities of designing self-climbing formwork which would be set up at ground floor level.

Reinforcement was factory pre-fabricated, in standard lorry transportable modules which were assembled so that the in situ placed horizontal distributions would finally connect all the elements (figure 5). Thus a minimum of horizontal overlaps, optimum performance during erection and a compensated process providing continuity to the reinforcing gangs' work were obtained.

The connecting beams (lintels) arrived at the site in a completely pre-fabricated fashion and were taken directly to their erection place, needing minimum adjustments in their position and being finally secured by weld points before the formwork was closed.

The formwork from the S6 basement to S1 was the conventional climbing type, and the self-climbing erection work specially designed to climb together with the concrete distributor's structure through which the concrete was pumped to each floor commenced from the ground floor.

This item's HA-80 concrete was poured with a bucket-crane up to the M1 floor level and from there on up to the crown, the other concrete constituting same was placed with the aid of a static pump.



Figura 4. Montaje de armadura de pilares en entreplanta 2, Torre Espacio.
Figure 4. Assembling pillar reinforcement in mezzanine 2, Torre Espacio.



Figura 5. Armadura del núcleo central en sótano 6 de Torre Espacio.
Figure 5. Torre espacio's central core reinforcement in basement 6 .

7. SLAB FLOORS

The Tower's slab floors are made with HA-30 solid concrete slabs placed by means of mobile pumps to the M1 floor and by a static pump to the rest through the distributor located in the central core. The M2 and 29th storeys slab floors, with HA-80 concrete, were also concreted by pumping. The slab floor thickness is generally 0.28 m with spans varying between 7 and 12 m, but on some floors (mechanical and Sky lobby) or specific areas of floors, the slabs are 0.35 m thick.

The slab floor reinforcement has its main directions concordant with the building's diagonals which are orthogonal to the cores. This is why such elements meetings are facilitated, but become com-

plicated at the façade edges and, in many cases, call for special details to be on-site developed but always with the active participation of the designers.

The slab floors rigidly link with the tower's vertical cores and are materialised on site in several forms. On the first few floors (up to P1), the low calibre reinforcements were directly anchored by a straight extension into the walls, which were sufficiently thick to accept them; in the other cases, the reinforcements were overlapped with standard rebar hooks for all slab floors with the same thickness spaced at varying distances and anchored to each core's walls.

Supplying slab floor reinforcements and other structural tower elements was

transporte, la compensación de equipos de ferralla y las posibilidades de diseño del encofrado *autotrepante*, que se instalaría al nivel de planta baja.

La armadura se prefabricó en taller, en módulos transportables mediante camiones estándar, que se montaron de modo que los repartos horizontales, colocados *in situ*, conectaran finalmente todos los elementos (figura 5). De este modo, se obtuvo el mínimo de solapes horizontales, un rendimiento óptimo durante el montaje y un proceso compensado que le daba continuidad a las labores de los equipos de ferralla.

Las vigas de acople (dinteles) llegaron a la obra totalmente prefabricadas, y se llevaron directamente a su emplazamiento, requiriendo excepcionalmente ajustes mínimos en su posición, y finalmente se fijaban mediante puntos de soldadura, antes del cierre de encofrados.

El encofrado desde el sótano S6 hasta el S1 fue del tipo *tropa* convencional, y a partir de la planta baja se comenzó el montaje del *autotrepante*, diseñado especialmente para trepar conjuntamente con la estructura del distribuidor de hormigón a través del cual se bombeó el mismo a cada planta.

El hormigón HA-80 de este elemento fue vertido con *cubilote-grúa* hasta el nivel de la planta M1, y en adelante hasta la coronación, los demás hormigones constituyentes del mismo se colocaron mediante *bomba estática*.

7. FORJADOS

Los forjados de la Torre son losas macizas de hormigón HA-30 colocado mediante *bombas* móviles hasta la planta M1 y por *bomba* estática en el resto a través del distribuidor ubicado en el núcleo central. Los forjados de las plantas M2 y 29, con hormigón HA-80, se hormigonaron también por *bombeo*. El canto de las losas de forjado es, en general, de 0.28 m con luces que varían entre 7 y 12 m, pero en algunas plantas (mecánicas y Skylobby) o zonas concretas de plantas el canto de las losas es de 0.35 m.

El armado de los forjados tiene sus direcciones principales concordantes con las diagonales del edificio que son

ortogonales a los núcleos, razón por la cual se facilitan los encuentros con tales elementos, pero se complica en los bordes de fachada, requiriendo en muchos casos detalles especiales desarrollados en obra, siempre con la activa participación de los proyectistas.

El vínculo de los forjados con los núcleos verticales de la torre es rígido, y fue materializado en obra de varias formas. En las primeras plantas (hasta P1), las armaduras de calibres bajos se anclaron directamente por prolongación recta en los muros cuyo espesor era lo suficientemente grande para admitirlo; en los demás casos, las armaduras se solaparon con horquillas estandarizadas para todos los forjados del mismo canto, dispuestas a espaciamientos variables y ancladas a los muros de cada núcleo.

El suministro de la armadura de los forjados, así como el de los demás elementos estructurales de la torre, estuvo sujeto permanentemente a las necesidades impuestas por el ciclo de ejecución. Las unidades de suministro, en el caso de los forjados, estaban diferenciadas en cada planta entre *horquillas, zunchos y vigas*, barcas de *armadura básica*, cercos para *punzonamiento* estándar y finalmente *refuerzos*. La armadura de pernos de *punzonamiento* tenía un suministro independiente en el que cada lote comprendía varias plantas.

En términos generales, el orden de montaje de la armadura de los forjados estuvo estructurado según la serie *zunchos y vigas - horquillas - punzonamiento estándar - básica inferior y refuerzo - vainas de postensado - básica superior y refuerzo - pernos punzonamiento*. Los *zunchos y vigas* se ensamblaban en un taller dispuesto en obra, en tramos parciales o completos según el diseño de planillas elaborado previamente para todos los elementos de cada planta, bajo la coordinación del personal técnico de OHL; dicho taller permitió un nivel de compensación óptimo en la continuidad de las labores de los equipos de montaje y ferrallado, en el ámbito del ciclo constructivo.

8. VIGAS CARGADERO

Las 2 vigas cargadero comprendidas entre las plantas M1 y 1ª, que soportan

los pilares de las fachadas sur (figura 6) y este del edificio, son elementos de una especial singularidad en el ámbito de la edificación. Estas vigas de acero S355J2G3 pesan unos 130.000 kg cada una, sus dimensiones son de 30 m de luz por 8 m de canto y tienen sus diagonales postensadas mediante parejas de tendones de 19 y 31 cordones de 0.6" de acero Y1860S7.

La fabricación de todos los elementos (cordones, diagonales, montantes, etc.) se llevó a cabo íntegramente en taller; las técnicas de soldadura empleadas fueron de arco sumergido y de hilo tubular con protección gaseosa, conformando unidades de montaje a colocar individualmente en obra con un peso máximo por pieza de 28.000 kg.

Se efectuó una prueba de montaje en blanco de cada viga en el taller y una vez verificadas las piezas y la geometría ensamblada, se procedió con el envío a la obra de las unidades que la secuencia de montaje indicaba.

El proceso planificado para el montaje en obra se definió en base a la premisa de que finalizado el ensamblaje *in situ* de las vigas, la ejecución de la estructura del edificio se encontrara al nivel de la planta M1, de modo que no se presentara ningún tiempo muerto que rompiera la continuidad del frente de producción de la Torre.

Las piezas se montaron con *grúas móviles* desde la planta baja, siguiendo la secuencia *montante extremo (NE en VC-1, WS en VC-2) - cordón inferior - montantes - diagonales - tendones de postensado - cordón superior*. El montaje de cada elemento se controló topográficamente con estaciones totales que determinaban en varios puntos de la pieza su ubicación en relación con la geometría final especificada en los planos del proyecto. Dicho control se prolongó más allá del montaje, con lecturas de mañana y tarde hasta el hormigonado de la planta 1.

Finalizado el montaje de las vigas, y una vez ejecutadas al menos las 10 primeras plantas, se procedió con el tesado parcial de las diagonales exteriores según el plan general de tesado especificado, que determinaba 4 fases distribuidas cada diez plantas aproximadamente, lo cual permitía la colocación de la fa-

permanently subject to the needs as imposed by the building cycle. In the case of slab floors, the supply units were differentiated on each floor between hok s, hops and beams, basic reinforcement meshes, frames for standard punching and, finally, reinforcements. The punch bolt reinforcement was supplied separately and each batch covered several floors.

In general terms, the order of slab floor rebar fitting was structured as per a series of hoops and beams - hooks - standard punching - bottom basic and reinforcing - post-stressing sheaths - top basic and reinforcing - punch bolts. The hoops and beams were assembled in a workshop set up on site, in partial o complete stretches in accordance with a previously drawn up sketch design for all elements on each floor under the personal coordination of OHL technical staff; this workshop enabled an optimum level of compensation in the continuity of the erection and reinforcing gangs' work in the construction cycle sphere.

8. LOAD BEARING BEAMS

The 2 load bearing beams between the M1 and 1st floors supporting the building's south and east façade pillars (figure 6) are particularly unique elements in the building sphere. These S355J2G3 steel beams weigh about 130,000 kg each, their dimensions are 30 m span by 8 m thick and their diagonals are post-stressed by pairs of tendons with 19 and 31 Y1860S7 0.6" steel cords.

All elements (cords, diagonals, struts, etc.) were completely workshop made; submerged arc and gas shield tubular wire were the welding techniques used, forming erection units to be individually on-site placed with a maximum weight per item of 28,000 kg.

A trial fitting test was workshop performed for each beam and once the items and geometry assembled had been checked, the units which the fitting sequence indicated were sent to the site.

The process as planned for on site erection was defined, based on the premise that once the beams had been in situ assembled, the execution of the building's structure would be at the M1



Figura 6. Viga cargadero 2 (fachada sur) de Torre Espacio.
Figure 6. Torre Espacio's load bearing beam 2 (south façade).

floor level, so that no dead time breaking the Tower's production face continuity would occur.

Items were erected with mobile cranes from the ground floor following a sequence of end strut (NE on VC-1, WS on VC-2) - bottom chord - struts - diagonals - post-stressing tendons - top chord. The fitting of each element was topographically controlled with total stations that determined its location, at several points of the item, in relation to the final geometry specified in the project drawings. This control was extended beyond fitting, with morning and evening readings until the first floor's concreting.

Once the beams had been placed, and at least the first 10 floors had been built, the outside diagonals were partially tensile stressed in accordance with the general tensile stressing plan specified that laid down 4 phases distributed approximately every ten floors enabling the façade to be placed without tensile stressing derived movements affecting it at all.

9. STIFFNESS BELT

The execution of this important component of the structure was based on the decision not to strike the central core's

self-climbing formwork and on the possibility of zoning and making a specific cycle of the floors involved that would optimise the belt's construction process. This decision involved using mechanical joint sleeves for the belt's radial cut-off wall reinforcements; variations were also introduced in the initial design's construction details, which not only managed to make their construction viable, but also facilitated their control, and allowed for greater versatility during fitting. With this in mind, execution and fitting drawings were made for the M2 and 29th floors' reinforcement that contained, amongst other indications, the exact location of the overlaps which was necessary in view of the density of the active and passive reinforcement linked to that corresponding to the radial and perimeter cut-off walls. Detailed marking out drawings were also prepared in the same way for the sleeves that were left housed in the central core's walls, as well as their specifications referring to the type of join to be made, whether standard or special, the securing of which was assured by a central reverse thread piece.

The stiffness belt's execution phases were performed according to the series of PM2 slab floor - central core - radial and perimeter cut-off wall reinforcing - XY pillars - phase 1 north cut-off walls concreting - phase 1 south cut-off walls and phase 2 north concreting - phase 2

chada sin que los movimientos derivados del tesado le afectaran en modo alguno.

9. CINTURÓN DE RIGIDEZ

La ejecución de este importante componente de la estructura se basó en la determinación de no desmontar el encofrado autotrepante del núcleo central y en la posibilidad de zonificar y hacer un ciclo específico de las plantas implicadas que optimizara el proceso constructivo del cinturón. Esta decisión implicó la implementación de manguitos de empalme mecánico para las armaduras de las pantallas radiales del cinturón; además, se introdujeron variaciones en los detalles constructivos del proyecto inicial, que no sólo consiguieron hacer viable su construcción, sino que también facilitaron su control y permitieron mayor versatilidad durante el montaje. Con dicho fin, se realizaron planos de elaboración y montaje de la armadura de las plantas M2 y 29 que contenían, entre otras indicaciones, la ubicación exacta de los solapes, lo que resultaba necesario dada la alta densidad de armadura pasiva y activa ligada a la que correspondía a las pantallas radiales y perimetrales. Del mismo modo, se prepararon planos detallados de replanteo de los manguitos que se dejaron alojados en los muros del núcleo central, así como las especificaciones de los mismos, referentes al tipo de empalme a efectuar, fuese del tipo estándar o especial, cuya fijación era asegurada por una pieza central de rosas invertidas.

Las fases de ejecución del cinturón de rigidez se desarrollaron básicamente según la serie forjado PM2 - núcleo central - ferrallado de pantallas radiales y perimetrales - pilares XY - hormigonado fase 1 pantallas norte - hormigonado fase 1 pantallas sur y fase 2 norte - hormigonado fase 2 pantallas sur - hormigonado pantallas radiales interiores fases 1 y 2 - forjado P29.

10. CICLO CONSTRUCTIVO

En términos generales, el objetivo que pretende todo ciclo de producción es el de obtener la mayor reducción del plazo, manteniendo un alto estándar de

calidad al menor coste posible. Dicha consideración gobernó el diseño de los varios ciclos establecidos durante la ejecución de la Torre.

En el caso de Torre Espacio, el ciclo 1 comenzó a establecerse desde la ejecución de la 2ª tongada de la losa de cimentación, y como en todos los demás, su frente avanzaba por el núcleo central, donde se concentraba la mayor cantidad de trabajo; éste hizo parte de la *zona central* del ciclo, que además tenía 2 *subzonas* que incluían los núcleos laterales de menor entidad. Cuando la *zona central* se desarrollaba en la planta $n+1$, en la planta n se venía hormigonando desde la *subzona* norte 1 y ferrallando la *zona sur* en sentido antihorario. Este ciclo que inicialmente producía 1500 m² de planta cada 9 días laborables, se desarrolló al principio con encofrados *trepantes* conformados por consolas estándar hasta la entreplanta E3 en el núcleo central y la planta 1 en los laterales, niveles en los que comenzaron a funcionar respectivamente los encofrados *autotrepantes*, lo que además de otros aspectos, influyó en que el plazo de ejecución de las primeras plantas sobre rasante se redujera a 7 días laborables.

Los ciclos posteriores, a partir del segundo, establecieron un ritmo de producción que comenzó con una duración de 7 días y llegó a ser de 4,5 días (ciclo 3) para 1200 m² de planta ejecutada. Éstos se desarrollaron avanzando por el núcleo central a la planta $n+1$ con una franja de forjado NW-SE, que mientras progresaba hasta el hormigonado (fase indicada en la figura 7), concentraba las labores de ferrallado en la *zona norte* y de encofrado en la *zona sur*, al día siguiente del hormigonado de esta zona en la planta n .

11. GRÚAS

El inicio de la obra requirió la implementación de 4 *grúas móviles* que se emplearon originalmente para el montaje de la armadura de la losa de cimentación. Más tarde se usaron de manera continuada en menor número, para el movimiento y colocación de acero y encofrados en las plantas de sótanos, mientras avanzaba la instalación de las 2 *grúas fijas* con las que se desarrollaría la construcción de la Torre.

Durante la ejecución de la segunda tongada de la losa de cimentación, se colocaron los anclajes de fuste de las 2 *grúas torre*; estas grúas se instalaron con la misión esencial de elevar y trasladar acero y encofrados a las plantas de trabajo, así como los diversos materiales y medios auxiliares asociados a la ejecución de la estructura que no podían elevarse en los montacargas. Durante el hormigonado de los elementos con HA-80 hasta el nivel de la planta 1, se emplearon para transportar cubilotes hasta los lugares de vertido, y excepcionalmente, se utilizaron con el mismo fin en circunstancias especiales del desarrollo posterior de la obra.

Las grúas se ubicaron en las esquinas NE y SW, muy cercanas a las escaleras de evacuación, separadas 3,5 m, (eje fuste) de cada fachada. Se dispusieron en configuración de 50 m de pluma, lo que permitía una carga en punta de 54 kN y carga máxima de 120 kN hasta los 25 m, con velocidades de elevación que oscilaban entre 30 y 140 m/min. En cuanto la altura de las grúas superó los 150m. de altura, su capacidad de carga se redujo en 12 kN, debido al mayor peso de los cables instalados, necesarios para alcanzar los 257 m. (altura máxima bajo gancho).

La implantación inicial de las grúas se realizó sin arriostamientos con una altura bajo gancho de 60 m; posteriormente, conforme fue avanzando la obra, las grúas fueron incrementando su altura de manera autónoma, en tre-

south cut-off walls concreting - phases 1 and 2 radial and interior cut-off walls concreting - P29 slab floor.

10. CONSTRUCTION CYCLE

In general terms, the aim pursued by any production cycle is to obtain the greatest reduction in time whilst maintaining a high standard of quality at the least possible cost. This consideration ruled over the design of the several cycles established during the Tower's execution.

In the case of Torre Espacio, cycle 1 commenced from the execution of the 2d foundation slab layer, and, as in all the rest, its face advanced through the central core, where the greatest amount of work was concentrated; this made part of the cycle's central area, which also had 2 sub areas that included the smaller side cores. When the central area was developed on the $n+1$ floor, concreting was being carried out on the n th floor from the 1st north sub area and reinforcing the south area in an anti-clockwise direction. This cycle, which initially produced 1500 m² of storey every 9 working days, was carried out at the beginning with climbing formwork using standard console brackets up to mezzanine E3 in the central core and the 1st floor in the side cores, on which levels the self-climbing formwork respectively commenced to work. Apart from other aspects, this influenced the



Figura 7. Fase hormigonado zona central, ciclo 2 Torre Espacio.
Figure 7. Central area's concreting phase, cycle 2 Torre Espacio.

execution term for the first few floors above ground level being reduced to 7 working days.

The subsequent cycles as from the second set a production rate that commenced with a 7 day duration and came to be 4.5 days (cycle 3) for 1200 m² of storey executed. The latter were carried out advancing through the central core to the n+1 floor with a NW-SE strip of slab floor which, whilst progressing up to concreting (phase shown in figure 7), concentrated the reinforcing work in the north area and formworking in the south area, the day following the concreting of this area on the nth floor

11. CRANES

The commencement of the work called for 4 mobile cranes which were originally used for fitting the foundation slab's reinforcement. Less were later used continuously for moving and placing steel and formwork in the basement storeys, whilst the installation of 2 fixed cranes with which the Tower would be built progressed.

The shank anchorages of the 2 tower cranes were fitted during the execution of the 2nd layer of the foundation slab's second layer; these cranes were set up with the essential purpose of lifting and transferring steel and formwork to the floors where work was progressing, as well as the various materials and auxiliary equipment associated to the structure's execution that could not be taken up in goods lifts. They were used to carry buckets during the concreting of elements with HA-80 up to the 1st floor level to the pouring sites and, as an exception, were used with the same purpose under special circumstances in the later performance of the work.

The cranes were sited at the NE and SW corners, very close to the emergency staircases, 3.5 m, (shank centre line) from each façade. They were arranged in a configuration of 50 m of jib, which allowed for a tip load of 3 kN and maximum load of 10 kN up to 3 m, with lifting rates ranging between 0 and 140 m/min. As soon as the height of the

cranes exceeded 150m, their load capacity was reduced by 12 kN, due to the greater weight of the cables which were required to reach 257 m (maximum under hook height).

The cranes were initially set up with no stays and a height under hook of 0 m; as work progressed, they then increased their height on their own, in lifts which were always programmed at the weekend, with the aim of not affecting the work during the working days which most affected the cycle.

The cranes were stayed directly to the edge of the slab floor slabs beginning with the first placed 45 m away and then every 6 or 7 storeys (24 - 28 m). The anchorages were formed by means of telescopic diagonals made with tubular sections joined to the plates with high strength bolts and the anchorage plates were secured to the slab floors with confined threaded bars embedded in the slabs' concrete.

12. CONTROL

Many trial and control tests were carried out during the Tower structure's execution. Amongst others, slab-ground friction tests were performed, the concrete's temperature evolution was monitored, tensile stressing deformations were measured, a topographical erection control was made and load bearing beams were time monitored before and after tensile stressing phases, differential shortening between pillars and cores, time evolution of sags in slab floors, specific ripping out tests were carried out for bars anchored with grout and resin, tests on sleeves for mechanical joints, etc.

REFERENCES

- [1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. Building structure", Hormigón y acero, n° 249, July-September, 2008
- [2] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., "La estructura del edificio Torre Espacio en Madrid", Hormigón y acero, n° 249, July-September, 2008.

padar que se programaron siempre los fines de semana, con el objeto de no afectar al desarrollo de la obra durante los días laborables que más incidían en el ciclo.

Los arriostramientos de las grúas se efectuaron directamente al canto de las losas de forjado, comenzando con el primero, que se colocó a 45 m, y luego cada 6 o 7 plantas (24 - 28 m). Los anclajes se conformaron mediante diagonales telescópicas hechas con perfiles tubulares, unidos a las placas con bulones de alta resistencia, y las placas de anclaje se fijaron a los forjados con barras roscadas confinadas, embebidas en el hormigón de las losas.

12. CONTROL

Durante la ejecución de la estructura de la Torre, se efectuaron múltiples ensayos de prueba y control. Entre otros, se realizaron para la losa de cimentación pruebas de rozamiento losa-terreno, se controló la evolución de la temperatura del hormigón y se midieron las deformaciones por tesado, se hizo un control topográfico de montaje y seguimiento en el tiempo de las vigas cargadero, antes y después de las fases de tesado; se controlaron topográficamente los asentamientos de la Torre, acortamientos diferenciales entre pilares y núcleos, evolución en el tiempo de las flechas en los forjados, se efectuaron ensayos específicos de arrancamiento para barras ancladas con grout y resina, pruebas sobre manguitos para empalmes mecánicos, etc.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Bruguera Masana, J., "Torre Espacio. La estructura del edificio", Hormigón y acero, n° 249, Julio-Septiembre 2008.
- [2] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., "La estructura del edificio Torre Espacio en Madrid", Hormigón y acero, n° 249, Julio-Septiembre 2008.

FICHA TÉCNICA / TECHNICAL DATA

- Edificio / *Building*: Torre Espacio
- Propiedad / *Owner*: Inmobiliaria Espacio (Grupo Villar-Mir)
- Gestión del proyecto / *Project manager*: Torre Espacio Castellana, S.A. (Jaime Teulón, Nicolás Alonso, Gregorio Díaz)
- Arquitecto / *Architect*: Pei, Cobb, Freed & Partners, Nueva York (José Bruguera), Reid Fenwick Asociados, Madrid (Alberto Sotodosos)
- Proyecto de estructura / *Structural engineering*: MC-2, Estudio de Ingeniería. Belén Ballesteros Molpeceres, Carlos Castañón Jiménez, María Corral Escribano, Miguel Fernández Ruiz, Ginés Ladrón de Guevara, Álvaro Serrano Corral, Miguel Gómez Navarro, Julio Martínez Calzón.
- Estudio de viento / *Wind studies*: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Nick Isyumov); Instituto Universitario 'Ignacio Da Riva' (Universidad Politécnica de Madrid)
- Estudio geotécnico / *Geotechnical survey*: Luis Sopeña
- Control de proyecto / *Design quality control*: Intemac, Leslie E. Robertson Associates, Nueva York (William Faschan)
- Proyecto de instalaciones / *Building services design*: Promec, R. Úrculo Ings.
- Empresa constructora / *General contractor*: OHL
- Control de ejecución y materiales / *Workmanship and materials quality control*: Intemac
- Cimentación / *Foundation*: OHL, Geocisa (contención perimetral)
- Hormigón (suministrador) / *Concrete (supplier)*: Tarmac
- Hormigón (bombeo) / *Concrete (pumping)*: TPB
- Diseño del hormigón de alta resistencia / *HSC Design*: Composites I D
- Encofrados / *Formwork*: Perí
- Ejecución estructura de hormigón - armadura pasiva / *On-site structural concrete – reinforcing steel*: Hormigones Guadarrama / Ferrallas Albacete
- Pretensado (suministrador o sistema) / *Prestressing (supplier or system)*: Freyssinet
- Estructura metálica (taller) / *Steel structure (shop)*: Horta Coslada (vigas cargadero y estructuras especiales), Monoplex (estructuras auxiliares de fachada)

Torre de Cristal. Arquitectura *Torre de Cristal. Architecture*

César Pelli⁽¹⁾, Enrique León⁽²⁾ e Iñigo Ortiz⁽²⁾

Recibido / Received: 30/11/2007
Aceptado / Accepted: 21/02/2008

RESUMEN

La Torre de Cristal, con sus 250 m de altura, será uno de los edificios más importantes de Madrid. Según el mismo César Pelli, este rascacielos “surge como una escultura cincelada a partir de un gran bloque de cristal...”. La Torre tres, del conjunto urbanístico de Cuatro Torres, se dedicará en su totalidad al alquiler de oficinas. En este artículo se describe sucintamente el edificio, usos y organización funcional. Se comenta además el especial protagonismo que adquiere la fachada a través de su concepción basada en parámetros medioambientales. Finalmente, como datos técnicos, se mencionan los recaudos adoptados en el diseño para cumplir con las exigencias reglamentarias vigentes de protección al fuego y también se mencionan los acabados escogidos para esta obra.

Palabras clave: Cesar Pelli, Ortiz.Leon.Arquitectos, Torre de Cristal, rascacielo, edificio.

ABSTRACT

The 250-m tall Glass Tower will be one of Madrid's most emblematic buildings. According to César Pelli, this skyscraper is “like a sculpture chiselled from a huge block of glass...”. Tower three in the Cuatro Torres (“four towers”) urban complex will house leased office suites in its entirety. The present article provides a succinct description of the building, its uses and functional organization. The importance of the environmental features of the facade in the conception of the building is also discussed. Finally, certain technical issues are addressed, such as the attention paid in the design to compliance with the existing legislation on fire protection and the finishes chosen for the building.

Key words: Cesar Pelli, Ortiz.Leon.Arquitectos, Torre de Cristal, skyscraper, building.

⁽¹⁾ Arquitecto diseñador.

⁽²⁾ Arquitectos asociados.

Persona de contacto / Corresponding author : orlearq@ortizleon.com



Figura 1. Maqueta virtual de la Torre de Cristal.
Figure 1. Virtual model of Torre de Cristal.

1. THE BUILDING

Madrid's twenty first century growth got off to a booming start with the Cuatro Torres urban complex, built on land formerly occupied by the Real Madrid Sports City.

César Pelli, Argentine architect re-rooted in the United States, won the limited international competition for tower three Torre de Cristal owned by Mutua Madrileña (an insurance company). Pelli is the author, among others, of the Petronas Twin Towers at Kuala Lumpur, Malaysia, (1998), the tallest buildings in the world when built and until 2003.

Former Dean of the Yale School of Architecture, he is a humanistic architect committed to art who works in cities the world over from his studio in New Haven.

The history of Madrid and especially of its architectural elements clearly influenced his conception of the building, as he himself notes:

"The four towers in the urban development located at the northern

end of the 'Castellana', one of the city's main arteries, will be the most important buildings in Madrid and all of Spain.

Although the four towers form a part of the same compound, they are spaced at a sufficient distance to be perceived as sculptures against the sky.

The design for the Glass Tower expresses the optimism and buoyancy of the new Madrid. The tower rises like a sculpture chiselled from a huge block of glass, its various facades capturing the sunlight much as if it were a cut diamond. Because their angles differ, some of these planes reflect the light more intensely, imbuing the whole with movement and life.

While reminiscent of ancient Egyptian obelisks, the shape of the tower is at the same time absolutely contemporary, denoting a structure vibrant with life. The tower soars upward from the square, accentuating its verticality as it climbs to the sky.

1. EL EDIFICIO

El crecimiento de Madrid en el siglo XXI, se ha iniciado con el conjunto urbanístico de las Cuatro Torres, en el solar de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid.

La Torre tres, Torre de Cristal, propiedad de Mutua Madrileña fue adjudicada en concurso internacional restringido al arquitecto argentino, afincado en Estados Unidos, Cesar Pelli, autor entre otros proyectos de las torres Petronas de Kuala Lumpur (Malasia 1998) que ostentaron hasta el año 2003 el record mundial de altura.

Pelli, que ha sido decano de la Facultad de Arquitectura en la Universidad de Yale, es un arquitecto humanista comprometido con el arte, que desarrolla su trabajo desde su estudio de New Haven en diferentes ciudades a lo largo de todo el mundo.

La historia de Madrid y, sobre todo, de sus elementos arquitectónicos, influyeron claramente en su concepción del edificio como el mismo describe:

"Las cuatro torres del desarrollo urbanístico situado al norte del eje Castellana serán los edificios más importantes de Madrid y de toda España.

Aunque las cuatro Torres forman un conjunto, éstas están separadas lo suficientemente para ser percibidas como esculturas contra el cielo.

El diseño de la Torre de Cristal expresa el optimismo y el dinamismo del nuevo Madrid. La Torre surge como una escultura cincelada a partir de un gran bloque de cristal, los diferentes planos de fachada capturan la luz natural como si fuera un diamante tallado. Como resultado de la variedad de ángulos de sus planos, algunos de ellos reflejan la luz con más intensidad dando vida y movimiento a todo el volumen.

El perfil de la Torre recuerda a los antiguos obeliscos de Egipto, pero al mismo tiempo tiene la imagen contemporánea de estar llena de vida. La torre se alza desde la plaza con gran fuerza acentuando su verticalidad en dirección hacia el cielo.

La Torre de Cristal termina con planos inclinados destacando su per-

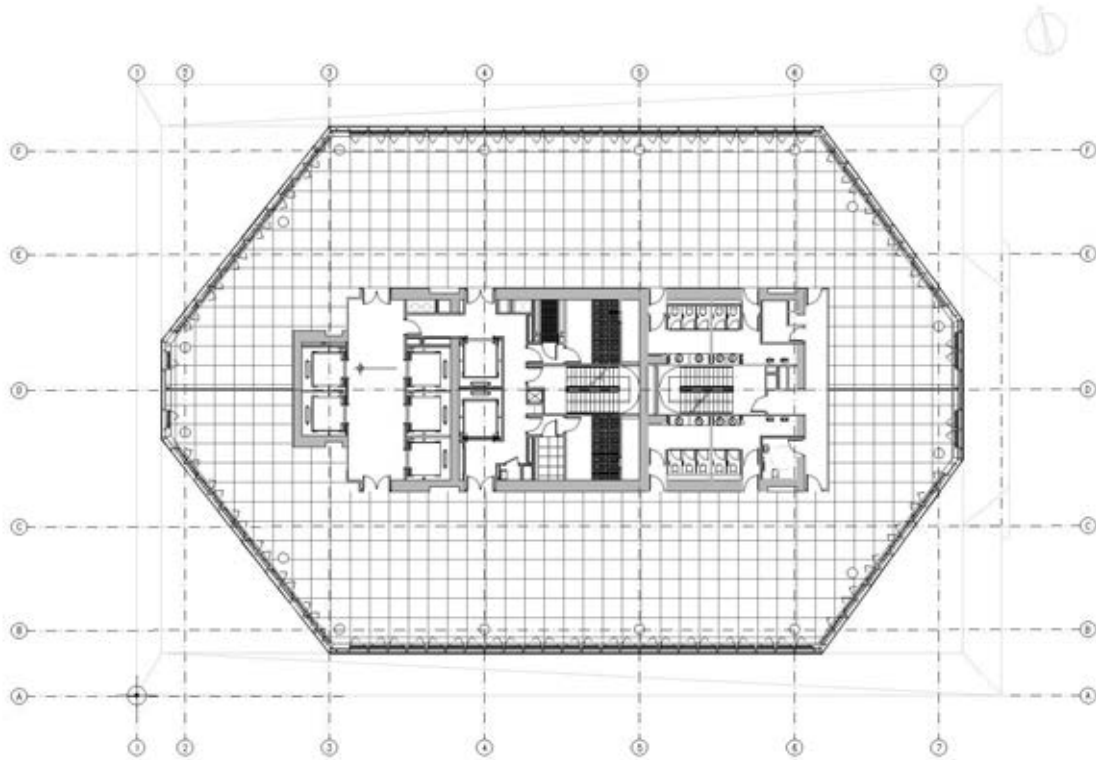


Figura 2. Planta tipo.
Figure 2. Standard floor.



Figura 3. Aspecto exterior del jardín de invierno.
Figure 3. Winter garden exterior aspect.

At the very top the facade slants visibly, clearly veering off the vertical profile of the rest of the building to constitute an unforgettable and readily recognizable point on Madrid's skyline.

At night the winter garden under the roof of the tower will flare up into an immense spotlight visible along the entire Paseo de la Castellana and from anywhere in northern Madrid."

César Pelli

2. USE

Towering 0 m above the ground below, the building is divided into 46 office storeys, 5 service storeys and a huge 11 m high lobby complete with a coffee shop and restaurant.

Its 6-storey underground car park, which can accommodate 1,200 vehicles, has four entrances from the underground roadway that rings around the four towers.

Each of the standard storeys houses two independent office suites with net areas ranging from 0 to 0 m², divisible at 1.20 m intervals and having a clear height of 2.80 m; the lavatories and machine rooms are located in the central core of the building.

A transfer lobby on storey 32 provides access to the top 16 floors of the tower and the intermediate service storey.

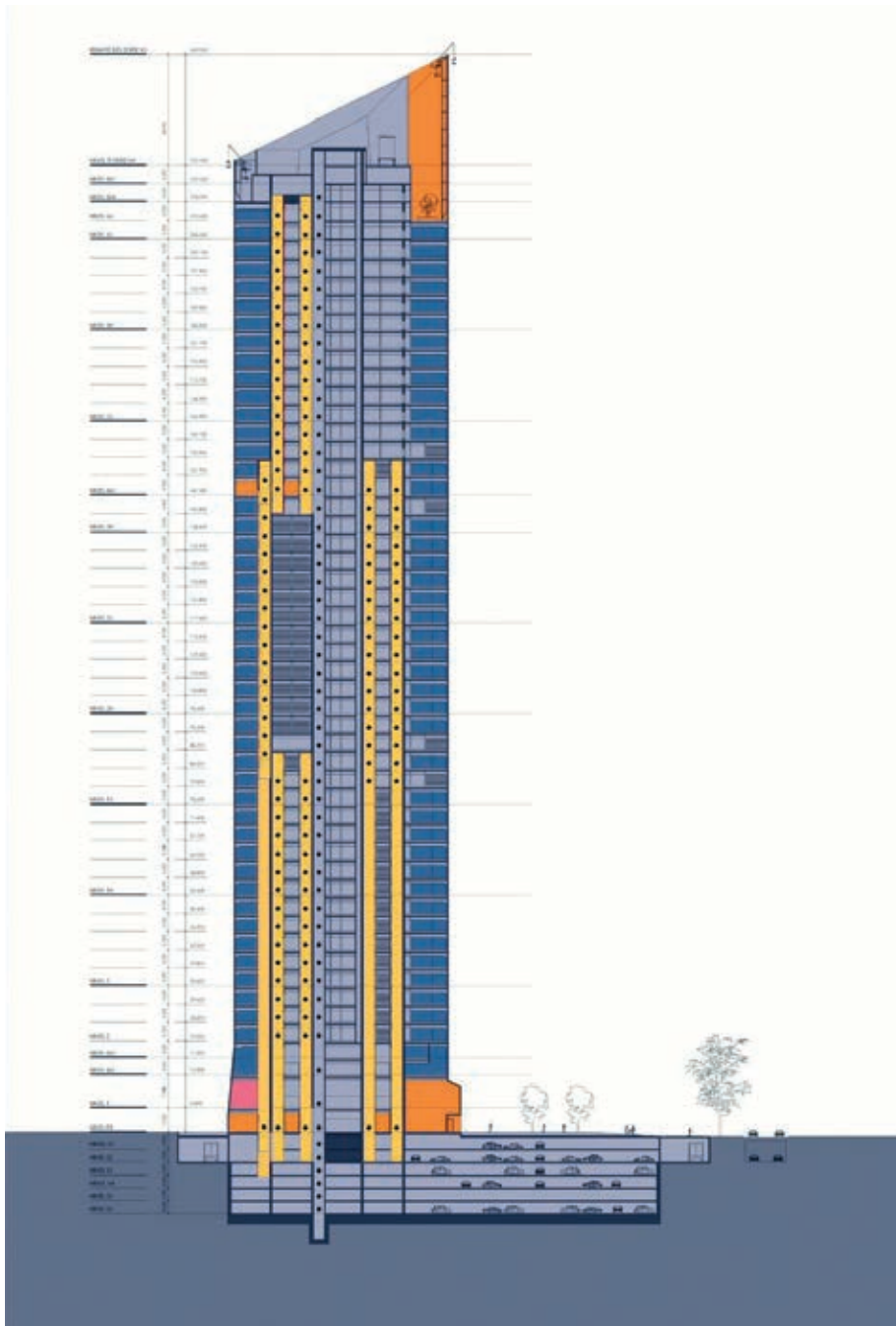


Figura 4. Sección en alzado de la torre.
Figure 4. Longitudinal section of the tower.

The 40-m high winter garden that crowns the building will be lit up at night, serving as a reference for the entire city.

3. FUNCTIONAL ORGANIZATION

The four towers are located in a spacious 40,000-m² landscaped square that provides pedestrian access to the buildings from the ten bus lines, the underground station and the taxi stands in the immediate surroundings.

An estimated 50% of the building's expected 4,800 users will access the of-

ices from the main lobby and the other 50% from the underground car park, using the following lift banks:

- Low-rise bank:
1,600 kg, 3.5 m/s lifts
- Mid-rise bank:
1,600 kg, 6 m/s lifts
- Shuttles to the transfer lobby:
1,800 kg, 8 m/s lifts
- High-rise bank:
1,800 kg, 8 m/s lifts

A further bank of three 1,350 kg lifts will carry passengers from the 1,200-

fil respecto al resto del conjunto. Constituye una forma inolvidable y fácilmente reconocible en el perfil de Madrid.

Por la noche un jardín de invierno en la zona superior de la Torre se convertirá en una inmensa fuente de luz a lo largo del Paseo de la Castellana y visible desde todas las áreas del norte de Madrid.”

Cesar Pelli

2. USOS

Los 250 m de altura del edificio se organizan en 46 plantas de oficinas, 5 plantas de instalaciones y un gran vestíbulo de acceso de 11 m de altura con cafetería y un restaurante integrados.

El aparcamiento subterráneo de 6 plantas tiene capacidad para 1.200 coches, con cuatro accesos desde el anillo general que rodea los edificios desde el segundo sótano.

Cada una de las plantas de alquiler se divide en dos oficinas independientes con superficies útiles que oscilan entre los 400 y 600 m², modulación de despachos de 1,20 m y altura libre de 2,80 m, con aseos y cuartos mecánicos situados en el núcleo central del edificio.

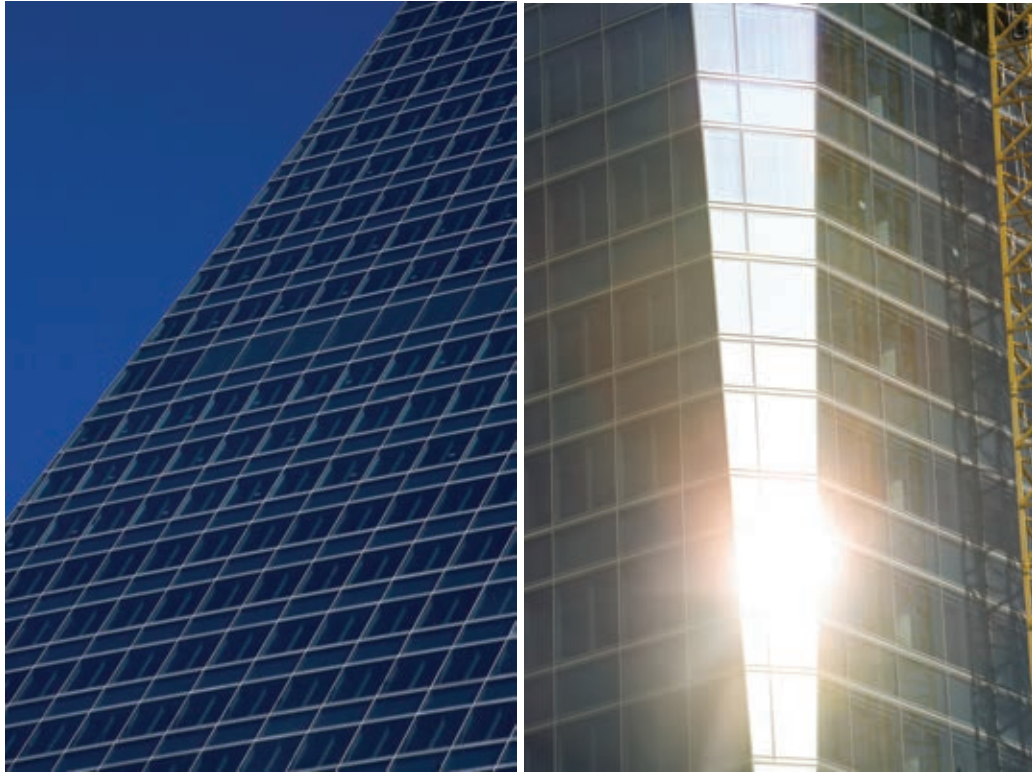
Existe un vestíbulo de transferencia en la planta 32 que facilita el acceso a las 16 últimas plantas de la Torre, que cuentan con una planta de instalaciones intermedia.

En la coronación del edificio está situado el jardín de invierno de 40 m de altura que por la noche se iluminará, sirviendo de referencia en la ciudad.

3. ORGANIZACIÓN FUNCIONAL

Las Cuatro Torres se sitúan en una gran plaza ajardinada de 40.000 m² que resuelve los accesos peatonales a los edificios, desde las 10 líneas de autobuses y una de metro circundantes, además de taxi.

Se ha estimado que un 50% de los 4.800 usuarios previstos como población del edificio, accederán a través del vestíbulo principal y el resto desde el aparcamiento subterráneo mediante un



Figuras 5 y 6. Efectos de transparencia y brillo del vidrio de la fachada.
Figures 5 and 6. Facade's glass transparency and brightness effects.

sistema de ascensores formado por las siguientes baterías:

- Batería baja:
6 ascensores de 1.600 kg a 3,5 m/s
- Batería media:
6 ascensores de 1.600 kg a 6 m/s
- Lanzaderas a vestíbulo de transferencia:
3 ascensores de 1.800 kg a 8 m/s
- Batería alta:
5 ascensores de 1.800 kg a 8 m/s

Igualmente existe una batería de 3 ascensores de 1.350 kg a una velocidad de 1,6 m/s para transportar hasta el vestíbulo principal a los usuarios de los 1.200 coches del aparcamiento de los cuales 180 se calculan que serán plazas para visitas.

Todos estos ascensores tienen decoraciones de máxima calidad, altura de 2,80 m y puertas de 1,10 m de ancho.

Cada planta, con una superficie media de 1.500 m², cuenta con un núcleo central [1 y 2] donde además de los ascensores están situadas las 2 escaleras de evacuación, cuatro módulos de aseos, dos para cada una de las oficinas, 2

salas de instalaciones mecánicas y 2 eléctricas, 2 ascensores montacargas de 4.000 kg a 4 m/s con puertas de 1,60 m de ancho y 2,80 m de alto.

Mediante este núcleo, las 2 oficinas de cada planta responden a las prestaciones funcionales que unas oficinas de máxima categoría pueden demandar en este edificio.

4. FACHADA

Las intenciones arquitectónicas y medioambientales de Pelli, se concentran en la fachada que, para responder a su imagen continua de bloque de cristal tallado, utiliza un módulo inusualmente grande de 2,40 m x 4,20 m, en un sistema constructivo de paneles prefabricados modulares de aluminio y vidrio extra claro, de bajo contenido en hierro, con un alto grado de transparencia. Este vidrio que por sus características no verdea, es muy natural, mimetizándose en cada momento con los diferentes tonos azules del cielo desde la transparencia de una pompa de jabón hasta la reflexión total en función de la posición del sol, en un juego cambiante a lo largo del día que proporciona vibración y vida al edificio.

vehicle car park to the main lobby at a speed of 1.6 m/s. Approximately 180 of the parking bays will be reserved for visitors.

All these lifts, which are finished with top quality materials, measure 2.80 m high and are fitted 1.10 m wide doors.

In addition to the lifts, the 1,500 m² (mean area) on each storey houses two evacuation staircases, four lavatory modules – two for each suite –, two rooms for mechanical and two for electrical services, and two 4,000 kg, 4 m/s goods lifts 2.80 m high with doors measuring 1.6 m wide.

This core provides the two office suites on each storey with all the features expected of an executive office building such as this tower.

4. FACADE

Pelli focused his architectural and environmental intentions on the facade, achieving the desired effect of a continuous block of carved glass by using unusually large (2.40 x 4.20 m) prefabricated modular panels made of aluminium and extra clear low iron, i.e. highly transparent, glass. This very

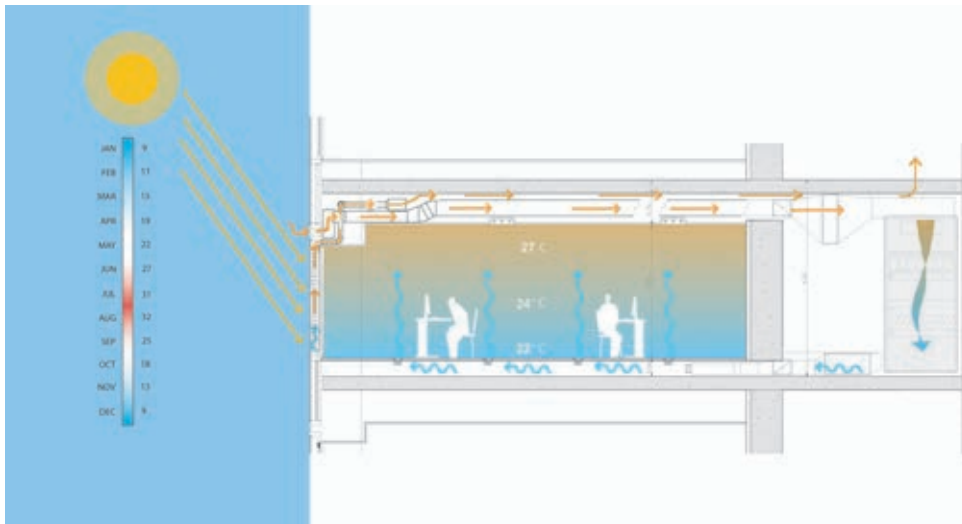


Figura 7. Diagrama de verano.
Figure 7. Summer diagram.

natural glass, whose properties prevent greening, mirrors the sky's different shades of blue, mimicking everything from the transparency of a soap bubble to the atmosphere itself depending on the angle of the sun; it is this changing interplay throughout the day that makes the building shimmer with life.

It is, in short, a body of sculpted glass that not only vibrates under the sun, but breathes. This distinctive feature is the result of engineering that allows for air exchange on every storey, obviating the need for the large vertical air shafts characteristic of high rise buildings, while at the same time ensuring optimal mechanical system performance.

The architectural design of the facade responds to environmental concerns (Figures 7 and 8): indeed, its three-lay-

er ventilated facade system with automatic sun shades optimizes both energy efficiency and indoor comfort levels. The underlying principle is based on the two elements of the modular system:

- The 20 cm chamber between the outer double glazing and inner openable glass panels, through which part of the extracted indoor air circulates, conveying the heat or cold accumulated in the chamber to the indoor mechanical systems and generating enormous energy savings.

- The directional louvered shades that, depending on the angle of the sun and the amount of natural light, automatically slant the louvers to maximize the light while blocking the sun's rays; adeptly combined with luminaires, this system meets all users' lighting needs.

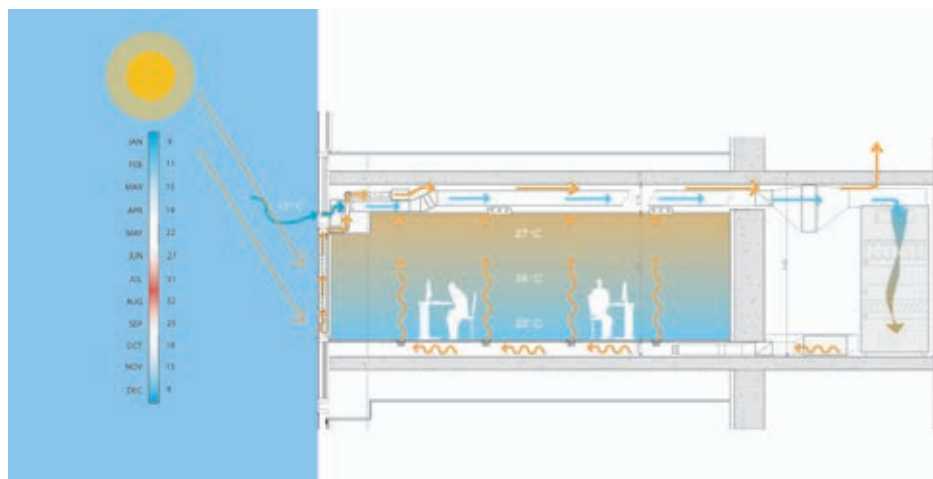


Figura 8. Diagrama de invierno.
Figure 8. Winter diagram.

En definitiva, un bloque de vidrio facetado que vibra bajo el sol y además respira. Esta singular característica que le permite intercambiar aire con el exterior en cada una de sus plantas, sustituye a los voluminosos patinillos verticales de transporte de aire característicos de la tipología en altura, y consigue un óptimo rendimiento de los sistemas mecánicos.

La fachada culmina su diseño con parámetros medioambientales (Figuras 7 y 8), incorporando un sistema activo de triple capa con cámara de aire ventilada que incorpora cortinillas automáticas de control solar, optimizando el rendimiento energético

y el confort de utilización de los usuarios del edificio. Su funcionamiento se basa en dos elementos del sistema modular:

- La cámara de 20 cm de espesor existente entre el climalit exterior y el panel practicable interior a través de la cual se hace circular parte del aire de extracción de las oficinas, que a su paso disipa el calor o frío acumulado en la cámara y lo transfiere a los sistemas mecánicos interiores, generando un gran ahorro energético.

- Las cortinillas de lamas orientables que, en función de la posición del sol y la luz natural existente, inclina automáticamente sus lamas con el criterio de máxima entrada de luz sin dejar pasar los rayos del sol, para satisfacer, de forma combinada con la luz artificial, las necesidades de iluminación requeridas por el usuario.

En definitiva, se trata de una de las fachadas con más alta tecnología medioambiental que se está realizando en estos momentos en el mundo.

5. PROTECCION AL FUEGO

Todo el edificio se ha proyectado cumpliendo el Reglamento de Protección contra incendios de la Comunidad de Madrid [3] y la Norma Básica de Edificación de Condiciones de Protección contra Incendios en los Edificios [4]. Habría que destacar que cada planta de la Torre de Cristal constituye

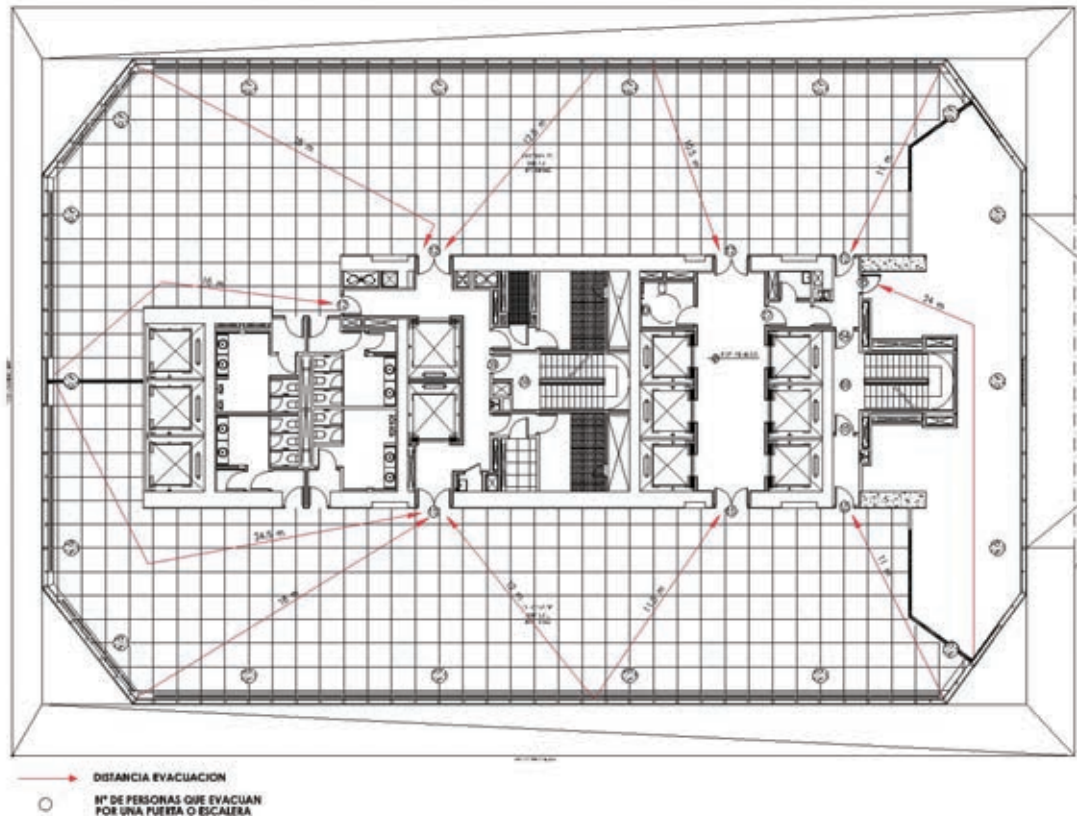


Figura 9.
Figure 9.

un sector de incendios independiente respecto de los adyacentes. Esto se consigue con la colocación en la fachada de una franja para el valor de estabilidad al fuego EF-90 de 1,5 m de altura para sectorizar las plantas entre sí.

Cada sector, está a su vez dividido en dos espacios totalmente independientes con salidas opuestas. Asimismo, constituyen también sectores de incendios independientes la escalera de evacuación, el cuarto de instalaciones, los patinillos y cada planta de garaje.

La Torre de Cristal debe ser evacuada en las condiciones más desfavorables en menos de 45 minutos, disponiéndose para ello en el núcleo sobre rasante de dos tramos con un ancho de 1,30 m y con un sistema de presurización selectiva.

Asimismo, bajo rasante se dispone de cinco escaleras de 1 m de ancho. La distancia desde cualquier origen de evacuación hasta el punto con dos recorridos de evacuación del edificio es menor de 25 m, y del garaje de 50 m. Todas las áreas de oficinas disponen de estructura con un parámetro de resistencia al fuego REI-180, muros delimitadores también REI-180 y de un sistema auto-métrico de extinción mediante rociadores. Además, se ha previsto una zona refugio cada 10 plantas con capacidad para 150 personas.

En los garajes se cuenta con estructura REI-180, muros delimitadores de sectores REI-180 y sistema auto-métrico de extinción mediante rociadores.

6. ACABADOS

La Torre de cristal dispone de acabados de máxima calidad, acordes con la categoría de un edificio de estas características. Todas las oficinas cuentan con suelos técnicos compuestos por falso suelo de baldosas de cuadrícula de 60 cm x 60 cm con altura de 40 cm. Las paredes están terminadas en Texturglas y pintura plástica, y los techos metálicos son microperforados en modulación de 60 cm x 60 cm y 1,20 m x 1,20 m y 60 cm de altura.

Los vestíbulos de los ascensores están acabados en granito negro sobre recrecido a base de Cavity de PVC y solera de hormigón. Las paredes son de piedra caliza crema moca y puertas de madera y acero inoxidable, y los techos son de placa de cartón yeso con candilejas de luz continuas.

Las zonas de servicios están acabadas en suelo de granito sobre recrecidos, paredes enlucidas y acabadas con pintura mineral, y techo registrable modular; las

In a word, this facade deploys some of the highest environmental technology in use in the world today.

5. FIRE PROTECTION

The entire building was designed in accordance with the Madrid Regional Fire Protection Regulations [3] and nation-wide Basic Building Standard on Fire Protection in Buildings [4]. Every storey in Torre de Cristal is an enclosed fire compartment, completely separate from the adjacent storeys. This compartmentalization is achieved by installing 1.5 m high, 90-minute fire rated bands between storeys on the facade.

Each compartment is in turn divided into two wholly independent spaces with exits on opposite sides. The evacuation staircases, service rooms, service shafts and car park storeys are likewise separate fire compartments.

Torre de Cristal should be evacuated, under the least favourable conditions, in less than 45 minutes, for which purpose the above grade core has two 1.30 m wide staircases fitted with selective pressurization capability.

Similarly, the below grade area has five 1-m wide stairways. Evacuation routes are no farther than 25 m from any point in the above grade part of the building (Figure 9), and no more than 50 m in the car park. All office areas have 3-hour fire rated structure and partition walls, and all are fitted with an automatic sprinkler system. The building also has one shelter area for every ten storeys, with a capacity of up to 150 people.

The structure and compartment walls in the car park have a 3-hour fire rating and there is an automatic sprinkler system on every storey.

6. FINISHES

Only the highest quality finishes have been used in the Glass Tower, in keeping with an exclusive building of this nature. All the offices have technical floors consisting in 60 x 60-cm tiles raised 40 cm off the underlying slab. Painted textile glass wallcovering is used throughout and the metal ceilings, suspended 60 cm below the overlying slab, are made of micro-perforated 60 x 60-cm and 1.0 x 1.20-cm panels.

The black granite flooring in the lift lobbies is laid on PVC filling over a concrete floor slab. The walls are veneered with "Moca-crème" limestone, the doors are made of wood and stainless steel and the plasterboard ceilings are recessed around the edge for lighting.

The machine room areas have raised granite flooring, plaster walls with a mineral paint finish and modular tiled

ceilings. The pre-cast concrete carriages and plaster walls in stairways are likewise finished with mineral paint.

The walls and floors in lavatories are panelled with Calacatta-type limestone; the ceilings are made of plasterboard and metal over the booths, which are made of stainless steel. The mirrors and light fixtures are embedded and the sink counters are made of glass.

The service room areas have compact porcelain tile floors with steel grids on vents, painted, rough-plastered walls and painted ceilings. The main lobby on the ground storey has special "Cabeça de Veada" limestone flooring, glass walls in the core with integrated lighting, and continuous plasterboard ceilings fitted with smoke traps. Finally, the car parks have polished concrete floors, painted and rough-plastered masonry walls and painted slab ceilings.

REFERENCES

[1] Blanco, P.J., Herrera, C y Viñals, J.I.: Torre de Cristal. Structural design for a high rise building, *Hormigón y Acero*, nº 249, 3º trimestre, 2008.

[2] Viñals, J.I. Ruiz Ocaña, A. y Peigneux, J.R. Foundation and steel and concrete structures in Torre de Cristal, *Hormigón y Acero*, nº 249, 3º Trimestre, 2008.

[3] Madrid Regional Fire Protection Regulations, *BOCM*, nº 68, march, 2003.

[4] NVE-CPI/96. Notion-guide Basic Building Standard on Fire Protection Buildings.

escaleras disponen de suelos pintados sobre zancas prefabricadas de hormigón, paredes enlucidas y acabadas con pinturas minerales.

En los aseos, las paredes y los suelos están realizados en piedra caliza tipo Calacatta, techos de pladur pintados y metálicos en cabinas, cabinas de acero inoxidable y espejos y cajas de luz integrados sobre encimera de vidrio.

Los cuartos de instalaciones están realizados con suelo en gres compacto y Tramex, paredes enfoscadas y pintadas, y techos pintados. El vestíbulo de acceso en planta baja está acabado con suelo de piedra caliza especial cabeza de Veada, paredes de vidrio en el núcleo con iluminación integrada, y techos continuos de pladur con sistemas de contención de humos. Finalmente, los garajes están acabados en suelo de hormigón pulido, paredes de fábrica enfoscadas y pintadas, y techo pintado sobre loza.

REFERENCIAS

[1] Blanco, P.J., Herrera, C., y Viñals, J.I.: Torre de Cristal. Proyecto estructural de un edificio de gran altura, *Hormigón y Acero*, nº 249, 3º trimestre, 2008

[2] Viñals, J.I. Ruiz Ocaña, A. y Peigneux, J.R. Cimentación y estructura metálica y de hormigón de la Torre de Cristal, *Hormigón y Acero*, nº 249, 3º Trimestre, 2008.

[3] Reglamento de Prevención de Incendios de la Comunidad de Madrid, *BOCM*, nº 68, Marzo, 2003.

[4] NVE-CPI/96. Norma Básica de la Edificación "Condiciones de Protección de Incendios".

Torre de Cristal. Proyecto 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.

Asimismo 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

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 Glass Tower is located on Madrid's Paseo de la Castellana, specifically where the former Real Madrid Sports City once stood, forming part of what is now known 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 3 and 3 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 100×75 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 to silty 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 600 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 $48,85 \times 38,85$ m cuyas esquinas se van achafalando según asciende, dando lugar a una sección transversal 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 100×75 m, con su lado



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

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 satura-



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

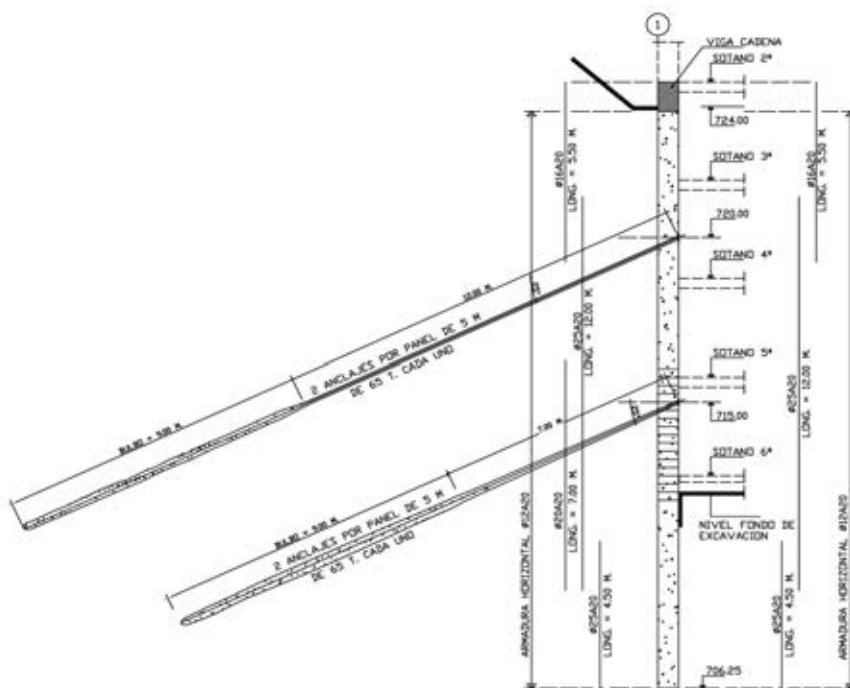


Figura 3. Sección tipo de muro pantalla.
Figure 3. Standard cross-section and diaphragm wall.

ban 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 30 m wide and two anchor ages per panel at two different levels (see Figure 3).

The diaphragm wall delimits a single space for the Glass and the Space Tower 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

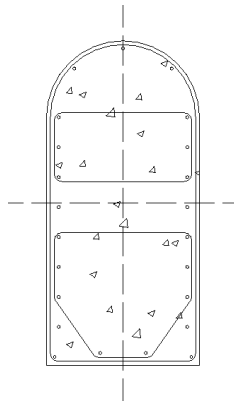


Figura 4. Pilar de Sótano.
Figure 4. Basement column.

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 80 to 160 cm depending on the span as well as the loads involved, which range from 11.0 to 30 kN/m².

Two expansion joints were made in the below grade corpus, one running from 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 80 cm and 30 kN/m² in the first through the fifth storeys (the sixth is the bottom slab); the figures for the ground storey, by contrast, are 100 cm and 30 kN/m², 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/m², and construction loads accounted for a further 1.0 kN/m². This meant shoring up at least three of the lower basements, where the additional loads were 30 kN/m², 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 semi-circular 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-

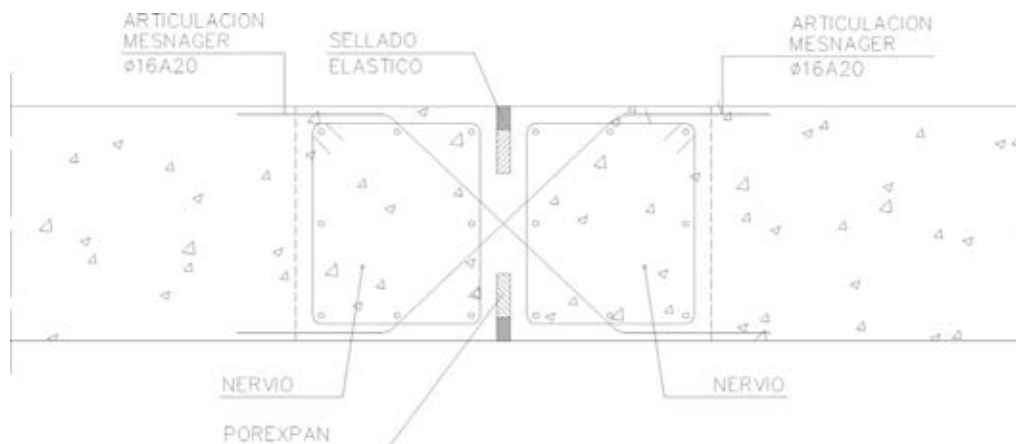


Figura 5. Junta Mesnager.
Figure 5. Mesnager joint.

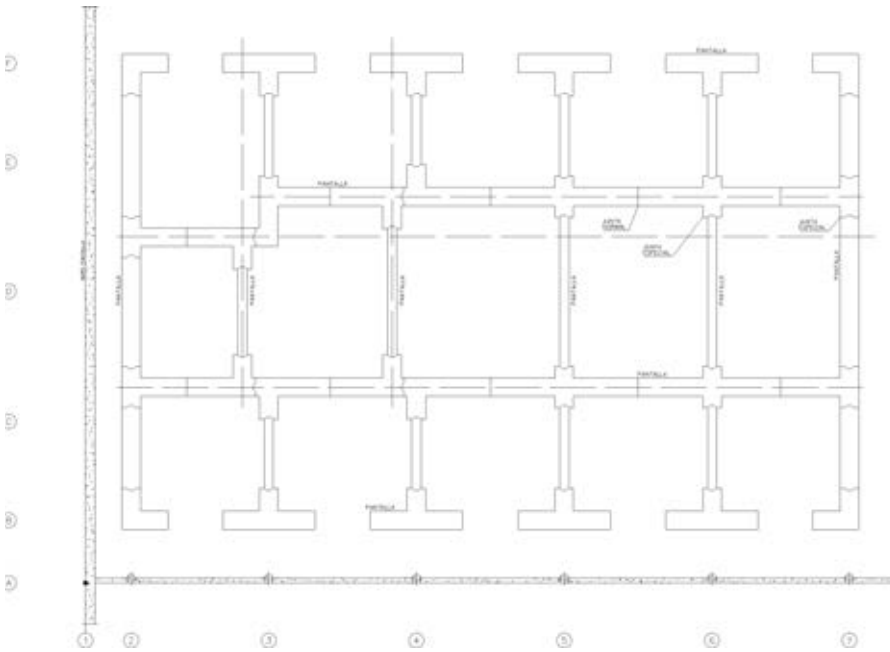


Figura 6. Plano en planta de pantallas de cimentación.
Figure 6. Plan view of foundation walls.

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/m² y 25,0 kN/m² 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 asentamientos 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/m² en los sótanos quinto a primero (el sexto es la solera) y 40 cm y 25,0 kN/m² 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/m² a los que se debe añadir al menos 1,0 kN/m² de sobrecarga de uso durante su construcción, por lo que fue necesario apuntalar al menos cuatro sótanos inferiores de carga adicional 3,0 kN/m² 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.



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

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

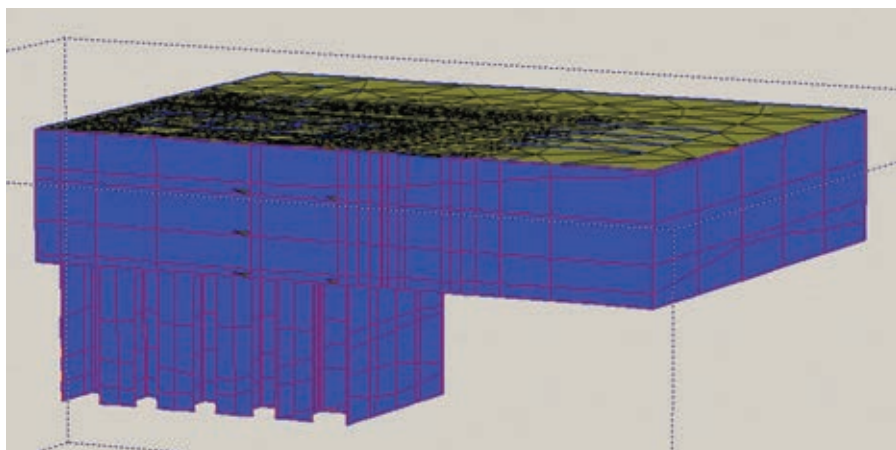


Figura 9. Modelo Estructural en Plaxis 3D.
Figure 9. Plaxis 3D structural model.

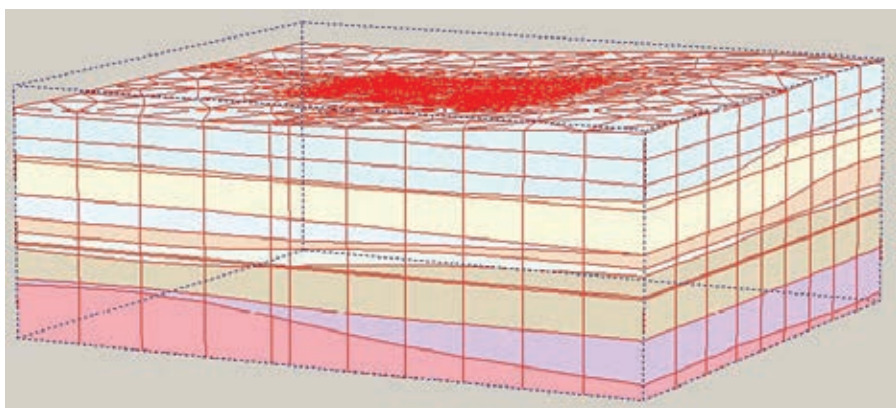


Figura 10. Modelo del Suelo en Plaxis 3D.
Figure 10. Plaxis 3D soil model.

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-

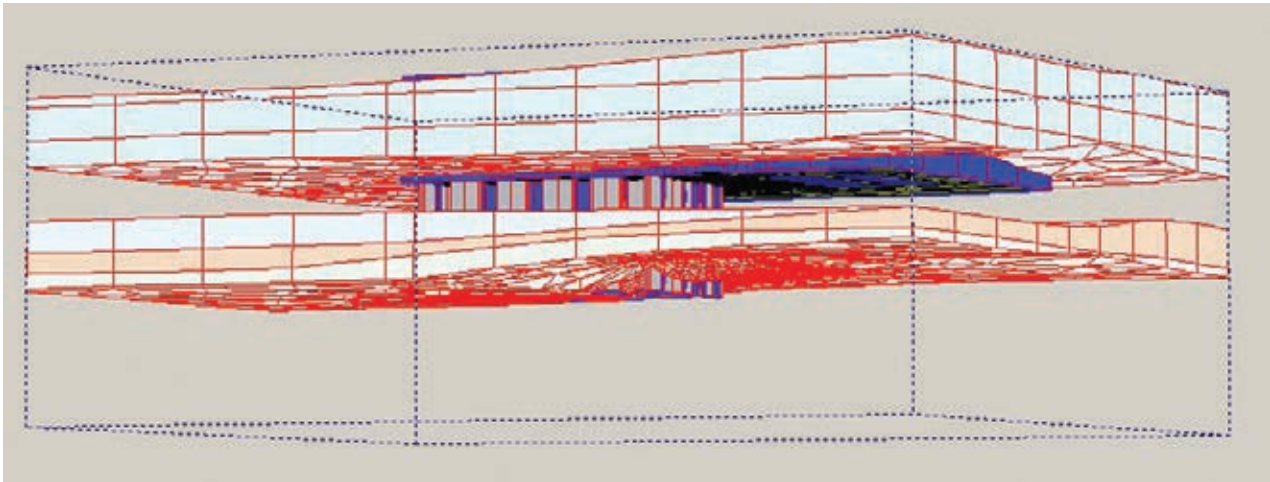


Figura 11. Modelo combinado de suelo y estructura en Plaxis 3D (algunas capas del suelo no se visualizan).
Figure 11. Plaxis 3D combined soil and structural model (some of the soil layers are not visible)

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 autoretrostante (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.

ation 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 Glass Tower 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 Autoretrostante.
Figures 12 and 13. Slipforms.



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 Glass Tower 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.

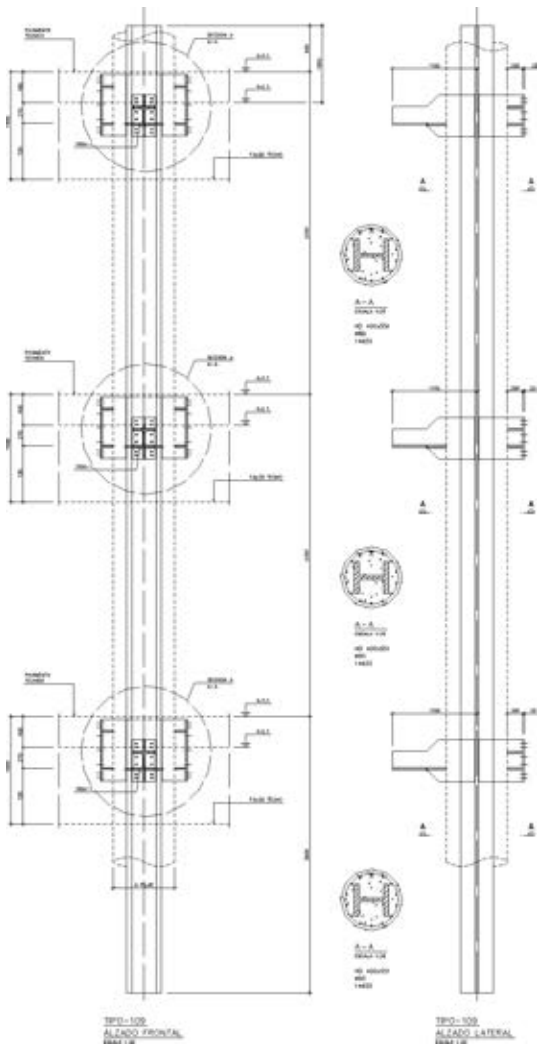


Figura 16. Alzados de un pilar tipo.
 Figure 16. Elevation views of a standard column.

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

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

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.

10 mm in diameter and 10 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 facade; 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.

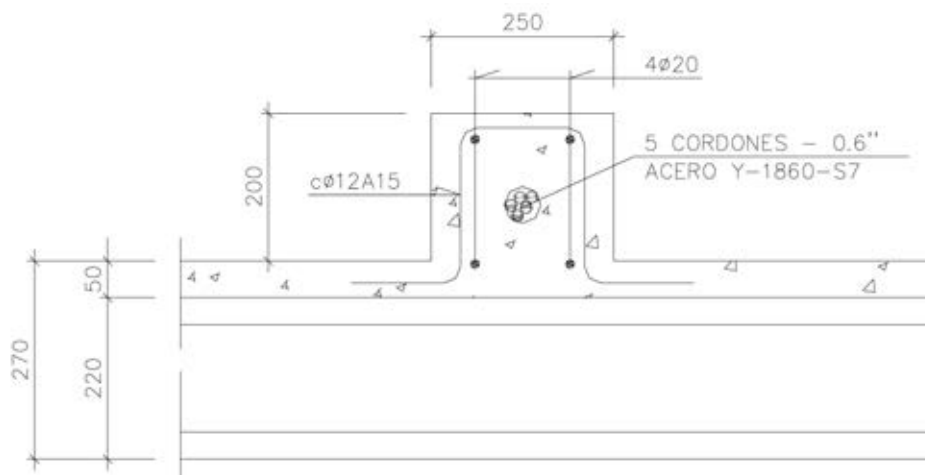


Figura 17. Detalle de armadura activa.
 Figure 17. Active reinforcement. Detail.

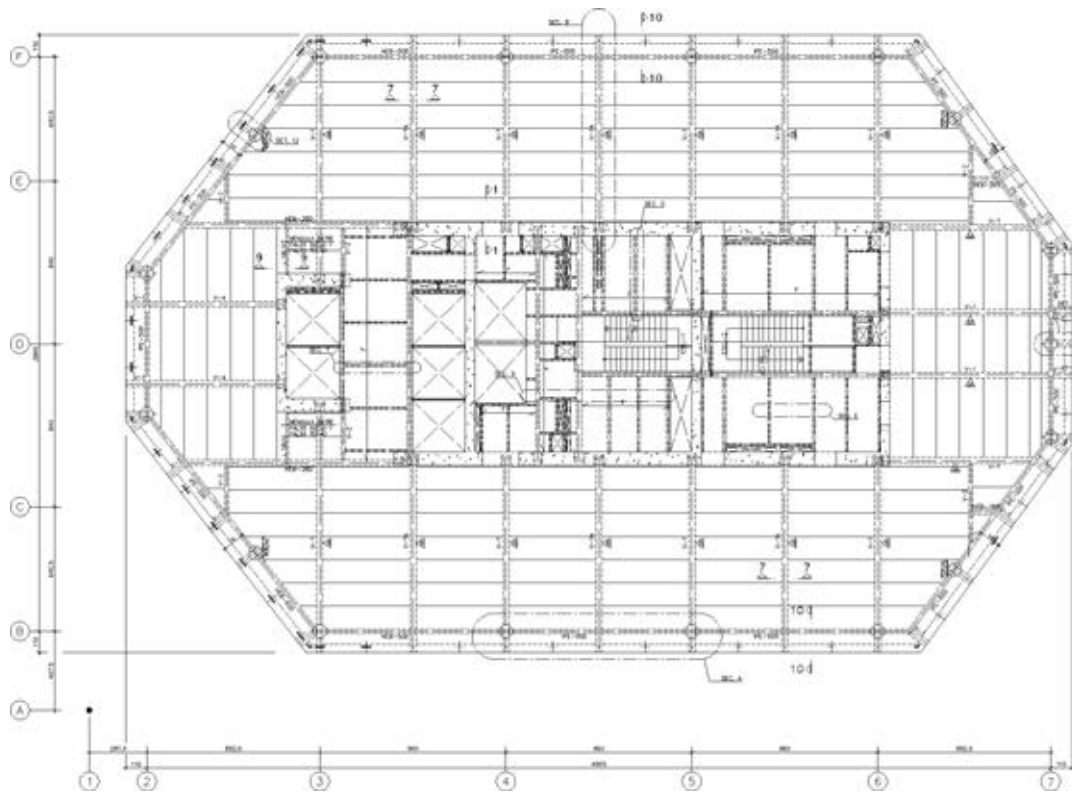


Figura 18. Planta tipo.
 Figure 18. Standard storey.

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.

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.

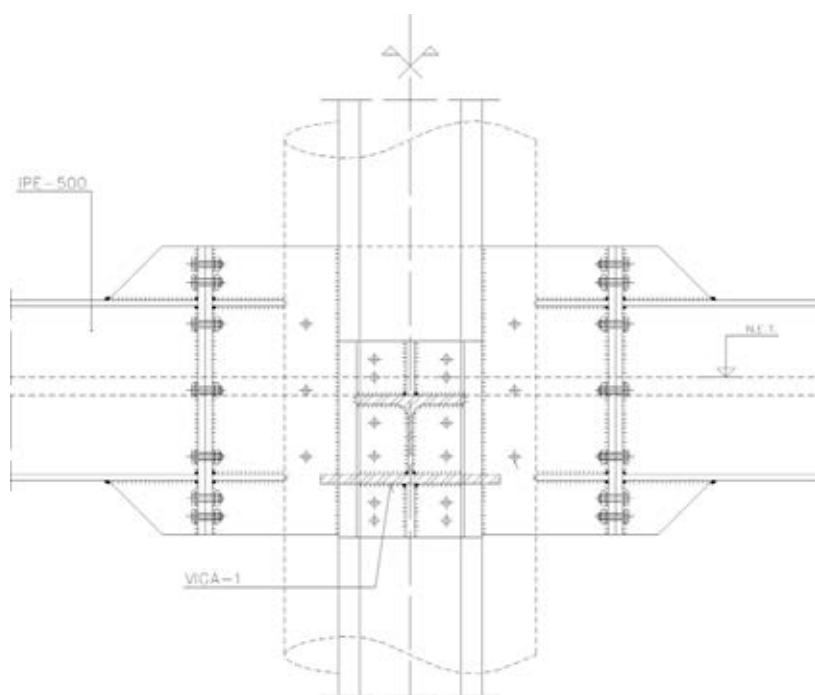


Figura 19. Nudo tipo.
 Figure 19. Standard node.



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 caja 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 vue-

lo 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 x 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 x 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-

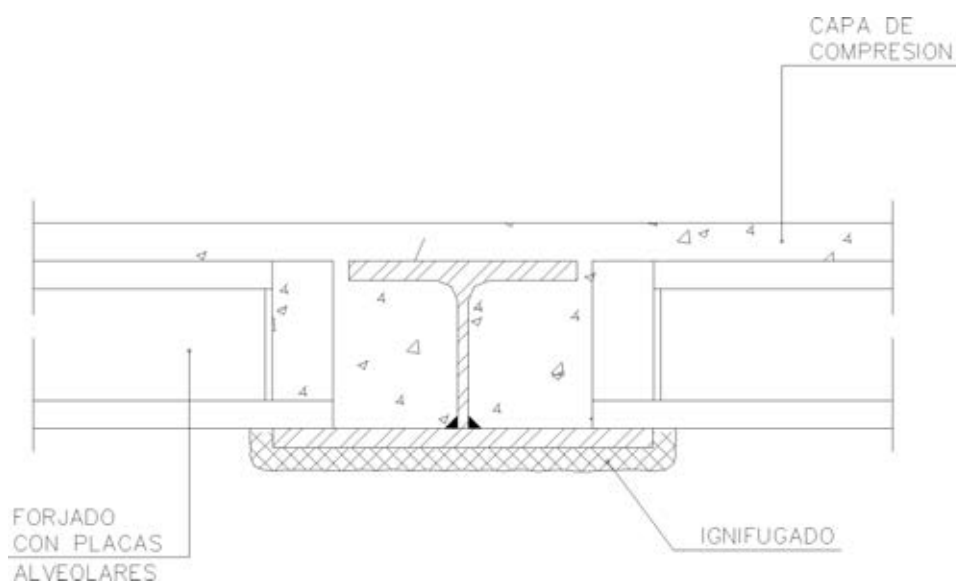


Figura 21. Sección tipo de viga exterior al núcleo.
Figure 21. Section of standard beam outside core.

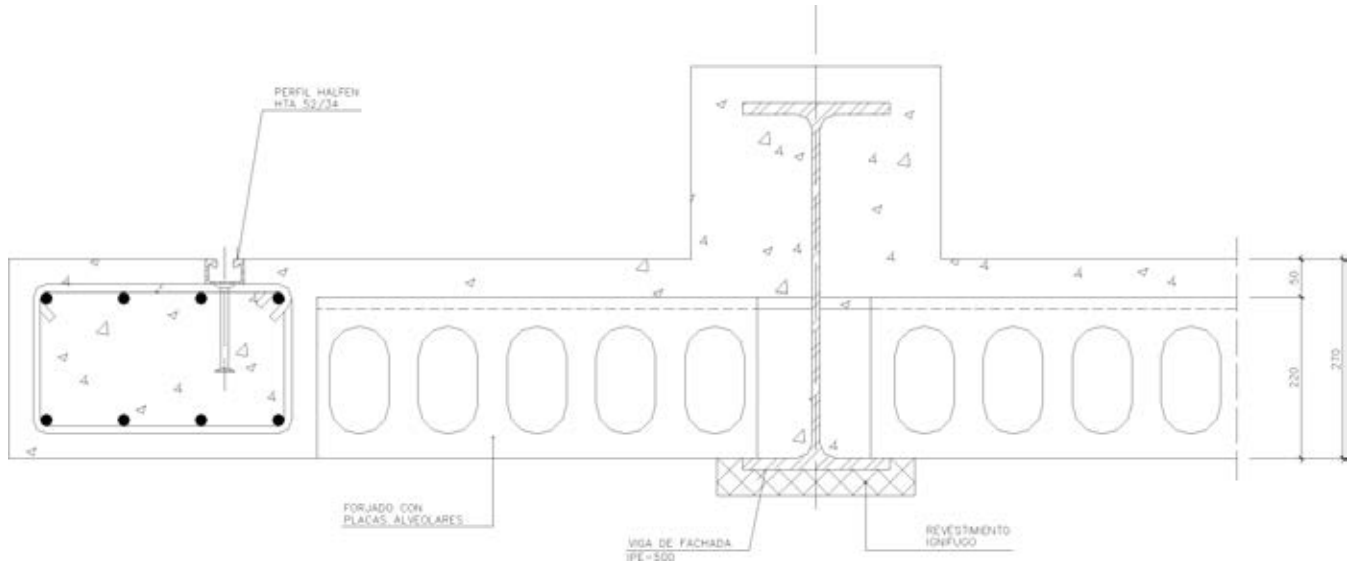


Figura 22. Sección tipo de borde de forjado.
Figure 22. Cross-section of the edge of a standard slab.

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

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).



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

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 cajas 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.



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 peldaño 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.

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 facade maintenance gondolas.

The top storeys of the tower, all built upward of 210 m from ground level, house the building services, facade 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 26.50°; on the south side it sup-



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

ports solar panels embedded in glass plates and on the north a series of louvers.

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

11. FORMULATION OF THE DESIGN

The structural design for the Glass Tower was developed over a period of

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 26,50° 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-



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

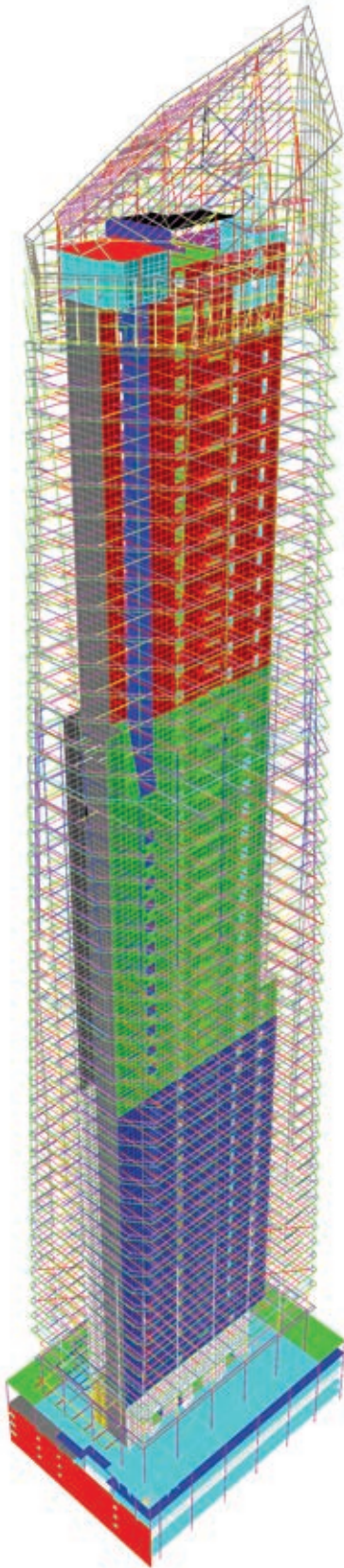


Figura 28. Modelo de cálculo de la torre.
Figure 28. Model for tower structural engineering.

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 nú-

cleo, considerando todos los huecos existentes, y las interferencias con las cajas 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 15°.

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 facade 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 facade 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.

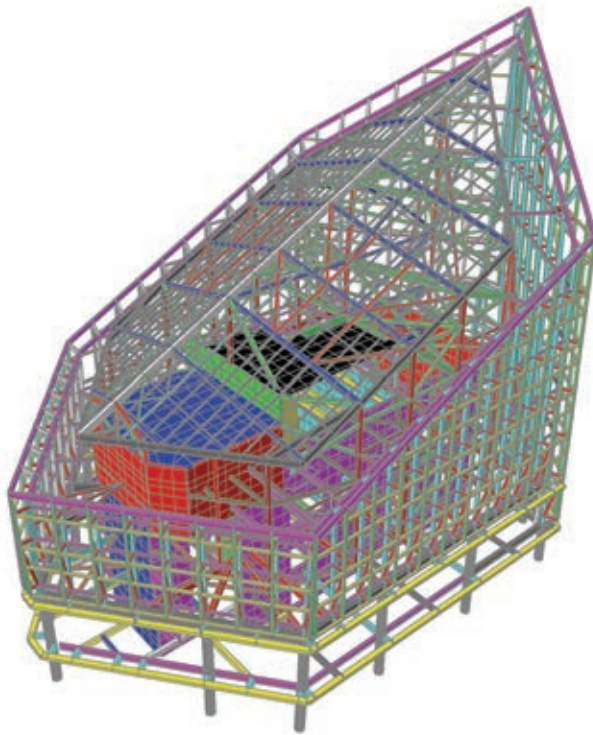


Figura 30. Modelo de la estructura de coronación.
 Figure 30. Model for crown structural engineering.

The structural scheme consists in a reinforced concrete central core to support horizontal action and gravitational loads and 18 perimeter columns on the facade 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 15° intervals.

A second test was also conducted, in which scale models of both the Glass and the Space Towers 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 6 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 6 kN and the wind-induced bending moment values at the base are: 6 kNm in the longitudinal direction and 1,600,000 kNm in the transverse direction.

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 axial 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.

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

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

Acción <i>Action</i>	Parte de la carga (%) <i>Proportion of load (%)</i>
Peso Propio del pilar / <i>Column self-weight</i>	9
Peso de los forjados / <i>Slab weight</i>	37
Carga muerta / <i>Dead load</i>	6
Sobrecarga de uso / <i>Service load</i>	23
Fachada / <i>Facade</i>	8
Estructura de coronación / <i>Crown structure</i>	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 <i>Mode of vibration</i>	Período(s) <i>Period(s)</i>
Primer modo / <i>First mode:</i>	5,47
Segundo modo / <i>Second mode:</i>	2,89
Tercer modo / <i>Third mode:</i>	2,40

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

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

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Pelli, C, León, E. y Ortiz, I. Torre de Cristal. Arquitectura. Hormigón y Acero, Vol. 59, nº 249, 3^{er} trimestre, 2008.
 [2] UNE-ENV 1991-2-4 EUROCÓDIGO 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2: Acciones en estructuras. Acciones del viento. Mayo, 1998.

REFERENCES

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

Cimentación y estructura metálica y de hormigón de la Torre de Cristal. Un proceso constructivo de altura

Foundation and steel and concrete structures in the Torre de Cristal. A high-rise building process

José Ignacio Viñals Millán⁽¹⁾, Álvaro Ruiz Ocaña de Pascual⁽²⁾
y Julio R. Peigneux Llorca⁽³⁾

Recibido / Received: 30/11/2007
Aceptado / Accepted: 29/02/2008

RESUMEN

El 10 de marzo de 2005 comenzó la ejecución de la estructura de la Torre de Cristal, con un plazo previsto de 24 meses. En aquel momento se encontraban finalizados la cimentación profunda y el vaciado de los sótanos, y comenzaba un proceso en el que al gran volumen de obra y al importante número de actividades presentes se sumaba la dificultad añadida del trabajo en altura.

Para cumplir el plazo previsto se estableció una adecuada implantación de medios en obra y se planteó el proceso constructivo que se expone en los apartados siguientes y que permitió llevar a buen fin tan compleja obra.

Por su peculiaridad, se describen al final del artículo el montaje de los muros cortina, los sistemas de control topográfico y el hormigón autocompactante de alta resistencia HAC-100 empleado en la base de los soportes de la torre.

Palabras clave: autotropa, grúa torre, pilar mixto, placa alveolar, hormigón autocompactante.

ABSTRACT

Construction began on the structure of the Glass Tower on 10 March 2005, with an estimated completion period of 24 months. With the deep foundations finished and the basements excavated in this large and necessarily complex project in terms of the number of activities to be coordinated, this new stage of construction entailed the added difficulty of working at considerable heights.

In order to complete the works on schedule, provision was made for the on-site resources required and action was taken to develop the building process described in the following sections, to ensure successful conclusion of the project.

The unique characteristics of the curtain wall assembly scheme, the survey control systems and the high-strength self-compacting concrete 100 MPa used at the base of the tower supports are described at the end of the article.

Key words: slipform, tower crane, composite column, hollow-core unit, self-compacting concrete.

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Otep Internacional, S.A.

⁽²⁾ Arquitecto Técnico. Dragados, S.A. Delegación Madrid, Edificación 3.

⁽³⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Dragados, S.A. Delegación Madrid, Edificación 5.

Persona de contacto / Corresponding author: joseignacio.vinals@amodogrupo.com

1, WORKSITE FACILITIES

1.1. General worksite facilities

Site offices (350 m² modular building), supplementary facilities (changing rooms, canteens and lavatories, 230 m²) and ancillary buildings (warehouses, workshops, etc., 170 m²) were erected near the 6 m² Tower 3 construction site.

1.2. Specific worksite facilities

1.2.1. Tower cranes

Given the unique nature of a high-rise project of this type [1], particularly with respect to the type of loads to be transported (precast stairs, hollow-core units, IPE-600 and HEB-650 steel sections, etc.), and the weights involved (maximum: steel facade columns, 17.9 t) and the crane times needed for a pace of one storey a week (crane times: 100 hours), two 18 tonne tower cranes (8.1 t at the end of the jib) with a 50 metre jib were installed (Figure 1). These cranes, whose maximum heights were 289 and 278 m, respectively, were equipped with aircraft warning lights, in accordance with civil aviation regulations.

A third tower crane had to be installed as support for building the foundations and the below grade storeys, to assist in the manufacture of the rebar modules for the slipform walls and to supply the main cranes.

A fourth, climbing crane was to have been installed inside the central area of the core to position the hollow-core units, previously hoisted to the last completed floor slab because the hook on this crane was not long enough to reach the stockpile on the ground floor. Because of this drawback, the fact that the mast would have interfered with construction of certain areas of the floor slabs inside the core, and the large number and complexity of the anchors that would have been needed to secure the crane to the walls of the core, use of this crane was ultimately ruled out. The hollow-core units were laid instead during the night shift, using one of the main tower cranes.

1.2.2. Rebar prefabrication shop

In order to facilitate the work cycle, critical in a high-rise building of this

type, the rebar for the walls was prefabricated at an on-site workshop, forming 18-unit panels. This optimized the time the slipforms and cranes occupied the work area, thus increasing safety and productivity (Figure 2).

The production of the panels involved the preparation of some platforms upon which the rebar was staked out and manufactured, and the reinforcement bars were put into place and secured (four platforms situated in the secondary crane's sweep area).

Once the panels were manufactured, they were stockpiled vertically, leaning against special trestles for subsequent hoisting by the main cranes and positioning inside the core formwork as needed.

1.2.3. Pumping system

To accommodate the construction requirements involved, the concrete was pumped in three stages: reinforced con-

1. IMPLANTACIÓN EN OBRA

1.1. Instalaciones generales de obra

Tanto las oficinas de obra (edificación modular de 350 m²) como las complementarias (vestuarios, comedores y servicios, 230 m²) y las edificaciones auxiliares (almacenes, talleres, etc., 170 m²) fueron previstas cercanas al campamento de la Torre 3, de 6.500 m².

1.2. Instalaciones específicas de obra

1.2.1. Grúas torre

Dada la singularidad de una obra de estas características por la altura final a alcanzar [1] y teniendo en cuenta la tipología de cargas a transportar (escaleras prefabricadas, placas alveolares, perfiles metálicos IPE-600, HEB-650, etc) así como sus pesos (máximo: pilares metálicos de fachada de 17,9 t) y los tiempos grúa necesarios para alcanzar el ciclo de una planta por semana (tiempos grúa: 100 horas), se decidió montar dos grúas



Figura 1. Vista general de grúas y ascensor de obra.
Figure 1. General view of cranes and construction hoist.



Figura 2. Taller de prefabricación de ferralla.
Figure 2. Rebar prefabrication shop.

torre de 18 t (8,1 t en punta) y 50 metros de pluma (Figura 1). Estas grúas, cuyas alturas máximas eran respectivamente 289 y 278 m, se balizaron de acuerdo a la normativa de aviación civil.

Como apoyo en la ejecución de la cimentación y de las plantas bajo rasante fue necesario situar una tercera grúa torre que colaborara en la fabricación de los módulos de ferralla de muros trepan-tes y abasteciera a las grúas principales.

También estaba previsto el montaje de una cuarta grúa trepante situada en el interior del núcleo en su zona central dedicada al montaje de las placas alveolares, previamente depositadas en el último forjado construido, ya que el gancho no descendía hasta el nivel de acopio en planta baja. Este inconveniente, unido a que el mástil de la grúa obligaba a dejar sin construir ciertas zonas de los forjados del interior del núcleo, y a que los anclajes de la grúa a los muros del núcleo resultaban muy numerosos y de complicada ejecución, hizo que se decidiera su no implantación, realizando el montaje de las placas en un turno de noche empleando una de las grúas torre principales.

1.2.2. Taller de prefabricación de ferralla

Con objeto de facilitar el ciclo de trabajo, elemento crítico en una obra en al-

tura de este tipo, se determinó que la ferralla de los muros se prefabricara en taller a pie de obra, mediante una panelización de 18 unidades, optimizando así el tiempo de ocupación de la zona de trabajo de la autotropa y las grúas, con los consiguientes incrementos de seguridad y productividad (Figura 2).

La fabricación de los paneles lleva consigo la preparación de unas bancadas, sobre las que se replantea y elabora la ferralla, y se colocan y sujetan los refuerzos de armadura (4 bancadas colocadas en el área barrida por la grúa secundaria).

Una vez fabricados, los paneles pasan a la zona de acopio posicionándolos en vertical y apoyados en caballetes especiales para en su momento ser izados por las grúas principales e introducidos en el interior de los encofrados del núcleo.

1.2.3. Sistema de bombeo

Para adaptarse a los condicionantes de ejecución, el bombeo del hormigón se realiza en tres fases: muros de hormigón armado, forjados de los núcleos y

crete walls, core floor slabs and office floor slabs, with their respective composite columns.

The concrete was pumped using a stationary placing boom with a 32-metre radius, supplied by a stationary pump, with another backup pump. The total capacity was 95 m³/hour (Figures 3 and 4).

1.2.4. Concrete plant

A mobile concrete batching plant with a nominal production capacity of 90 m³/h was built to fully guarantee concrete supply, eliminate dependence on lorry delivery due to the heavy traffic in the area, provide more flexible scheduling on working days and holidays, ensure the quality of the concrete and independently conduct the necessary step-by-step preliminary studies and test-



Figura 3. Bombeo de hormigón.
Figure 3. Concrete pumping.



Figura 4. Bombeo de hormigón.
Figure 4. Concrete pumping.



Figura 5. Izado de la ferralla de un panel de pantalla.
Figure 5. Hoisting a diaphragm wall rebar panel.

ing of the successive changes in the proportioning to make the concrete pumpable, correlating this proportioning with the pumping heights and pressures.

1.2.3. Material and passenger hoists

A bank of four passenger hoists and a goods hoist with capacities of 2,500 and 3,000 kg, respectively, was installed. The number of lifting devices grew and their working hours were expanded as more storeys were completed to meet rising work site needs (Figure 1).

A system of scaffold ladders was used to reach the concrete lift level.

2. BUILDING PROCESS

2.1. Construction of the foundation diaphragm walls

The building's foundations are diaphragm walls 0.6 or 1.2 m thick, and up to 3 m deep. The inner diaphragm walls receive the loads from the columns and the stiff core [2], while the perimeter ones basically act as retaining members. These perimeter diaphragm walls are on the south, east and west sides. The north side does not have a diaphragm wall, for the basements of this building and the adjacent Torre Espacio meet on this side.

The geometry of the diaphragm walls varies, giving rise to several types of pan-

els, some of which are joined to each other through special connecting joints.

During the boring process, polymers were used to stabilize the pit walls, with a reach to a depth of 3 m, as noted above.

The most unique feature of the construction of the diaphragm walls was the placement of the reinforcement panels with shear joints. Their heavy weight and the eccentricity of their centre of gravity posed such positioning difficulties that special equipment had to be designed to perform these operations (Figure 5).

In order to meet the strict month-and-a-half deadline set for completion of the diaphragm walls, three eight-hour shifts were worked for much of that time. Twenty steelworkers were on site at all times.

The concrete in the diaphragm wall panels was placed using up to three tremies simultaneously in order to ensure uniform filling and proper casting (Figure 6).

The equipment used consisted of:

- Two KS 2 hydraulic scoops equipped with real-time vertical control mounted on 90 t Liebherr tracked cranes.
- One 250 t Liebherr tracked auxiliary crane with a 36 m jib for hoisting

forjados de oficinas, con sus correspondientes pilares mixtos.

El hormigón se bombea mediante una pluma estacionaria (distribuidor) de 32 metros de radio y se alimenta por una bomba estacionaria, disponiendo de otra de reserva, todo ello con una capacidad de 95 m³/hora (Figuras 3 y 4).

1.2.3. Planta de hormigón

Al objeto de garantizar plenamente el suministro de hormigón, independizarlo del intenso tráfico de la zona, flexibilizar la rigidez de horarios en días laborales y festivos, asegurar la calidad de los hormigones y realizar con independencia los necesarios estudios y ensayos previos, paso a paso, de los sucesivos cambios de dosificación que permitan la bombeabilidad correlacionando dichas dosificaciones con las alturas y presiones de bombeo, se decidió la instalación en obra de una central móvil dosificadora de hormigón de 90 m³/h de capacidad teórica de producción.

1.2.5. Montacargas y montapersonas

Se instaló una batería de cuatro elevadores de personas y un montacargas con 2.500 y 3.000 kg de capacidad de carga respectivamente que crecían al ritmo de los forjados, de forma que según iban aumentando las necesidades de la obra se incrementaba el número de elevadores en funcionamiento y se ampliaba su horario (Figura 1).

Para acceder al nivel de la trepa se dispuso un sistema de escaleras andamios.

2. PROCESO CONSTRUCTIVO

2.1. Ejecución de las pantallas de cimentación

El edificio se cimenta sobre muros pantalla de 0,60 o 1,20 m de espesor y hasta 23 m de profundidad. Las pantallas interiores recogen las cargas procedentes de los pilares y el núcleo de rigidez [2], mientras que las perimetrales actúan básicamente como elementos de contención. Estas pantallas perimetrales se encuentran en los lados sur, este y

oeste; el lado norte no se apantalla al ser los sótanos del edificio medianeros con los del colindante, Torre Espacio.

La geometría de las pantallas es variable, dando lugar a varios tipos de paneles, algunos de los cuales están vinculados entre sí mediante juntas especiales de conexión.

Durante la perforación se utilizan polímeros para estabilizar las paredes de las zanjas, que llegan a los 23 m como se ha indicado anteriormente.

La mayor singularidad de la ejecución de las pantallas radica en la colocación de los paneles de armadura con juntas de cortante. Su elevado peso y la excentricidad de su centro de gravedad plantea dificultades para su izado e introducción en las zanjas, lo que exigió el diseño de equipos especiales para efectuar estas maniobras (Figura 5).

Para cumplir el estricto plazo de un mes y medio marcado para la ejecución de las pantallas, se trabaja gran parte del tiempo en tres turnos diarios de 8 horas, de forma ininterrumpida. El equipo humano está formado por 20 oficiales de ferralla de forma continua en obra.

El hormigonado de los paneles de pantalla se efectúa utilizando hasta 3 tubos tremi simultáneos para garantizar una subida homogénea y un correcto hormigonado (Figura 6).

Los medios utilizados consisten en:

- 2 equipos de cucharas hidráulicas KS 2 instrumentadas con control de verticalidad en tiempo real montados sobre grúas Liebherr de 90 t sobre orugas.

- 1 grúa auxiliar Liebherr de 250 t sobre orugas con pluma de 36 m para el izado de las armaduras de hasta 30 t y su colocación en los bataches.

- 1 grúa auxiliar de 90 t sobre orugas y varias grúas telescópicas para ayuda al hormigonado (manejo de los tubos tremi).

- 1 equipo de fabricación de polímero con capacidad de almacenaje de hasta 600 m³.

Las cuantías de las principales unidades empleadas en la ejecución de las pantallas figuran en la Tabla 1.



Figura 6. Hormigonado de pantallas con tubo tremi y tres camiones hormigonera.
 Figure 6. Pouring concrete for the diaphragm walls with tremies and three concrete mixers.

Tabla 1. Principales unidades de la ejecución de las pantallas
Table 1. Main units in the construction of the diaphragm walls

Pantalla de 0,60 m de espesor <i>Diaphragm wall, 0.60 m thick</i>	1.607 m ²
Pantalla de 1,20 m de espesor <i>Diaphragm wall, 1.20 m thick</i>	5.286 m ²
Excavación de tierras / <i>Excavation</i>	17.500 m ³
Acero para armaduras / <i>Reinforcing steel</i>	735 t
Cemento para relleno de tuberías sónicas <i>Cement for filling sonic tubes</i>	12 t
Ensayos "Cross-Hole" / <i>Cross-hole testing</i>	46 Ud / units
Sondeos de reconocimiento / <i>Exploratory drilling</i>	15 Ud / units

2.2. Planteamiento de ejecución de la estructura

Realizado el descabezado de las pantallas y tras ejecutar la losa-encepado (Figura 7), se montan los talleres de prefabricación de la ferralla y sistemas de acopio y se comienza con los trabajos de autotrepado de los muros del núcleo.

A partir de este punto se realizan 58 avances de trepa con una duración de 5 días/avance y con los desfases previstos se realizan los forjados que, lógicamente, llevan un avance igual al de la trepa.

El estudio de la planificación se desarrolla en 3 etapas diferenciadas, condicionadas por la influencia de los tiempos grúa:

rebar weighing up to 60 t and placing it in the pits.

- *One 90 t tracked auxiliary crane and several telescopic cranes to assist with concreting (handling the tremies).*

- *One polymer manufacturing unit with a storage capacity of up to 600 m³.*

Information on the quantities involved in the construction of the diaphragm walls is given in Table 1.

2.2. Approach used to erect the structure

After the tops of the diaphragm walls were removed and the capping slab (Figure 7) was laid, the rebar and stocking systems prefabrication shops were set



Figura 7. Armado de la losa de cimentación.
Figure 7. Foundation slab reinforcement.

up, and work began on the core walls.

A total of 58 concrete lifts were built, with a duration of five days per lift. Floor slab construction advanced at the same pace as the core wall, but with the necessary lag time prior to starting.

Works planning was divided into three different stages, determined by the crane times:

– First series: from level 5 (the level from which normal operation began, for

construction of the floor slabs lagged behind erection of the core) to level 19. The middle level was level 12, and the travel height of the crane hook was 60 m.

– Second series: from level 20 to level 33. The middle level was 26 and the hook travel distance was 130 m.

– Third series: from level 34 to level 46. The middle level was 40 and the hook travel distance was 190 m.

– Primer bloque: del nivel 5 (que es en el que se inicia el régimen normal de funcionamiento al estar la ejecución de los forjados debidamente decalada en altura respecto a la del núcleo) al nivel 19. Se considera como nivel medio el nivel 12, asociándole un recorrido en altura del gancho de las grúas de 60 m.

– Segundo bloque: del nivel 20 al nivel 33. El nivel medio es el 26 y el recorrido de gancho es de 130 m.

– Tercer bloque: del nivel 34 al nivel 46. El nivel medio es el 40 y el recorrido de gancho es de 190 m.

En los siguientes apartados se expone el análisis realizado para determinar el modo de ejecución de la torre, tratándose por separado cada una de las siguientes partes:

1. Avance de la trepa.
2. Avance de los forjados de los núcleos.
3. Avance de los forjados de oficinas.
4. Estructura de coronación y fachada.

2.3. Avance de la trepa

El núcleo se levanta desde la losa de cimentación con encofrado autotrepante, independientemente del resto de trabajos (Figuras 8 y 9). La altura de tongada es de 4,20 m y la altura de encofrado es de 4,50 m.

En la planificación previa a esta actividad se contempla la ejecución completa de una trepa en cinco días de trabajo, comenzando al día siguiente de trabajo la ejecución de la trepa superior.

La altura de trepa coincide con la diferencia de niveles de forjado terminado a forjado terminado, es decir, 4,20 m, aunque la tongada arranca y termina 30 cm por en-



Figura 8. Encofrado autotrepante.
Figure 8. Slipforms.



Figura 9. Encofrado autotrepante.
Figure 9. Slipforms.

cima de dicho nivel de forjado terminado. Esta situación es cíclica, por lo que se termina un tramo del núcleo de la torre cada cinco días.

Fueron estudiados, para cada actividad y subactividad, sus rendimientos y duraciones, así como los tiempos de grúa consumidos, determinando así la duración de las barras del diagrama, tanto de las propias actividades como de las grúas, y cuándo deben comenzar y terminar para que no existan superposiciones.

En el avance de la trepa se analizan las siguientes actividades:

1. Elevación de pantallas de encofrado.
2. Aplomado y limpieza de los paneles de encofrado.
3. Ferralla prefabricada (por "patios").
4. Colocación y ajuste de placas de anclaje y cajeras.
5. Hormigonado de la trepa.

2.4. Avance de los forjados de los núcleos

Por detrás de los muros trepantes del núcleo de hormigón armado y con un desfase de seis plantas, se procede a la ejecución de los forjados del núcleo y al montaje de las escaleras prefabricadas.

Se trata de realizar las labores en una planta en siete días de trabajo, pero de manera que al sexto día puedan solaparse las actividades iniciando la construcción de la planta superior; existe, pues, un solape de dos días de trabajo. Al estar en régimen, esta situación se hace cíclica, por lo que se entrega una planta a otros oficios cada cinco días.

Se divide cada planta en tres zonas, denominadas este, oeste y centro, coincidentes con los tres recintos que tiene el núcleo central. Las zonas este y oeste tienen sensiblemente la misma cantidad de trabajo, siendo algo mayor la zona centro, escogiendo ésta para el estudio de tiempos.

El proceso arranca en la zona oeste con una duración prevista de cinco días de trabajo. Al día siguiente, y con la misma duración, se comienza la zona centro, y al siguiente se inicia la zona este con igual previsión de plazo. Por tanto, en el sexto día de trabajo puede comenzarse la construcción de la zona oeste del nivel superior.

En cada zona se realizan las siguientes actividades:

1. Izado y montaje vigas principales.
2. Izado y montaje vigas brochales.
3. Cajeras.
4. Chapa colaborante.
5. Ferralla.
6. Hormigonado.

2.5. Avance de los forjados de las oficinas

Tienen un desfase respecto a la trepa de las pantallas del núcleo de cuatro plantas y van dos por delante de los forjados del núcleo (Figuras 10 y 11).

Esta actividad es la que condiciona tanto la elección de las grúas torre, a consecuencia de las cargas de las piezas metálicas, como el ciclo de avance de la estructura, ya que es la que más recursos consume, fundamentalmente de tiempo grúa. (Tabla 2).

Se trata de realizar los trabajos en una planta en diez días de trabajo, pero de manera que al sexto día puedan solaparse los trabajos iniciando la construcción de la planta superior. Existe, pues, un solape de cinco días de trabajo. Al estar en régimen, esta situación se hace cíclica, por lo que cada cinco días queda libre una planta para que entren los operarios de otros oficios.

The following sections describe the analysis performed to determine how the tower would be built.

1. Building procedure for the core wall.
2. Building procedure for the core floor slabs.
3. Building procedure for the office floor slabs.
4. Crown and facade structure.

2.3. Building procedure for the core wall

The core was erected from the foundation slab with slipforms, independently from the rest of the work (Figures 8 and 9). The height of each lift of concrete was 4 m and the height of the formwork was 4 m.

The preliminary planning for this activity called for the completion of each lift in five working days, with construction to begin on the next higher lift on the following working day.

The lift height concurred with the difference in elevation from one completed floor slab to the next, i.e., 4.20 m, although the lift of concrete started and ended 30 cm over the level of the completed floor slab. In this cyclical process one section of the core was completed every five days.

The performance levels and duration of each activity and subactivity were studied, as were the crane times used to determine the duration on the bar charts of the activities themselves and of the crane work, and when they should begin and end to avoid overlapping.

The building procedure for the core wall comprised the following steps:

1. Raising of the formwork panels.

Tabla 2. Porcentajes de tiempo de grúa
 Table 2. Crane time percentages

Actividad / Activity	Porcentaje de horas de grúa/ Percentage of crane hours
Núcleo central / Central core	13%
Forjado núcleos / Core floor slabs	18%
Forjado oficinas / Office floor slabs	69%



Figura 10. Vista general de núcleo y forjados de oficinas.
Figure 10. General view of core and office floor slabs.

2. Plumbing and cleaning of the formwork panels.
3. Hoisting the prefabricated rebar (via the "courtyards").
4. Verification of the installation and adjustment of the anchor plates and beam pockets.
5. Concreting.

2.4. Building procedure for the core floor slabs

With a six-storey lag behind erection of the slipform core walls, the core floor slabs were built and the precast stairs installed.

The aim was to complete work on a storey in seven working days, but in such a way that as of the sixth day construction of the next higher storey could begin, for a two-working day overlap. Once the work got underway, this process became cyclical and one storey was turned over to other trades every five days.

Each storey was divided into three zones, east, west and centre, to concur with the three areas of the central core. Since the centre zone was somewhat larger than the east and west zones, which were essentially the same in terms of the amount of work, the former was used for scheduling.

The process started in the west zone, and the work was expected to last five days. On the next day, work began in the centre zone, with the same duration; and on the third day, work started in the east zone, again with the same time frame. Therefore, on the sixth day of work, building could begin on the next storey up, in the west zone.

The following actions were performed in each zone:

1. Hoisting and assembly of the main girders
2. Hoisting and assembly of the header beams
3. Penetrations

Se divide cada planta en cinco zonas, numeradas del 1 al 5, cada una de las cuales se subdivide a su vez en dos sub-zonas, denominadas A y B, simétricas respecto al eje norte - sur del edificio, procurando que tengan, aproximadamente, las mismas cantidades de trabajo e igual número de unidades. Para el estudio de tiempos se escoge la sub-zona más desfavorable y se supone que siempre se montan en ella dos pilares de tres tramos, con lo que se está del lado de la seguridad.

Se arranca en la zona central de la fachada sur avanzando simultáneamente hacia las fachadas este y oeste para terminar en la zona central de la fachada norte.

Se realizan las siguientes actividades:

1. Izado de pantalla cortaviento.
2. Posicionamiento de pilares y aplomado previo.
3. Comprobación topográfica.
4. Premontaje de vigas perimetrales.
5. Premontaje de vigas transversales y correas.
6. Comprobación topográfica.
7. Galgüeo y apriete de pilares.
8. Comprobación topográfica.
9. Ferrallado de solapes de pilares.
10. Encofrado de pilares.
11. Hormigonado de pilares.
12. Apriete de vigas.
13. Relleno de cajeras.



Figura 11. Vigas de soporte del forjado.
Figure 11. Beams that support the floor slab.



Figura 12. Pilares mixtos ferrallados en zona de acopio
Figure 12. Composite columns wrapped in reinforcing steel.

14. Montaje de placas alveolares.
15. Encofrado de borde.
16. Ferrallado de losa.
17. Hormigonado de capa de compresión.

Se estudió para cada actividad sus rendimientos y duraciones, así como los tiempos de grúa consumidos, llegando a las siguientes conclusiones:

a) Los pilares mixtos deben montarse ferrallados previamente en la zona de acopio (Figura 12).

b) Las placas alveolares de dos subzonas se deben montar en jornada nocturna con un único equipo de hombres y una sola grúa torre. Para alturas elevadas debe estudiarse un útil tipo “palonnier” o similar que permita el izado y montaje simultáneo de varias piezas a la vez.

c) Los movimientos de grúa dedicados a subida de materiales en paquetes, izado de pequeño material y medios auxiliares, se deben realizar en jornada nocturna.

Tras el estudio se concluye que cada zona de trabajo de una planta puede ejecutarse en cinco días laborables, decalándose un día la siguiente. Por tanto, una planta estará terminada en nueve días. Al estar terminada la primera zona de la planta en cinco días, al sexto podrán iniciarse los trabajos en el nivel su-

perior. Se consigue así una continuidad y homogeneidad en el trabajo de los equipos y oficios, de manera que todos los días se realizan las mismas actividades en los mismos periodos de tiempo.

2.6. Estructura metálica de coronación

Se trata de una estructura estérea compleja, de 490 t de peso, cuyo montaje se realizó en dos meses y medio (Figuras 13 y 14). Se compone de dos partes diferentes tanto física como funcionalmente:

– Estructura perimetral o “escalerillas” para soporte del muro cortina.

– Estructura de arriostramiento y cubierta para soporte de la cobertura, arriostramiento del conjunto y alojamiento de los equipos de instalaciones.

La estructura perimetral, soporte de la fachada en esta zona de la coronación del edificio, es de una relativa singularidad y está diseñada como un conjunto de escalerillas metálicas dispuestas moduladamente cada 2,40 m en todo el perímetro, en continuidad con los paneles de fachada estándar, prolongando sus planos. Están ligadas entre sí mediante perfiles tubulares horizontales colocados en la cara exterior y en la cara interior de la escalerilla. Son vigas Vierendeel con largueros y montantes en

4. Composite steel deck slab
5. Rebar
6. Concreting

2.5. Building procedure for the office floor slabs

These floor slabs lagged four storeys behind the core walls and were two storeys ahead of the core floor slabs (Figures 10 and 11).

As this was the most resource-intensive activity, primarily as regards crane time (Table 2), it determined the construction cycle, but also the choice of the tower cranes because of the weight of the steel parts involved.

The aim was to complete work on a storey in ten working days, but in such a way that as of the sixth day construction could begin on the next higher storey, for an overlap of five working days. Once the work got underway, this process became cyclical and one storey was completed and ready for other trades every five days.

Each storey was divided into five zones, numbered 1 to 5 and in turn subdivided into two sub-zones, A and B. These were symmetrical along the building's north-south axis, the intention being for each to have approximately the same amount of work and the same number of units. The most unfavourable sub-zone was chosen for work scheduling, assuming that two three-run columns would be erected, to err on the side of caution.

Work started in the central zone of the south facade and advanced simultaneously towards the east and west facades, ending in the central zone of the north facade.

The following actions were performed:

1. Hoisting of the wind screen.
2. Positioning of columns and preliminary plumbing.
3. Construction surveying.
4. Pre-assembly of perimeter beams.
5. Pre-assembly of cross beams and joists.



Figura 13. Estructura metálica de coronación.
Figure 13. Steel crown structure.

6. Construction surveying.
7. Column gauging and securing.
8. Construction surveying.
9. Steelwork in column splices
10. Column formwork.
11. Column concreting.
12. Securing of beams.
13. Filling of penetrations.
14. Laying of hollow-core units.
15. Edge formwork.
16. Steelwork in slab.
17. Laying of topping.

The performance levels and duration of each activity were studied, as were the crane times used, and the following conclusions were reached:

a) The composite columns would be installed after wrapping in reinforcing steel on the ground (Figure 12).

The hollow-core units in two sub-zones would be laid at night with a single crew of workers and a single tower crane. Where very tall heights were involved, the use of a lifting beam or similar would be studied to simultaneously hoist and install several parts at once.

c) Bundled and small as well as ancillary items would be hoisted by cranes at night.

After the study, it was concluded that each work zone on a storey could be completed in five working days, with the next storey being started on the sixth day. Therefore, each storey would be finished in nine days. As the first zone of the storey would be finished in five days, the work on the next higher level could begin on the sixth day. This afforded work continuity and uniformity for all the teams and trades involved, so the same activities were performed every day in the same sequence and with the same timing.



Figura 14. Nudo atornillado en la estructura de coronación.
Figure 14. Bolted junction in the crown structure.

tubo metálico, que se apoyan, bien en la planta 46, bien en la planta M4, según la fachada de que se trate, en el extremo inferior del larguero interior mediante una articulación.

El conjunto de las escalerillas y los perfiles horizontales se vinculan, para conseguir su estabilidad, a la estructura de arriostamiento de la sala de máquinas, mediante los perfiles que soportarán la góndola de limpieza de las fachadas y cruces de San Andrés, quedando entre ambas estructuras un pasillo perimetral sin cubrir.

Las escalerillas se prearman en obra sobre bancadas dispuestas en planta baja. Posteriormente se izan hasta su posición definitiva y se montan en su lugar para dar forma al conjunto.

Para minimizar la cantidad de horas-hombre de trabajo en las plantas en altura, se trata de realizar todo el trabajo posible sobre bancadas en el nivel de planta baja.

Las escalerillas vienen de taller montadas y pintadas íntegramente y en obra sólo se sueldan los tubos que van entre ellas, también pintados menos en sus extremos, formando módulos.

En esta fase del proceso se monta sobre la cara exterior de los módulos un doble paño de red vertical de seguridad.

Tabla 3. Características de las máquinas carretillas elevadoras.
Table 3. Characteristics of the forklifts

Altura de elevación <i>Lifting height</i>	Alcance horizontal <i>Horizontal reach</i>	Peso / <i>Weight</i>
10,10 m	3,12 m	3.500 kg
12,00 m	6,70 m	6.130 kg
20,10 m	13,23 m	7.130 kg
21,80 m	12,20 m	3.250 kg
29,70 m	12,60 m	3.995 kg

La función de esta red, integrada en el módulo antes de su subida a planta, es proteger al personal de montaje de la estructura durante sus trabajos, así como minimizar el riesgo de caída de los materiales y herramientas utilizados durante dicho montaje.

Durante el proceso de prearmado se manejan las piezas con la grúa de la obra y una grúa móvil, tanto para los trabajos propios de taller como para la realización de los necesarios montajes en blanco y para la colocación de cada módulo al alcance de las grúas torre.

El despiece de las escalerillas de la estructura de coronación obedece a la limitación de carga de las grúas.

2.6.1. Elevación de material

Una vez prearmados los módulos en sus bancadas y puestos al alcance de las grúas torre 1 y 2, éstos son izados y montados en su ubicación definitiva.

Debido a la imposibilidad de prearmado de la estructura de arriostramiento, se eleva por piezas o paquetes de piezas hasta la planta de montaje. La elevación se realiza desde el área de acopio en planta baja, principalmente mediante la grúa torre 2, en paquetes de piezas según dimensiones y pesos de las piezas a montar: por ejemplo, las correas IPE 100 de la cubierta se suben en paquetes de vigas preparados en la zona de acopio mientras que la viga de alero IPE 500 de la cubierta o los pilares HEB 340 de los pórticos longitudinales se izan independientemente.

Los medios empleados para el montaje de las escalerillas y arriostramientos son tanto las grúas torre como máquinas carretillas elevadoras, articuladas y te-

lescópicas de los tipos indicados en la Tabla 3.

2.6.2. Montaje de módulos de escalerillas

El procedimiento de montaje establece una planificación para la estructura exterior de 4 fases principales. Debido a que todos los módulos se colocan en el borde de la fachada, durante su montaje se evita la circulación de personal en el área bajo la que se está montando hasta que cada módulo queda atornillado a los precedentes, laterales o arriostramientos correspondientes, acotando en planta baja la zona de la fachada en la que se está montando cada módulo e impidiendo el paso hasta que el módulo de escalerilla quede montado y la grúa se retire.

Es necesario realizar en planta la unión de las redes que se han montado en cada módulo contiguo. Para el atornillado definitivo de la cara exterior de los módulos, la red entre ellos debe estar previamente montada.

Debido a la altura alcanzada por este montaje, las plataformas aéreas de trabajo utilizadas deben colocarse sobre una estructura auxiliar construida a tal fin y consistente en una cimbra modular.

El proceso de montaje de los módulos que componen las escalerillas es simultáneo y coordinado con el de montaje de la estructura de arriostramiento y cubierta.

2.6.3. Montaje de la estructura de arriostramiento y cubierta

El montaje de la estructura de arriostramiento y cubierta se compone de 3 fases diferenciadas:

2.6. Steel crown structure

This complex three-dimensional frame weighing 490 t was assembled in two and a half months (Figures 13 and 14). It is made up of two parts that are both physically and functionally different:

- *Perimeter structure or “ladders” to support the curtain wall.*
- *Bracing and roof structure to support the covering, brace the whole assembly and house M&E equipment*

The perimeter structure, which supports the facade in this area of the building’s crown, is quite unique. It is designed as a set of 2.4 m modules positioned around the entire perimeter to form an uninterrupted extension of the planes of the standard facade panels. The modules are connected to one another via horizontal tubular shapes placed on the outer and inner sides of the ladder. The “ladders” are Vierendeel trusses with steel tube longitudinal members and verticals, which are supported on the lower side of the inner longitudinal vertical through a joint, either on the forty-sixth floor or on floor M4, depending on the facade.

The ladders and the horizontal shapes are fastened to the bracing structure of the machine room for stability, via the shapes that will support the facade maintenance gondolas and X-braces. There is an unroofed perimeter passageway between the two structures.

The ladders are pre-assembled at on site on platforms situated on the ground floor. They are later hoisted up to their final position and installed to form the ensemble.

To minimize the number of man-hours of work on the upper floors, as much work as possible was done on platforms at ground-floor level.

The ladders came from the workshop fully painted and assembled. The only on site work consisted in welding the tubes between them (also painted except at the ends) to form the modules.

In this stage of the process, vertical double safety netting was installed on the outer side of the modules.

The purpose of this net, which was attached to the module before it was raised into position, was to protect the employees installing the structure during their work, and to minimize the risk of falling materials and tools during assembly.

During the pre-assembly process, the parts were handled using the site crane and a mobile crane, both for the workshop tasks themselves and for performing the necessary on-site assembly work, as well as for placing each module within the reach of the tower cranes.

The ladders in the crown structure were raised in modular sections to adapt to the maximum load that could be handled by the crane.

2.6.1. Material lifting

Once the modules were preassembled on the platforms and placed within the range of tower cranes 1 and 2 they were hoisted and set into their final position.

Since the bracing structure could not be pre-assembled, it was lifted by individual parts or bundles of parts to the storey where it was to be installed, depending on the dimensions and weights involved. Tower crane 2 was primarily used for these hoisting operations. By way of example, the IPE 100 purlins for the roof were raised in bundles of beams prepared in the stockpiling area, while the IPE 500 eave beams for the roof and the HEB 340 columns for the longitudinal portal frames were hoisted separately.

The equipment used to install the ladders and bracing included the tower cranes as well as articulated, telescopic forklift trucks of the types indicated in Table 3.

2.6.2. Installation of ladder modules

The planned installation procedure for the exterior structure comprised four main stages. Because all the modules were to be placed at the edge of the facade, pedestrian traffic was blocked in the area under which installation was taking place until each module was bolted to the previous ones or to the respective side pieces or bracing. The ground floor was cordoned off in the area of the facade on which each module was being installed, and was closed to traffic until the ladder module was in place and the crane had been removed.

The nets that were installed had to be joined to each adjacent module once the modules were on their storey. Before the outer face of the modules could be permanently bolted, the net between them had to be installed.

Because of the height at which this installation took place, the aerial work platforms used had to be placed on an auxiliary structure built for that purpose, which consisted of modular falsework.

The installation process for the modules that made up the ladders was simultaneous and coordinated with the process for installing the bracing and roof structure.

2.6.3. Installation of the bracing and roof structure

The installation of the bracing and roof structure comprised three different stages:

a) Stage 1. Assembly of the structure between portal frames 4 and 3 (or cross bracing 4 and 3), including the north, south and central longitudinal bracing structure, between alignments 2 and 4 and the roof between portal frames 4 and 3. This stage of the works was conducted on the surface of the west roof at elevation +20

b) Stage 2. Assembly of the structure between portal frames 3 and 2 (or cross bracing 3 and 2), including the north, south and central longitudinal bracing structure, between alignments 4 and 5 and the roof between portal frames 3 and 2. Work in this stage was conducted in two work areas:

– The surface of the machine room roof at elevation +210

– On the roof slab at elevation +20 (north area).

c) Stage 3. Assembly of the structure between portal frames 2 and 1 (or cross bracing 2 and 1), including the north, south and central longitudinal bracing structure, between alignments 5 and 6 and the roof between portal frames 2 and 1. This stage of the work was conducted on a single surface, namely the roof slab at elevation +222.20 (north area).

3. SOME UNIQUE ASPECTS OF THE CONSTRUCTION PROJECT

3.1. 100 MPa self-compacting concrete

Torre de Cristal construction occasionally called for the use of concrete with unusual characteristics: high-strength self-compacting concrete (standard 28-day compressive strength of 100 MPa).

a) Fase 1. Correspondiente al montaje de la estructura entre los pórticos 4 y 3 (o arriostramientos transversales 4 y 3), incluida la parte de la estructura de arriostramientos longitudinales norte, sur, central entre las alineaciones 2 y 4 y la cubierta comprendida entre los pórticos 4 y 3. Esta fase se desarrolla sobre la superficie oeste de la azotea a la cota ±24,50.

b) Fase 2. Correspondiente al montaje de la estructura entre los pórticos 3 y 2 (o arriostramientos transversales 3 y 2), incluida la parte de la estructura de arriostramientos longitudinales norte, sur, central entre las alineaciones 4 y 5 y la cubierta comprendida entre los pórticos 3 y 2. Esta fase se desarrolla sobre dos áreas de trabajo:

– La superficie de cubierta de la sala de máquinas a cota +227,10.

– Sobre el forjado de la azotea a cota +222,20 (zona norte).

c) Fase 3. Correspondiente al montaje de la estructura entre los pórticos 2 y 1 (o arriostramientos transversales 2 y 1), incluida la parte de la estructura de arriostramientos longitudinales norte, sur, central entre las alineaciones 5 y 6 y la cubierta comprendida entre los pórticos 2 y 1. Esta fase se desarrolla sobre una única superficie de trabajo correspondiente al forjado de la azotea a cota +222,20 (zona norte).

3. ALGUNOS ASPECTOS SINGULARES DE LA CONSTRUCCIÓN

3.1. Hormigón autocompactante de 100 MPa

En la construcción de la Torre de Cristal ha sido necesario puntualmente el empleo de un hormigón de características poco comunes: hormigón autocompactante de alta resistencia HAC-100 (resistencia característica a compresión a 28 días de 100 MPa).

El empleo de hormigones autocompactantes se está generalizando dadas las posibilidades que proporciona tanto en la ejecución de elementos con formas complicadas, como en las zonas en las que las posibilidades de realizar un adecuado vibrado y compactación son



Figura 15. Detalle de la zona a hormigonar bajo placa.
Figure 15. Detail of the area to be concreted under the plate.

escasas. En este caso particular, además, existe una elevada exigencia de resistencia a compresión.

En la Torre de Cristal, este hormigón se encuentra en las bases de los pilares mixtos. Éstos están formados por perfiles laminados HD S 460 M embebidos en hormigón HAC-45 vertido con bomba estática y encofrado en moldes cilíndricos de diámetro 950 - 700 mm de poliéster y fibra de vidrio. Se montan a contacto total mediante mecanizado de sus cabezas. Cada tramo comprende tres alturas y se monta con la ferralla incorporada, así como con las ménsulas y crucetas de entrega a las vigas metálicas y la placa base inferior.

Es en la unión de la placa base del pilar a la losa de cimentación de los cuerpos bajos donde es necesario emplear el hormigón HAC-100 (Figuras 15 y 16). Al igual que el resto de hormigones, tanto convencionales como autocompactantes, empleados en la torre, el HAC-100 ha sido diseñado por el Servicio de Materiales de Dragados S.A. y se fabrica en la planta de hormigón con amasadora de 3 m³ de doble eje horizontal instalada en la obra.

En el proyecto de la torre se especifica un "mortero autonivelante sin retracción de resistencia característica 100 MPa para el relleno bajo las placas de base de los pilares"; estas placas base vienen soldada de taller a la parte inferior de los pilares

metálicos. El espesor del relleno varía de unos pilares a otros entre 5 y 20 cm, está fuertemente armado y debe ejecutarse después de colocar y nivelar las bases de los pilares metálicos.

The increasingly widespread use of self-compacting concrete is due to its advantages, both for members with complex shapes and in areas where proper vibration and compaction is impossible. In this particular case, the compressive strength requirements were also very demanding.

In Torre de Cristal, this concrete is used at the bases of the composite columns. The latter consist of HD S 460 M rolled shapes embedded in 45 MPa self-compacting reinforced concrete poured with a static pump into cylindrical polyester and fibreglass formwork (moulds) with a diameter of 950 - 600 mm. They were assembled flush against one another, and bolted together for stability. Each three-storey tall shape was installed with the rebar incorporated, as well as the corbels and crosspieces to receive the steel beams and the base plate at the bottom.

It was at the junction between the base plate of the column and the foundation slab of the basements that 100-MPa self-compacting reinforced concrete was required (Figures 15 and 16). Like the rest of the concrete that was used in the tower, both conventional and



Figura 16. Detalle del pilar mixto en el arranque.
Figure 16. Detail of the composite column base.

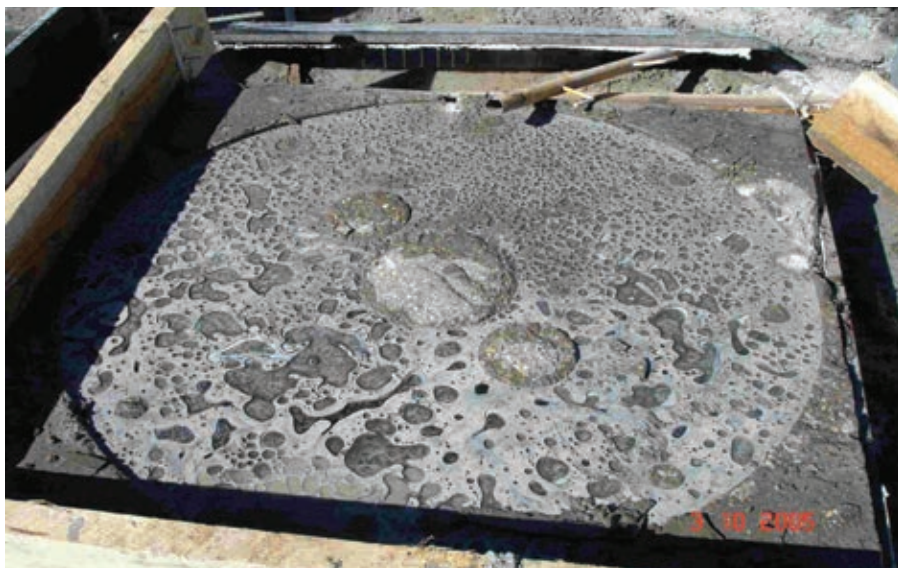


Figura 17. Burbujas aparecidas en las pruebas iniciales.
Figure 17. Bubbles that appeared during the initial tests.

self-compacting, the 100 MPa self-compacting concrete was designed by Dragados S.A.'s Materials Department and manufactured at the concrete plant with an on-site three-m³ horizontal twin-shaft mixer.

The design for the tower specified "self-levelling, shrinkage-free mortar with a standard strength of 100 MPa for the filling under the base plates of the columns". These base plates were welded to the bottom of the steel columns in the workshop. The thickness of the filling varied from 5 to 20 cm from one column to the next. It was heavily reinforced and had to be poured after the bases of the steel columns were put in place and levelled.

During the initial stage, commercial self-levelling mortars from different suppliers were tested but found to be unsuitable for several reasons:

a) The strengths of these materials were appreciably lower than the required 100 MPa, when these strengths were determined using standard 15 cm x 30 cm cylindrical test specimens.

b) When casting tests were performed under glass plates that simulated the action of the metal plates under which the concrete was to be poured, large clusters of bubbles and air pockets formed where the glass and mortar met; therefore, the full support of the column base was not ensured (Figure 17).

To resolve these problems, the Materials Department of Dragados

S.A.'s Technical Division designed and proposed the use of a self-compacting concrete with a 28-day compressive strength of 100 MPa, to be manufactured at the concrete plant installed on site. The characteristics required of the concrete, in addition to the aforementioned compressive strength, were:

a) high flowability, in other words, the ease with which the concrete flows and completely fills in all of the voids inside the formwork under its own weight alone.

b) high passability, or the ability to flow around the rebar and between it and the formwork, under its own weight and without segregating.

Standard plant materials were used to manufacture this concrete:

– Sand/lime aggregate from Aripresa with a maximum size of 12 mm.

– I-52.5 cement from La Unión.

– Latest-generation admixtures: Glenium TC-802, specifically selected to contribute to this concrete's mechanical and rheological properties, and Meyco MS-685 nanosilica.

The water/cement ratio was 0.26, and a slump of 200 mm was used.

Once the concrete to be used was defined, a specific casting procedure was developed through an exhaustive programme of full-scale casting trials. The procedure developed had to take account both of the unique characteristics

Durante la fase inicial se probaron morteros autonivelantes comerciales de diferentes proveedores, pero se pudo constatar que no eran adecuados por varios motivos:

a) Las resistencias de dichos materiales son sensiblemente inferiores a los 100 MPa exigidos, cuando se determinan empleando las probetas cilíndricas estándar de 15 cm x 30 cm.

b) Al hacer pruebas de puesta en obra bajo placas de vidrio que simulan la acción de las placas metálicas bajo las que se ha de hormigonar, se forman grandes aglomeraciones de burbujas y bolsas de aire en la interfase mortero-vidrio, con lo que el apoyo total de la base del pilar no queda garantizado (Figura 17).

Para solventar estos inconvenientes, el Servicio de Materiales de la Dirección Técnica de Dragados S.A. ha diseñado y propuesto el empleo de un hormigón autocompactante de 100 MPa de resistencia a compresión a 28 días, para ser fabricado en la planta de hormigón instalada en el recinto de la obra. Las características exigidas al hormigón, además de la consecución de dicha resistencia a compresión, son:

a) alta capacidad de relleno, es decir, facilidad del hormigón para fluir y rellenar por completo todos los huecos existentes dentro del encofrado bajo la acción exclusiva de su peso.

b) alta capacidad de paso, entendiendo como tal la propiedad de fluir entre las armaduras y entre ellas y el encofrado, por la acción de su peso y sin sufrir segregación.

En la fabricación de este hormigón se emplean los materiales habituales de la planta:

– Áridos sílico-calcareos de Aripresa con tamaño máximo 12 mm.

– Cemento I-52,5 de La Unión.

– Aditivos de última generación: Glenium TC-802, específicamente seleccionado para contribuir a las propiedades mecánicas y reológicas de este hormigón, y nanosílice Meyco MS-685.

La relación agua/cemento es de 0,26. Se trabaja con un escurrimiento de 70-72 mm.

Una vez definido el hormigón a emplear, se procede a poner a punto, mediante un exhaustivo programa de pruebas en obra a escala real, un procedimiento específico de puesta en obra. El procedimiento desarrollado debe tener en cuenta, por un lado, las particularidades del material (especialmente su elevada viscosidad, lo que hace que su reología sea diferente de la de los hormigones autocompactantes convencionales), y por otro, que el contacto entre el hormigón y la base de la placa debe ser total. Se presta especial atención a minimizar el problema de la abundancia de burbujas y la acumulación de bolsas de aire en la interfase hormigón-placa metálica (bolsas formadas por coalescencia de las burbujas emergentes, procedentes de la desaireación espontánea de la masa de hormigón fresco, y atrapadas en la zona de contacto del hormigón con la placa).

El desarrollo de este procedimiento abarca los siguientes aspectos:

- Definición, fabricación y puesta a punto de los aparatos y medios auxiliares necesarios para la colocación y desaireación del hormigón.
- Definición de plazos y ritmos de colocación.
- Definición de la consistencia necesaria del hormigón fresco para poder ejecutar el procedimiento.

En lo que respecta al método de puesta en obra, se ha conseguido una terminación con una cantidad de burbujas en superficie inferior al 5%, por lo que se aprueba el método de puesta en obra.

Por lo que respecta al control de resistencias, Dragados propuso desde el primer momento que el control de este tipo de hormigón (de alta resistencia y autocompactante) debe realizarse mediante el pulido de ambas caras de las probetas, ya que la experiencia indica que, dependiendo de las características del hormigón, pueden alcanzarse diferencias superiores al 10% frente al método de refrentado con morteros adecuados.

Los valores medios de resistencias obtenidos son:

- a) en probetas ajustadas mediante pulido:
 - Resistencia a 7 días 85,4 Mpa
 - Resistencia a 28 días 101,0 Mpa

b) en probetas ajustadas mediante refrentado:

- Resistencia a 7 días 75,9 Mpa
- Resistencia a 28 días 90,3 Mpa

El día 3 de noviembre de 2005 comenzó el hormigonado del primer relleno de base. Se realizó un control total del HAC-100 (es decir, se controlaron todas las amasadas colocadas en obra), puliendo las probetas por ambas caras, siendo los resultados obtenidos muy satisfactorios.

Con el diseño de un hormigón autocompactante y una adecuada puesta en obra ha sido posible no sólo alcanzar las resistencias exigidas al material de relleno bajo placas, sino también garantizar que se ha rellenado adecuadamente la zona bajo las placas y que no existe un porcentaje de burbujas en la interfaz hormigón-placa superior a lo admisible. El empleo de un hormigón autocompactante adecuadamente dosificado, que cumpla las características de resistencia a la segregación, capacidad de relleno y capacidad de paso, permite dar solución a problemas cuya resolución implicaba destinar un número de recursos excepcionalmente altos.

3.2. Sistemas de replanteo y control topográfico

Para comenzar los trabajos de topografía en la Torre de Cristal se realiza una poligonal cerrada por las calles colindantes procurando alejarse lo máximo posible para tener un mejor ángulo de visibilidad y trabajo, y que permita efectuar las observaciones hasta la mayor altura posible.

Durante la ejecución de las primeras plantas es posible estacionarse cerca de la zona de obras y replantear mediante intersecciones inversas con estaciones totales. Previendo que en alturas de más de 150 m haya problemas para seguir replanteando desde el exterior se colocan 5 prismas de 360° en azoteas de edificios altos situados en los alrededores para así realizar intersecciones inversas desde los forjados de la torre. Por otro lado se efectúan replanteos con GPS para comprobar que los resultados por dicho método no sobrepasan los márgenes de error admitidos en el proyecto.

Las actividades más complejas de replantear son las trepas de hormigón y el montaje de los pilares metálicos.

of the material (especially high viscosity, with the resulting difference in rheological properties between this and conventional self-compacting concrete) and of the need for a completely smooth interface between the concrete and the base of the plate. Special attention was given to minimizing the problem of air bubbles and pockets where the concrete met the metal plate (pockets formed when rising bubbles produced by the spontaneous release of air from the batch of fresh concrete coalesced and were trapped at the interface between the concrete and the plate).

The development of this procedure included the following steps:

- *Definition, manufacture and tuning of the equipment and ancillary resources needed to place the concrete and remove any entrained air.*
- *Definition of time frames and rate of placement.*
- *Definition of the consistency of the fresh concrete required to implement the procedure.*

A casting method was developed that provided a finish in which bubbles accounted for less than 5% of the surface.

To monitor strength, Dragados proposed from the outset that this type of concrete (high-strength and self-compacting) be monitored by grinding both ends of the test specimens, as experience showed that, depending on concrete characteristics, results might differ by more than 10% compared to the method of capping with appropriate mortars.

The average strength values obtained were:

- a) *in ground specimens:*
 - *7-day strength 85.4 MPa*
 - *28-day strength 101.0 MPa*
- b) *in capped specimens:*
 - *7-day strength 75.9 MPa*
 - *28-day strength 90.3 MPa*

Concreting on the first base began on 3 November 2005. The 100 MPa self-compacting concrete was fully monitored (i.e., all of the batches placed on the site were tested), with the test specimens ground at both ends. The results obtained were very satisfactory.

Designing a self-compacting concrete and the appropriate casting method ensured not only that the strengths required for the fill material for under the plates were obtained, but also that the area under the plates was appropriately filled and the percentage of bubbles at the interface between the concrete and the plate was within allowable limits. The use of a properly proportioned self-compacting concrete that met the requirements for resistance to segregation, flowability and passability solved problems that would otherwise could only have been surmounted with exceptionally costly resources.

3.2. Conventional stakeout and construction surveying systems

Surveying work for Torre de Cristal was begun by drawing a polygon formed by the adjoining streets, attempting to find a vantage at the longest possible distance to have a better visibility and work angle, and one from which to take sightings up to the greatest possible height.

While the first storeys were being built, positioning close to the work site area was possible, so stakeouts could be performed through resections with total stations. Anticipating problems to continue staking out from the outside at heights of over 150 m, five 360° prisms were placed on the roofs of tall buildings located in the vicinity, to enable resections to be performed from inside the tower. Stakeouts were also performed with GPS to verify that the results using the above method did not exceed allowable design error.

The most complex activities to stake out were the concrete lifts and the assembly of the steel columns.

The concrete lifts were staked out in two stages. The first, consisting of placing and plumbing the formwork panels, was performed jointly by the formwork and surveying teams. Once the panels were in place and plumbed, a survey was made of all the vertices to compare any differences in the office before the concrete was poured. The second stage consisted of a new survey to ensure that the formwork had not shifted during pouring.

The duration of each concreting cycle was one week, during which time the doors, service openings and beam pock-

ets were staked out on the formwork panels. A horizontal line was also marked on the concrete walls to indicate where each lift began, which then served as the reference point for siting all the elements that were embedded in the formwork: anchor cones, penetrations, doors, etc. Five tables were set up in areas near the tower, where the steel reinforcement cages for the core were assembled. These cages were staked out bar by bar, taking into account the cones, openings and doors in each panel to ensure they would coincide with the formwork panel stakeout.

For the stakeout of the composite columns, a round mini prism was placed at the centreline of each, so their situation could be monitored at all times until

El replanteo de las trepas se efectúa en dos fases. La primera consiste en la colocación y aplomado de los paneles de encofrado y se realiza conjuntamente entre los equipos de encofradores y topógrafos; una vez situados y aplomados los paneles se realiza un levantamiento de todos los vértices para contrastar en gabinete las diferencias existentes antes del hormigonado. La segunda fase consiste en un nuevo levantamiento para asegurarse de que con el hormigonado no se han desplazado los encofrados.

La duración de la ejecución de cada trepa es de una semana por lo que durante ese tiempo se realiza el replanteo en los paneles de encofrado de puertas, huecos de servicios y cajas de empotramiento de vigas. También se marca una



Figura 18. Muro cortina parcialmente instalado,
Figure 18. Partially installed curtain wall.

línea horizontal en los paramentos de hormigón para el arranque de las trepas; esa línea es la referencia para la colocación de todos los elementos que quedan embutidos en los encofrados, conos de anclaje, cajones, puertas, etc. En zonas próximas a la torre se montan cinco mesas en las que se realiza el montaje de las jaulas de la armadura metálica del núcleo. Dichas jaulas se replantean barra a barra, teniendo en cuenta los conos, huecos y puertas que tiene cada panel para que coincidan con los que se replantean en los paneles de encofrado.

Para el replanteo de los pilares mixtos se coloca un miniprisma circular en el eje de cada uno de los ellos, de manera que, con las intersecciones inversas, se puede controlar en todo momento la situación de los mismos hasta que se hormigonan. Este sistema permite evitar la necesidad de acceder continuamente a lo alto de los pilares mediante cestas elevadoras, lo cual es interesante ya que la altura de los pilares alcanza en algunas fases más de 24 m sobre el forjado inmediato. El control en altura se realiza desde los forjados tomando cotas en las juntas de las cabezas de los pilares quedando estos datos informatizados para el control de las deformaciones por achatamiento contempladas en el proyecto (3 mm por planta).

Para controlar los diferentes movimientos que puedan darse en la torre por vientos o fuerzas ejercidas por los arriostramientos de las grúas, se implantan seis bases fijas en la planta baja y se realizan en todos los forjados seis taladros coincidentes con dichas bases, de manera que es posible por medio de plomadas ópticas comprobar dichos movimientos así como subir bases de replanteo por el interior de la torre a todos los forjados. A la vez se implantan bases de replanteo desde el exterior en todos los forjados según se van ejecutando; de esta manera también es posible el replanteo de distintas actividades de ejecución en las plantas. Hasta la planta 40ª no se dan movimientos que dificulten los trabajos de replanteo en el núcleo, pero sí se aprecian desplazamientos causados por los cambios de temperatura, sobre todo en el verano, por lo que las lecturas efectuadas en los pilares mixtos se repiten con frecuencia, contrastando datos en distintas horas del día, y se planifica la colocación de las vigas perimetrales de manera que se corrijan los desplazamientos detectados.

3.3 Montaje del muro cortina de cristal

El montaje de la fachada modular de la Torre de Cristal se subdivide en las fases que se exponen a continuación:

a) Izado de material

Las células de fachada llegan a la obra perfectamente paletizadas e identificadas con un código propio. Cada palet está formado por tres células; este número viene condicionado por el tamaño y peso de las mismas. La dimensión de un palet estándar es 1,1 x 4,4 x 2,8 m y su peso es de unos 2100 kg.

Las células se descargan en obra y se suben a la correspondiente planta mediante el montacargas. En algunos casos esto no es posible (en el montaje de la fachada C, por ejemplo), y es necesario emplear una de las grúas torre.

b) Desplazamiento en planta

Una vez subido el palet a la planta correspondiente, se traslada dentro de la misma mediante una carretilla eléctrica hasta la posición más idónea para su montaje posterior. Esto se realiza de forma que se pueda acopiar todo el material necesario en la planta.

Debido al gran tamaño de las células, éstas se paletizan en posición vertical por lo que es necesario girarlas hasta la horizontal antes de traspasarlas a la carretilla.

c) Montaje de la célula

Una vez acercada la célula al borde del forjado se procede a su levantamiento por medio de una mini-grúa tipo araña que está situada de 1 a 4 plantas por encima. Una vez izada la célula solamente resta anclarla en su posición definitiva para terminar el montaje.

En la Figura 18 se puede apreciar el muro cortina en una de sus primeras fases de instalación.

4. CONCLUSIÓN

Mediante la metodología expuesta se previó realizar la totalidad de las fases en 24 meses, una vez considerada una holgura final de mes y medio para absorber los posibles imprevistos que se pudieran producir, debidos a las complicaciones propias de un edificio de este tipo junto con la particularidad de la zona en la que se encuentra. De la holgura prevista, sólo se consumieron ocho días de trabajo

they were concreted via resections. This system made the constant use of cherry pickers to reach the top of the columns unnecessary; this was particularly advantageous because at some stages the height of the columns was over 24 m higher than the floor slab immediately below. Heights were monitored from the floor slabs by taking elevation measurements at the joints of the column heads. These data were computerized to monitor the shortening deformations provided for in the design (3 mm per storey).

To monitor possible tower movements due wind action or forces exerted by the crane bracings, six fixed stakes were set up on the ground floor, and six holes were drilled on all of the floor slabs to coincide with these stakes. Thus, it was possible to verify these movements using optical plumbs, and to raise the stake to every floor from the inside of the tower. At the same time, stakes were set from the outside on all the floor slabs as they were built to be able to stake out the various activities conducted on the storeys. Up to the fortieth floor, stakeout work in the core was not hindered by movement, but some shifts caused by temperature changes were noticed, especially in the summer. Therefore, the readings taken at the composite columns were repeated frequently and data from different times of the day compared, and the placement of the perimeter beams was planned to correct for the shifts that were detected.

3.3 Erection of the glass curtain wall

The erection of the modular facade of Torre de Cristal was subdivided into the stages outlined below:

a) Hoisting of material

The facade panels arrived at the worksite on pallets and each labelled with its separate identification code. Each pallet comprised three panels. This number was determined by the size and weight of the panels. The standard pallet measured 1.1 x 4.4 x 2.8 m and weighed around 2100 kg.

The panels were unloaded at the site and raised to their storeys in the goods lift. In some cases where this was not possible (to erect facade C, for example) one of the tower cranes had to be used.

b) Moving glass panels on storeys

Once the pallet was raised to the appropriate storey, it was moved by electric forklift to the most suitable position on the floor for subsequent installation. This was done in such a way that all of the necessary materials could be stockpiled on the floor.

Since the panels were palletized vertically because of their large size, they had to be rotated to horizontal position before being transferred to the forklift.

c) Panel installation

Once the panel was brought to the edge of the floor slab, it was raised by a mini spider-type crane located one to four storeys above. After the panel was hoisted, it merely had to be anchored in its final position for installation to be complete.

Figure 18 shows the curtain wall in one of its early stages of erection.

due to strong winds or other weather conditions, turnaround was actually shorter than planned.

ACKNOWLEDGEMENTS

Finally, the authors would like to thank the following people for their assistance in drafting specific sections of this article:

José Luis Criado (Site Superintendent, Rodio Cimentaciones Especiales): Construction of the foundation diaphragm walls.

Pilar Segura (Head of the Materials and Pavement Department, Technical Division, Dragados S.A.): 100 MPa self-compacting concrete.

Miguel Ángel Muñoz (Technical Director, Referencia 2012): Stakeout and survey control systems.

Stefano Perinotto (Technical Director, Permasteelisa) and Miguel Ángel Fernández (Permasteelisa): Erection of the glass curtain wall.

debido a vientos fuertes y otros factores climatológicos, por lo que se redujo el plazo de ejecución respecto a lo previsto.

AGRADECIMIENTOS

Finalmente, los autores de este artículo queremos agradecer a las siguientes personas la colaboración prestada en la redacción de apartados específicos del mismo:

José Luis Criado (Jefe de obra de Rodio Cimentaciones Especiales): Ejecución de las pantallas de cimentación.

Pilar Segura (Jefe de servicio de materiales y firmes de la Dirección Técnica de Dragados): Hormigón auto-compactante de 100 MPa.

Miguel Ángel Muñoz (Director Técnico de Referencia 2012): Sistemas de replanteo y control topográfico.

Stefano Perinotto (Director Técnico de Permasteelisa) y Miguel Ángel Fernández (Permasteelisa): Montaje del muro cortina de cristal.

4. CONCLUSION

With the methodology described above, all of the stages were expected to be completed in 24 months, including a month and a half of leeway at the end to compensate for any unforeseen events that might occur because of the complexities inherent in buildings of this nature, as well as the unique features of the area where it is located. As only eight working days of the leeway time were used, when work was suspended

REFERENCES

[1] Pelli, C., León, E. y Ortiz, I.: Torre de Cristal. Architecture, Hormigón y Acero, Vol. 59, N°249, 3° Trimestre 2008.

[2] Blanco Temprano J., Herrera Castilla C., Viñals J.: Torre de Cristal. Structural design for a high rise building, Hormigón y Acero, Vol. 59, N°249, 3° Trimestre 2008.

REFERENCIAS

[1] Pelli, C., León, E. y Ortiz, I.: Torre de Cristal. Arquitectura, Hormigón y Acero, Vol. 59, N°249, 3° Trimestre 2008.

[2] Blanco Temprano J., Herrera Castilla C., Viñals J.: Torre de Cristal. Proyecto estructural de un edificio de gran altura, Hormigón y Acero, Vol. 59, N°249, 3° Trimestre 2008.

FICHA TÉCNICA / TECHNICAL DATA

- Edificio / *Building*: Torre de Cristal
- Propiedad / *Owner*: Mutua Madrileña
- Gestión del proyecto / *Project manager*: LV Salamanca
- Diseño Arquitectura / *Architectural design*: César Pelli & Associates
- Arquitecto Colaborador / *Collaborating architect*: Ortiz y León Arquitectos
- Proyecto de estructura / *Structural engineering*: OTEP Internacional, S.A.
- Estudio de viento / *Wind studies*: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Nick Isyumov); Instituto Universitario 'Ignacio Da Riva' (Universidad Politécnica de Madrid)
- Estudio geotécnico / *Geotechnical survey*: Intemac
- Control de proyecto / *Design quality control*: Robertson & Partners
- Proyecto de instalaciones / *Building services design*: Promec
- Empresa constructora / *General contractor*: Dragados
- Control de ejecución y materiales / *Workmanship and materials quality control*: OTEP INTERNACIONAL, S.A. - Intemac
- Cimentación / *Foundation*: Rodio Cimentaciones Especiales, Geocisa (pantalla perimetral)
- Hormigón (suministrador) / *Concrete (supplier)*: Dragados
- Encofrados / *Formwork*: Peri (ascensores de Obra y encofrado autotrepante)
- Ejecución armadura pasiva / *Reinforcing steel preparation*: Armacentro
- Pretensado (suministrador o sistema) / *Prestressing (supplier or system)*: VSL
- Estructura metálica (taller) / *Steel structure (shop)*: URSSA
- Muro Cortina / *Façade*: Permasteelisa

Torre Sacyr-Vallehermoso. Proyecto arquitectónico

Torre Sacyr-Vallehermoso. *Architectural design*

Enrique Álvarez-Sala Walther⁽¹⁾ y Carlos Rubio Carvajal⁽²⁾

Recibido / Received: 30/11/2007
Aceptado / Accepted: 14/02/2008

RESUMEN

La torre Sacyr-Vallehermoso surge como un proyecto de edificación de gran altura, dentro de la parcela que ocupaba la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid. Entre los objetivos perseguidos se destacan, por un lado, la consecución de que el aspecto formal del edificio no exija el sacrificio a cualquier precio de los aspectos técnicos y constructivos que la hacen posible y, por otro lado, la dificultad de lograr una planta que pudiera satisfacer de forma óptima los diferentes usos que están previstos en la torre.

Palabras clave: Edificación en altura, fachada con doble capa, espacio refugio, encofrado trepante, núcleo central.

SUMMARY

The Sacyr-Vallehermoso tower originated as a high-rise construction project within the former site of the Real Madrid Sports Complex. The objectives pursued included, firstly, to ensure the formal appearance of the building was not developed at the expense of the technical and construction aspects that make it possible and also to attain an optimum design that covers the various projected uses of the tower perfectly.

Key words: High-rise construction, double skin façade, shelter space, climbing formwork, central core.

⁽¹⁾ Arquitecto. Rubio&Álvarez-Sala, Estudio de Arquitectura.

⁽²⁾ Arquitecto. Rubio&Álvarez-Sala, Estudio de Arquitectura.

Persona de contacto / Corresponding author : estudio@rubioalvarezsala.com

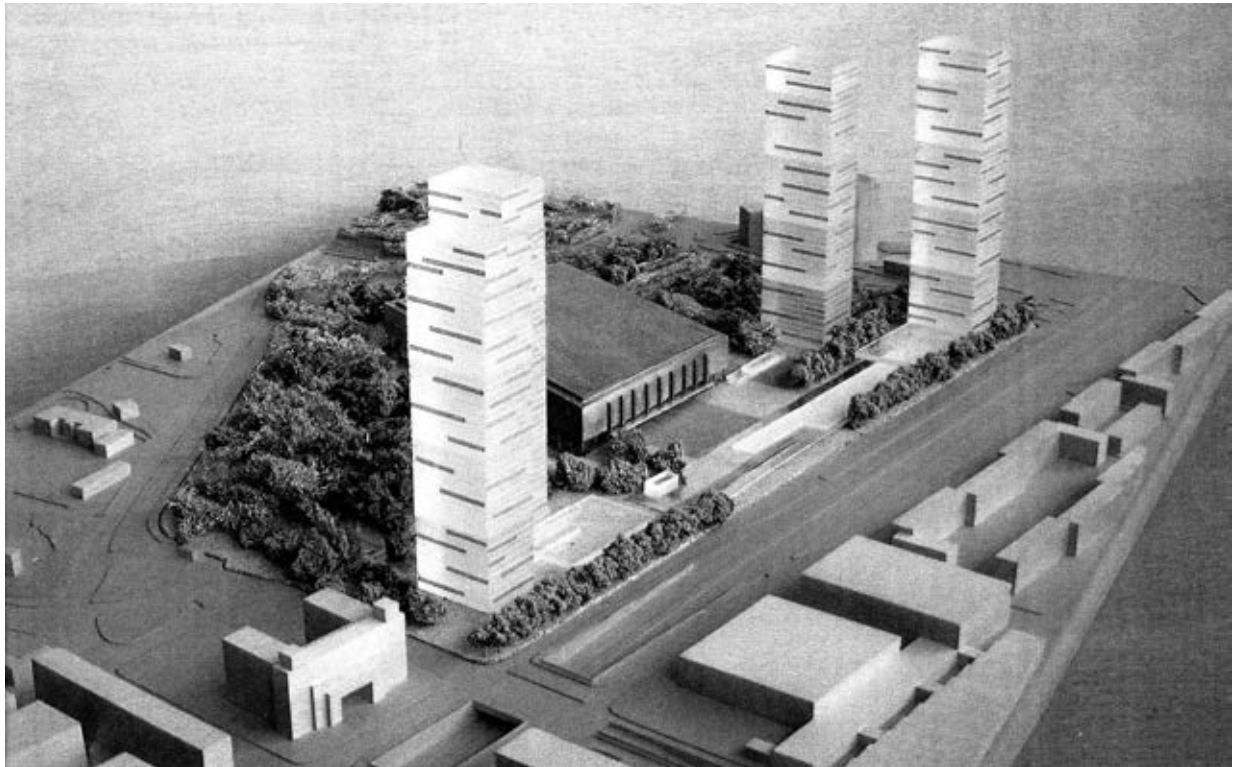


Figura 1. Planeamiento inicial del Ayuntamiento de Madrid para la urbanización de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid.
Figure 1. Initial project of the Madrid Council for the development of the former Real Madrid sports complex.

1. INTRODUCTION

After the site of the Real Madrid Sports Complex was reclassified, the municipal services of the Madrid Council proceeded to arrange the assigned buildable area into four towers in four independent sites plus a sports area on a fifth site, and the rest would be considered a green area. The whole site is surrounded and serviced by an underground traffic ring that provides access to the car parks on the second basement (Figure 1).

This approach allows the pedestrian permeability to be improved from the 'La Vaguada' shopping centre to the Paseo de la Castellana. A private, and therefore not accessible, area is transformed into a built-up area, but on public grounds and with a public green space. For this purpose, the surface between the four towers has been conceived as a continuous and public surface with a single design.

Within this general approach, the Sacyr-Vallehermoso tower is the result of the bid presented by the Madrid Council for the construction of one of the towers of the complex within its site. The design of the other towers was not known when the call for tenders was is-

sued and it was not possible to hold meetings to coordinate said design or to establish common aesthetic recommendations for the towers, which only had volumetric conditions. Therefore, the initial considerations when the project was started revolved around the building itself and its typology.

For the general view, the grouping of the four towers will be more important than the shape of each individual building. The towers rise to 250 m and are built in one of the highest areas in Madrid, so they will double any other building in the city skyline in height (Figures 2 and 3).

2. ARCHITECTURAL CONCEPT

A high-rise building is important as an icon (especially in a city with hardly any tall buildings), but it is similarly important to view it as a structural, facility and construction organisation problem.

Although the height of the building is on the limit where spectacular structural solutions are still possible, the rational issues to all the construction aspects of the building have been solved with normal alternatives.

1. INTRODUCCIÓN

Los servicios municipales del Ayuntamiento de Madrid, después de la recalificación de la Ciudad Deportiva del Real Madrid, ordenaron la edificabilidad asignada en cuatro torres sobre cuatro parcelas independientes y una zona deportiva sobre una quinta parcela, considerando el resto zona verde. Todo el conjunto está rodeado y servido por un anillo de circulación rodada subterráneo, que da acceso a los aparcamientos a nivel de segundo sótano (Figura 1).

Este planteamiento permite mejorar la permeabilidad peatonal desde "La Vaguada" hacia el Paseo de la Castellana, transformando una zona verde privada, y por tanto no accesible, en una zona con edificación, pero sobre terreno público y con una zona verde también pública. Para ello se ordena la superficie entre las cuatro torres como una superficie continua, pública y de diseño unitario.

Dentro de este planteamiento general, la torre Sacyr-Vallehermoso es consecuencia del concurso convocado por el Ayuntamiento de Madrid para edificar una de las torres en la parcela de su propiedad dentro del conjunto. Cuando se convoca el concurso no se conoce el di-



Figura 2. Relación de las nuevas torres con el perfil longitudinal existente en Madrid.
Figure 2. Comparison between the new towers and the existing longitudinal profile in Madrid.

seño del resto de las torres, ni es posible tener reuniones para coordinar dicho diseño, ni existen tampoco recomendaciones estéticas comunes a las cuatro torres en el planeamiento, que sólo recogen condicionantes volumétricos. Debido a todo ello, cuando se inicia el proyecto las consideraciones primeras deben centrarse en el propio edificio y en su tipología.

En la visión general final tendrá más importancia la agrupación de las cuatro torres que la forma individual de cada una de ellas. Las cuatro torres, de 250 m de altura y edificadas en una de las zonas más altas de Madrid duplicarán la altura de cualquier edificio existente en el perfil de la ciudad (Figuras 2 y 3).

2. CONCEPTO ARQUITECTÓNICO

Un edificio en altura tiene una gran importancia como icono, (sobre todo en una ciudad en que no existen apenas

edificios altos), pero es igualmente importante su entendimiento como problema estructural, de instalaciones y de organización constructiva.

A pesar de que la altura del edificio está en un límite en que aún son posibles alardes estructurales, se ha preferido buscar expresión normal a las soluciones racionales de todos los aspectos constructivos del edificio.

En un momento de la arquitectura en que la forma no parece tener necesidad de ninguna justificación más allá de sí misma, en el proyecto de la torre para Sacyr-Vallehermoso preferimos buscar una relación directa entre los condicionantes de partida y su expresión formal final.

Un resultado que sea el natural del equilibrio de todas las componentes que inciden en la elaboración de las ideas, sin que la subordinación de las distintas cuestiones parciales a una imagen final suponga sacrificios inaceptables para

At a time in architecture when shape does not seem to need any more justification that shape itself, a direct relation between the start conditions and their final formal expression was sought in the project for the Sacyr-Vallehermoso tower.

The final result needs to be a balance between all the components that have an impact on the drawing up of ideas. The various partial issues must not be sacrificed in the pursuit of a final image. We feel that the importance of image must not make us forget the technical and construction aspects that make it possible.

In our view, structural considerations, the complex problems of vertical communication, of emergency evacuation, fire or even construction organisation must not be cast out of the limelight, but instead incorporated to the idea of the project from its initial stages.

This approach has yielded well-known results in all the disciplines



Figura 3. Imagen del avance de la construcción y su irrupción progresiva en el "skyline" de la ciudad.
Figure 3. Image of the progress of the work and its growing presence in the city's skyline.

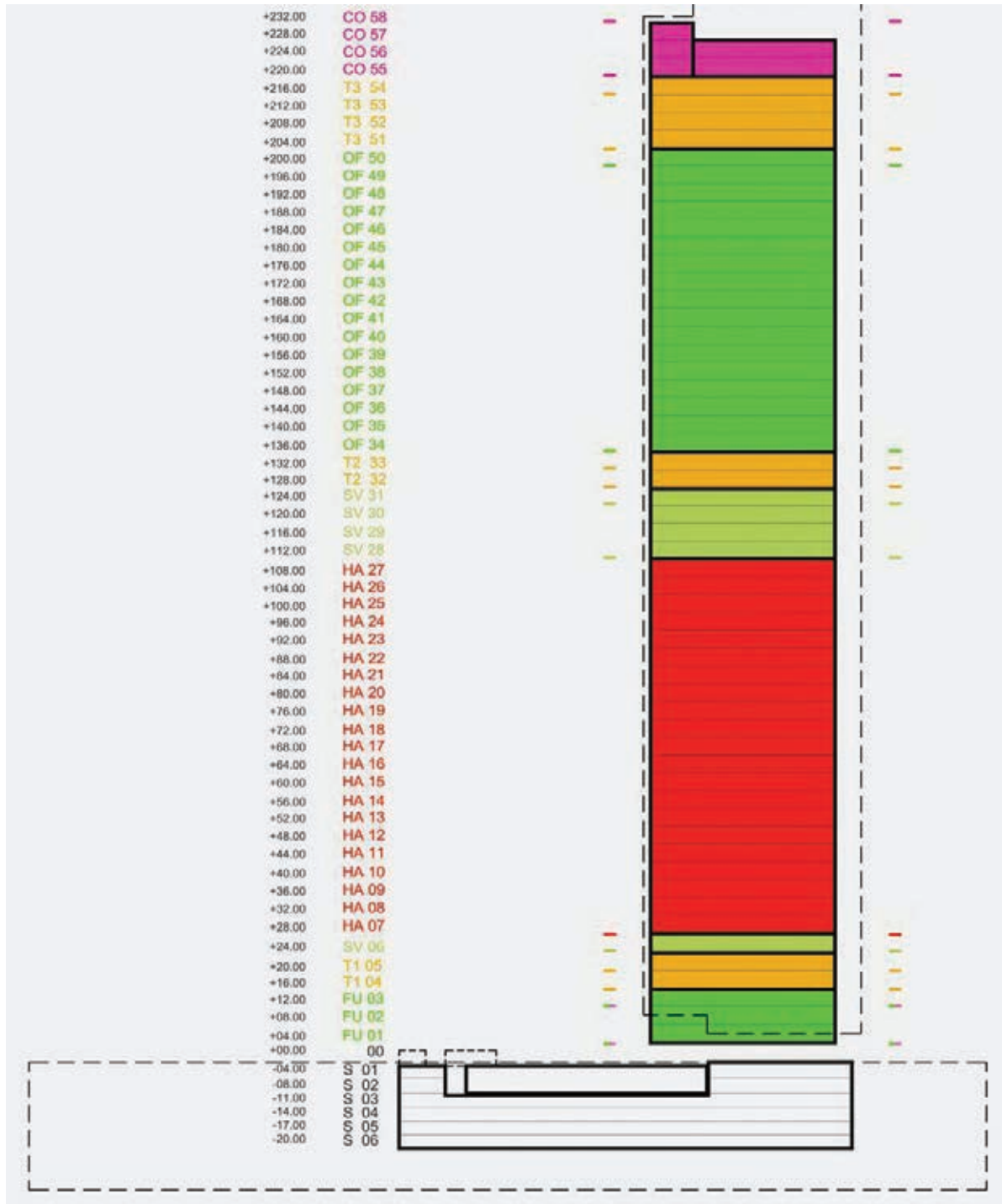


Figura 4. Distribución en altura de las plantas de hotel (rojo) y oficinas (verde), así como de los espacios intermedios de instalaciones y accesos.
Figure 4. Distribution throughout the building of the floors for the hotel (red) and for offices (green), as well as intermediate spaces for facilities and accesses.

where technique is essential and does not accept being subject to prior aesthetic considerations, such as Formula One, sailing or aviation, for instance.

3. SPECIFIC DETERMINING FACTORS OF THE PROJECT

During the conception and the development of the project, special attention was drawn to the item of the call for ten-

ders that established that facilities had to be included for use as a hotel, because the regulations for this are much stricter than for offices. A hotel is much more demanding as regards the surface of façade needed, the distance to the façade is limited by the rooms and their uses are more varied (Figures 4 and 5). Moreover, the hotel needs to include a big convention centre. The distribution of the large number of rooms established by the call for tenders forced organisation layouts that could have been used for offices to be re-

las partes. Pensamos que la importancia de la imagen no debe hacer olvidar los aspectos técnicos y constructivos que la hacen posible.

A nuestro entender la consideración estructural, los complejos problemas de comunicación vertical, los de evacuación de emergencia, incendios, o incluso los de organización constructiva no deben relegarse a un segundo plano sino incorporarse a la idea del proyecto desde su estadio inicial.

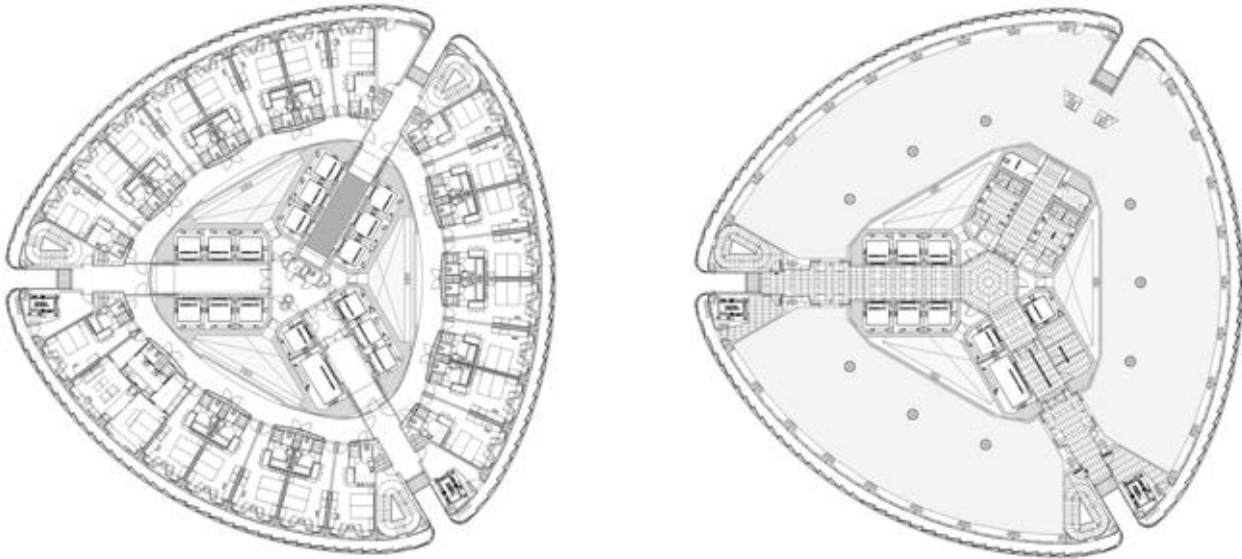


Figura 5. Plantas tipo de hotel (izqda.) y oficinas (dcha).
Figure 5. Standard hotel floors (left) and office floors (right).

Este enfoque ha dado resultados por todos conocidos en aquellas disciplinas en que la técnica es primordial y no acepta someterse a consideraciones estéticas previas, como son la fórmula uno, la navegación a vela o la aviación, por ejemplo.

3. CONDICIONANTES ESPECÍFICOS DEL PROYECTO

Especialmente importante ha sido en la concepción y en el desarrollo del proyecto la exigencia del concurso de incorporar al edificio el uso hotelero, ya que dicho uso hotelero es mucho menos flexible que el de oficinas. Un hotel es mucho más exigente en cuanto a la cantidad de fachada necesaria, la distancia a la fachada está muy limitada por las habitaciones, y los usos son mucho más variados (Figuras 4 y 5). Además el hotel precisa incorporar un gran centro de convenciones. La distribución de la gran dotación de habitaciones que exigía el concurso supuso renunciar a esquemas organizativos que para oficinas hubieran sido posibles. Así, por ejemplo, edificios de planta circular, muy indicados desde el punto de vista aerodinámico y por tanto desde el punto de vista de los empujes horizontales, quedaban descartados. Pero ello no impedía buscar otras formas que pudieran dar satisfacción a las exigencias distributivas sin renunciar a un adecuado coeficiente aerodinámico. Así, y ya desde el principio del proyecto, se detectó que existían dos condicionantes que incidían de forma muy revelante. Por una

parte, el uso hotelero en una parcela con ordenación pensada para uso terciario, y por otra, la necesidad de sumarse compositivamente a otros tres edificios de proyecto distinto.

Cada proyecto debe ser autónomo, pero debe sin duda tener las características acertadas para poder integrarse en el conjunto.

Estas razones aconsejaron plantear un edificio de imagen unitaria y de geometría rigurosa, capaz de sumarse a los otros proyectos y de englobar usos distintos sin distorsionarse (Figura 6).

4. CONCEPTOS BÁSICOS DEL EDIFICIO

4.1. Geometría y forma

La formalización geométrica del proyecto surge a partir del estudio de la mínima resistencia superficial frente al viento combinada con una relación óptima entre superficie de fachada y planta útil, pero garantizando que se adapte a la compartimentación de las habitaciones del hotel (Figura 7).

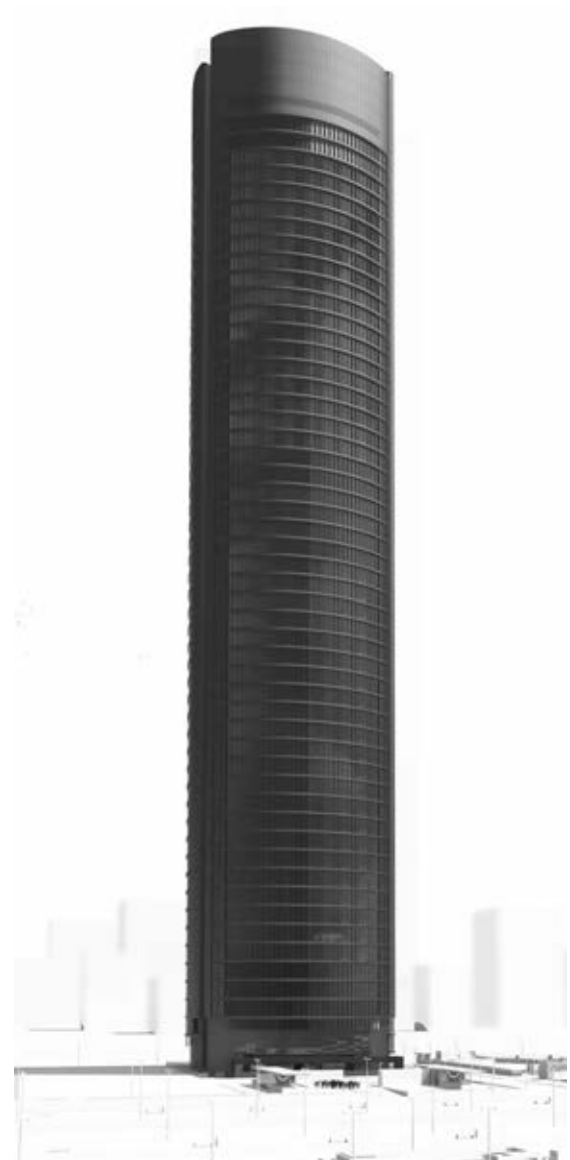
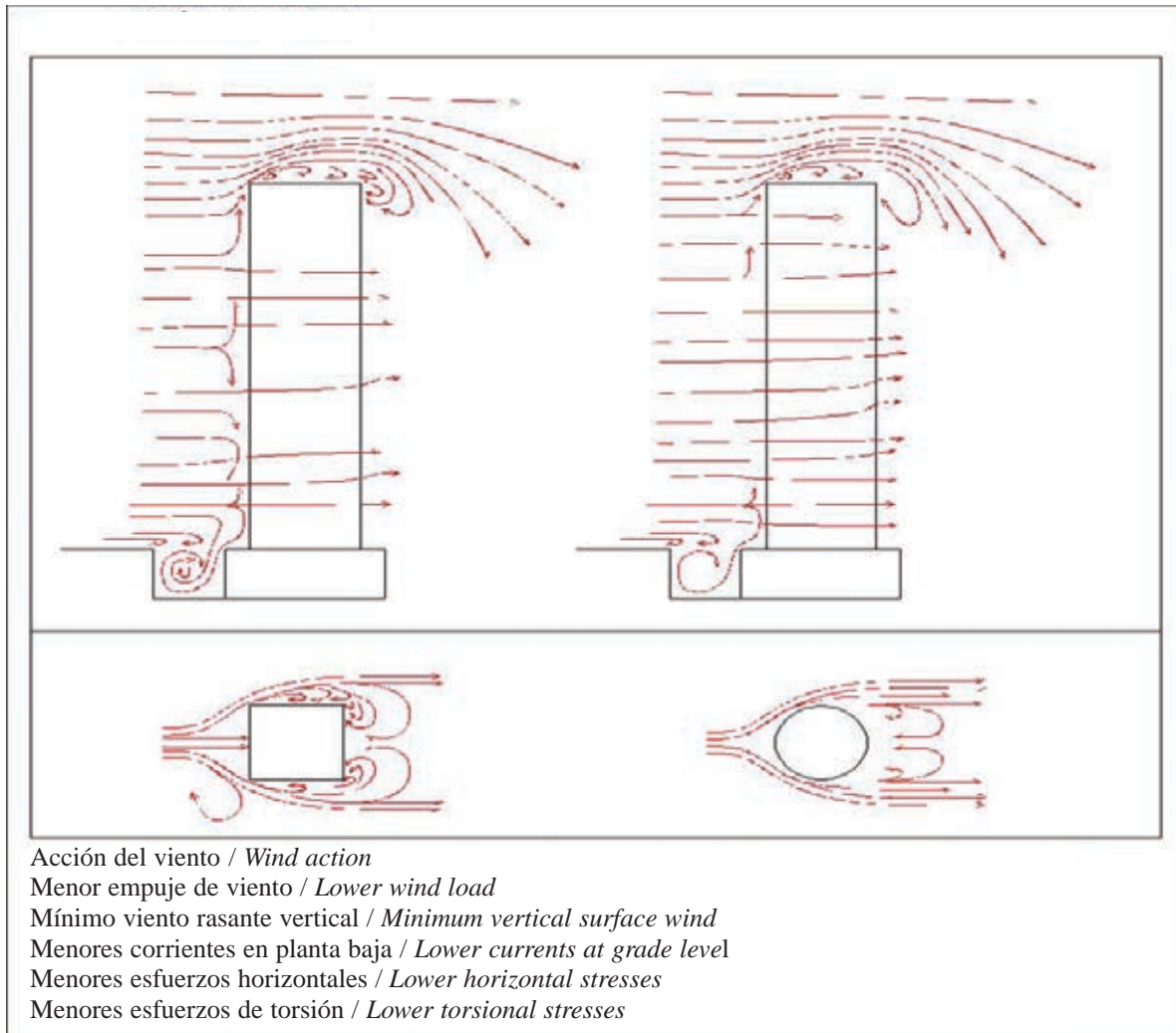


Figura 6. Aspecto general del edificio Torre Sacyr-Vallehermoso en el que se aprecia su imagen unitaria
Figure 6. General view of Torre Sacyr-Vallehermoso, where its complete appearance can be seen



Acción del viento / Wind action

Menor empuje de viento / Lower wind load

Mínimo viento rasante vertical / Minimum vertical surface wind

Menores corrientes en planta baja / Lower currents at grade level

Menores esfuerzos horizontales / Lower horizontal stresses

Menores esfuerzos de torsión / Lower torsional stresses

Figura 7 . Análisis básico de la interacción entre la forma del edificio y la incidencia del viento en su diseño.
Figure 7. Basic analysis of the interaction between the shape of the building and the incidence of wind on its design.

jected. For instance, circular buildings, which are highly suitable from an aerodynamic point of view, and therefore from the point of view of horizontal thrust, had to be discarded. However, this did not mean that other solutions that could provide a response for the distribution demands while at the same time maintaining a good aerodynamic coefficient could not be pursued. Thus, from the start of the project, it was found that there were two conditions that had a strong influence: firstly, the use as hotel in a site projected for use in the tertiary sector and, secondly, the need to form a part of a compositional whole with three other buildings from different projects.

Each project had to be independent but undoubtedly needed to have adequate characteristics to fit within a whole.

All these reasons meant the building needed to have a unit image and strict

geometry. It had to be capable of integrating with the other projects and of covering different uses without looking out of place (Figure 6).

4. BASIC CONCEPTS OF THE BUILDING

4.1. Geometry and shape

The establishment of the geometry of the project arose from the study of the minimum wind surface drag combined with an optimum ratio between façade surface and useful area, while at the same time guaranteeing that it adapted to the compartmentalisation of the hotel rooms (Figure 7).

The main geometry commands were generated from an equilateral triangle and three tangential circumferences. Circumference arcs from the corners of the triangle mark the surface (Figure 8).

Los órdenes de geometrías principales se generan a partir de un triángulo equilátero y tres circunferencias tangentes, los arcos de circunferencia desde los vértices del triángulo delimitan la superficie (Figura 8).

A partir de los centros de esos círculos se radian las compartimentaciones de las habitaciones del hotel.

Tres “pliegues” verticales dividen el edificio en gajos, haciéndolo más esbelto e introduciendo luz natural y ventilación en el núcleo central (Figura 9). Este núcleo recoge los empujes horizontales de viento, las instalaciones verticales y los ascensores principales.

4.2. Altura y esbeltez

Lo que confiere el carácter a un edificio en altura es su verticalidad. Es por tanto más importante que su altura la esbeltez de la edificación, la proporción

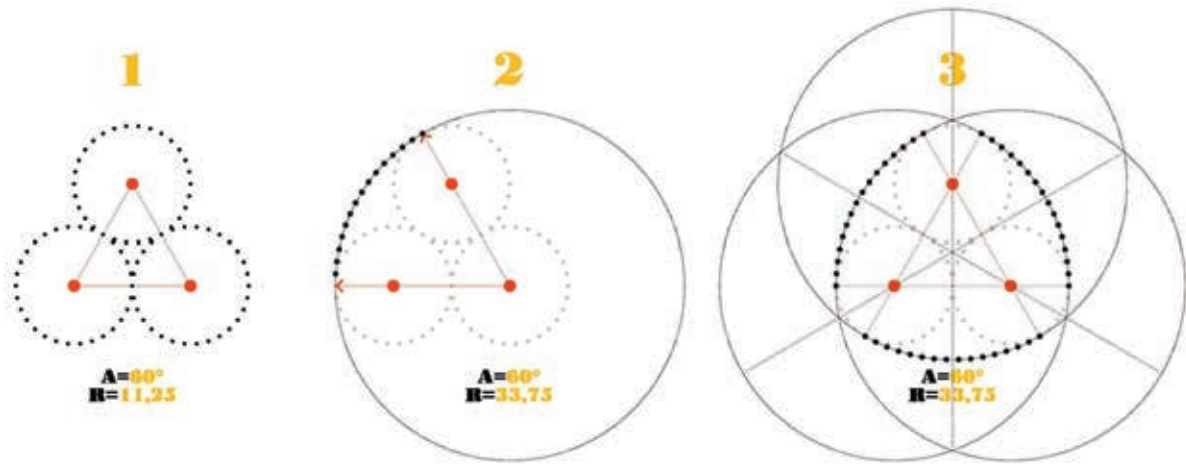


Figura 8. Generación de la geometría en planta de la torre.
Figure 8. Generation of the floor plan geometry of the tower.

entre su altura y su planta. Entendemos que a esta esbeltez colabora favorablemente la forma curva del trazado en planta elegido, que hace que se entienda con una dimensión uniforme desde todos los puntos de vista, evitando la mayor dimensión que darían las diagonales en la visión de edificios de planta cuadrada o rectangular.

A aumentar la sensación de esbeltez colabora también la división del volumen en tres cuerpos, separados por las fisuras verticales que llegan al remate del edificio. Estas hendiduras en las es-

quinas del triángulo de lados curvos que introducen luz al interior del edificio crean la ilusión de una agrupación de piezas verticales de distintas alturas. Las sombras verticales diferencian el edificio en tres volúmenes virtuales, expresando la composición de la planta.

4.3. Arranque y remate

Pensamos que el arranque y el remate de un edificio en altura son aspectos fundamentales de su composición e imagen.

The centres of these circles are the basis for the compartmentalisation of the hotel rooms.

Three vertical 'folds' divide the building into segments, making it more slender and allowing natural lighting and ventilation into the central core (Figure 9). This core collects the horizontal wind thrust, the vertical facilities and the main lifts.

4.2. Height and slenderness

The personality of a high-rise building is achieved through its verticality. Slenderness, the ratio between the height and the ground plan, is therefore more important than height. Slenderness is aided by the curved shape of the selected floor plan: it shows the same dimensions from all points of view, thus avoiding the larger dimensions that diagonal lines would afford to buildings with square or rectangular floor plans.

The feeling of slenderness is also assisted by the division of the volume into three bodies, separated by the vertical grooves that reach the top of the building. These grooves in the corners of the triangle with curved sides allow light to enter the building and create an illusion of a grouping of vertical pieces of different heights. Vertical shadows divide the building into three virtual volumes, forming the composition of the floor plan.

4.3. Foot and top

In our opinion, the foot and top of high-rise buildings are fundamental

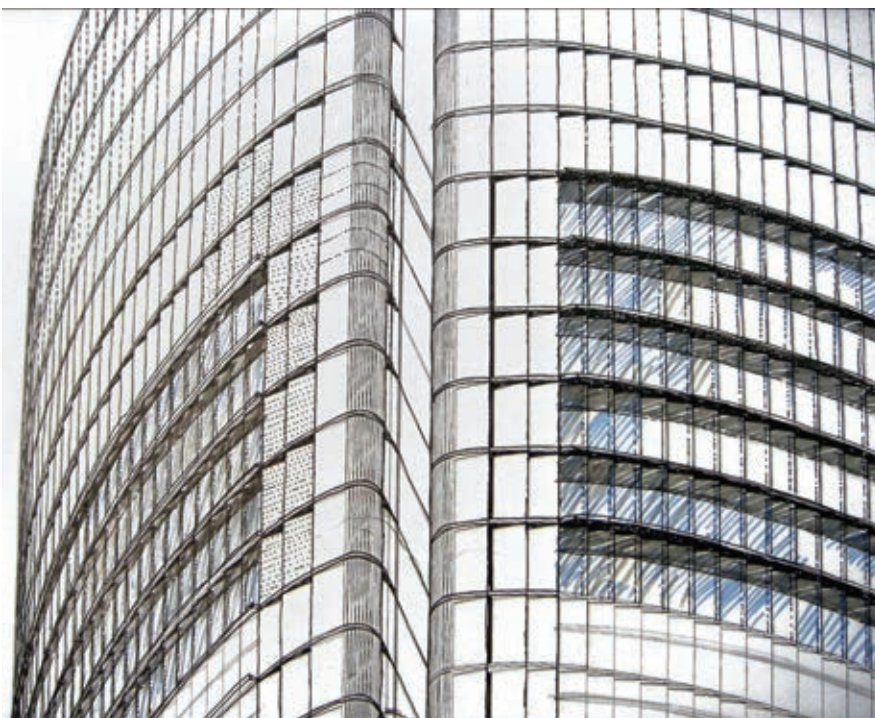


Figura 9. Pliegues entre las zonas en las que se divide la planta para poder facilitar el acceso de la luz al núcleo de comunicaciones.

Figure 9. Folds between the different sections of the floors to facilitate the passage of light to the communications core.

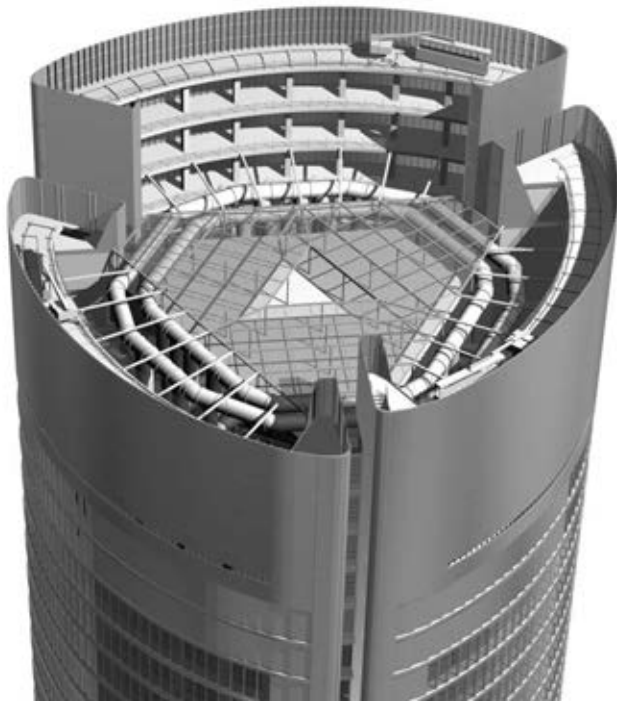


Figura 10. Visualización informática de la coronación del edificio con las diferentes alturas de cada zona.

Figure 10 . Computer-generated visualisation of the top of the building with the three different levels of each area.

aspects of their composition and image.

The appearance of the tower with its access at ground level would be too obvious, so this was avoided by setting the foot of the tower within a square situated at a lower level. Access to the building is done through bridges that lead to the two main halls. These are independent for both uses and are on different façades.

The feeling of the tower rising from under the ground is increased by the difference in height between the three units that can be seen between the vertical grooves running along its whole length.

The foots and tops of these parts are at different heights to increase the feeling of independence of each of the sections and to configure the contact of the building with the ground and its characteristic top (Figure 10).

Para evitar el contacto directo de la torre con el plano de cota cero, que daría un acceso excesivamente obvio, se hace arrancar la torre desde una plaza inferior, accediendo en puente a los vestíbulos principales, que serán independientes para los dos usos y que se sitúan en fachadas diferentes.

La sensación de que la torre emerge del subsuelo se acentúa con la desigualdad de altura de los tres cuerpos que se aprecian entre las fisuras verticales que recorren toda su longitud.

Estas piezas arrancan y rematan a distintas alturas, para aumentar la sensación de independencia de cada uno de los gajos y para configurar el contacto del edificio con el suelo y el remate que lo hará característico (Figura 10).

5. ENVOLVENTE E IMAGEN

La fachada del edificio necesitaba resolver simultáneamente problemas técnicos y problemas de imagen, siendo muy importante conseguir que la fachada ofreciera un aspecto uniforme a pesar de los distintos usos que oculta (habitaciones, cocinas, comedores, gimnasios, etcétera).

En las soluciones tradicionales de muro cortina desarrolladas a partir de los años 50 en Estados Unidos, e importadas posteriormente a Europa, la configuración del plano continuo de fachada está sobrepuesta a la estructura del edi-

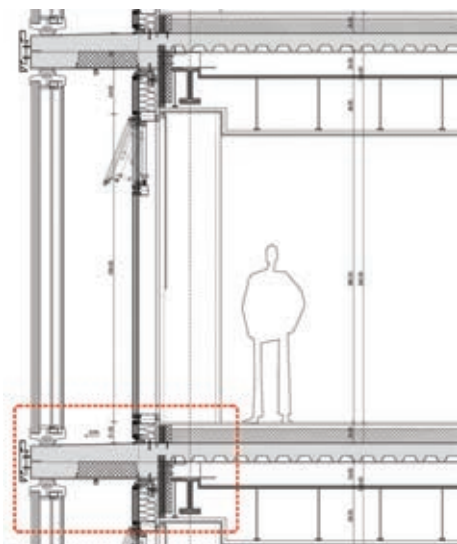


Figura 11. Esquema en sección del sistema de doble fachada (izqda.) y visión general del mismo durante el montaje en obra (dcha.)
Figure 11. Section diagram of the double façade system (left) and general view of said system during the site assembly (right).



Figura 12. Espacio comprendido entre las fachadas interior y exterior.
Figure 12. Gap between the inner and outer façades.

ficio, colgando como una “cortina” por delante de ella.

En este caso, se ha optado por una solución de fachada con doble capa (Figura 11):

– Una fachada interior resuelve el cerramiento de los distintos usos de forma directa, y se responsabiliza de la estanqueidad y aislamiento acústico sin recurrir a los usuales sistemas de muro cortina.

– Una piel exterior de vidrio, cogida a los vuelos de los cantos de forjado de las distintas plantas, se ocupa de uniformar la imagen. Esta piel exterior, abierta y permeable, se conforma a partir de láminas de vidrio dispuestas a modo de escamas o cutículas de una epidermis.

Al igual que la piel de un tiburón (rugosa al tacto pero muy efectiva en el deslizamiento en el agua) o la bola de golf, que aumenta su vuelo gracias a sus irregularidades, la variación en el ángulo de los vidrios genera pequeñas distorsiones locales creando una película de aire turbulento sobre la que se desliza el viento con una fricción mínima.

La ventilación controlada del espacio entre ambos cerramientos y el control

de la radiación directa mejoran las condiciones de partida del acondicionamiento del espacio interior (Figura 12). La piel exterior desaparece en las zonas bajas del edificio para hacer visible la piel interior, que surge a partir de una oquedad de piedra negra tallada en la plaza y en la que se encuentran los patios que dan iluminación y ventilación a los usos bajo rasante.

La fachada exterior se coloca entre los elementos horizontales de forjado, independizando las plantas entre sí. Esta autonomía de la fachada permite que cada planta se comporte como sector de incendios independiente sencillamente prolongando en horizontal el forjado.

Así, la envolvente del edificio da respuesta a la doble necesidad de solucionar aspectos técnicos y de imagen mediante un doble cerramiento.

Se proyecta iluminar el espacio entre las dos fachadas para conseguir que la torre tenga por la noche una suave luz propia. Durante el día las reflexiones, las sombras y las transparencias harán vibrar al edificio. La iluminación interior, aleatoria e imprevisible y suavizada por la segunda piel, harán de la visión nocturna un espectáculo para la ciudad.

5. ENVELOPE AND IMAGE

The façade of the building had to serve to solve technical issues and questions of image simultaneously. It was important to have the façade offer a uniform appearance despite the various uses it covered (bedrooms, kitchens, dining rooms, gyms, etc).

In traditional solutions of curtain walls developed since the 50s in the USA and imported later to Europe, the configuration of the continuous plane of the façade is superimposed over the structure of the building, forming a ‘curtain’ over it.

In this case, a double skin façade has been selected (Figure 11):

– *An internal façade serves as the direct enclosure for the various functions and ensures leaktightness and acoustic insulation without the need for a curtain wall*

– *An external glass wall is attached to the cantilever of the slab at every floor and serves to give a uniform image of the building. This external wall is open and permeable, and it is formed by a series of glass plates resembling scales or cuticles of an epidermis*

As in the case of a shark’s skin (rough to the touch but very effective to slip through water) or of golf balls, which increase in speed due to the irregularities on their surface, the variation in the angle of the glass plates generates small local distortions. These create a film of turbulent air that ensure wind flow with minimum friction.

The controlled ventilation of the space between the layers of panels and the control of the direct radiation improve the input conditions for the conditioning of the interior space (Figure 12). The external wall disappears in the lower part of the building and reveals the interior wall, which appears through an opening in carved black stone in the square and where the yards that provide lighting and ventilation to the facilities below grade are located.

The external façade is placed between the horizontal slabs, thus making floors independent from each other. This independence of the façade transforms the floors into individual fire sectors simply by extending the slabs horizontally.

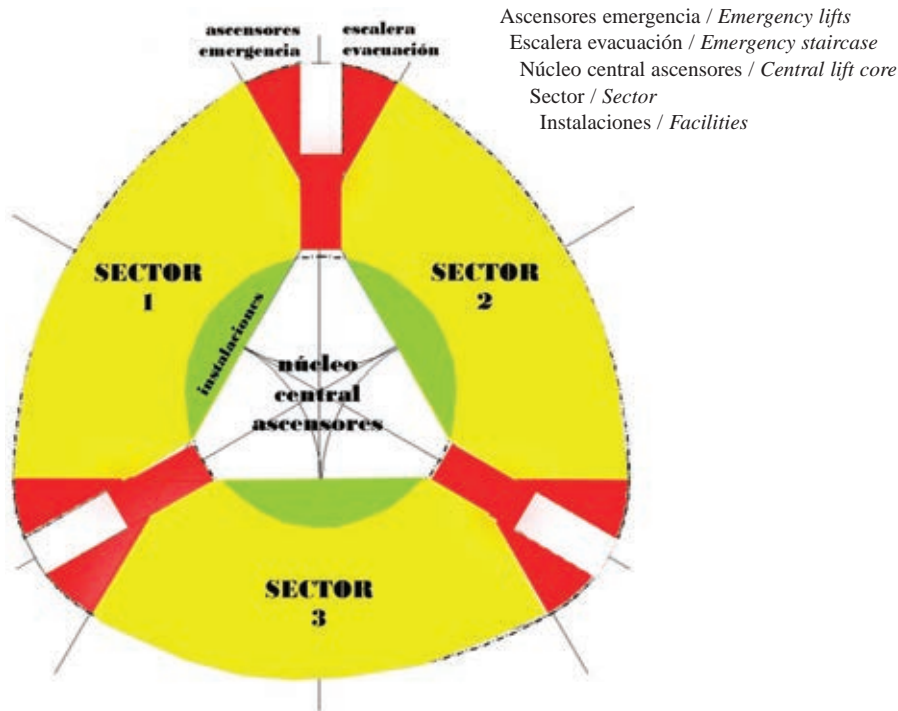


Figura 13. Sectorización frente a incendios y distribución de escaleras de evacuación y ascensores de emergencia.
Figure 13. Compartmentalisation against fires and distribution of emergency staircases and emergency lifts.

The building envelope therefore solves both technical and image issues by creating a double layer of panelling.

The project includes the lighting of the space between both façades so that at night the tower can emit a dim glow. During the day, the reflections, the shadows and the transparencies will make for a vibrant building. The interior lighting shall be random and unpredictable and shall be smoothed by the second skin, so the city will be able to enjoy a spectacular sight.

6. COMPARTMENTATION AND FIRE-FIGHTING

The special geometry of the building floor plan grants a favourable behaviour against fire. Each storey is divided into three differentiated sectors, separated by ventilated halls. The evacuation staircases shall be located in the corners, next to the priority lifts for the fire brigade, who shall also have a service lift for the offices and the hotel during the normal lifetime of the building (Figure 13).

The extension of the floor slab allows the problems concerning the spread of fire to be eliminated, thus guaranteeing

that fires are kept inside a certain sector and storey and providing a shade for the areas close to the façade. Additionally, a service and maintenance gallery, as well as 'shelter' areas along the evacuation staircases have been created for emergencies. These shelters are rooms located close to the evacuation path that are fitted with special fire protection means and with overpressure ventilation. In there it will be possible to wait for rescue if it becomes impossible to walk down the emergency staircase. Regulations establish that there must be a shelter every ten storeys; however, we have opted to build smaller shelters every two storeys because we feel that, in the event of an emergency, ten storeys is too big a distance to access the shelter. All the evacuation staircases connect in the technical storey; this provides increased safety because a different evacuation path can be selected if any of the staircases is blocked.

7. STRUCTURE

The structure is the indispensable resistant skeleton of the building. As in the human body, it is necessary to find an integration that links it to the architecture of the tower. The optimisation of the whole still depend on how the in-

6. SECTORIZACIÓN E INCENDIOS

La particular geometría en planta decidida para el edificio permite un comportamiento respecto a la protección de incendios muy favorable. Cada una de las plantas se articula en tres sectores de incendio diferentes, separados por vestíbulos ventilados, situándose las escaleras de evacuación en las esquinas. En estas esquinas se ubican también los ascensores de llamada prioritaria para bomberos que tendrán un uso de montacargas de oficinas y hotel durante la vida normal del edificio (Figura 13).

La prolongación del forjado permite la eliminación de los problemas de transmisión de fuego, garantizando la sectorización de incendios por planta y dando sombra adecuada a los espacios próximos a fachada. Se genera además, una galería de servicio y mantenimiento. A lo largo de las escaleras de evacuación se sitúan espacios "refugio" para casos de emergencia. Los espacios refugio se entienden como habitaciones situadas próximas a la vía de evacuación, con especial protección a fuego y con ventilación por sobre presión, donde esperar a ser rescatado si no se puede seguir bajando por la escalera de emergencia por cualquier motivo. La normativa pide un gran espacio refugio cada diez plantas, nosotros hemos preferido colocar espacios refugio de menor tamaño cada dos plantas, considerando que en caso de tener que refugiarse, diez es un número de plantas excesivo para acceder al espacio seguro. Todas las escaleras de evacuación se relacionan en las plantas técnicas para aumentar la seguridad, al poder cambiar de vía de evacuación en caso de bloqueo de alguna de las escaleras.

7. ESTRUCTURA

La estructura es el imprescindible esqueleto resistente del edificio del que debe buscarse, como en el cuerpo humano, una integración que lo articule con la arquitectura de la Torre. En la medida en que esto se consiga se optimizará el conjunto, no consumiendo con la estructura espacios arquitectónicos y al revés utilizando a favor de la estructura cerramientos o compartimentaciones que sean necesarios por razones arquitectónicas.

Esto se ha buscado en el diseño de la estructura de la Torre, atendiendo además a los parámetros habituales de diseño de torres, es decir, a la estabilidad y rigidez ante cargas horizontales, a facilitar la construcción en altura y a reducir los pesos muertos [1]. La resistencia a esfuerzos horizontales se asigna al núcleo central de hormigón que albergará los ascensores, en tanto que el resto, forjados y pilares de estructura mixta, organizan los planos utilizables por los distintos usos. Todos ellos han tenido en cuenta la solución constructiva más favorable, resolviendo el núcleo central con un encofrado trepante y permitiendo un crecimiento del resto de la estructura mixta en espiral, secuenciando la estructura metálica inicial de pilares y forjados con su hormigonado posterior. La planta de tres segmentos es muy favorable a estos planteamientos.

8. ORGANIZACIÓN CONSTRUCTIVA

Se ha buscado una solución capaz de permitir una organización constructiva que incorpore elementos industrializados y prefabricados de forma que los plazos de ejecución se puedan reducir en la mayor medida posible.

Incorporar elementos prefabricados permite un control previo de calidad de

estos elementos, que adecuadamente ensamblados son garantía de seguridad y de un buen acabado.

La organización de los elementos estructurales agrupándolos en distintas familias o sistemas permite racionalizar los trabajos y acometerlos simultáneamente, con lo que se reducen los acopios y se evita el abuso de los medios de elevación, que resulta fundamental en estas tipologías. El crecimiento en espiral permite una mejor organización de la obra, independizando los trabajos [2].

La fachada se construye desde el interior de la obra sin necesidad de utilizar la grúa y puede secuenciarse con la estructura creciendo de forma acompasada con ella (Figura 14).

9. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

Los desplazamientos verticales se producen a través de los ascensores situados en el núcleo central. Estos ascensores se asignan a los usos de oficina, hotel o montacargas y recorren el edificio teniendo paradas sólo en sus plantas específicas. Existe además un gran montacargas común para obras de reforma y mantenimiento.

Las evacuaciones del edificio se producen a través de tres escaleras de emer-

tegration has been achieved: the structure must not use up architectural spaces and at the same time must use in its favour enclosures or compartmentations that are needed for architectural reasons.

This integration has been at the forefront of the design of the tower. The standard parameters observed in the design of towers have also been analysed, such as stability and stiffness against horizontal loads, facility of construction at great heights and reduction of the dead weight [1]. The strength against horizontal loads is assigned to the central concrete core that houses the lifts, while the rest of the structure (composite structure pillars and slabs) forms the floors for the various facilities. The most favourable construction solution has been used for all of them: the central core has been built with a self-climbing formwork, and the rest of the composite structure has been developed as a spiral, sequencing the initial steel structure of pillars and slabs and its later concreting. The three-segment plant greatly favours this approach.

8. CONSTRUCTION ORGANISATION

The solution that has been pursued has been to create a construction organisation that incorporates prefabricated elements so as to reduce the execution schedule as much as possible.

The incorporation of prefabricated elements means that quality control can be performed. When the different parts are assembled, they shall be a guarantee of safety and good finish.

The arrangement of the structural elements into different families or systems allows the works to be rationalised and undertaken simultaneously, thus reducing procurement operations and avoiding the excessive use of hoisting mechanisms, which is fundamental for these typologies. The growth in a spiral allows a better organisation of the works by making all tasks independent [2].

The façade is built from the inside of the structure, so it is not necessary to use a crane and both the structure and the façade can be built at the same time (Figure 14).



Figura 14. Montaje de los paneles de la fachada desde el interior del edificio.
Figure 14. Assembly of the façade panels from the inside of the building.



Figura 15. Avance de la ejecución de las obras de las cuatro torres.
Figure 15. Progress of the work on the four towers.

9. VERTICAL DISPLACEMENTS

Vertical displacements are done through the lifts of the central core. These lifts are assigned as office lifts, hotel lifts or service lifts and run along the whole of the building stopping only at specific floors. There is also a large service lift for refurbishment and maintenance works.

Evacuations from the building are done through three emergency stairs that are located on the corners. There is a strict segregation of the flows between users of the various programmes so that they can operate as independent buildings.

10. FACILITIES

The facilities are located next to the core that holds the lifts, in yards that cross the whole building. Double-height technical floors have been projected to service the various utilities and separate the hotel and offices: one shall be located between the hall and the hotel rooms, a second one shall be between the hotel and the offices and the third one shall be at the top of the building.

The characteristics of the building envelope that works as sunglasses, the ventilation of the space between the two skins of the envelope and the shade from the jutting serve to avoid thermal gains

and prove a great aid in the conditioning of the inside.

11. CONCLUSIONS

The construction process has served to validate the premise of integrating the project and the works into a single entity that provides a continuous feedback. The different companies in charge of the technical development of the project have felt a mutual trust from the beginning because of the need to establish the milestones for each of the sections of the building (Figure 15).

The use of geometry as a tool to obtain a clarifying image has afforded coherence to the decisions taken during this process we have been involved in for the past four years.

REFERENCES

[1] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., *La estructura de la torre Sacyr-Vallehermoso en Madrid. Hormigón y Acero*, nº 249, julio-septiembre 0

[2] Sánchez Fernández, R., Rodríguez Ortiz, F. J., *La ejecución de la estructura de la torre Sacyr-Vallehermoso. Hormigón y Acero*, nº 249, julio-septiembre 0

gencia situadas en los vértices. Se mantiene una estricta segregación de circulaciones entre usuarios de los distintos programas, para que funcionen como edificios independientes.

10. INSTALACIONES

Junto al núcleo de ascensores discurren las instalaciones en patios que atraviesan todo el edificio. Se han previsto plantas técnicas de doble altura que dan servicio a los usos y que separan hotel y oficinas, una entre los vestíbulos y las habitaciones del hotel, otra entre el hotel y las oficinas, y una en el remate del edificio.

Las características de la envolvente del edificio que funciona como unas gafas de sol, la ventilación del espacio entre las dos pieles de la envolvente y la sombra de la marquesina evitan ganancias térmicas y favorecen en gran medida el acondicionamiento interior.

11. CONCLUSIONES

El proceso de construcción ha verificado la validez de la premisa de integrar proyecto y obra como un ente único que se retroalimenta de forma continua. Desde el principio ha existido una mutua confianza entre las distintas oficinas que se han encargado del desarrollo técnico del proyecto, bajo la necesidad de establecer las previsiones para cada uno de los apartados del edificio (Figura 15).

La geometría como herramienta para obtener una imagen clarificadora ha dado coherencia a las decisiones tomadas en este proceso en el que hemos estado inmersos los últimos cuatro años.

REFERENCIAS

[1] Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M., *La estructura de la torre Sacyr-Vallehermoso en Madrid. Hormigón y Acero*, nº 249, julio-septiembre 0

[2] Sánchez Fernández, R., Rodríguez Ortiz, F. J., *La ejecución de la estructura de la torre Sacyr-Vallehermoso. Hormigón y Acero*, nº 249, julio-septiembre 0

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 un 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 Sacyr-Vallehermoso tower 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

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 47 m. The 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

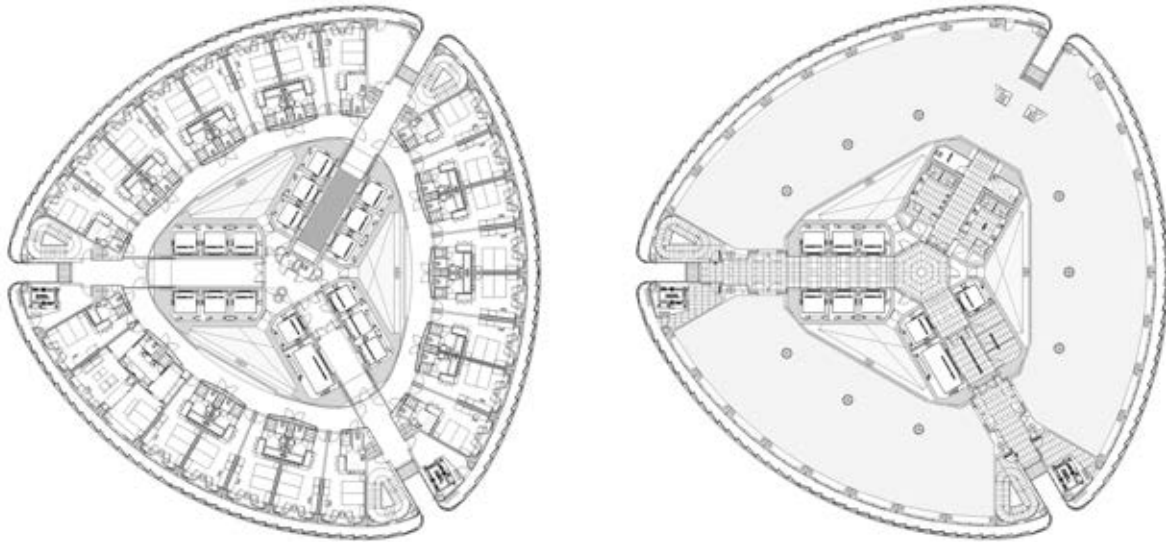


Figura 2. Plantas tipo de hotel (izqda.) y oficinas (dcha.).
Figure 2 - Standard hotel floors (left) and office floors (right).

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 ($L \approx 7,5$ 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 dis-

curren 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 sollicitaciones 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 ($L \approx 7.5$ 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.

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 macizo en plantas bajo rasante, en las zonas de acceso y en la coronación

- 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 cimenta-

ción 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



Figura 3. Vista general de la losa de cimentación, incluyendo los cables de pretensado y la armadura de cortante.

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-

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-



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.

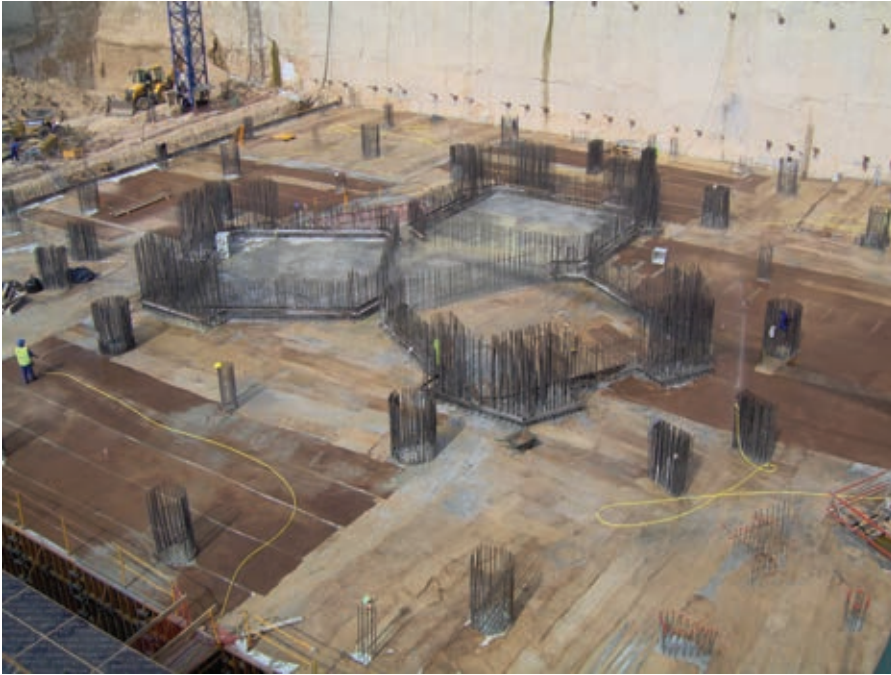


Figura 5. Vista general de la losa de cimentación tras el hormigonado de la segunda tongada, mostrando los arranques de los soportes y núcleos, así como las medidas de protección durante el curado.

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 so-

portes 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-

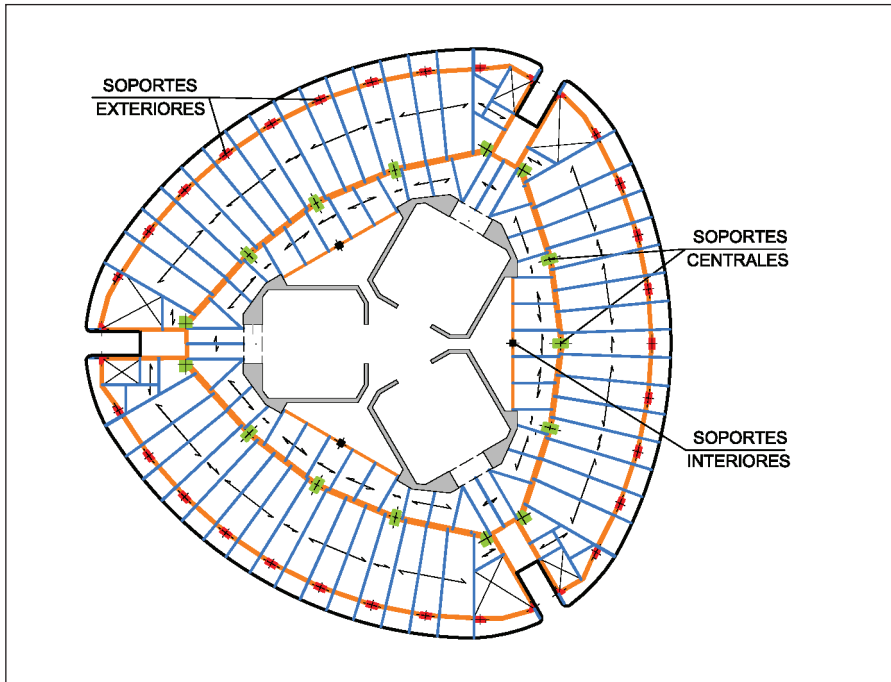


Figura 6, Esquema general con disposición de soportes en las plantas tipo.
Figure 6. General diagram with the layout of the supports in the standard floors.

ive 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 sim-

ilar 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 sollicitaciones 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)

- 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 $\phi 32$ incluso en doble corona y con cuantías de hasta 5,4 %
- Dimensiones: entre $\phi 1200$ y $\phi 1500$ mm (circulares), 1450×600 mm² (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 vigería 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:

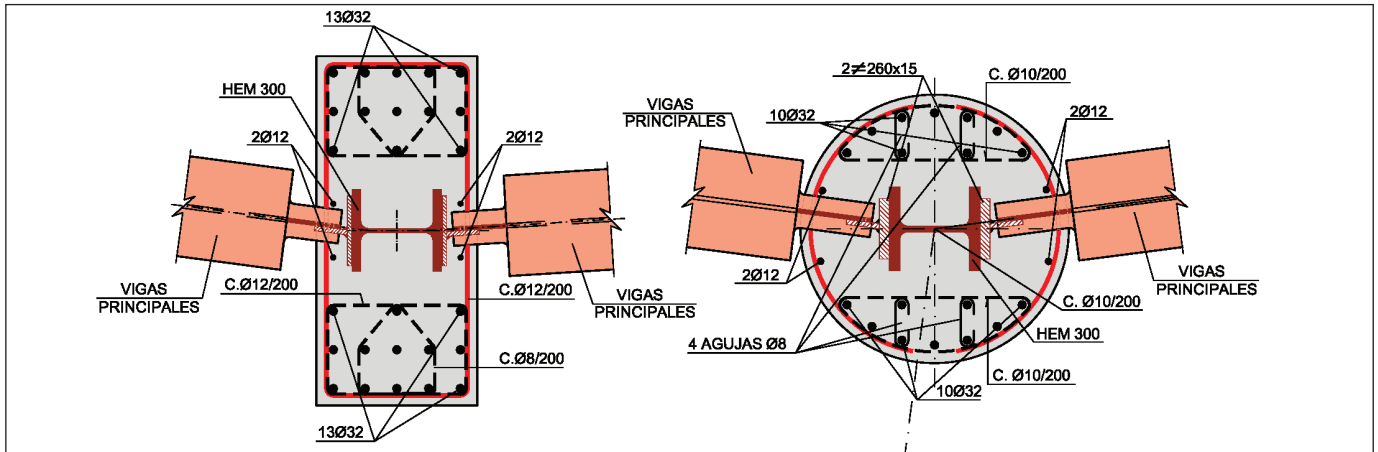


Figura 7. Secciones tipo de los soportes mostrando el perfil metálico auxiliar empleado para facilitar el montaje de la estructura metálica.
Figure 7. Standard section views of the supports, with the auxiliary steel profile used to facilitate the assembly of the steel structure.

- HA-70 concrete
- $\phi 32$ reinforcement, even with double cover and up to 5.4 % of reinforcement crown
- Dimensions: between $\phi 10$ and $\phi 10$ mm (circular), 10×10 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 the 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 than 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 $\phi 32$ ó $\phi 25$ 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 arriostamiento muy moderado para las ménsulas de los soportes.



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.

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 $\phi 2$ or $\phi 3$ 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-

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.

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.



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 pil-

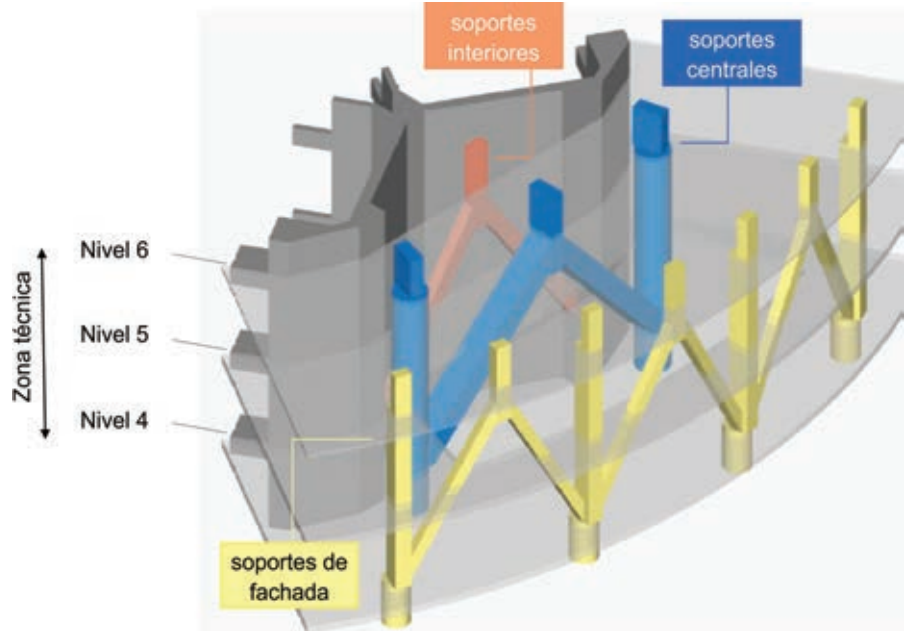


Figura 10. Esquema del apoio necesario por la eliminación de soportes en la zona baja de la torre.

Figure 10. Diagram of the shoring needed because of the elimination of supports in the lower part of the tower.

lars 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.

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.

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,



Figura 11. Piezas de desvío de soportes entre los Niveles N04 y N06.
Figure 11. Support bypass parts between levels N04 and N06.

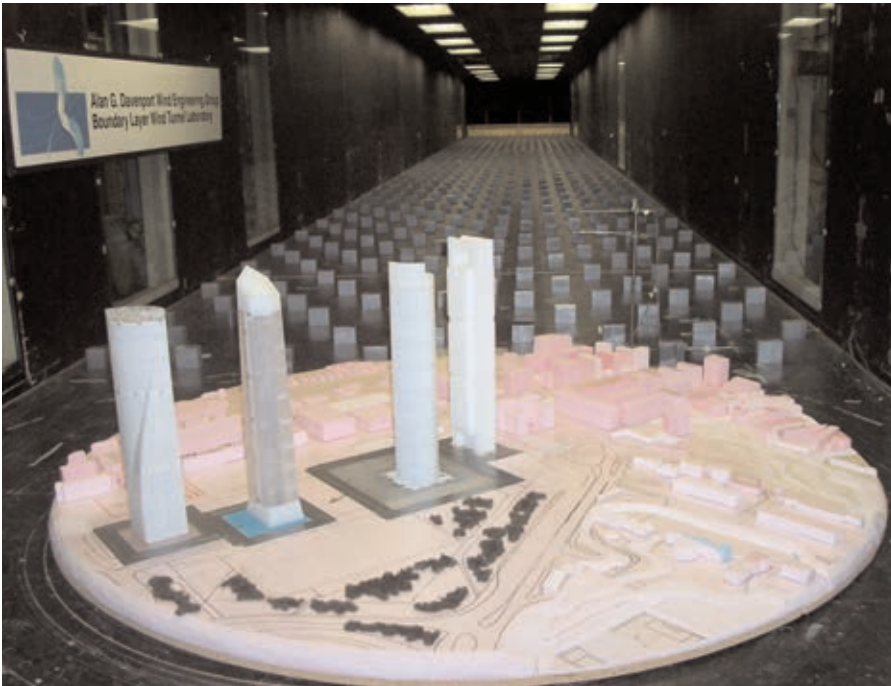


Figura 12. Imagen del ensayo en túnel de viento de la torre, incluyendo las otras tres torres vecinas ensayadas previamente.

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].



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.

En primer lugar se llevó 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]).

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

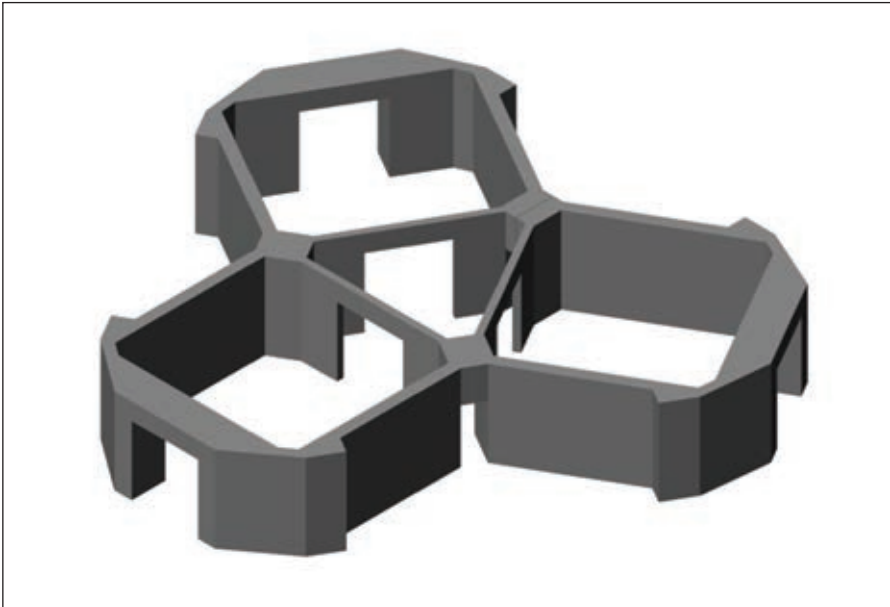


Figura 14. Geometría trilobular del núcleo, mostrando los machones en las zonas extremas y los alveolos de paso.

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 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 0.8 and 1.0 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 $0,25 \text{ m/s}^2$) [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 axiales, debidos a las cargas gravitatorias, y de flexión, debidos al viento. Por encima del

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 horizonta-

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-

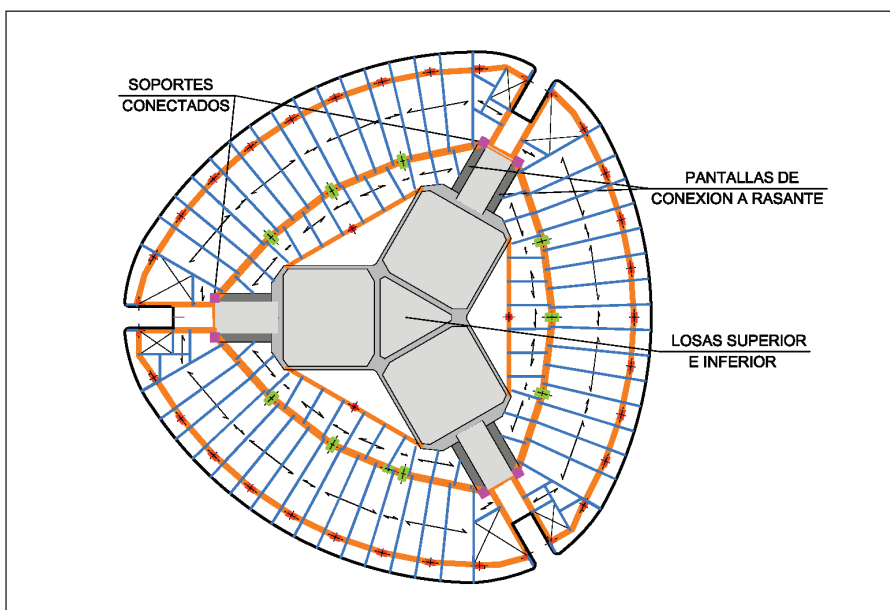


Figura 15. Cinturón de rigidez en la coronación del edificio.
Figure 15. Outrigger at the top of the building.

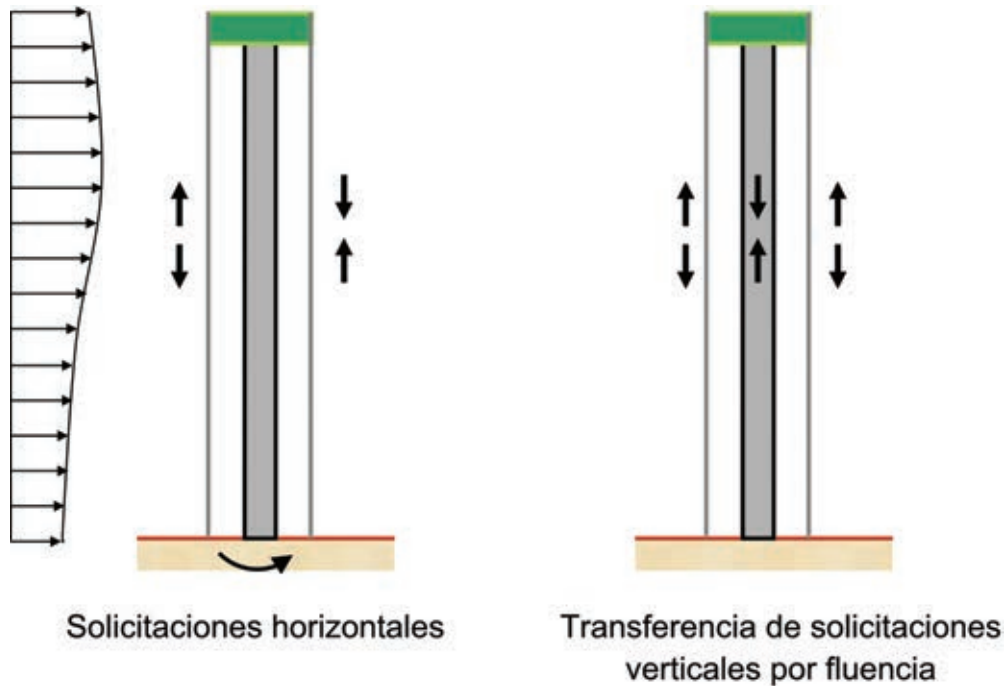


Figura 16. Comportamiento del cinturón de rigidez para acciones instantáneas y diferidas.
Figure 16 – Instantaneous and long-term behaviour of the outriggers
horizontal forces. – transfer of vertical forces due to creep.

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 0 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 30 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 autotropa utiliza-

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 emple-

an 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.

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 instalaciones 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-



Figura 17. Forjados de hormigón armado en las zonas de acceso.

Figure 17- Reinforced concrete slabs in the access areas.

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

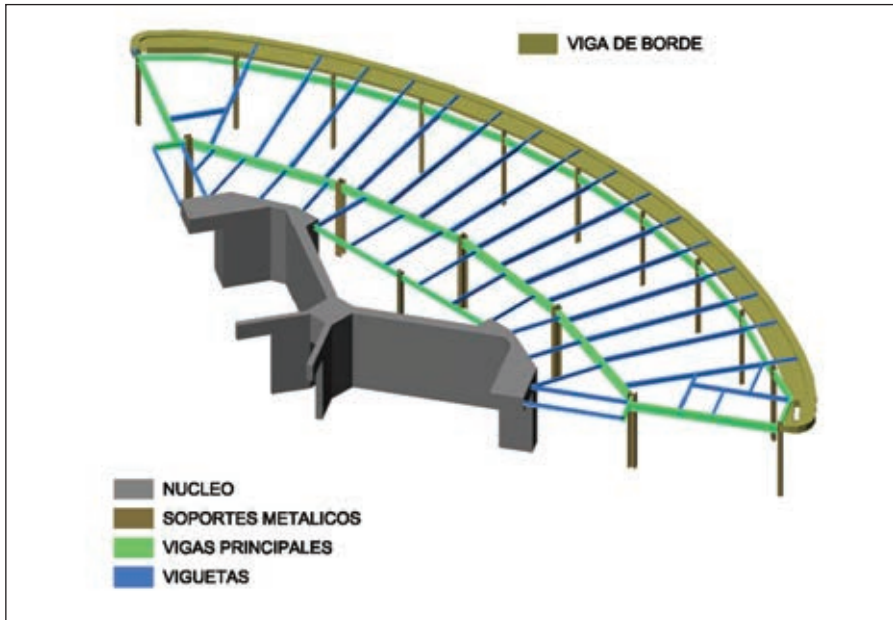


Figura 18. Esquema con la estructura metálica de las plantas tipo.
Figure 18. Diagram with the steel structure of standard floors.

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 condi-

tions 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

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 apoos provisionales por tratarse de una solución autoportante
- mejora de las condiciones de trabajo al disponerse de la plataforma de la chapa plegada

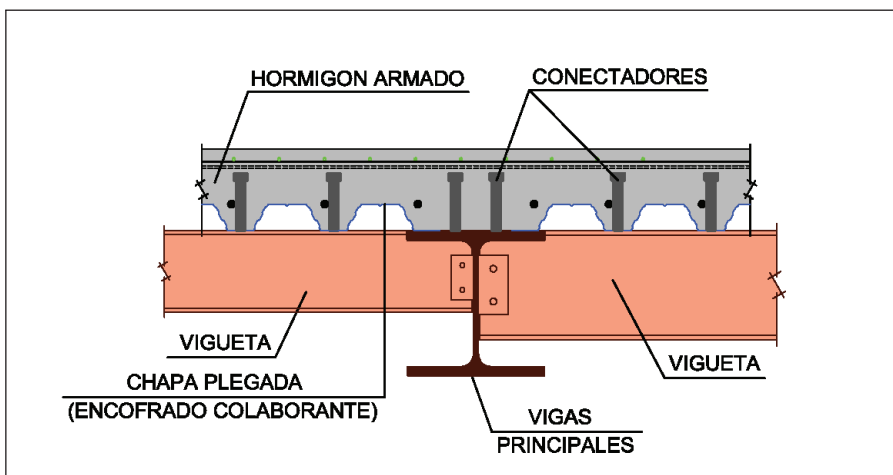


Figura 19. Sección típica del forjado mixto.
Figure 19. Standard section view of the composite slab.

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 conectores (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-

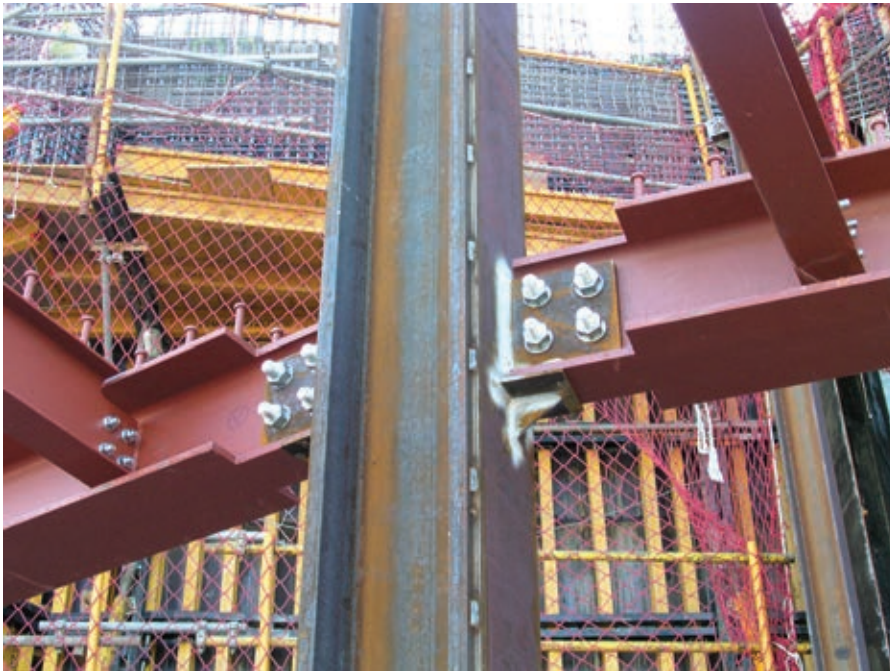


Figura 20. Unión atornillada de vigas principales con los soportes metálicos y embrochamiento de viguetas en vigas principales.

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 ($L \approx 4,5$ 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 embrochadas 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 conectores 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 ($L \approx 4.5$ 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 embrochadas 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.



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

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-

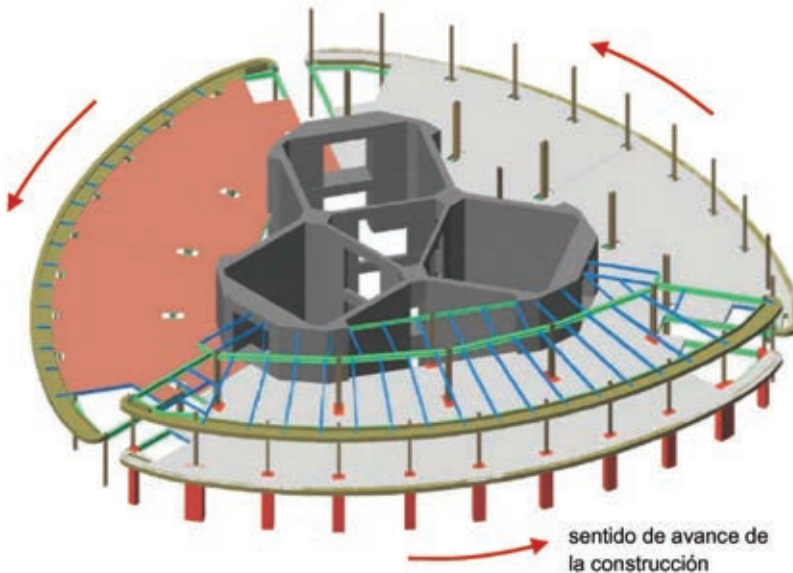


Figura 23. Montaje secuencial de los diferentes componentes de la estructura de los forjados que permite independizar la construcción de la estructura metálica y el vertido del hormigón
Figure 23. Sequential erection of the various components of the slab structure that allows the construction of the 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-



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 autotropa 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

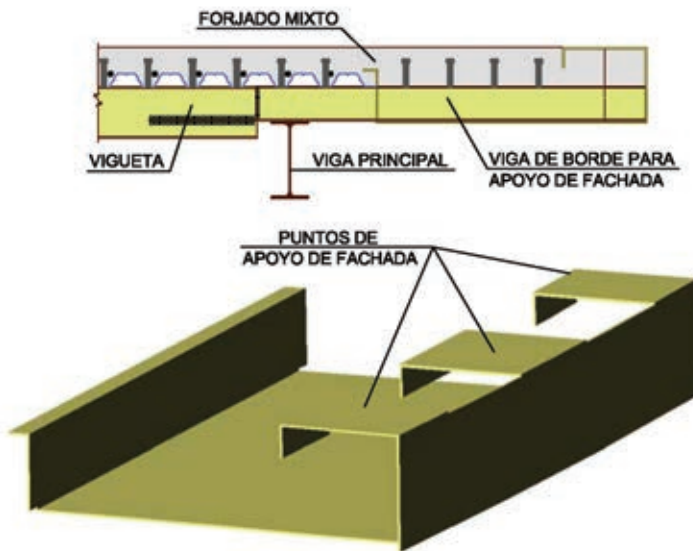


Figura 25. Esquema de la viga de borde para remate del forjado y apoyo de la fachada (izqda.) y pieza colocada e obra (dcha.).
Figure 25. Diagram of the edge beam for the finish the slab and support the façade (left) and part in place at the site (right).

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-



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 crujiás.

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 crujiá 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 arceas 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



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 0 and N0

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 stan-

dard 8 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 pendiente 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 autotropa.

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-

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 dissociadas 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 me-

tálicos 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



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 fire-proof 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 (t), 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 pérdida 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 (t), Juan Luís de Miguel Fuente)

– 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 m² bajo rasante, 75.240 m² sobre rasante

– Superficie edificada en aparcamiento: 38.075 m²

– Hormigón HA-30 en forjados de losa maciza: 11.669 m³

– Armadura pasiva B-500 S en forjados de losa maciza: 2.285 t

– Hormigón HA-30 en forjados mixtos sobre chapa plegada: 9.810 m³

– 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 m²

– Hormigón en soportes de torre: HA-70, 3.703 m³; HA-45, 1.264 m³; HA-30, 2.202 m³

– Armadura en soportes de torre: 2.137 t (298 (kg/m³))

– Acero S 355 J2 G3 en soportes de torre: 1.132 t

– Hormigón en el núcleo: HA-45, 9.320 m³; HA-30, 2.830 m³

– Armadura B-500 S en el núcleo: 3.787 t (312 kg/m³)

– 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: M_x, flexión de eje este-oeste, 4,31·10⁶ kNm, M_y, flexión de eje norte-sur, 2,99·10⁶ kNm, M_z, torsión de eje vertical, 4,47 10⁴ 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-SalaWalther, 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 m² below grade, 75,240 m² above grade

– Constructed surface in car park: 38,075 m²

– HA-30 concrete in solid slabs: 11,669 m³

– B-500 S passive reinforcement in solid slabs: 2,285 t

– HA-30 concrete in composite slabs: 9,810 m³

– 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 m²

– Concrete in tower supports: HA-70 3,703 m³; HA-45, 1,264 m³; HA-30, 2,202 m³

– Reinforcements in tower supports: 2,137 t (298 kg/m³)

– S 355 J2 G3 steel in tower supports: 1,132 t

– Concrete in the core: HA-45, 9,320 m³; HA-30 2,830 m³

– B-500 S reinforcement in the core: 3787 t (312 kg/m³)

– 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, 4,31·10⁶ kNm, M_y, north-south axis bending, 2,99·10⁶ kNm, M_z, torsion of the vertical axis, 4,47 10⁴ 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

9. REFERENCES

- [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*, 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. 228
- International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 19*
- [4] NCSE-02, "Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación", *Ministerio de Fomento, Madrid, 0*
- [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.
- [6] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", *Proceedings of the 10th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Copenhagen, 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, 0*
- [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 0
- [6] Surry, D., "Wind loads on low-rise buildings: past, present and future", *Actas de la 10ª Conferencia Internacional sobre Ingeniería eólica, ICWE, Copenhague, 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.

Torre Sacyr Vallehermoso. Ejecución de la estructura

Torre Sacyr-Vallehermoso. Execution of structure

Ramón Sánchez Fernández⁽¹⁾ y Francisco Javier Rodríguez Ortiz⁽²⁾

Recibido / Received: 30/11/2007
Aceptado / Accepted: 20/02/2008

RESUMEN

La construcción de un edificio de gran altura supone un gran reto y más en España donde las experiencias previas no son numerosas. Estos edificios situados en parcelas pequeñas presentan elementos de cimentación de grandes dimensiones, estructura vertical con muy altas sollicitaciones y, por tanto, soluciones no convencionales, y muchos metros cuadrados de forjado a muy gran altura. Resulta así obligada una especial atención al diseño de los medios de elevación (trepas, bombas, grúas, montacargas) y al planteamiento logístico (suministro, acopio, planificación técnica) de la ejecución de las diferentes unidades de obra.

En el presente artículo se describe la ejecución de la estructura de la Torre SyV, resaltando la organización de la obra y el proceso constructivo de los elementos singulares, cuyo adecuado estudio ha posibilitado que la estructura del edificio (desde cimentación hasta coronación) resultara finalizada en el plazo de 26 meses.

Palabras clave: Encofrado autotrepante, protección perimetral, grúas torre, montacargas, soportes mixtos, núcleo central, HA-70, termopares, ferralla pre-elaborada, edificios altos

ABSTRACT

Construction of a high-rise building is always a challenge, moreover in Spain where previous examples are not common. These tall buildings are located at small plots but consist of huge foundation mats, highly stressed vertical structures leading to non conventional solutions and a very great floor surface up in height. It is mandatory a careful design of the elevation systems together with logistics to best help the site works.

The paper below describes the construction of SyV Tower, remarking the site organization, construction cycle and erection of singular elements, all of which has made possible the completion of the structure (from foundations to roof) in the 26 months scheduled.

Key words: Climbing formwork, perimeter protection, tower cranes, hoists, composite supports, central core, HA-70, thermocouples, prefabricated rebars, high-rise buildings.

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Oficina Técnica Central SACYR.

⁽²⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Oficina Técnica Central SACYR.

Persona de contacto / Corresponding author : rsfernandez@gruposyv.com

1. INTRODUCTION

The construction of the SyV Tower is a challenge we have faced with enthusiasm and which has had us visit other countries, research new construction techniques and reflect on the nature of other conventional techniques so as to adapt them efficiently to a project as unique as this one. The difficulties presented by the deadlines and economy this type of investment requires have been added to the interest society has shown for this project and for all of the CTBA projects.

It has been a major advantage being the client and main contractor in the same business group. They have been able to integrate the concept designers (also site managers) within a team that has led the development of an execution project in coordination with the construction means and strategies provided, so the degree of collaboration attained has been exceptional.

The result of all this has been a satisfactory development of the execution works, the detailed description of which is the purpose of this paper.

2. FOUNDATIONS

The foundations of the car park basements consist of spread footings. Their construction process and execution schedule is standard for this type of structure. Tasks were subdivided into areas so as to streamline construction and optimise the use of resources.

It is the execution process of the tower foundation mat that is complex and laborious calling for careful preliminary planning because of its extraordinary dimensions and reinforcements (Figure 1).

Firstly, it is important to ensure with great precision that the platform at the bottom of the excavation is flat. For this purpose, the last centimetres of it are levelled with a motor grader. This surface is then covered with ten centimetres of screed to ensure the stability of the bottom of the excavation and facilitate the placement of the reinforcement. In order to avoid the prestressing losses caused by the friction

between the slab and the ground, the screed was power floated with a helicopter and covered with a double layer of polyethylene.

The proximity between the shear columns and the length of their dowels needs a careful rebar detailing to avoid the anchor bars mounted on top of each other and to ensure that the displacement or rotation of the towers does not hinder the later configuration of the longitudinal reinforcement. The preliminary on-site preparation of the shear columns is done with steel moulds that guarantee the correct positioning of the anchor ends and of the dowels for the following section of reinforcement. Once the shear reinforcement was in place, the bottom layer rebar is installed on the anchor bars and led through the vertical reinforcement of the columns (Figure 2).

The chairs for the sheaths of the post-tensioned tendons are then laid out, and the start out of the central core is then placed over all this. Finally, the top rebar layer is placed, the perimeter reinforcement of the mat are closed and the post-tensioned heads at perimeter formwork are put in position (Figure 3).

Since two of the sides of the slab are in contact with the perimeter cut-off walls, it is necessary to separate the surfaces in contact by inserting 2 cm

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de la Torre SyV es un reto que hemos afrontado con ilusión y que nos ha exigido visitar otros países, investigar nuevas técnicas de construcción y reflexionar sobre la razón de ser de otras técnicas convencionales para adaptarlas eficientemente a un proyecto tan singular. A las dificultades impuestas por los plazos y economía obligados en este tipo de inversiones, se ha sumado el protagonismo por el constante interés que la sociedad ha mostrado por éste y por el conjunto de proyectos del CTBA.

Ha contribuido mucho el hecho de coincidir en el mismo grupo empresarial el promotor y el constructor, quienes han conseguido integrar a los proyectistas (también directores de obra) en un equipo compacto que ha liderado el desarrollo de un Proyecto de Ejecución coordinado con los medios y estrategias constructivas diseñados, con el que se ha alcanzado un alto grado de colaboración.

El resultado de todo ello ha sido el satisfactorio desarrollo de los trabajos de ejecución cuya detallada descripción es el objeto del presente trabajo.

2. CIMENTACIÓN

La cimentación de las plantas de aparcamiento se realiza mediante zapatas



Figura 1. Vista general del ferrallado de la primera tongada.
Figure 1. General view of the rebars of the first concrete lift.

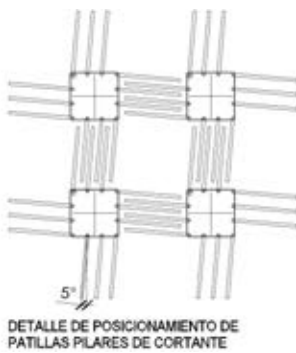


Figura 2. Disposición de armado de torretas de cortante y plantilla de armado. Detalle de paso de armado longitudinal inferior entre las barras verticales de las torretas de cortante, en zona de solapo.

Figure 2. Layout of the reinforcement of the shear turrets and reinforcement moulds. Detail of the lower longitudinal reinforcement between the vertical bars of the shear turrets in the lap joint area.

aisladas. Su proceso constructivo y ritmo de ejecución son los habituales para este tipo de estructura, subdividiendo los trabajos en zonas para conseguir una construcción escalonada y un aprovechamiento de recursos.

El proceso de ejecución de la losa de cimentación del edificio torre es un proceso complejo y laborioso, que precisa de una minuciosa planificación previa, dadas las extraordinarias dimensiones y armados de la misma (Figura 1).

En primer lugar, resulta necesario materializar con una excelente precisión de planeidad la plataforma de fin de excavación, para lo cual se refinan los últimos centímetros mediante moto-niveladora. Sobre esta superficie se vierten diez centímetros de hormigón de limpieza, que garantizan la estabilidad del fondo de excavación y facilitan la ejecución del armado. Con objeto de evitar

las pérdidas de pretensado a causa del rozamiento losa-terreno, el hormigón de limpieza se frata mecánicamente con helicóptero y se interpone una doble lámina de polietileno.

La proximidad entre las patillas de cortante y la longitud de las esperas de las mismas, obligan a un replanteo excelente que evite que las patillas de las barras se monten unas sobre otras, y que el desplazamiento o giro de las torretas dificulte el posterior enhebrado de la armadura longitudinal. Para la pre-elaboración a pie de obra de las torretas de cortante, se emplean plantillas metálicas que garantizan el correcto posicionado de las patillas de las barras, así como el de las esperas para el siguiente tramo de armado. Una vez colocados los armados de corte, se colocan los armados longitudinales inferiores, apoyados sobre las patillas y enhebrados entre el armado vertical de las torretas (Figura 2).

layers of polystyrene and double layers of polyethylene to minimise the friction between the slab and the cut-off wall. The contact with the perimeter cut-off walls also involves the stressing sides, which are the ones that remain free. The stressing of the concrete lift is done with fourday old concrete.

The concreting of the first lift was scheduled for the weekend, starting on a Friday and ending on a Sunday, so that the concrete transport trucks could avoid the intense traffic of P^o de la Castellana. The slab was divided into nine partitions; these were poured in a chessboard pattern to improve thermal dissipation. The joints between the sections were done with nervometal (steel reinforcement), and the two metres of depth of each unit were poured. In order to guarantee continuous supply to the site and avoid cold joints, the concrete was supplied from the plant installed at the site and supported by three external plants. Three pumps were available, being one of them on standby in case there was a malfunction in one of the others. Given the large density of the reinforcement, the first 0.50 m of the slab included 12 mm aggregate to facilitate the pouring and vibration of concrete (Figures 4 and 5).

The type of concrete used was HP30. In view of the large amounts of concrete used, thermocouples were installed in three different sections of the lower and upper surfaces and in the centre of the slab side. The thermal records obtained run almost in parallel in the three thermocouples, and the maximum temperature reached 60 hours after concreting was of 89°C. The thermal gradient on the side of the slab has differences of



Figura 3. Detalle de arranque de núcleo central y fijación de cabezas al encofrado.
Figure 3. Detail of the foot of the central core and attachment of the prestressing heads to the formwork.

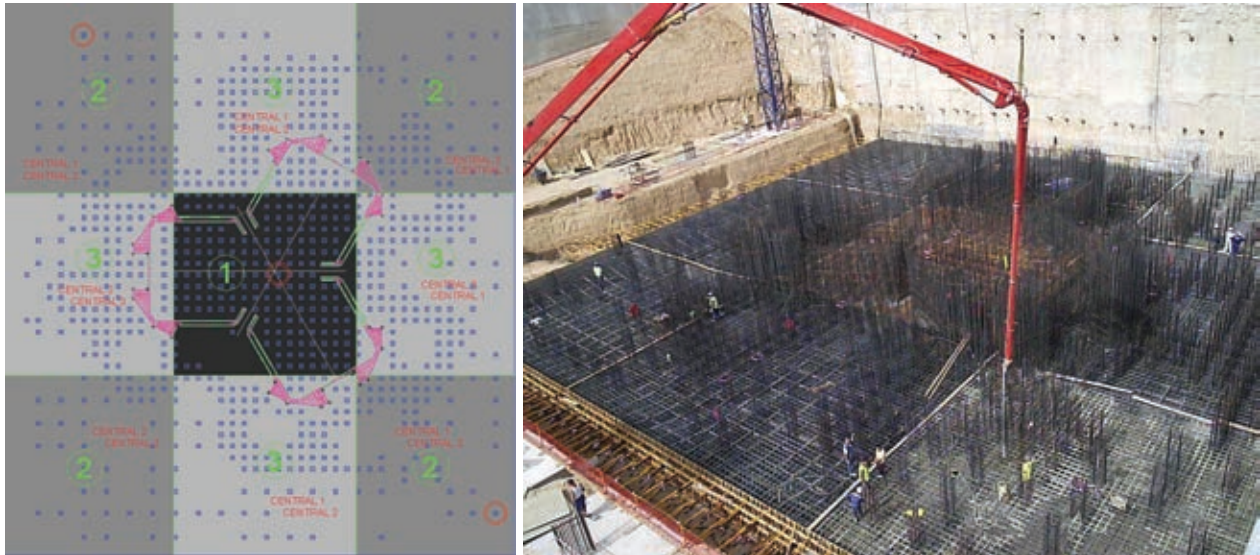


Figura 4. Distribución de pastillas de hormigonado, con previsión de suministro y días de hormigonado.
Vista general del segundo día de hormigonado de la primera tongada
Figure 4. Distribution of the concreting units, with a breakdown of the projected days of supply and concreting.
General view of the second day of concreting of the first concrete lift

10°C between the central and lower thermocouples and between the lower and upper thermocouples. The curing of the slab was done with burlap that was kept constantly damp with a set of sprinklers that sprayed water continuously on the top surface of the concreted slab since the end of the concreting until four days after it was complete (Figures 6 and 7).

The top concrete lift was done in the same way as the first one. The only differences were that it was not post-tensioned, that the start of the tower supports was done from the lower surface

of the first concrete lift and that the shear columns were closed after the installation of the top longitudinal reinforcement so that the shear reinforcement was tied to the longitudinal reinforcement, as in the case of the lower reinforcement. Concreting was also done in nine units and during the weekend so that the concrete could be easily transported to the site. A steel mould was used to ensure a precise positioning of the dowels of the central core (Figures 8 and 9).

The execution of the foundation slab was completed in two months.

Posteriormente se disponen los pates de guía de las vainas de los tendones de postensado, en las que se enfilan los cables y sobre todo ello, se dispone el arranque del núcleo central. Finalmente, se coloca la malla superior, se cierran las armaduras perimetrales de la tongada y se posicionan las cabezas de postensado ancladas al encofrado perimetral (Figura 3).

Al resultar dos de los lados de la losa en contacto con las pantallas perimetrales, es necesario desvincular las caras en contacto, intercalando poliestireno de 0.02 m y doble lámina de polietileno para minimizar el rozamiento, losa-pantalla. El contacto con las pantallas perimetrales también define los lados de tesado, que son los que quedan exentos. El tesado de la tongada se realizó con una edad del hormigón de cuatro días.

El hormigonado de la primera tongada se planifica en fin de semana, para evitar retrasos de los camiones de hormigón a causa del intenso tráfico del Pº de la Castellana. La losa se subdivide en nueve particiones, que se hormigonan en tablero de ajedrez para permitir mejor disipación térmica, comenzando un viernes y finalizando un domingo. Las juntas entre las pastillas se realizan con nervomental, vertiéndose los dos metros de canto completos en cada pastilla. Con objeto de garantizar el suministro continuado a la obra y evitar juntas frías, el hormigón se suministra desde la planta instalada a pie de obra apoyada por tres centrales externas. Se disponen



Figura 5. Detalle de junta vertical con nervomental.
Figure 5. Detail of vertical joint with nervomental (metallic reinforcement).

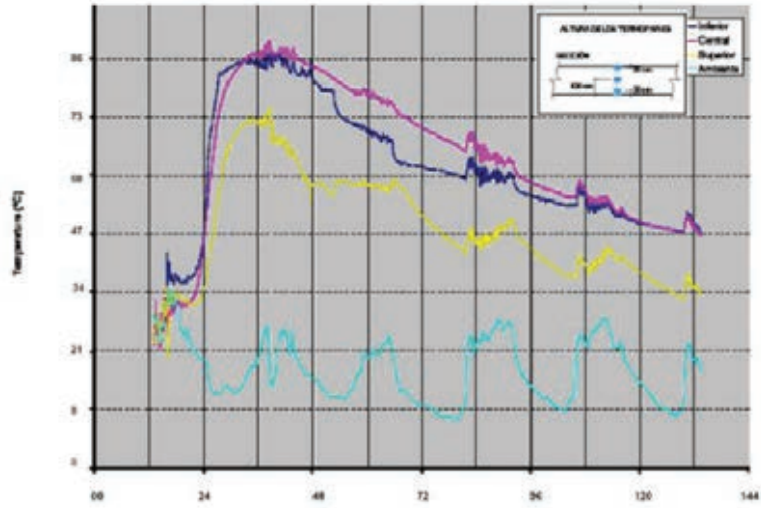


Figura 6. Colocación de Termopares en losa de cimentación y Gráfico de evolución de temperaturas en los termopares.
 Figure 6. Installation of the thermocouples in the basemat and chart with the evolution of the temperatures in the thermocouples



Figura 7. Vista de mantas húmedas para el curado de la losa de cimentación.
 Figure 7. View of the damp burlap for the curing of the basemat.

3. STRUCTURE BELOW GRADE

The structure below grade corresponds to the car parks in the basement. It is a conventional structure that consists of concrete flat slabs with a thickness of 0.28 metres, with spans of approximately 7.20 x 7.20 m and reinforced concrete supports. The execution of this area is conventional: the surface to be constructed is divided into different units of approximately 600 m² each so that the execution can be scaled and resources can be optimised. The execution cycle of the slab units is of 7 or 8 working days per unit.

At ground floor the slab is thicker (0.35 m) because of the access to traffic and the road for the fire brigade, as well as the buildup for site develop-



Figura 8. Arranque de soportes de torre y cierre de torretas de cortante.
 Figure 8. Start of the tower supports and end of the shear turrets.



Figura 9. Plantilla de colocación de armado de núcleo y vista general del hormigonado de la segunda tongada de losa.
Figure 9. Mould for the installation of the core reinforcement and general view of the concreting of the second concrete lift of the slab.

ment. The existence of a convention centre at first basement involves that large composite I beams 29.00 m span are to be used. These are supported on neoprene on perimeter columns to form an open space. These large beams were transported in special vehicles upon leaving the manufacturing plant and they were installed by means of large (4000 kN) cranes situated on the side road of the P^o de la Castellana, with the stabilisers supported on the chain beam of the retaining wall (Figure 10).

In the tower building, the structure below grade is also designed in reinforced concrete. The basemat is the start of the supports and the central core that support 0.32 m thick slabs of reinforced concrete up to grade level.

3.1. Central core

With regards to the central core, its geometry is defined by the distribution of the floor plan of the tower and by the openings for the lifts and openings for the distribution of facilities. These openings are located outside the central core so the walls do not have any penetrations to distribute the ducts at floor level. This situation facilitates the installation of the formwork, but makes the reinforcement more difficult because of its greater geometrical complexity.

Since the execution is difficult because of the geometry of the central core, a specific study of its rebars needs to be carried out. The core is divided into long rebar cages similar to those used in retaining walls, and rectangular

tres bombas, una de las cuales es adicional, previniendo un fallo de funcionamiento en cualquiera de las otras dos. Para facilitar el vertido y vibrado del hormigón, los primeros 0.50 m de altura de la losa se ejecutan con árido de 12 mm, dada la elevada densidad de armado (Figura 4, Figura 5).

El hormigón empleado es HP-30, y dados los elevados volúmenes de hormigón, se disponen termopares en las caras inferior y superior, y en el centro del canto de la losa, y en tres secciones diferentes. Los registros térmicos alcanzados transcurren de manera aproximadamente paralela en los tres termopares, siendo la temperatura máxima de 89 °C, a las 60 horas del hormigonado. El gradiente térmico en el canto de la losa resulta con diferencias de 10 °C entre los termopares central e inferior, e inferior y superior. Para el curado de la losa, se dispone tela de arpillera que se mantiene húmeda constantemente mediante una batería de aspersores que empiezan a distribuir agua de manera continua sobre la cara superior de la losa hormigonada desde el instante inicial posterior al hormigonado hasta el cuarto día posterior al mismo (Figuras 6 y 7).

La tongada superior se ejecuta de manera similar a la primera, con la diferencia de que no es postensada, arrancan los soportes de torre desde la cara superior de la primera tongada y de que las torretas de cortante se cerraron posteriormente a la disposición de la armadura longitudinal superior, para conseguir, igual que con la armadura inferior, que el armado de corte abrace a la armadura longitudinal. También se hormigona

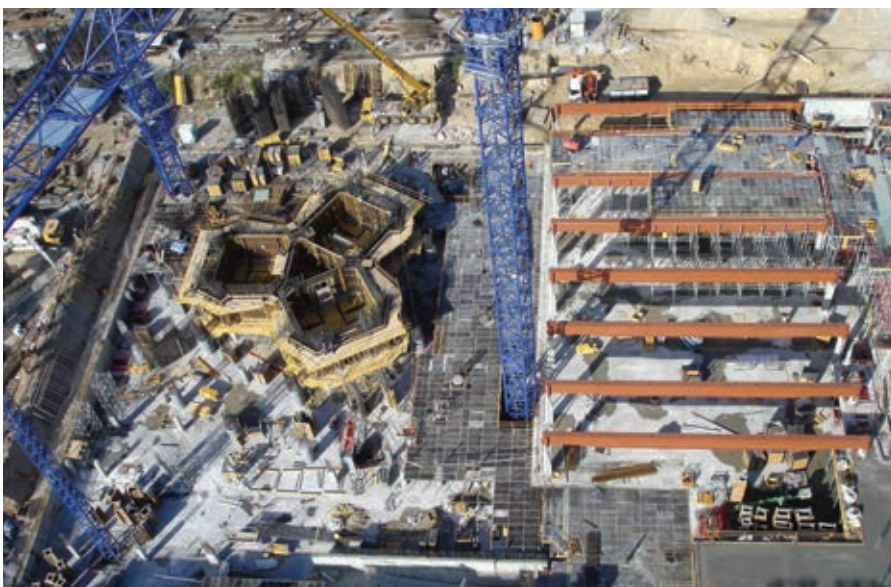


Figura 10. Vista general de vigas de auditorio
Figure 10. General view of the beams of the convention centre.

en nueve pastillas y en fin de semana, para posibilitar la distribución de hormigón al tajo. Con objeto de conseguir un posicionado preciso de las esperas del núcleo central, se emplea una planilla metálica (Figuras 8, 9).

El proceso completo de ejecución de la losa de cimentación resultó de dos meses.

3. ESTRUCTURA BAJO RASANTE

En lo que respecta a la estructura bajo rasante de los aparcamientos en sótanos, se trata de una estructura convencional de losas macizas de hormigón armado de 0.28 m de espesor, con luces de 7.20x7.20 m aproximadamente, y soportes de hormigón armado. La ejecución de esta zona resulta convencional, dividiendo la superficie a construir en diferentes pastillas, de unos 600 m² cada una, que permita avanzar en la ejecución de manera desfasada y optimizando recursos. El ciclo de ejecución de las pastillas de losa resulta de unos 7-8 días laborables por pastilla.

En la planta baja, el forjado es de mayor espesor (0.35 m), como consecuencia del acceso del tráfico rodado y del camino de bomberos, además de los crecidos de urbanización. Al existir un auditorio en la planta inmediatamente inferior, existen grandes vigas cajón mixtas de 29.00 m de luz, apoyadas sobre neoprenos en soportes perimetrales, que materializan este espacio diáfano. El transporte de estas grandes vigas se realiza en vehículos especiales, al salir de taller con toda su longitud, y se colocan en posición mediante una grúa móvil de alta capacidad (4000 kN) que se posiciona en el lateral del P^o de la Castellana apoyando los estabilizadores sobre la viga cadena de la pantalla de contención (Figura 10).

En el edificio de torre, la estructura bajo rasante es, así mismo, de hormigón armado. Sobre la losa de cimentación arrancan los soportes y el núcleo central, que sustentan hasta el nivel de rasante forjados de losas macizas de hormigón armado de 0.32 m de espesor.

3.1. Núcleo central

En lo que se refiere al núcleo central, la geometría viene dada por la distribu-

ción en planta de la torre, así como por los huecos para ascensor y patinillos de distribución de instalaciones. Estos patinillos resultan externos al núcleo central, consiguiendo de este modo que no existan huecos pasantes en las paredes para distribuir los conductos a nivel de planta. Esta circunstancia, que facilita el encofrado, sin embargo añade dificultades al armado, como consecuencia de la mayor complicación geométrica del mismo.

Dada la alta dificultad de ejecución que resulta de la geometría del núcleo central, resulta necesario un estudio específico de la ferralla del mismo. El núcleo se divide en módulos rectangulares de ferralla asimilables a módulos de pantallas convencionales, y módulos con la forma de los machones, asimilables a soportes. Ambos tipos de módulos incluyen el armado vertical y el horizontal, y se prelabora en el taller de obra en posición vertical. Posteriormente, se iza mediante un útil especial formado por un perfil metálico a modo de percha con ganchos de los que se cuelgan los módulos mediante cadenas y se coloca sobre las esperas de los tramos anteriores. La conexión entre los módulos se realiza con armadura horizontal de solapo e interconexión, en el propio tajo (Figura 11).

Del mismo modo, resulta necesario un estudio detallado del encofrado del núcleo, siendo además auto-trepante mediante gatos hidráulicos, lo cual queda reflejado en un proyecto específico de ejecución.

cages with the shape of the buttresses similar to those used in columns. Both types of cages include the vertical and horizontal reinforcements and were pre-fabricated at the site in the vertical position. They are then lifted with a special fork formed by a steel beam which acts as a hanger with hooks to fix the cages with chains. The cages are finally spliced to the previous sections. The connection between the modules is done on site with horizontal lap and interconnection reinforcements (Figure 11).

Similarly, a detailed study of the core formwork is also necessary being self-climbing with hydraulic jacks, totally defined in a specific execution project.

The provided formwork is done one storey high. Broadly speaking, it can be said that the hydraulic climbing formwork was formed by modules of vertical phenolic boards stiffened with girders to withstand the high hydrostatic loads due to pouring, and it is supported on the work platform at the level of the lower floor. The work platforms are placed both inside and outside the core and had a width of approximately 2 metres. Concreting platforms were placed on top of these work platforms; these were narrower and are used to provide personnel access to the top surface of the formwork to guide the concreting operations and allow the vibration of the concrete. Suspended from the work platform is the driving platform from where the system is operated, and below there are platforms to recover the climb support cones, which were collected once



Figura 11. Vista de taller de ferralla con despiece de armado de núcleos.
Figure 11. View of the rebar workshop with a breakdown of the core reinforcement.

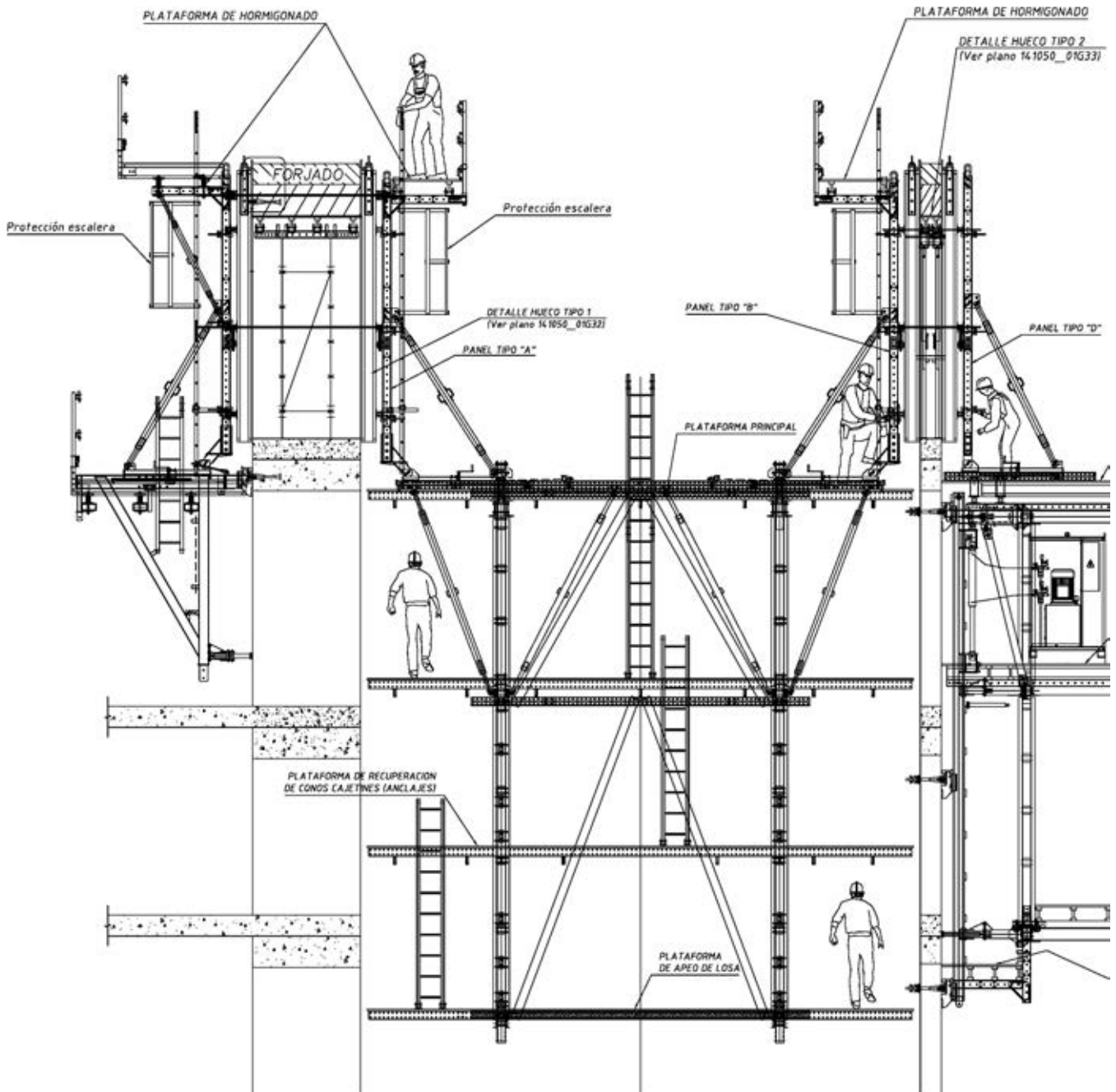


Figura 12. Sección general del encofrado autotrepante.
Figure 12. General section view of the climbing formwork.

the formwork had climbed. In order to adapt to the variable geometry of the core, especially in the area of the buttresses, the formwork is done by modules, so that each module that had to be eliminated allowed the formwork to be adjusted to the change of geometry of the core (Figure 12).

The operation of the hydraulic self-climbing formwork is similar to any other formwork of the same type. The platforms are raised by means of hydraulic jacks that are connected to central control systems in each of the independent raising areas (the three for the lobes

and the one for the central platform); these measure the displacement and load on each of the jacks. This provides high control of horizontality when the formwork is climbing, and together with the lower guides, ensures relatively simple and quick operations. The complete climb takes about 20 or 30 minutes. Rollers were installed in the lower guides to avoid the shoring of the central platform as a consequence of the closed triangular shape of the inner walls of the core, ensuring the correct vertical displacement during the climbing process.

El encofrado del núcleo se prevé de una planta de altura. A grandes rasgos, puede decirse que el encofrado hidráulico auto-trepante consiste en módulos de tablero fenólico verticales con travesaños de refuerzo y espaldines pasantes para soportar los altos empujes hidráulicos del vertido, apoyados mediante estabilizadores sobre la plataforma de trabajo a nivel de planta inferior. Las plataformas de trabajo se colocan tanto en el interior como en el exterior del núcleo, con un ancho de unos 2.00 m. Sobre estas plataformas de trabajo, se colocan unas plataformas de hormigonado, más estrechas, cuya utilidad es la

de permitir el acceso de personal a la cara superior del encofrado para guiar el hormigonado y permitir el vibrado del hormigón. Descolgando de la plataforma de trabajo, se sitúa la plataforma de accionamiento, desde la cual se gobierna el trepado del sistema, y por debajo, las plataformas de recuperación de conos de apoyo de la trepa, los cuales se recogen una vez trepado el encofrado. Con objeto de adaptarse a la geometría variable del núcleo, particularmente en la zona de los machones, el encofrado se realiza de manera modular, de manera que cada módulo a eliminar permite el ajuste del encofrado al cambio de geometría del núcleo (Figura 12).

El funcionamiento del encofrado hidráulico auto-trepante es similar al de cualquier otro encofrado del mismo tipo. Las plataformas se elevan mediante un mecanismo con gatos hidráulicos, conectados a centralitas en cada una de las cuatro zonas independientes de elevación (las tres zonas correspondientes a los lóbulos y la plataforma central), que miden el desplazamiento y la carga de cada uno de los gatos. Esto permite un elevado grado de control de la horizontalidad en la elevación del encofrado, lo que sumado a las guías inferiores permite operaciones relativamente sencillas y rápidas, pudiendo realizarse la trepada completa en unos 20-30 minutos como máximo. Para evitar el acodamiento de la plataforma central, consecuencia de la forma triangular cerrada de las paredes interiores del núcleo, se disponen unos rodillos en las guías inferiores, que garantizan el contacto con las paredes del núcleo, asegurando el correcto desplazamiento vertical durante el proceso de trepado.

El ciclo completo de ejecución del núcleo, incluyendo ferrallado y hormigonado es de seis días por planta. El procedimiento de ejecución del mismo es, por orden cronológico: colocación de ferralla sobre las esperas de los tramos anteriores, izado de plataforma inferior, colocación de macarrones de paredes interiores y enfilado de espadines, izado de plataformas exteriores para cierre aplomado y nivelado completo de encofrado y finalmente, hormigonado del tramo (Figura 13).

Las primeras tongadas del núcleo plantean dificultades especiales y específicas, dadas las altas densidades de armado. A esto hay que añadir la imposibi-

lidad de funcionamiento del encofrado del núcleo como autotrepante hasta la ejecución del nivel S03 de núcleo (tercer tramo del núcleo), como consecuencia de la necesidad de disponer de tres plantas de núcleo central hormigonado para colocar las plataformas y guías necesarias para el trabajo de los gatos. Hasta que el encofrado del núcleo comenzó a funcionar como autotrepante, el izado del mismo se realizó mediante la grúa. Todo esto motivó que la ejecución del arranque del núcleo tuviera rendimientos menores, ya contemplados en planificación, que los de las plantas tipo.

3.2. Soportes y forjados

Los soportes de torre son de hormigón de alta resistencia HA-70, con escuadrías y armaduras máximas en el arranque de la losa de cimentación. Dadas las diferentes geometrías de los mismos, circulares, rectangulares, y con forma especial en dos tipologías, resulta preciso que los encofrados empleados se adecúen a los mismos. Los circulares se disponen metálicos, así como los de los tipos especiales, mientras que para los soportes rectangulares se emplean encofrados fenólicos. Dada la elevada concentración de armado, resulta necesario el empleo de plantillas metálicas para el posicionado, de manera que se garantice el correcto solapo de los tramos de la ferralla.

The complete cycle of execution of the core, including the installation of rebars and the concreting, takes six days per floor. The procedure, in chronological order, was as follows: installation of the rebars on the dowels of the previous sections, hoisting of the lower platform, placement of sheaths of internal walls and ties, hoisting of external platforms for the vertical enclosure and complete levelling of the formwork and, finally, concreting of the section (Figure 13).

The first concrete lifts of the core present special and specific difficulties because of the high density of reinforcement. Additionally, the formwork of the core cannot be operated as climbing formwork until level S03 (third section of the core) because it is necessary to have three floors of concreted central core to install the necessary platforms and guides to operate the jacks. A crane was used for the hoisting until the formwork of the core could be used as climbing formwork. For this reason, the execution of the start of the core was slower than the execution of standard floors, but this had already been contemplated in the planning.

3.2. Supports and slabs

The supports of the tower are built in high-strength HA-70 concrete, with dimensions and reinforcement being max-



Figura 13. Vista general de armado y encofrado de núcleo y soportes.
Figure 13 General view of the reinforcement and formwork of the core and supports



Figura 14. Montaje de la triangulación de la estructura de apeo de soportes.
Figure 14. Assembly of the shoring structure of the supports.

imum at the foot of the basemat. Since these supports have different shapes (circular, rectangular and with a special shape in two cases), the formwork needs to adapt to them. Steel formwork is used in the case of circular and special supports, while phenolic plywood is used for rectangular supports. The high concentration of reinforcement makes it necessary to use steel templates for their positioning so as to guarantee the correct overlapping of the rebar sections.

The horizontal structure of the tower below grade is conventional, formed by flat slabs. Its execution was similarly conventional, with phenolic boards and shoring on which the rebars were placed, followed by concreting. The only special aspect is the execution of the slab (made in conventional concrete) to column (made in high strength concrete) connection. This problem, typical of high-rise buildings, is solved by using high strength concrete stirrups in the slab and filling in the node and an area around it, in the case of the edge or corner non-circular supports, or otherwise by installing five 25 mm diameter stirrups to confine the conventional concrete within the central circular supports. The execution of the high strength concrete stirrups adds an extra day to the schedule for concreting. Their construction started with the installation of steel reinforcements around the stirrup to separate the different types of concrete. The concreting was done the day after the general concreting of the slabs was performed.

4. STRUCTURE ABOVE GRADE

The real challenge of the construction of the tower begins when the structure raises above ground floor, although it is still early to gain speed. Floors N1, N2 and N3 have surfaces with difficult geometries because of the integration of the entrance halls, which are two and three storeys high in accordance with the predominant dimensions of the building, and the space needed to house all the ducts of the facilities that enter through level 0. The flat slab was a very adequate type to shape these surfaces, although heavy propping is needed to support the tableform.

Floors N4 and N5 contain the first technical floor of the building, but also the composite structures that allow one out of every two columns of standard floors to be eliminated at the entrance of the building.

From floor N4 there come up the three W-shaped steel braces and the rebars that form the composite sections of the trusses. The assembly started with the erection of the steel members.

Whenever two neighbouring inclined elements are in place, a horizontal beam is installed at level N5 and the top joint is then hoisted to close the triangle. This joint is complex but completely prefabricated element even containing the column start out. These triangles are tied to the core, forming a single levelling unit (Figure 14).

La estructura horizontal de la torre, bajo rasante es convencional, formada por losas macizas, y su ejecución fue análogamente convencional, con tablero fenólico y puntales sobre los que se dispone la ferralla y se hormigona. Como único aspecto singular, cabe destacar la ejecución de los nudos de intersección de los soportes, de hormigón de alta resistencia, con los forjados, de hormigón convencional. Este problema, tradicional en la ejecución de edificios de gran altura, se resuelve con la ejecución de cálices de hormigón de alta resistencia en el forjado rellenando el nudo y una zona alrededor del mismo para soportes de borde o esquina y no circulares, o bien la ejecución de cinco cercos de diámetro 25 mm para el confinamiento del hormigón convencional en los soportes centrales circulares. La ejecución de los cálices de hormigón de alta resistencia obliga a considerar un día adicional de hormigonado en la planificación de ejecución. Para ejecutarlos, se coloca en el perímetro del cáliz nervometal para separar los distintos hormigones, y se hormigonan los cálices, de manera general, el día posterior al hormigonado general de los forjados.

4. OBRA SOBRE RASANTE

Con la salida de la obra sobre rasante comienza el reto de la construcción de la torre propiamente dicha aunque aún es pronto para ganar velocidad. Las plantas N1, N2 y N3 presentan superficies de geometría caprichosa resultado obligado de la integración de los atrios de entrada, con dobles y triples alturas en consonancia con la dimensión predominante del edificio, y el espacio necesario para alojar todos los conductos de instalaciones que entran, todos ellos, por el nivel 0. La tipología de losa maciza resulta ser muy adecuada para moldear estas superficies aunque resulte necesario el empleo de cimbras para soportar el entablado.

Las plantas N4 y N5 dan lugar al primer espacio técnico del edificio pero también alojan las estructuras mixtas que permiten eliminar en la entrada del edificio uno de cada dos soportes de la planta tipo.

Del nivel N4, sobre los soportes inferiores, sobresalen las tres esperas en W

de los perfiles metálicos y las barras corrugadas que conforman las secciones mixtas del nudo inferior de la celosía. El montaje comienza con la instalación del esqueleto metálico.

Cuando se tienen dos elementos triangulados contiguos ya colocados se coloca un perfil horizontal situado a cota del N5 y se eleva la pieza compleja, pero totalmente preelaborada en taller, que es el nudo vértice superior de la triangulación, donde nace el soporte eliminado. Este conjunto es el que se ata con vientos al núcleo conformando una única unidad de nivelación (Figura 14).

Una vez finalizado el esqueleto metálico se procede a ferrallar todas las secciones mixtas. La ferralla se organiza como formada por la suma de las de pequeños soportes que se suben ya preelaboradas y se fijan alrededor del elemento metálico de manera que, in situ, sólo hay que atarlas solidariamente mediante el empleo de cercos en doble U. El armado de los nudos se realiza, por su complejidad, barra a barra.

El hormigonado de soportes y diagonales se realiza planta a planta, en el caso de la estructura de apeo en la fachada, y de una sola vez en las estructuras interiores (Figura 15).

Con la finalización del forjado de losa maciza de la planta N6 queda concluido el cinturón de apeo, momento a

partir del que la estructura horizontal pasa a ser mixta, de perfiles metálicos conectados con losas de chapa colaborante y da comienzo la ejecución de la planta tipo.

4.1. Estrategia constructiva de la Torre SyV

Desde la planta N7 hasta la coronación del edificio la construcción de la torre tiene las características de una obra lineal donde todas las actividades se suceden simultáneamente hasta quedar finalizadas. La distancia entre las actividades es el resultado del compromiso entre el elevado ritmo de ejecución necesario para cumplir el ambicioso objetivo de la planificación técnica de la obra y la separación mínima para evitar interferencias entre ellas. La estrategia general desarrollada es la descrita a continuación (Figura 16).

El núcleo central se abre camino marcando en todo momento la cota máxima que adquiere el edificio. Tres plantas por debajo (dos plantas que ocupan las autotrepas y una de resguardo) se van avanzando los forjados exteriores al núcleo de manera escalonada ocupando una o dos plantas, de acuerdo al ciclo constructivo diseñado. Esta es la actividad que realmente encabeza el camino crítico por el volumen de puesta en obra que suponen sus 1600 m² de superficie.

Once the steel skeleton is completed, the reinforcement of all the composite sections is erected. This reinforcement is organized as a sum of the reinforcements of smaller columns which are already preassembled when they are hoisted and are placed around the steel element so that the only operation needed on site is to tie them together with double U stirrups. The joints are reinforced one bar at a time because of the high complexity of the operation.

The concreting of supports and diagonal braces was done floor by floor, in the case of the façade structure, and all at once for internal structure (Figure 15).

The shoring belt is completed once floor N6 flat slab is finished. From that moment onwards, the horizontal structure becomes composite, (steel beams connected with concrete on steel decking sheet) and the execution of the standard floors begins.

4.1. Construction strategy for the SyV tower

From floor N7 up to the top the construction reminds a highway or a railway, where all the activities are carried out simultaneously one behind another until completion. The distance between activities is the result of a compromise between the high rate of execution needed to meet the ambitious goal of the technical site planning and the minimum separation to avoid interferences between them. The general strategy developed at SyV tower is described below (Figure 16).

The central core leads the way, setting the highest elevation of the building at all times. Three floors below it (two floors were taken up by the climbing formwork and the third one was for safety) the composite floor structure outside the core is being erected. It is completed gradually, occupying one or two floors, in accordance with the construction cycle designed. This is really the most critical activity because of the great volume of work necessary for their 10 m² of surface.

The precasted external stairs and the slabs inside the core are being assembled two floors below. This facilitates



Figura 15. Aspecto de los niveles técnicos N4 y N5.
Figure 15. Picture of technical floors N4 and N5.

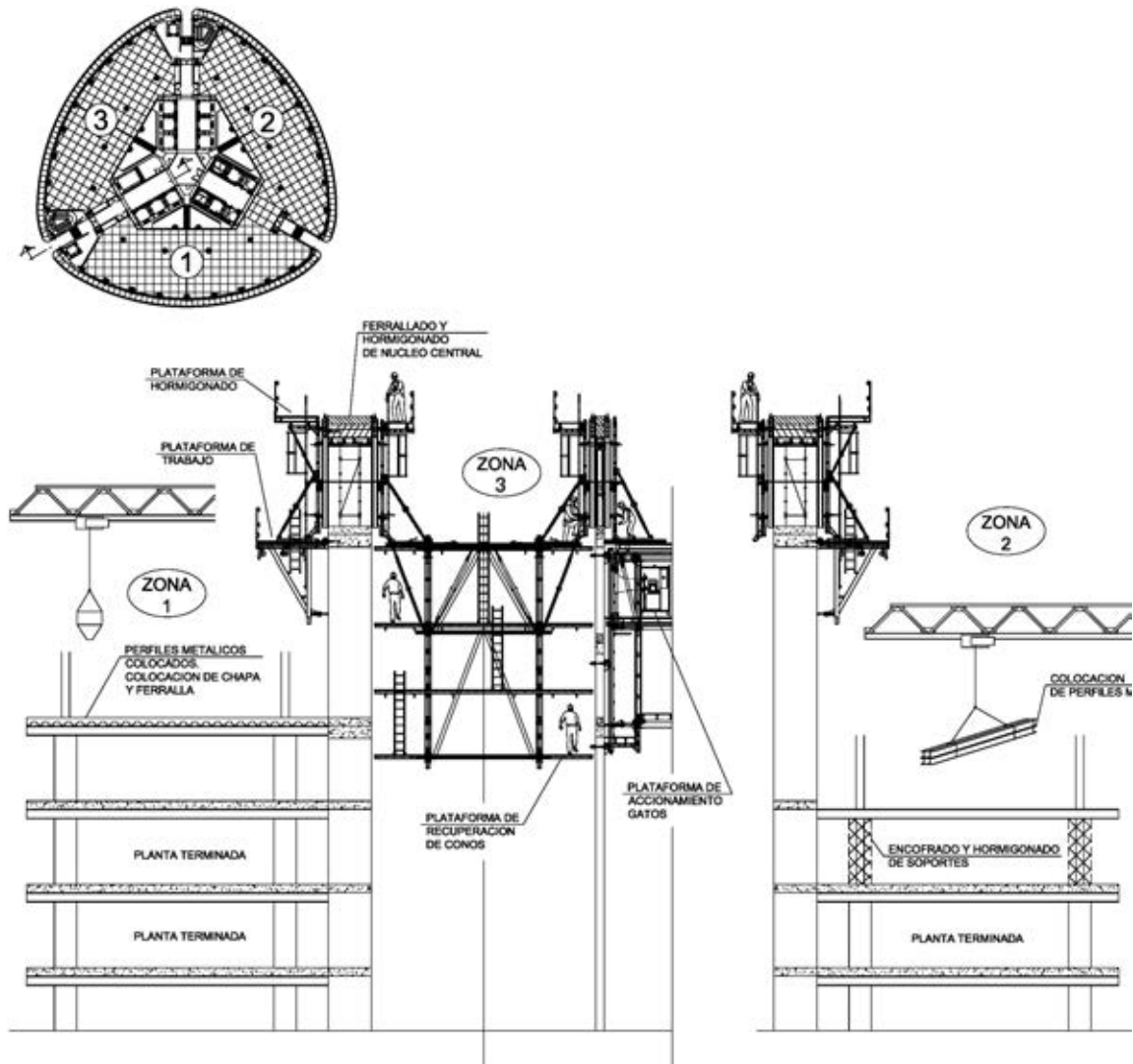


Figura 16. Ciclo tipo e instantánea de la obra en fase de máxima producción.

Figure 16. Typical cycle and picture of the site during the fastest production stage

access to the floor construction area, ensuring that no structures are left unfinished and minimising the working distance under the crane hook .

The fire protection of the steel beams is being applied two floors below the ones set out above. The structural unit is thus completed.

There are four floors below the ones where the fire insulation is being applied that remain on standby without any activity and serve as a buffer with respect to the execution of the cladding.

Two floors below it is being fixed in place the

Dos plantas por debajo se van montando las escaleras exteriores prefabricadas y los forjados interiores al núcleo con objeto de disponer siempre de un fácil acceso al tajo de forjados, no dejar atrás estructura alguna sin hacer y minimizar la distancia de trabajo bajo gancho de grúa.

Dos plantas más abajo se está procediendo al ignifugado de la vigería metálica completando así la unidad de estructura.

Las cuatro plantas por debajo quedan en espera sin actividad sirviendo de colchón en relación con la ejecución de la fachada.

En las dos plantas por debajo de éstas últimas se está procediendo al anclaje en los bordes de forjado de las piezas metálicas que van a servir de sujeción para la fachada. Una planta por debajo se está acopiando en cada crujía el palet que contiene los paneles exteriores de

vidrio que le corresponden, mientras que en el nivel inmediatamente inferior una minigrúa automovil equipada con ventosas eléctricas se encarga de coger cada panel de vidrio, levantarlo y presentarlo en su posición mientras operarios especializados lo nivelan y ajustan las fijaciones.

Cuatro plantas más abajo se está ya completando la carpintería interior que materializa el auténtico cerramiento del edificio y permite la entrada de los oficios interiores.

En las plantas inferiores ya se está trabajando en labores de albañilería, instalaciones y acabados. La alta interdependencia existente entre ellos y la relativamente pequeña superficie de trabajo, obliga a modificar ligeramente el planteamiento de manera que en vez de avanzar planta a planta, se avanza en grupos de cuatro plantas con lo que, si un oficio tiene que interrumpirse momentáneamente para permitir que otro acabe, el equipo afectado no queda parado ya que está en disposición de continuar en ese momento en cualquiera de las plantas del grupo.

Esta secuencia se mantiene durante meses únicamente alterada en su fase de estructura al llegar a coronación por el cinturón de rigidez, ejecutado con la técnica de muros convencionales y por la ejecución de la estructura metálica de

sobrecubierta que ocupa un máximo de seis niveles. Aquí, la dedicación de la grúa se reparte consecutivamente entre el montaje de vigería y la elevación de las grandes máquinas enfriadoras.

La estrategia descrita ha supuesto unos volúmenes de producción mensuales extraordinarios que han sido posibles gracias a que se ha dado respuesta a dos aspectos logísticos esenciales en la ejecución de edificios altos como son los medios auxiliares de elevación y el adecuado diseño del ciclo constructivo.

4.2. Medios auxiliares empleados.

En el conjunto de medios auxiliares necesarios para acometer una obra como la de la Torre SyV, cobran singular relevancia los relativos al transporte vertical. No en vano, todos los elementos que materializan el edificio entran por la planta baja y deben ser elevados hasta su posición definitiva, con el ritmo que dicta la planificación establecida.

La idea que ha gobernado el dimensionamiento de los medios de elevación ha sido la de la especialización de los mismos en tareas concretas. Cada unidad de obra ha dispuesto en exclusiva de sus correspondientes medios de elevación, los más importantes de los cuales se describen a continuación.

4.2.1. Grúas torre

Desde el comienzo de la obra se han empleado dos grúas torre de 45 y 50 metros de alcance respectivamente y con capacidades en punta de 65.00 kN. La de mayor altura alcanza los 250 m y se ha conseguido minimizar la afección de sus arriostamientos sobre la fachada reduciendo éstos a seis.

Las grúas se han dedicado a la ejecución de estructuras: ferralla de núcleo, encofrado y hormigonado de soportes, montaje de estructura metálica, chapa colaborante, forjados interiores al núcleo y escaleras prefabricadas (Figura 17). Sólo una vez finalizada la estructura se han empleado las grúas para subir las piezas más pesadas de toda la obra, para las cuales estaban dimensionadas, como son las máquinas enfriadoras.

steel plates that serve to support the cladding. The pallet with the corresponding external glass panel is stored in the floor immediately below, while below that, a self propelled minicrane fitted with electrical suction cups is picking up the glass panels and put them in place while specialist personnel level them and adjust the fixations.

The internal woodwork that completes the real cladding of the building and allows work to be started on the internal utility rooms is finished four floors below.

Work is already underway in the lower floors for the masonry, facilities and finishes. The high level of dependence between these and the relatively small work surface made it necessary to make slight modifications to the approach: instead of advancing floor by floor, progress was made four storeys at a time. Therefore, if one task needed to be momentarily interrupted to allow another one to be finished, the affected team would not stop because it would be able to continue work in any of the other storeys of the group.

This sequence is maintained for months and only the stiffness beams change it during the structure stage when the top of the building is reached. The stiffness beams are completed with the technique of conventional walls and with the execution of the steel structure of the top cover that takes up a maximum of six levels. At this point, the crane is used consecutively by the assembly of the beams and the hoisting of the large cooling units.

The strategy set out above has led to extraordinary levels of production per month. These have been possible because two key logistical aspects in high-rise construction were addressed: the auxiliary means for hoisting and the adequate design of the construction cycle.

4.2. Auxiliary means used

Amongst the auxiliary means needed to face a project such as the SyV tower, those related to vertical transport are especially relevant, since all the elements used in the construction of the building have to enter through the ground floor and have to be hoisted up to their final position with the pace dictated by the established planning.



Figura 17. Grúa torre montando escaleras.
Figure 17 Tower crane assembling staircases.



Figura 18. Muelle de carga de los montacargas.
Figure 18. Loading bay of the hoists.

The idea that governs the dimensioning of the hoisting means is their specialisation for specific tasks: each work unit relies on its own hoisting means. The most important of these are set out below.

4.2.1. Tower cranes

Two towers cranes have been used since the start of the project. These towers had a span of 45 and 50 metres and jib end loads of 65.00 kN. The tallest one was 250 metres tall, and it had been braced to the façade at six points only.

The cranes were used for the erection of structure: rebar of the core, installation of formwork and concreting of supports, erection of the steel structure, steel sheet decking, core internal slabs and prefabricated staircases (Figure 17). Once the structure was complete, the cranes were used to hoist the heaviest elements of the whole project (the cooling units), a task they were designed for.

4.2.2. Hoists

All the material that is not hoisted by the cranes is transported by means of a pair of single-mast hoists that could transport up to 25 kN. The internal dimensions of the cabin are established so that the largest element that needs to be hoisted (the pallets with the external glass plates) fits perfectly.

During the first months of work, when only the structure is being erected, the hoists serve as lifts for personnel. When

work starts on the façade, the capacity required of the hoists increases considerably and the transport of personnel is routed towards the internal lifts. At that point, when the façade leads the critical path, the hoists are the transport element that sets (or limits) the speed of the works. A logistic effort has thus to be made to ensure a fast loading and unloading of material (Figure 18) and to provide a detailed daily planning of all the movements and their content.

4.2.3. Formwork and concreting

Given the construction strategy designed for the SyV tower and the limits to the use of the cranes and hoists, the shipment of the formwork for the core and of the concrete has to be done differently. The option of climbing formwork proved to be the best because it eliminated the need for a crane, except for the climbing formwork in the changes of thickness of the core. The pumping of the concrete for the formwork was done during the whole project by means of a single stationary pump on the ground floor. Two parallel pipes were installed, and one was left on standby in case the other one got blocked. The pump fed a conventional distributor fitted to the climbing formwork system, and this distributor served to pour the concrete in its final position.

4.2.4. Perimeter protection

The perimeter protection proved to be a very useful auxiliary element. The site

4.2.2. Montacargas

Todo el material que no elevan las grúas sube por una pareja monomástil de montacargas que pueden transportar hasta 25.00 kN. Las dimensiones interiores de las cabinas han sido encargadas a medida para que dentro de ellas quepa el elemento más voluminoso que hay que elevar en la obra que resulta ser el palet de laminas de vidrios exteriores.

Durante los primeros meses de obra en que sólo se ejecutaba estructura, los montacargas servían de ascensores de personas. Con el comienzo de las labores de fachada la capacidad demandada a los montacargas aumentó considerablemente y el transporte de personas se desvió hacia los ascensores interiores. En ese momento, en que la fachada encabeza el camino crítico, los montacargas son el medio de elevación que impone (o limita) la velocidad de ejecución. Por ello se realizó un esfuerzo logístico que posibilitara una rápida carga y descarga de material (figura 18) así como una detallada planificación diaria de todos los movimientos y su contenido.

Encofrado y Hormigonado

Con la estrategia constructiva diseñada para la Torre SyV y el límite de utilización al que se encuentran grúas y montacargas es obligado que el transporte del encofrado de núcleo y del hormigón se realice mediante cauces diferentes. Por ello los encofrados autotrepantes han mostrado ser la mejor solución al liberar totalmente la necesidad de grúa, con la única excepción de los trepados en los cambios de espesores del núcleo.

El bombeo del hormigón de forjados se ha realizado durante toda la obra mediante una única bomba estacionaria situada en la planta baja. Se dispusieron dos tuberías paralelas para tener un recambio inmediato en caso de atasco de una de ellas. La bomba alimentaba un distribuidor convencional incorporado al sistema de autotrepas que es el que procedía al vertido del hormigón en su posición definitiva.

4.2.4. Protección perimetral

Un medio auxiliar que ha resultado ser de gran utilidad ha sido la protec-

ción perimetral. En todo momento el avance de la obra ha estado protegido del exterior por un entablado similar al empleado para el encofrado de muros ocupando la altura equivalente a dos plantas, ofreciendo unas condiciones de seguridad inmejorables.

La protección se ha montado sobre la estructura auxiliar de unos carriles de trepas guiadas. La elevación de los módulos de la protección ha necesitado de la ayuda de la grúa pero al ir éstos permanentemente guiados la operación ha resultado ser muy rápida y sin contratiempos de manera que la capacidad de la grúa por este motivo no se ha visto mermada en la práctica.

4.3. Ciclo de construcción

El camino crítico de la obra se encuentra durante muchos meses en la ejecución de la estructura por lo que un adecuado diseño del ciclo de construcción se convierte en un objetivo esencial.

El ciclo de construcción en la Torre SyV comienza con el ferrallado del siguiente tramo de núcleo central (figura 19). La armadura se sube premontada en módulos lo más grandes posible, se inserta en las esperas y se procede a conectar los módulos barra a barra con la armadura horizontal. A continuación se trepa el encofrado y se procede al hormigonado con bomba. Al día siguiente se desencofra y se procede al curado de los muros. Toda esta secuencia se reali-

zaba al final de la obra en cinco días.

Tres plantas por debajo se esta ejecutando la estructura de soportes y forjado exteriores. El ciclo comienza sobre un forjado ya acabado y sobresaliendo las esperas metálicas de los soportes mixtos.

Los pilares metálicos de triple altura se suben con grúa torre, se presentan y se aprietan los tornillos del empalme. El pilar trae de taller todos los conectores y casquillos de unión necesarios. Se monta parte de la vigería de forjado conectando todos los pilares y por medio de trácteles se procede a la nivelación de todos y cada uno de ellos. Entonces se monta el resto de vigería de forjado.

A continuación se procede al ferrallado de los pilares mixtos. La ferralla, descompuesta como suma de ferrallas preelaboradas de secciones más pequeñas, se eleva con grúa, se empalma por solape alrededor de la sección metálica y cerco a cerco se procede in situ a conectarla entre sí.

Los encofrados, fenólicos modulares para los soportes rectangulares y metálicos para los soportes circulares, se colocan alrededor de la ferralla por los laterales, se cierran, se nivelan y se sellan las juntas inferiores con el forjado. La cabeza de los encofrados trae unos cajeados para rodear las vigas de forjado de manera que se procede a rematar manualmente, con madera o chapa, el espacio que queda libre (figura 20). Los soportes se hormigonan con cubilete y se desencofran al día siguiente.

was protected from the outside environment at all times by a structure of boards similar to those used for the formwork of the walls. The height of this structure was the equivalent of two floors and it provided unbeatable safety conditions.

The protection was mounted on the auxiliary structure of the rails of the guided climbing formwork. The hoisting of the protection modules was aided by the crane, but this operation was fast and easy because the modules were constantly guided. This ensured that, in practice, the capacity of the crane was not hindered.

4.3. Construction cycle

For many months, the critical path of the project is completion of the structure, so the adequate design of the construction cycle becomes an essential goal.

The construction cycle of the SyV tower started with the placement of the rebars of the following section of the central core (Figure 19). The reinforcement is lifted already preassembled in modules that are as large as possible. The reinforcement is spliced and the modules are connected one bar at a time through the horizontal reinforcement. The formwork is then moved up and the concrete poured with the pump. The formwork is removed the following day and the walls are then cured. By the end of the project, this operation was taking five days.

The structure of the columns and external floors is being built three floors below it. The cycle starts on a finished floor from where the steel column sections are awaiting.

The three-storey-high steel columns are elevated with a tower crane. They are then put in place and the connecting bolts are tightened. All the necessary connectors and coupling sockets are already shop-fabricated. Some floor beams are erected so as to tie back the columns and level them by means of hoists. Then the rest of the floor beams can be positioned.

Next step is placing composite column rebar that that has been split, for simplicity, as the sum of prefabricated rebars of smaller dimensions. It is lifted



Figura 19. Ejecución del núcleo central.
Figure 19. Execution of the central core.



Figura 20. Preparación de las cabezas de encofrados para salvar las vigas.
Figure 20. Preparation of the formwork caps to avoid the beams.

with tower crane, placed around the steel section and connected each other stirrup by stirrup.

The column formwork (modular plywood units for rectangular columns steel units for circular ones) is placed surrounding the rebars, closed, levelled and the lower joints are sealed to prevent leak. The caps of the formwork include pockets to surround the floor beams so that the space that remains free can be manually completed, with wood or metal plates (Figure 20). Columns are then poured with bucket and the formwork is removed the following day.

The steel decking is then erected. In the beams that do not bring the shear studs already shop fixed, they are connected with semiautomatic welding. When the decking is finished mesh and rebars are placed and topping is concreted.

The construction sequence for columns and floor was carried out for standard floors at a speed of one floor every six days. This pace was attained because the surface had been divided into three areas, corresponding to the three sections that form the geometry of the floor plan. Only one activity was done at a time: while columns were assembled and levelled in the first one, the steel beams were assembled and the supports were concreted in the second one, and in the third one the concrete of the slab was poured once the decking and rebar were in place (Figure 21).

The coordination of the work was such that whenever a team finished

working in one section, it was immediately transferred to the following one so that it would never be out of work. The slab was completed counter clockwise and upwards in three parts.

The application of this strategy has made it possible to complete the project in three years and six months (Figure 22).

5. CONCLUSIONS

The most tangible proof that the challenge of the construction of the SyV tower was a success was the high pace of execution that was achieved without any

A partir de ese momento se empieza a montar chapa colaborante y, en las vigas que no los traen de taller, a fijar los pernos conectadores mediante soldadura semiautomática. Se hacen los remates de chapa, se coloca la armadura inferior en los nervios, el mallazo y se hormigona el forjado.

Toda la secuencia de ejecución del conjunto de soportes y forjado se ha realizado en planta tipo a un ritmo de 1 planta cada 6 días. Ese ritmo se ha conseguido gracias a que la superficie se ha dividido en tres zonas, correspondientes con los tres gajos que conforman la geometría de la planta, en las que se ejecuta sólo una de las activida-



Figura 21. Ejecución de los forjados.
Figure 21. Execution of the slabs.

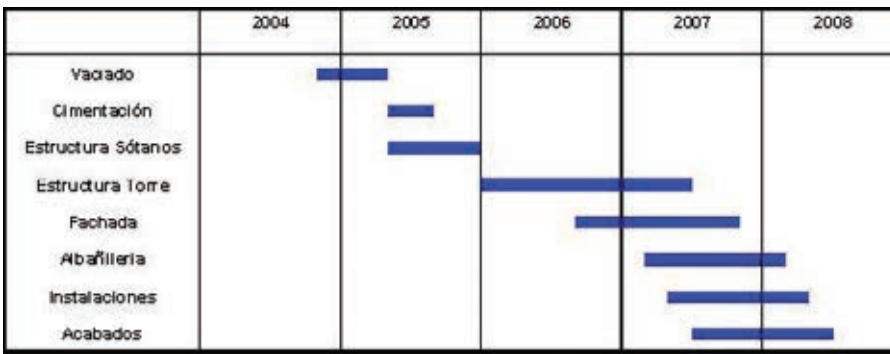


Figura 22. Planificación general de la Torre SyV.
Figure 22. General planning of the SyV tower

des: mientras que en la primera se montan y nivelan soportes, en la segunda se monta viguería metálica y hormigonan soportes, y en la tercera, con la chapa y ferralla colocada, se hormigona el forjado (figura 21).

Las tareas se han coordinado de manera que cuando un equipo acaba con el trabajo en un gajo, pasa inmediatamente al siguiente y nunca se encuentra parado. El forjado se va completando en tercios que van girando en sentido contrario al de las agujas del reloj y subiendo en altura.

Gracias a esta estrategia ha sido posible finalizar la obra en el plazo de 3 años y 6 meses (Figura 22).

5. CONCLUSIONES

La prueba más visible de que el reto de la construcción de la Torre SyV ha sido superado con éxito es el elevado ritmo de ejecución que se ha alcanzado sin contratiempos, consecuencia de los siguientes factores:

1. Buena coordinación cliente-dirección de obra-constructora, todos ellos con el objetivo común de gestionar el Proyecto de la manera más eficiente.

2. La tipología estructural elegida (mixta hormigón-acero y núcleo de hormigón) es, de todas las existentes, la que tiene un mayor potencial de rapidez.

3. Correcto dimensionamiento de los medios de elevación, especializado cada uno de ellos en tareas concretas.

4. Una planificación detallada del ciclo de construcción y de la logística consiguiente para permitir la sucesión de un gran número de tareas sin pausa ni interferencias.

5. Preelaboración de un gran número de elementos constructivos (estructura metálica, ferralla, fachadas, escaleras) de manera previa a su elevación y puesta en obra.

6. Diseño de medidas de seguridad que, además de haberse demostrado eficaces, han transmitido en todo momento confianza a los equipos humanos intervinientes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] J. de Gabriel, 1991, Torre Mapfre-Villa Olímpica, Cemento-Hormigón nº 696.

[2] J. Bofill, J.J. Mateos, 1993, La estructura de las Torres Puerta de Europa, Congreso ATEP.

[3] F. Regalado, 1997, Natura Playa de Alicante, Cemento-Hormigón nº 774.

[4] M. Ali, 2001, Evolution of skyscrapers: from Ingalls to Jim Mao, *Electronic Journal of Structural Engineering*.

[5] R.M. Lau, 2001, Economic considerations for tall multi-use buildings, *CTBUH Review Vol. 1 nº2*.

[6] J.M. Calzón, 2003, hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura, *Hormigón y Acero nº 228-229*.

hindrance. This came as a result of the following factors:

1. Good coordination between the client, the site management and the construction company, who all shared the common goal of managing the project as efficiently as possible.

2. Amongst the existing solutions, the structural typology selected (composite concrete-steel floors and concrete core) was the one that holds the greatest potential for speed.

3. Correct dimensioning of elevating mechanisms and specialisation in specific tasks.

4. Detailed planning of the construction cycle and of the resulting logistics to ensure that a large number of tasks were carried out without any delays or interferences.

5. Prefabrication of a large number of construction elements (steel structure, rebars, cladding, staircases) prior to their lifting and installation at the site.

6. Design of safety strategies that, apart from proving efficient, have inspired confidence to the personnel involved.

REFERENCES

[1] de Gabriel, J., 1991, *Torre Mapfre-Villa Olímpica, Cemento-Hormigón nº 696*

[2] Bofill, J., Mateos, J.J., 1993, *La estructura de las Torres Puerta de Europa, Congreso ATEP*

[3] Regalado, F., 1997, *Natura Playa de Alicante, Cemento-Hormigón nº 774*

[4] Ali, M., 2001, *Evolution of skyscrapers: from Ingalls to Jim Mao, Electronic Journal of Structural Engineering*

[5] Lu, R.M., 2001, *Economic considerations for tall multi-use buildings, CTBUH Review Vol. 1 nº2*

[6] Martínez Calzón, J., 2003, *Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura, Hormigón y Acero nº 228-229*

FICHA TÉCNICA / TECHNICAL DATA

- Edificio / *Building*: Torre Sacyr-Vallehermoso
- Propiedad / *Owner*: Testa, Inmuebles en renta
- Gestión del proyecto / *Project manager*: Vallehermoso D. G. T. (Segundo Rodríguez García, Pedro Molina Abad (†), Juan Luis de Miguel Fuente)
- Arquitecto / *Architect*: R&A-S, Madrid (Carlos Rubio Carvajal, Enrique Álvarez-Sala Walther, Juan José Mateos Fernández)
- Proyecto de estructura / *Structural engineering*: 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)
- Estudio de viento / *Wind studies*: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada (Nick Isyumov)
- Estudio geotécnico / *Geotechnical survey*: Intemac (Alberto Blanco)
- Proyecto de instalaciones / *Building services design*: Aguilera Ingenieros, Úrculo Ingenieros
- Empresa constructora / *General contractor*: Sacyr
- Control de ejecución y materiales / *Workmanship and materials quality control*: Intemac
- Cimentación / *Foundation*: Sacyr, Tecnasol (contención perimetral)
- Hormigón (suministrador) / *Concrete (supplier)*: Ready-mix
- Hormigón (bombeo) / *Concrete (pumping)*: Ibes-Putzmeister
- Encofrados / *Formwork*: Ulma
- Ejecución estructura de hormigón - armadura pasiva / *On-site structural concrete – reinforcing steel*: Hormigones Guadarrama / Armacentro
- Pretensado (suministrador o sistema) / *Prestressing (supplier or system)*: Freyssinet
- Estructura metálica (taller) / *Steel structure (shop)*: Martifer

Nueva sede social Caja Madrid

New Caja Madrid headquarters

José Ramón Burgos ⁽¹⁾

Recibido / Received: 29/04/2008
Aceptado / Accepted: 05/05/2008

RESUMEN

El artículo describe brevemente el nuevo edificio en altura proyectado para construir en la Parcela P1 de la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid. En primer lugar se comentan las características generales de la urbanización, ordenada por el Plan Parcial de Reforma Interior para el desarrollo urbanístico del ámbito del APR "Ciudad Deportiva". Posteriormente se describen los datos más importantes del edificio, con 5 plantas bajo rasante y 49 sobre ella.

Una de las características básicas del diseño es la creación de una base libre de cualquier elemento que soporte la estructura del edificio, al transmitir todas las cargas hacia la cimentación a través de los núcleos de comunicaciones verticales dispuestos lateralmente al bloque central de las plantas de oficinas, logrando un espacio de recepción diáfano y transparente de cuádruple altura acristalada.

Ello implica la necesidad de disponer unos elementos estructurales que se encargan de transmitir a esos núcleos de comunicaciones laterales las cargas de cada uno de los tres grupos, de 11, 12 y 11 plantas de oficinas respectivamente en los que queda dividido el bloque central del edificio, intercalando entre ellos varios niveles de plantas técnicas.

En un último apartado se exponen brevemente las características técnicas fundamentales de las instalaciones.

Palabras clave: Edificio alto, Torre Caja Madrid, vestíbulo diáfano, arco de coronación, Cuatro Torres Business Area.

SUMMARY

This paper briefly describes the high rise office building designed for the Lot P1 of the Real Madrid Sports City. General characteristics of the urban state plotted out under the Subdivisional Plan for reform and development of the "Ciudad Deportiva" zoning area are presented. Later the most important data of the building, comprising 5 below grade and 49 above grade storeys, are given.

One of the main characteristics of the building design is the creation of a base free of any structural supporting element. All loads are transmitted to the foundation mat through the vertical communications cores. These are disposed laterally in the building plan, at both sides of the central block of office storeys. This design results on an open, transparent lobby, four storeys high, occupying the entire plan of the building.

This load path is implemented through specific and robust structural elements which transmit to those lateral communications cores the gravitational loads of the three segments (of 11, 12 and 11 office storeys respectively) in which the central block of the building is divided. Several machine room storeys are integrated between these segments.

In the last part of the paper the main technical characteristics of the facilities are briefly described.

Key words: High rise building, Caja Madrid Tower, column-free lobby, crown arch, Cuatro Torres Business Area.

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos.

Persona de contacto / Corresponding author : jrburgos@repsolypf.com

1. INTRODUCTION. LOCATION

This high rise office building with an underground car park is located on Madrid's Paseo de la Castellana.

The Caja Madrid tower stands on Lot P1 of the Real Madrid Sports City (Figure 1), in the southernmost corner of the urban estate plotted out under the subdivisional plan for reform and development of the "Ciudad Deportiva" zoning area. The said estate is home to four high rise buildings on four lots running from north to south along the Paseo de la Castellana, plus a park that contains a fifth lot set aside for a large sports or cultural facility.

The most prominent characteristic of the subdivision is its sizeable, readily accessible landscaped pedestrian area. The four towers are sited so that the southernmost and northernmost flank the "Castellana", while the other two are positioned near the western boundary of their respective lots.

The car park entrances ramp off the ring road that serves all four lots in "Ciudad Deportiva" zoning area APR

The lot housing the Caja Madrid tower has an area of 0 m^2 .

2. THE BUILDING

The tower was designed to have five below grade storeys measuring approxi-

mately $100 \times 70 \text{ m}$, for a total below grade area of $36,000 \text{ m}^2$. Above grade, the building is divided into three "segments", each consisting of two machine room storeys plus eleven (or twelve, in the middle segment) office storeys. Two further machine room storeys hang from the intrados of the flat arch that crowns the building. The total height between finished basement storeys is 3.33 m (higher than the first basement) and between standard above grade storeys, 4.70 m .

The latter have a rectangular floor plan measuring $32 \times 42.5 \text{ m}$, flanked by one $23.50 \times 10.50 \text{ m}$ rectangle on the east and another on the west side that form part of the cores for internal transport (Figures 2 and 3).

Two additional storeys that house an auditorium are suspended from the lowest suite of machine room storeys. Set back from the facades, these two storeys are smaller in size, allowing for a 13.85 m clear height in the lobby.

The total above grade built area is 0 m^2 , for a total built area of 110 m^2 .

The importance of providing Madrid with a new generation of twenty first century skyscrapers and the need to reinforce its image led to seek an emblematic building, a tower with a powerful image (Figures 3 and 4).

In this case, the strength of the impact is proportional to the clarity with which

1. INTRODUCCIÓN. LOCALIZACIÓN

El proyecto consiste en un edificio en altura para uso exclusivo de oficinas y dotación de garaje-aparcamiento en el Paseo de la Castellana de Madrid.

El edificio de Caja Madrid se sitúa en la Parcela P1 de la Ciudad Deportiva del Real Madrid, en la esquina más al sur de la urbanización (Figura 1), ordenada por el Plan Parcial de Reforma Interior para el desarrollo urbanístico del ámbito del APR "Ciudad Deportiva". Dicha urbanización comprende la edificación de cuatro edificios en altura en cuatro parcelas que están dispuestas de Sur a Norte a lo largo del Paseo de la Castellana así como de un parque en el cuál está contenida una quinta parcela destinada a un gran centro polideportivo o cultural.

El ámbito de la urbanización está caracterizado como una gran zona peatonal arbolada y con acceso público en todo su entorno. Las cuatro torres están emplazadas de tal manera que las torres en los extremos sur y norte estarán alineadas a lo largo del lindero con la Castellana mientras que las otras dos torres estarán alineadas a lo largo del lindero oeste de sus parcelas.

El acceso al aparcamiento se efectuará desde el anillo perimetral común a las parcelas del APR 08.04 "Ciudad Deportiva"



Figura 1. Planta del edificio con zona circundante ajardinada.
Figure 1 Building plan with garden surroundings.

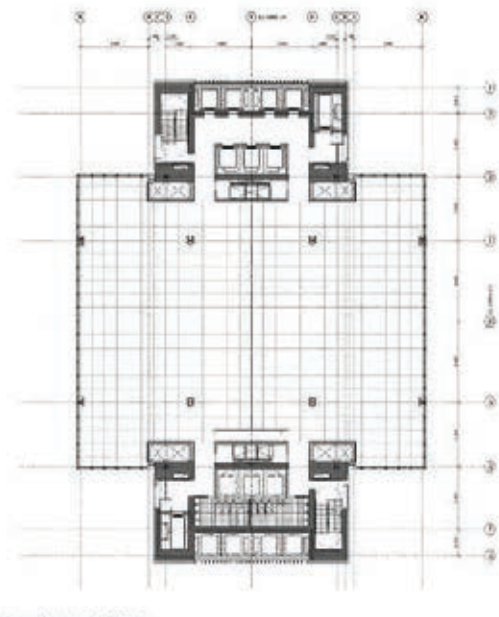


Figura 2. Planta tipo de oficina.
Figure 2. Office type plan.



Figura 3. Vista del edificio desde el noreste.
Figure 3. View of the building from north-east.

La parcela donde se sitúa el edificio de Caja Madrid tiene una superficie de 7.500m².

2. EL EDIFICIO

Se ha proyectado la construcción de cinco plantas bajo rasante, de dimensiones aproximadas en planta 100x70 m, totalizando 36.000 m² construidos bajo rasante. Sobre rasante, se disponen tres “paquetes” de plantas, cada uno de ellos con dos plantas técnicas inferiores, y once plantas de oficinas (el segundo paquete tiene 12). Sobre el tercer paquete,

y dentro del arco-dintel que corona el edificio, se ubican dos plantas técnicas más. La altura total entre pisos terminados de los sótanos es de 3,33 m (mayor que el sótano primero), y en las plantas tipo sobre rasante, de 4,70 m.

Las plantas tipo están formadas en planta por un rectángulo de 32x42,5 m, y otros dos, adosados en los lados Este y Oeste, de 23,50 x 10,50 m cada uno, que constituyen los núcleos de comunicaciones (Figuras 2 y 3).

Por debajo de las dos plantas técnicas del paquete inferior, se disponen otras dos plantas colgadas que albergan un auditorio. Estas dos plantas, de menor dimensión, se retranquean de las fachadas, y permiten una altura libre sobre el vestíbulo de 13,85 m.

La superficie total construida sobre rasante es de 74.000 m², con lo que se alcanza un total de 110.000 m² construidos.

Por la importancia de aportar a Madrid una nueva generación de rascacielos al comienzo del siglo XXI, así como la necesidad de reforzar la imagen de la ciudad, se busca obtener un edificio emblemático. Esto significa que la torre ha de tener una imagen potente (Figuras 3 y 4).

La potencia de esta imagen es proporcional a la claridad con la que se transmite el concepto en su forma más sencilla, obteniéndose dos tipos de alzado:

the simple lines of the conceptual design are conveyed. The result is two types of elevation views:

A glazed and open north-south view (Figure 4) framed by the vertical cores on each side, and a tiered east-west view consisting of a solid thin core in the foreground against a backdrop of glazed storeys (Figure 5).

The former depicts the office storeys while the latter is a continuum that contains the panoramic lifts and the service shafts that cross the building from top to bottom.

Moreover, given that the tower is intended for office use primarily during the daylight hours (Figures 6 and 7), it is oriented to reduce the intensity of the sunlight as well as the energy demands generated by the HVAC system, an important economic and ecological concern.

A rectilinear design was chosen to maximize the repetition of the standard storeys and construction element modularity. The concomitant savings inherent in such repetition, along with the flexibility afforded by modularity, enhance the commercial viability of the building in response to the needs of both the owners and Madrid's future market for office space. The architecture pursues the greatest possible inter-storey similarity.

To this end, the number of structural members inside the standard storeys



Figura 4 Vista del edificio desde el Paseo de la Castellana (Sur).
Figure 4. View of the building from Paseo de la Castellana (South).

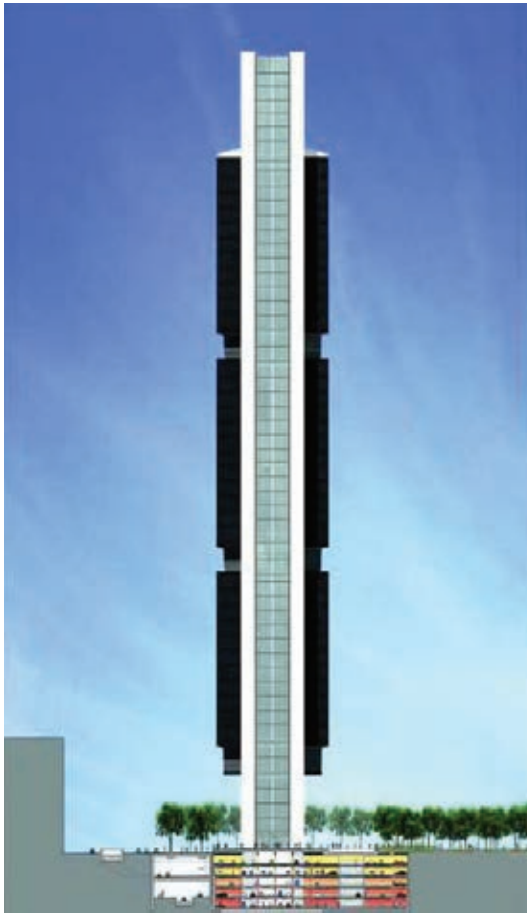


Figura 5. Vista del edificio desde el eje este-oeste.
Figure 5. View of the building from East-West axis.

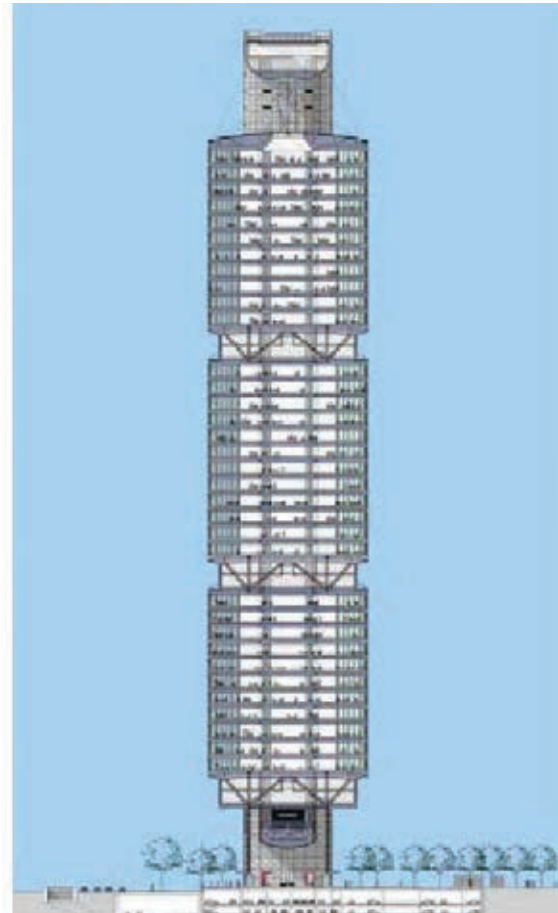


Figura 6. Sección norte-sur del edificio.
Figure 6. North-South section of the building-

has been kept to a minimum by devising a mixed structure (“lightweight” (steel) in the standard storeys and “heavy” (concrete) in the cores) engineered to rest primarily on the lateral cores. As a result, the standard storeys have only four columns, spaced at 15 m in the N-S (Figure 6) and 18 m in the E-W direction [1].

This arrangement generates a sort of “bridge” that spans the space between the cores on each storey. This “bridge” effect is even more relevant at the base of the tower, where the internal structure disappears altogether. The loads from all the office storeys are transmitted to the cores to generate a member-free base, i.e., an open, transparent lobby four storeys high, occupying the entire plan of the building).

Several levels of machine room storeys, set back from the facade to reduce their visual impact on the tower silhouette, are positioned along the height of the building to ensure the purity of the long-distance view of the cores and maintain a constant perimeter on all storeys.

The three resulting segments of standard storeys consist in eleven, twelve and eleven storeys, with two machine room storeys at the base of each segment. A further two machine room storeys hang from the building crown above the open space at the top of the tower, lightening the overall feel of this part of the building.

In other words, the 20-metre gap at the top of the tower between the uppermost slab and the two machine room storeys lightens the flat arch-like structure that crowns the building.

On the macro-scale an “arch” is formed between two of the towers in the park, while on the micro-scale the integration between indoor and outdoor space is enhanced.

The standard storeys have raised (25 cm) floors with a carpet tile finish and suspended ceilings made of perforated steel ceiling tiles. The clear height is 3 metres.

The main or north and south facades on the office storeys have an outer mem-

Un alzado acristalado abierto y amplio hacia el sur (Figura 4) y hacia el norte, enmarcado por los núcleos verticales en los lados y un alzado escalonado hacia el este y el oeste, compuesto por un núcleo sólido y delgado en primer plano y las plantas acristaladas en segundo plano. (Figura 5)

El primer tipo de alzado está articulado por la acumulación de todas las plantas de oficina mientras al segundo es fluido y continuo ya que contiene los ascensores panorámicos y conductos que se desplazan a todo lo largo del edificio.

Igualmente, considerando que el uso diario del edificio estará destinado a actividad de oficinas, principalmente durante las horas de sol (Figuras 6 y 7), se hace necesario buscar la mejor orientación para reducir la intensidad de la carga solar, que además permitiría reducir el consumo energético generado por la climatización, lo cual es importante no sólo desde el punto de vista económico sino también ecológico.

Se proyecta un perímetro rectilíneo con el objetivo de permitir la máxima repetición de las plantas tipo. Obedeciendo



Figura 7. Vista de una planta diáfana desde el interior.
Figure 7. View of an obstacle-free storey from inside.

a la importancia de obtener una máxima modularidad de los elementos constructivos y la economía inherente a la repetición de plantas en el diseño de la torre para generar un edificio flexible y comercialmente viable. Esto responde a las necesidades de la propiedad y del mercado de oficinas de Madrid de cara al futuro. La arquitectura busca que todas las plantas sean tan similares entre ellas como sea posible.

Para reforzar este concepto se busca reducir el número de elementos estructurales en el interior de las plantas tipo, tejiendo la estructura de tal manera que se soporte principalmente sobre los núcleos laterales mediante una estructura mixta de carácter “liviano” (acero) en las plantas tipo y “pesado” (hormigón) en los núcleos. En las plantas tipo se disponen solamente cuatro pilares interiores, separados 15 m en dirección N-S (Figura 6) y 18 m, en dirección E-O [1].

Esto genera una especie de “puente” que se extiende de núcleo a núcleo en cada planta. En la base de la torre se hace aún más importante el efecto de “puente” y por este motivo se elimina toda la estructura interna transmitiendo todas las cargas de las plantas de oficina a los núcleos, obteniendo una base libre de cualquier elemento que soporte la estructura del edificio, creando un espacio de recepción para todo el edificio diáfano y transparente de cuádruple altura acristalada.

Para mantener la pureza de los núcleos visibles a larga distancia desde el exterior y para obtener un perímetro constante de planta a lo largo de toda la altura de la torre, se intercalan periódicamente varios niveles de plantas técnicas, que se retranquean hacia el interior del perímetro para reducir su impacto visual sobre el perfil de la torre.

La distribución resultante es de tres bloques de plantas tipo, de once, doce y once plantas respectivamente, con dos plantas técnicas en la base de cada bloque y otras dos plantas técnicas en la coronación del edificio, dejando un vacío en la parte superior de la torre que aligera visualmente la parte más alta del edificio.

En la parte superior de la torre, se deja un vacío de 20 metros entre el último forjado, y las dos plantas técnicas superiores, que conforman un “arco-dintel”, con lo que se aligera visualmente la coronación.

En la macro-escala se conforma un “arco” en medio de dos torres en el parque, mientras en la micro-escala se obtiene la máxima integración del espacio exterior con el interior.

En las plantas tipo se dispone un falso suelo de 25 cm. de altura a base de baldosas terminadas en moqueta. Los falsos techos son de placas metálicas perforadas. La altura libre es de 3 metros.

Las fachadas principales de oficinas, Norte y Sur, constan de una hoja exterior, formada por una composición de stadiop

brane consisting of 10+10 mm outdoor extra clear safety glass, a 12 mm air climber and 8 mm inner glazing, also extra clear (Figure 7). Fifteen cm inward from the outer membrane, these storeys have an inner facade that can be opened for cleaning, made of 10 mm thermally toughened glass (Figure 8). Automatic grey aluminium (RAL 9007) motorized blinds are positioned between the two facades to reduce glare. The joinery is deep black (RAL 9005) lacquered aluminium.

3. FACILITIES DESIGN SPECIFICATIONS

3.1. HVAC

The building is designed for low iron glass with a very low heat transmission coefficient. Its motorized blinds optimize night time cooling in the summer and lessen heat loss in the winter.

The main cooling system has eight closed cooling towers that draw water from two tanks.

Twelve 550-kW chilling plants consisting in a series of water-cooled screw chiller sets are distributed among the machine room storeys.

The building is fitted with a heat recovery system based on the operation of chillers, when the temperature is high, as internal south to north facade heat pumps.

Conventional heating consists in five 475-kW natural gas boilers that generate much less pollution than other alternatives.

The office storeys have variable volume air conditioning supplied with 100% outdoor air (with maximum free cooling capacity thanks to the outdoor air). The peripheral area is fitted with recirculation air boxes and heater banks, while the inner area has pressure regulators and variable flow vents.

The telecommunications rooms are air-conditioned with independent air-cooled units featuring relative humidity control.

HVAC system control is automatic and centralized.

RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO / SUMMARY OF DESIGN SPECIFICATIONS

Superficie de parcela / Lot area	7,500 m²
Superficie construida de garaje / Built car park area.....	36,319.00 m²
Superficie construida de la Torre / Built tower area.....	71,647.10 m²
Superficie Total / Total area.....	107,966.10 m²
Superficie planta de oficinas / Office storey area	1,608.80 m²
Altura total torre / Total height	250.00 m
Altura de cornisa / Cornice height	215.00 m
Plantas de garaje / Car park storeys	5
Plantas de oficinas / Office storeys	34
Plantas del edificio s/rasante / Above grade storeys	49
Capacidad del Auditorio / Seating in auditorium.....	300 personas / 300 people
Plazas de aparcamiento / Parking bays	1.150 plazas 1.150 bays
Ascensores panorámicos / Panoramic lifts:	
Capacidad para 24 personas / Capacity, 24 people	
Velocidad 5 y 8 m/s / Speed 5 and 8 m/s	8 unidades / 8 units
Ascensores interiores / Indoor lifts:	
Capacidad para 24 personas / Capacity, 24 people	
Velocidad 5 y 8 m/s / Speed 5 and 8 m/s	6 unidades / 6 units
Ascensores garaje / Car park lifts:	
Capacidad para 17 personas / Capacity, 17 people	
Velocidad 1.6 m/s / Speed 1.6 m/s.....	3 unidades / 3 units
Montacargas / Goods lift:	
Capacidad 3.500 Kg / Capacity 3,500 kg	
Velocidad 5 m/s / Speed 5 m/s.....	2 unidades / 2 units

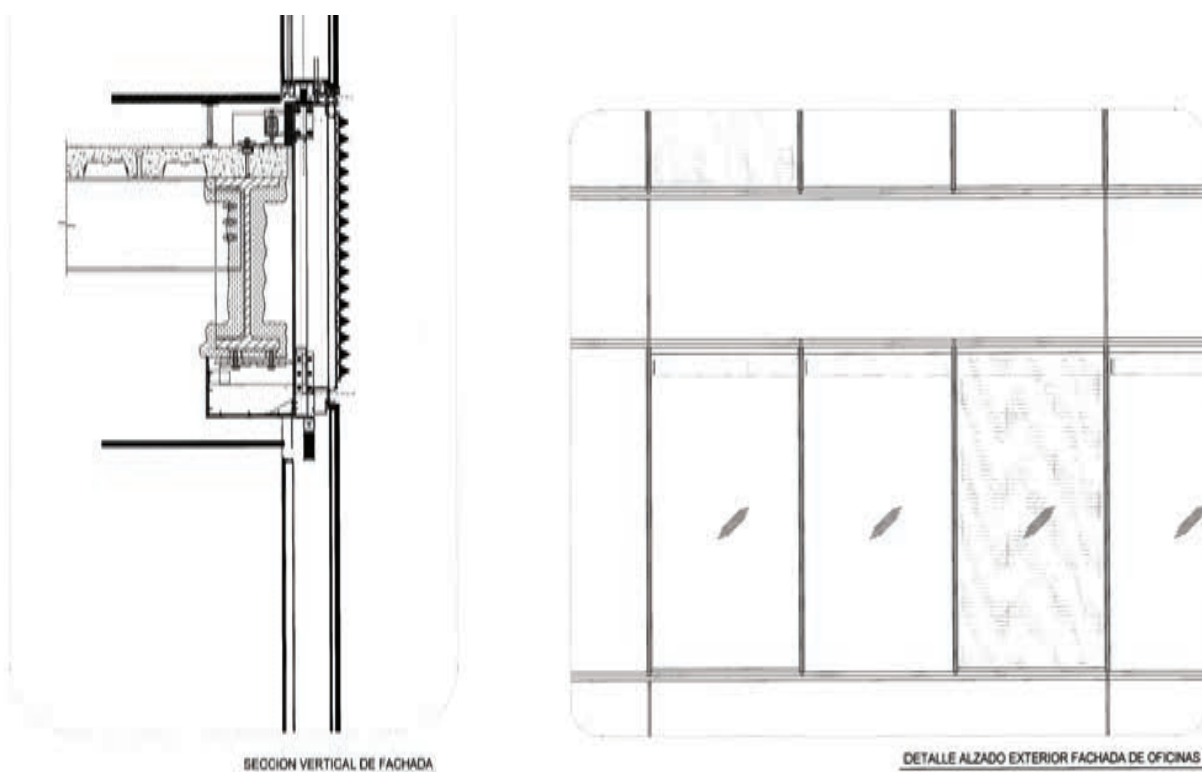


Figura 8. Sección y dibujo frontal del muro-cortina.
Figure 8. Section and front view of glass façade.

exterior de 10+10 mm, cámara de 12 mm y vidrio interior de 8 mm, todos ellos extraclaros (Figura 7). Se dispone otra fachada interior, de vidrio termoendurecido de 10 mm, separada de la exterior 15 cm, que se puede abatir para limpieza (Figura 8). Entre ambas fachadas se ubican persianas motorizadas antideslumbramiento, color aluminio gris RAL 9007. La carpintería es de aluminio lacado, de color negro intenso RAL 9005.

3. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LAS INSTALACIONES

3.1. Climatización

El acristalamiento proyectado es extraclaro, y tiene un coeficiente de transmisión de calor muy bajo. La instalación de persianas motorizadas permitirá la optimización del enfriamiento nocturno en verano y lo contrarrestará en invierno.

La Red de condensación general está basada en ocho torres de refrigeración de tipo cerrado, trabajando sobre dos depósitos de agua de inercia.

El edificio cuenta con 12 Centrales frigoríficas de 550 kW distribuidas por plantas técnicas formadas por múltiples grupos frigoríficos de tornillo condensados por agua.

Central térmica de recuperación de energía basada en combinación del funcionamiento de los grupos frigoríficos en alta temperatura de condensación como bomba de calor interna fachada Sur a fachada Norte.

Central térmica convencional formada por 5 calderas de gas de 475kW, alimentadas por gas natural, de mínimo efecto contaminante, comparadas con otras soluciones.

Climatización en plantas de oficina por climatizador de volumen variable 100% aire (con máxima capacidad de enfriamiento gratuito por el aire exterior). Zona periférica por medio de cajas recirculadas con baterías de calefacción. Zona interna por medio de cajas reguladoras de presión y difusores de caudal variable.

Climatización de salas de telecomunicaciones mediante unidades autónomas de condensación por aire, con control de humedad relativa ambiente.

Control automático centralizado de las instalaciones.

3.2. Electricidad

Suministro en media tensión a 20kV. Centros de transformación en plantas técnicas con 12 transformadores de 800kVA y 2 de 630kVA.

Consumo eléctrico estimado de 22.850 MWh/año.

Grupos electrógenos a 6kV de gas natural en sótano de 5MW.

Grupos electrógenos de gasoil en plantas técnicas de 400kW.

3.3. Mecánicas

Aljibes de 43 m³ de capacidad en plantas sótano, con bombas de trasvase a depósitos superiores de 44 m³.

Red de fluxores y red de agua sanitaria.

Red de saneamiento en fundición, que evacúa por gravedad en sótanos, además de una red enterrada con arquetas separadoras de grasas para el garaje, con pozos de bombeo.

3.4. Incendios

Plantas de garaje sectorizadas con grado de Resistencia al fuego 120min, y sistema de extracción de humos resistente a 400°C durante 2 horas, que garantiza siete renovaciones hora.

Plantas de oficina sectorizadas con grado de Resistencia al fuego 180min.

Sistema de extinción automática por rociadores de agua en todas las plantas: red "húmeda" en garaje y "seca" en oficinas.

Aljibes de 1.500m³ en plantas superiores, con bombas de trasvase de caudal 150m³/h y 27 kg/cm² de presión.

Extinción automática por agua nebulizada en los recintos de telecomunicaciones.

REFERENCIAS

[1] Lakota, G; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid; cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m". Hormigón y Acero, Vol. 59, nº 249, julio-septiembre, 2008

3.2. Electricity

Incoming power is supplied at 20 kV. The transformer stations located in the machine room storeys have twelve 800-kVA and two 630-kVA transformers.

The estimated power demand is 22,850 MWh/year.

Five megawatt, 6-kV natural gas-powered stand-by generator sets are installed in the basement.

The machine room storeys are equipped with 400-kW gasoil-powered stand-by generator sets.

3.3. Mechanical services

The mechanical services include:

3 m³ tanks in the basement storeys, from where water is pumped to the 44 m³ deposits on the upper storeys.

Vacuum flushing and domestic water systems.

A cast-iron gravity drainage system in basements in addition to an underground system with grease traps and pumping wells in the car park.

3.4. Fire protection

The compartmentalization in the car park storeys is 120-min fire rated and the smoke extraction system can resist 400 °C temperatures for two hours, guaranteeing seven air exchanges per hour .

Office storeys are likewise compartmentalized with a 180-min fire rating.

Automatic sprinklers are installed on all storeys, with a wet pipe system in the car park and a dry pipe facility in offices.

The upper storeys have 1,500-m³ water tanks with 150-m³/h, 27-kg/cm² transfer pumps.

Fire protection in the telecommunications rooms consists in an automatic water spray extinction system.

REFERENCES

[1] Lakota, G; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid; cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m". Hormigón y Acero, Vol. 59, nº 249, July-september, 2008

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

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 3 to 6 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.

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-



Figura 1. Vista del edificio antes de la elevación de la estructura del puente de coronación (cortesía de Vistaarea)

Figure 1. Building elevation prior to lifting the plate girder assembly (Courtesy of Vistaarea).



Figura 2. Antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid.
Figure 2. Old practice fields for Real Madrid.

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

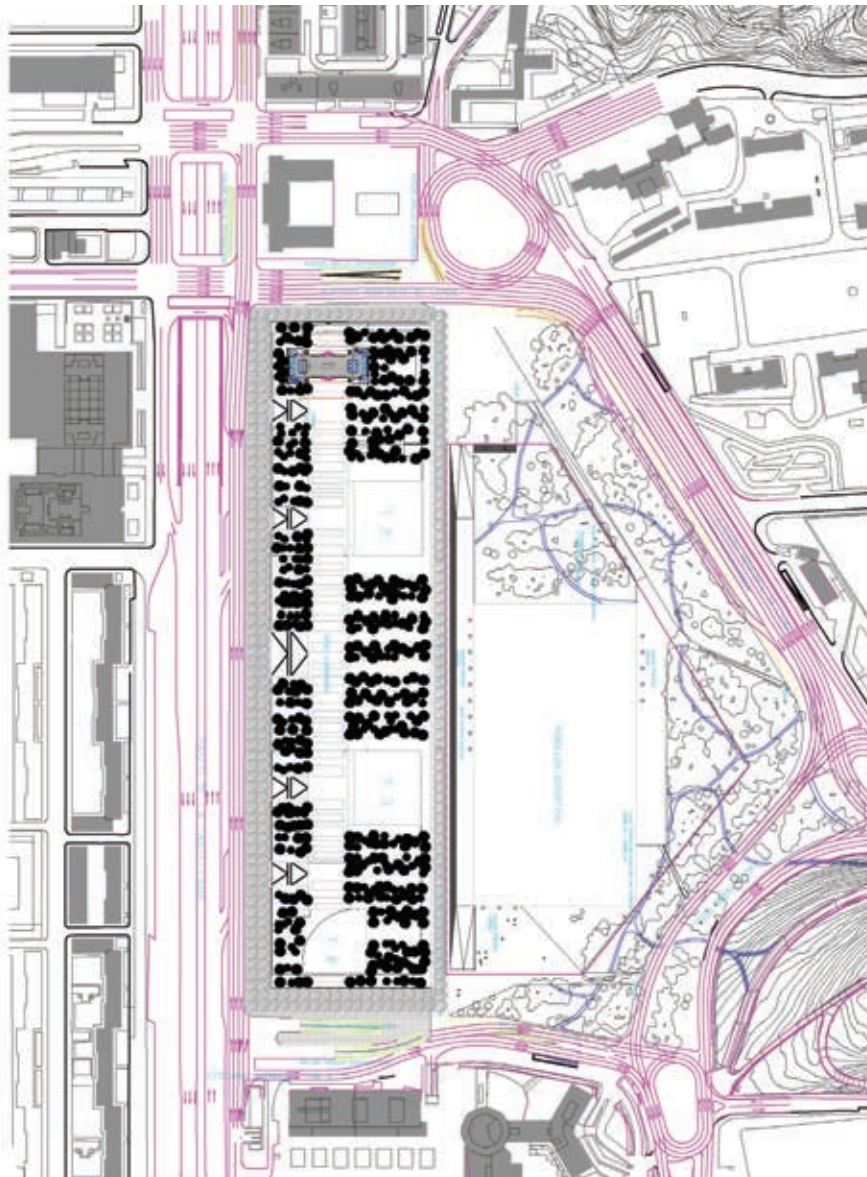


Figura 3. Planta de la CTBA (Cuatro Torres Business Area).
Figure 3. Site Plan of CTBA (Cuatro Torres Business Area).

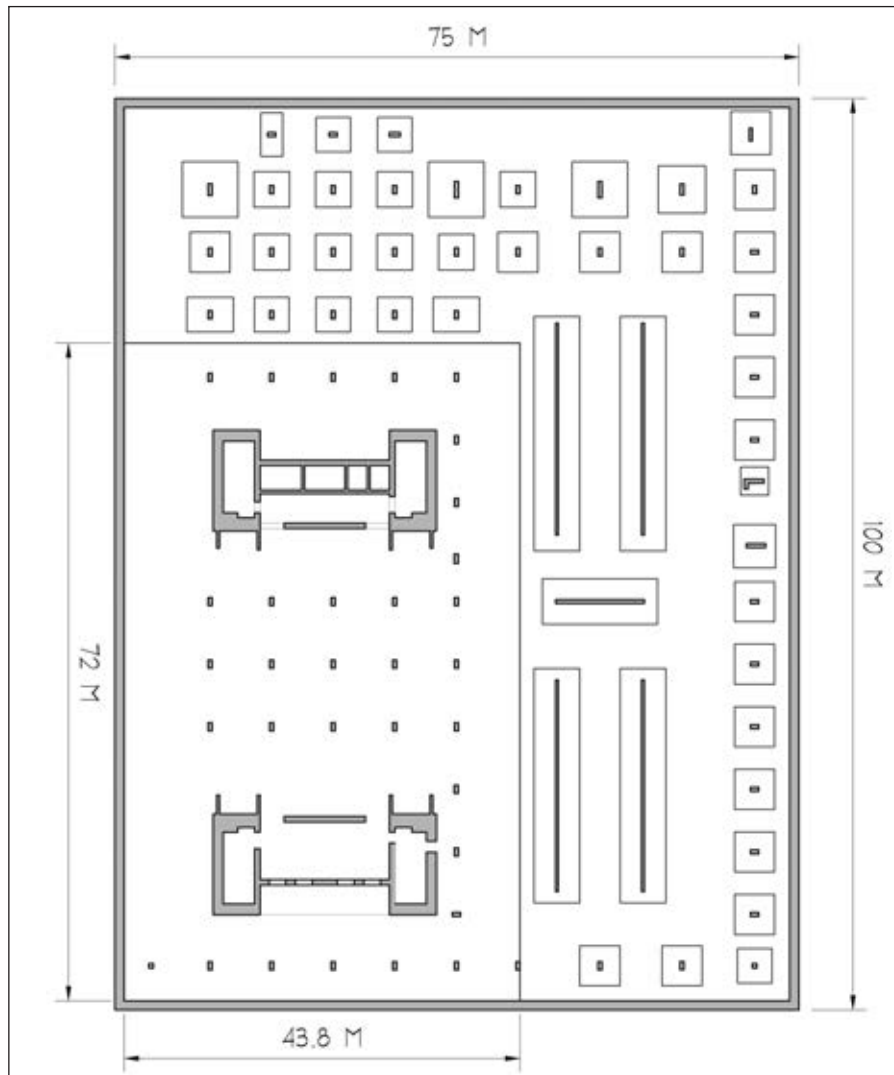


Figura 4. Planta de cimentación.
Figure 4. Foundation plan.

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 0×10^3 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 asentamientos 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 asentamientos diferenciales los núcleos. Aunque los estudios demostraron que la superestructura tenía capacidad suficiente y habría podido resistir los asentamientos diferenciales previstos, la propiedad y el equipo proyectista acordaron adoptar la opción de una sola losa, que era ligeramente más costosa, para mini-

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 760×10^3 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

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 / 3 to 100m	40	1,2	1,25
11-30 m / 11 to 30 m	34	0,9	0,936
0-10 m / 0 to	28	0,6	0,624

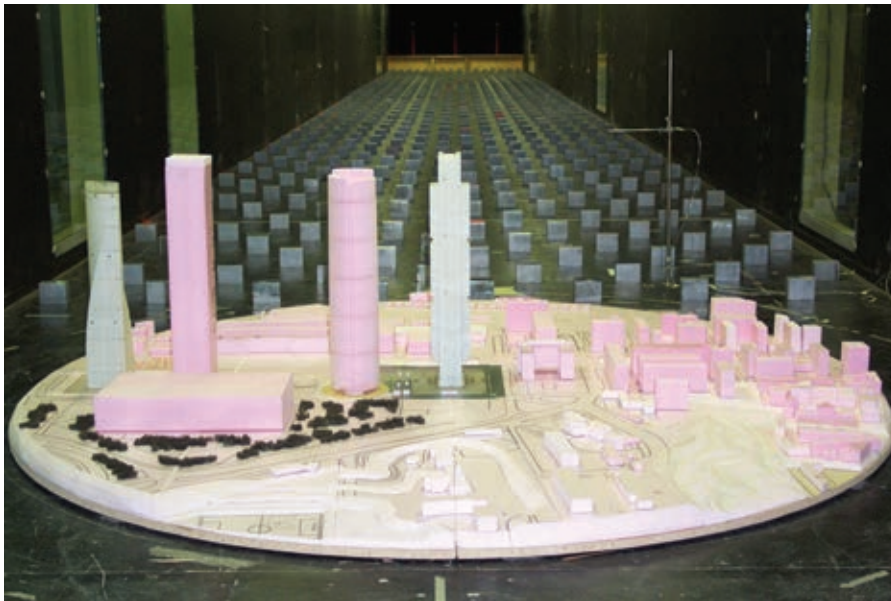


Figura 5. Modelo para el ensayo en túnel de viento.
Figure 5. Wind tunnel proximity model

ulation 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 θ 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 $\alpha=2\%$, 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 20 0 kN shear and 30 kNm 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 $\alpha=2\%$, 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-



Figura 6. Sección Este-Oeste.
Figure 6. Section EW.



Figura 7. 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

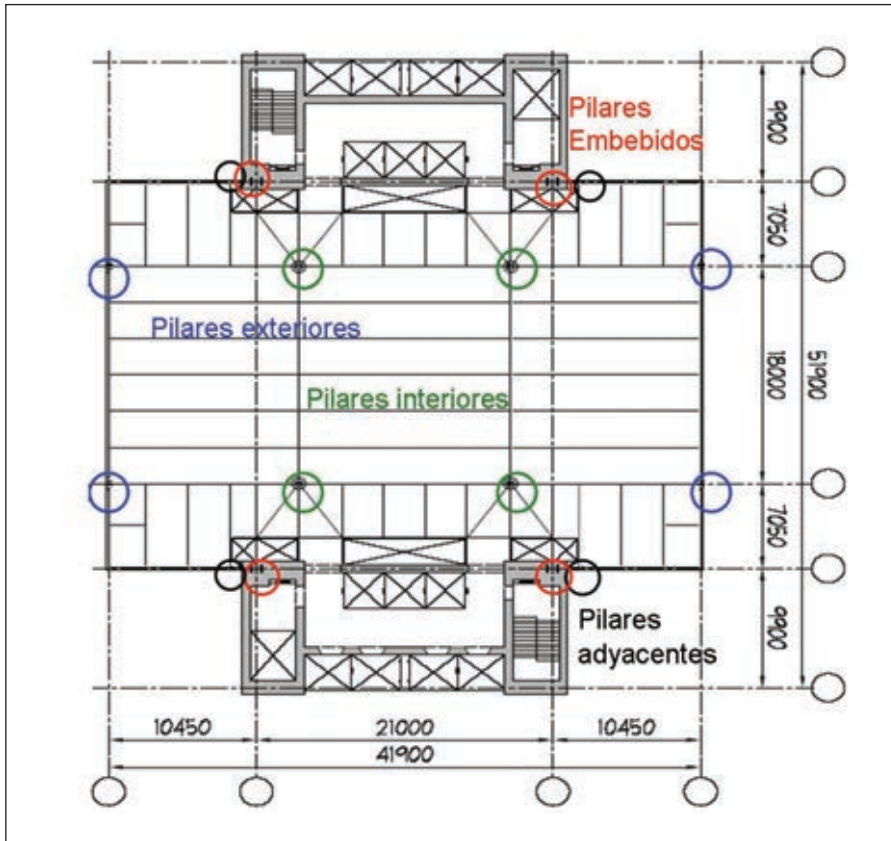


Figura 8. Planta típica de forjado con indicación de la situación de pilares.
Figure 8. Typical floor plan with columns noted.

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 199 data set for Barajas Airport in Madrid (once in 10 year mean gradient wind speed of 2 m/s and a once in 10 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 seg-

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

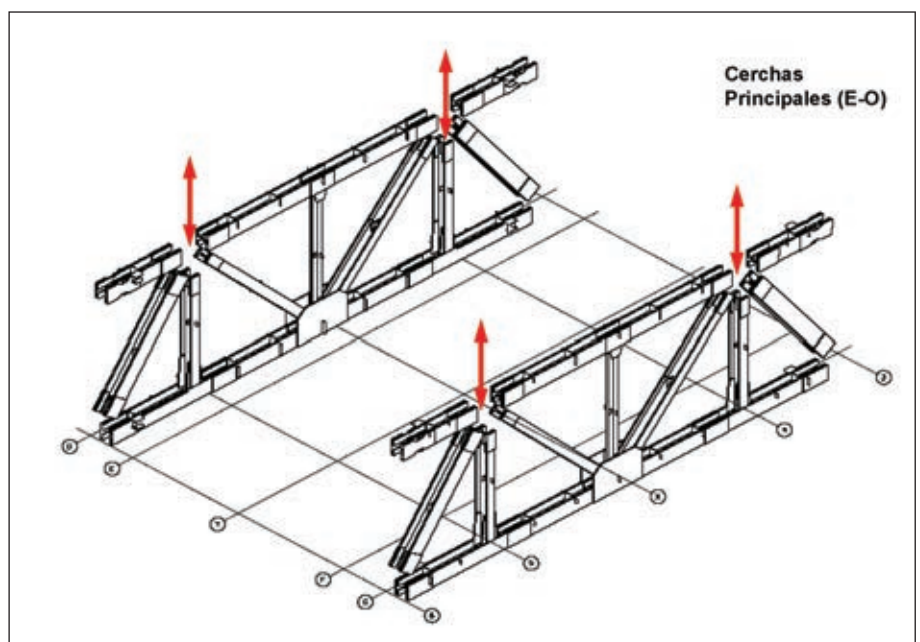


Figura 9. Cercha Este-Oeste. Las flechas rojas indican la situación de las cerchas Norte-Sur.
Figure 9. Truss East-West. Red arrows denote location of North-South trusses.

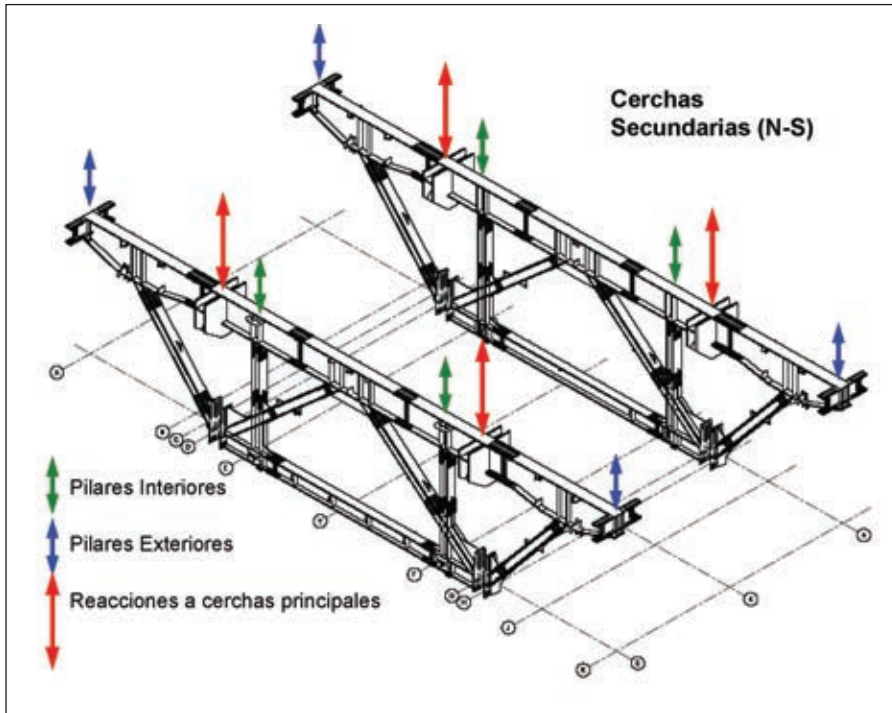


Figura 10. Cerchas Norte-Sur.
 Figure 10. Truss North-South.

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 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 3 m apart. The cores are 3 m long in the North South direction, so the floor plate cantilevers 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

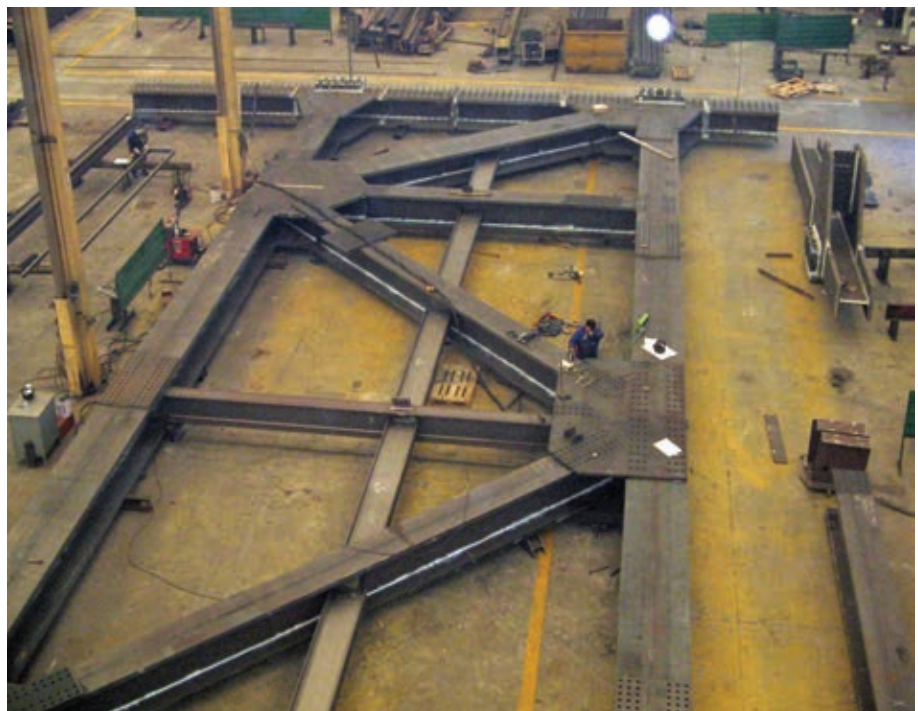


Figura 11. Montaje en taller de cercha principal para asegurar una fabricación adecuada (cortesía de SGS)

Figure 11. Shop assembly of primary truss to ensure proper fabrication (Courtesy of SGS).

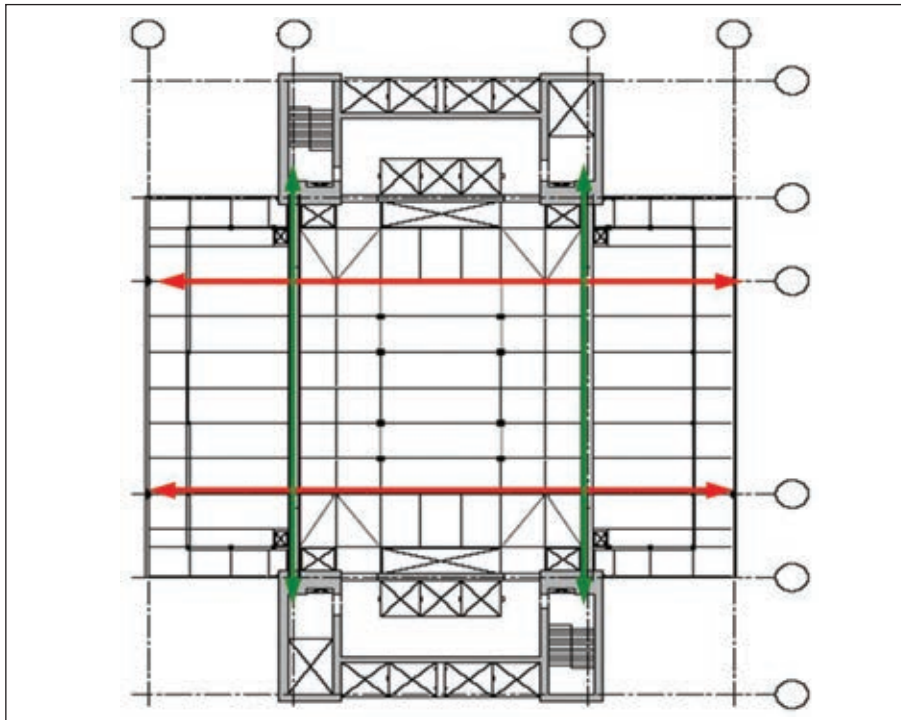


Figura 12. Las flechas verdes indican la posición de las cerchas principales y las flechas rojas la de las secundarias.
Figure 12. Green arrows denote location of primary trusses. Red arrows denote secondary trusses

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 0.8 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 wind 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

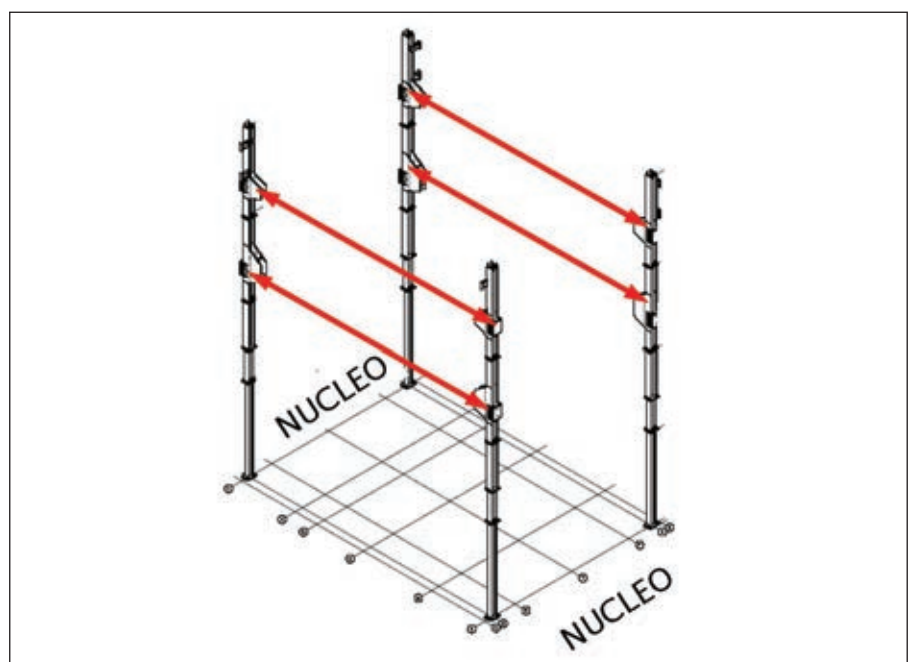


Figura 13. Columnas embebidas con cartelas de montaje a las que se conectan las cerchas principales
Figure 13. Embedded columns with gusset plates to receive primary trusses.



Figura 14a. Conexión del cordón inferior de la cercha principal
 Figure 14a. Primary truss bottom chord connection.

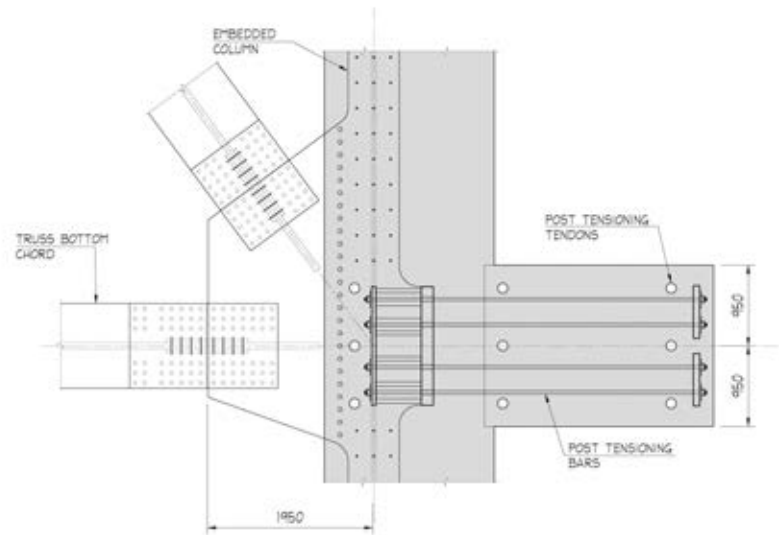


Figura 14b. Detalle de la conexión del cordón inferior.
 Figure 14b. Bottom chord connection detail.

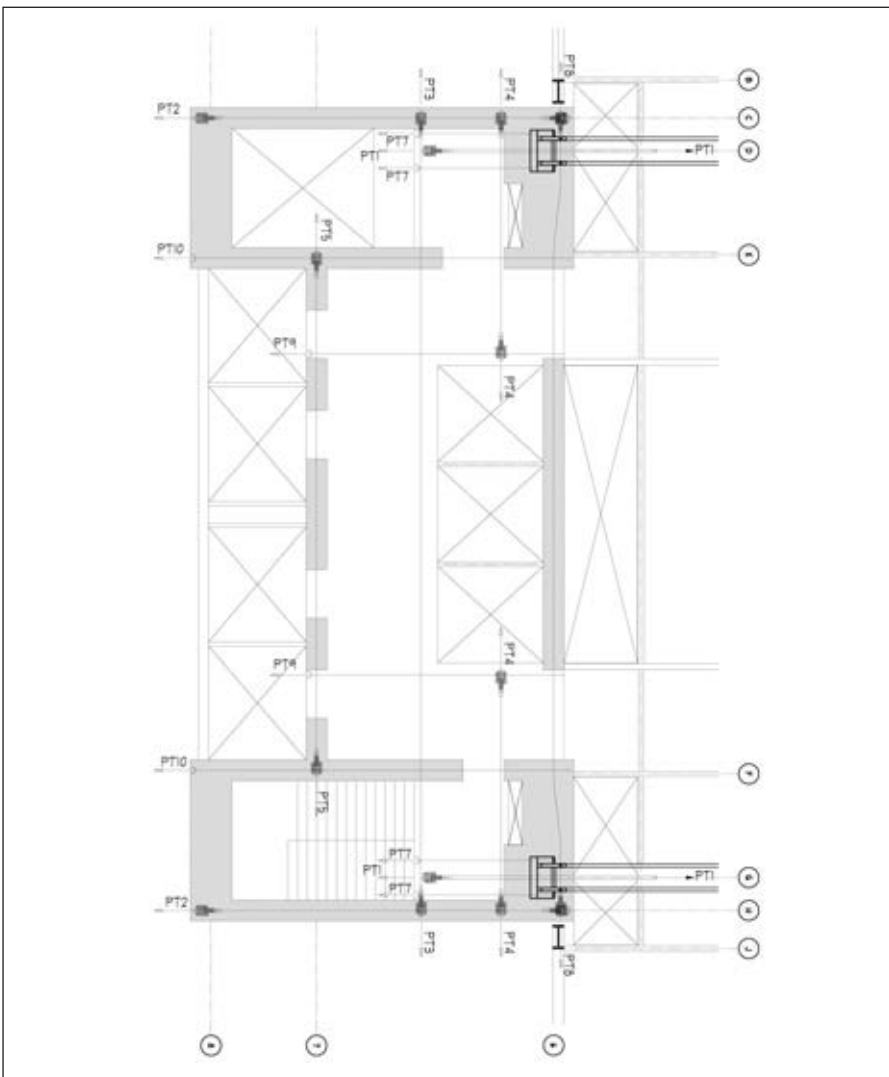


Figura 15. Planta del postesado de la placa-diafragma del núcleo al nivel de los cordones.
 Figure 15. Plan of Post-Tensioning in core slab at truss chord levels.

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 postesado 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,

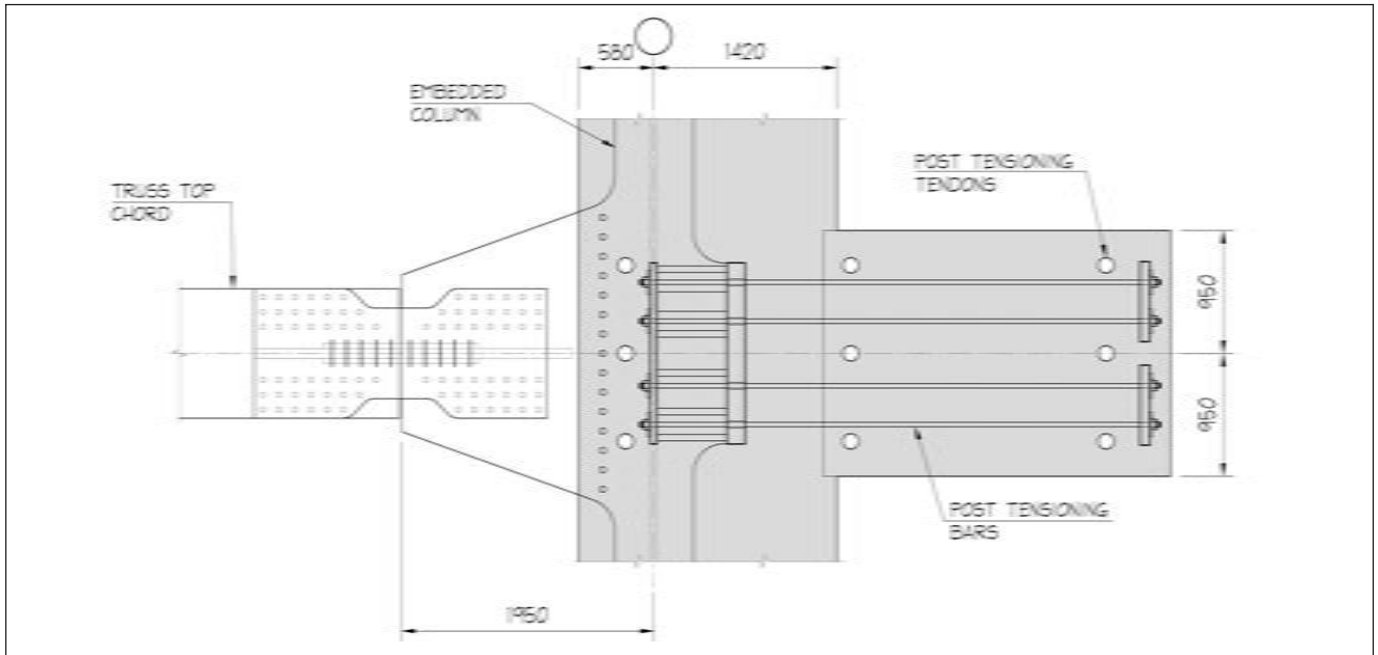


Figura 16. Conexión del cordón superior de la cercha.
Figure 16. Truss top chord connection.

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

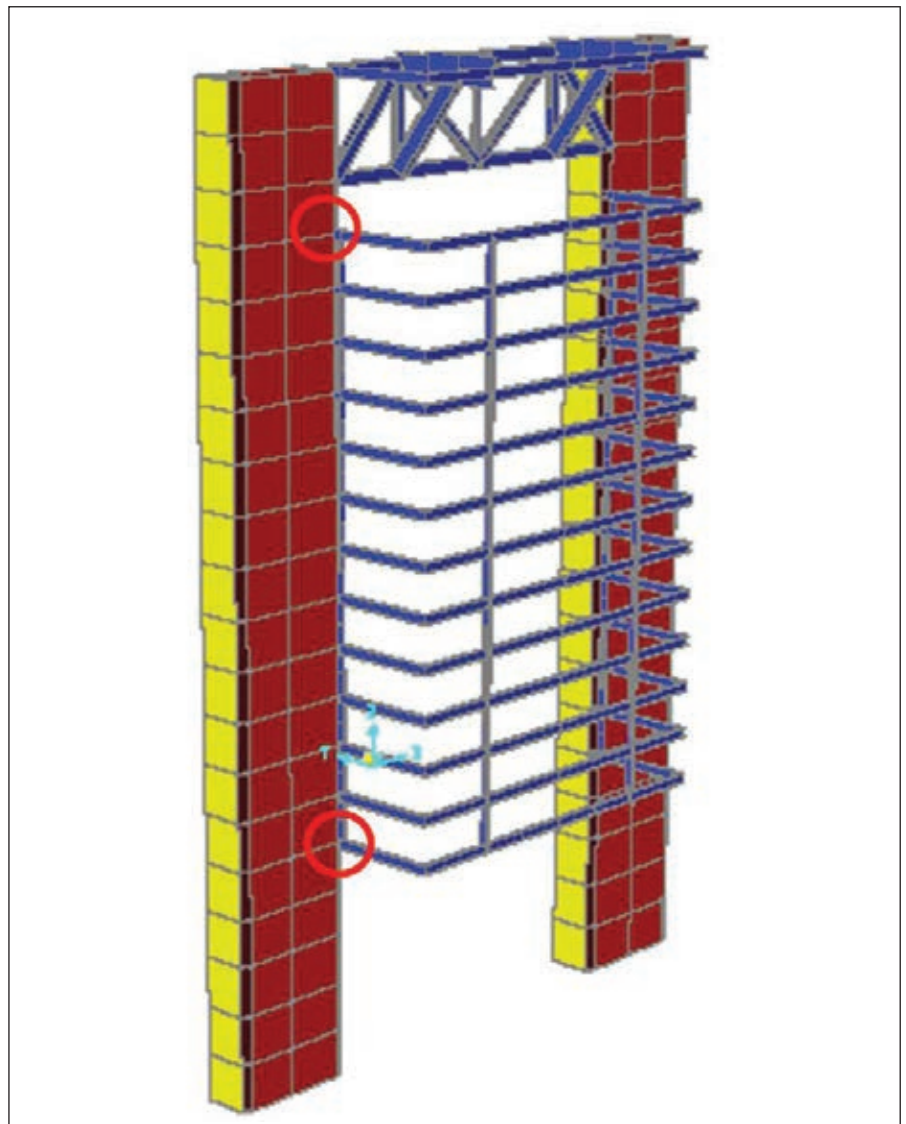


Figura 17. Modelo del programa SAP de las columnas adyacentes al núcleo.
Figure 17. Sap model of columns adjacent to cores.

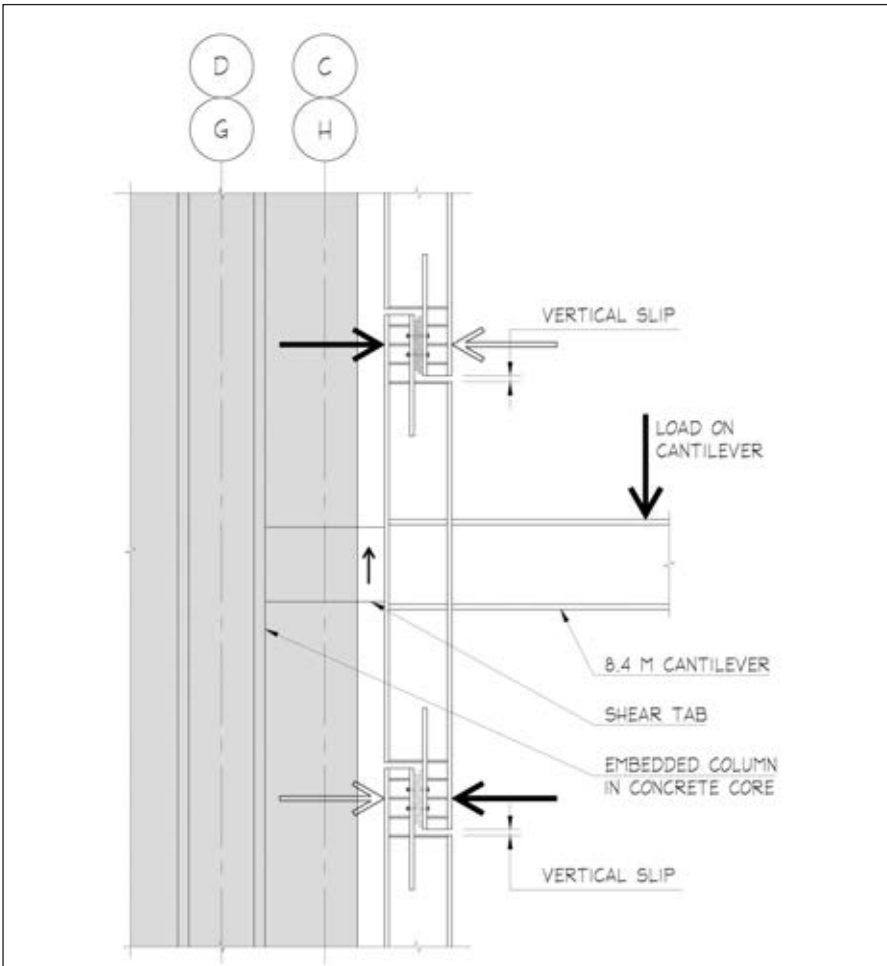


Figura 18. Las cargas gravitatorias del entramado de forjado en voladizo son soportadas mediante una unión a los muros del núcleo simplemente resistente a cortante. La coacción al momento flector la proporcionan el pilar de acero adyacente al muro del núcleo.

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 es-

tructura (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 0.8 m and a rib spacing of 0.8 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.

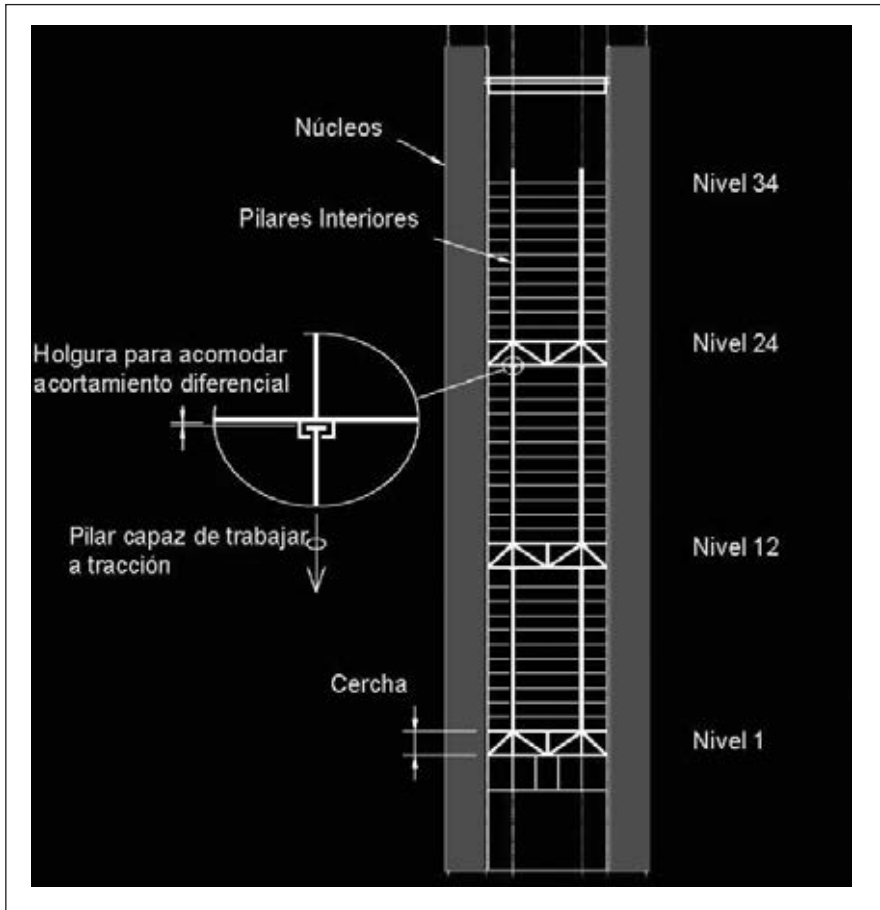


Figura 20. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas principales.
Figure 20. Robustness of primary trusses.

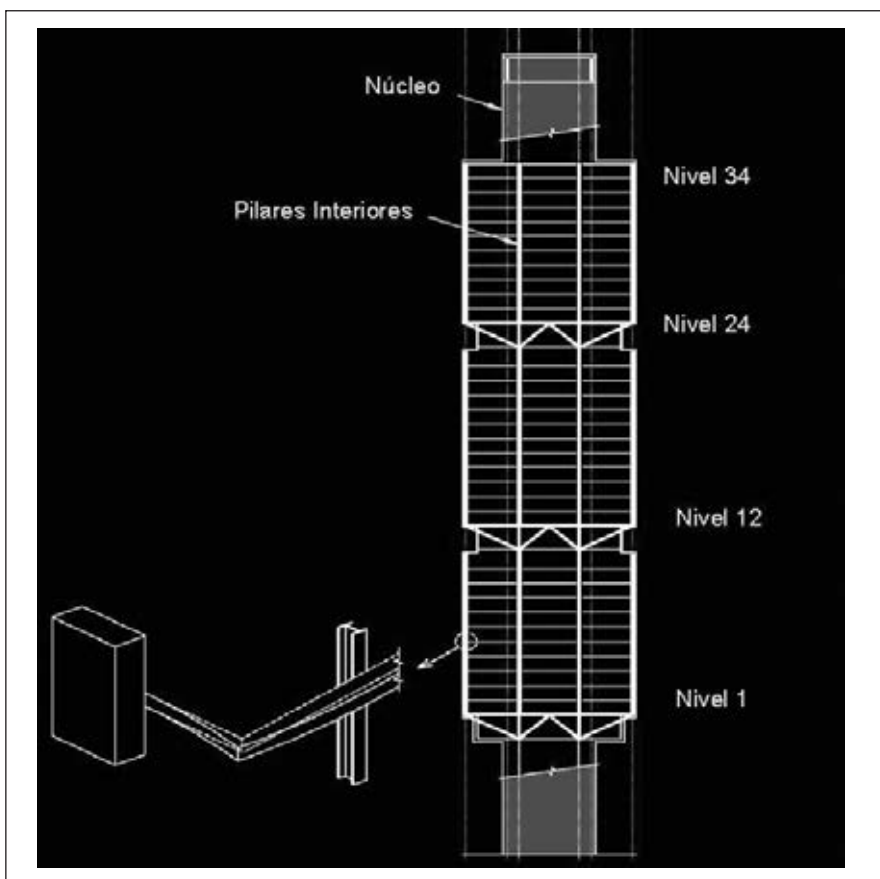


Figura 21. Solidez (¿rigidez?) de las cerchas secundarias y el entramado Vierendeel.
Figure 21. Robustness of secondary trusses and Vierendeel frame.

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.

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 las 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 axiales de los elementos con las fuerzas axiales 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 2×6 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

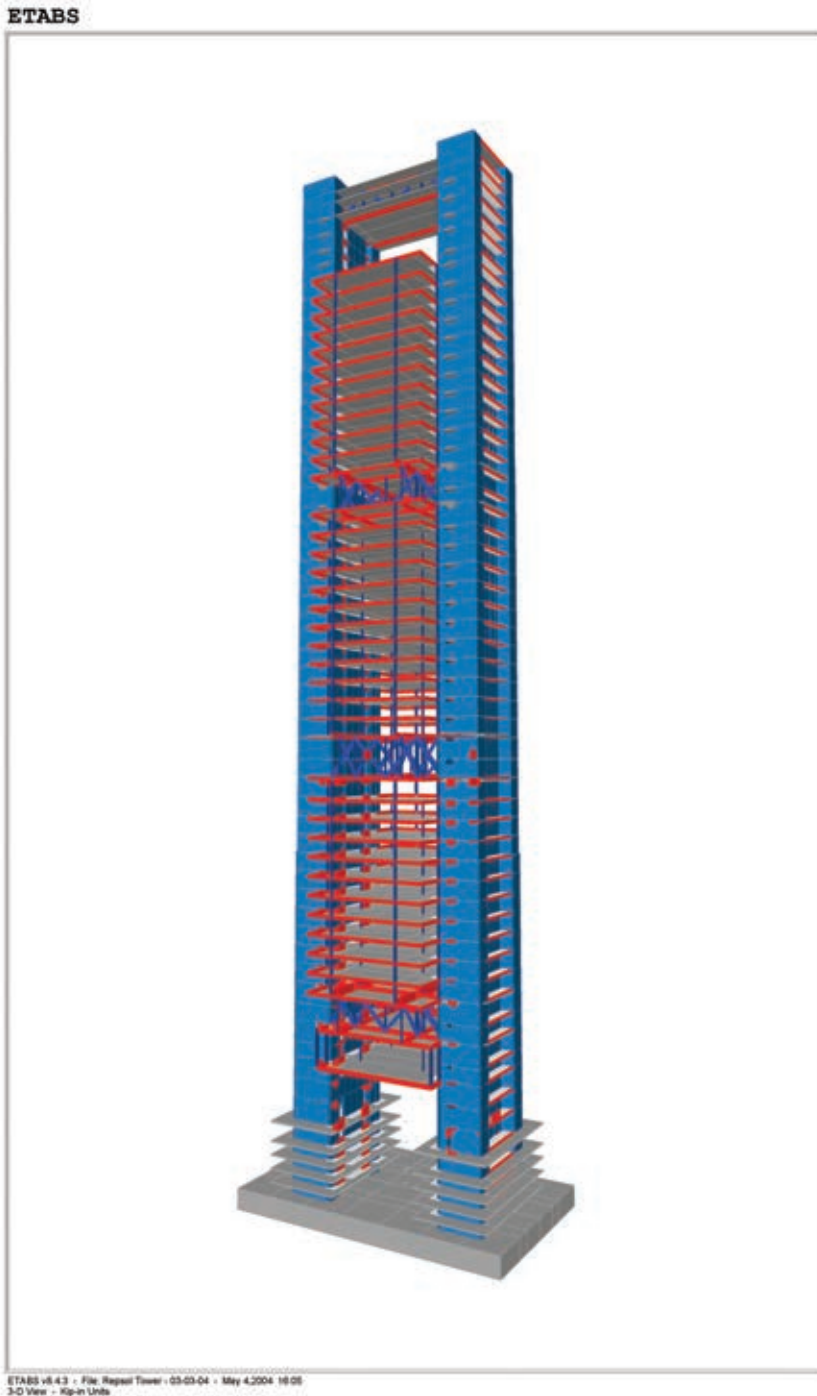


Figura 22. Modelo de análisis del edificio completo mediante ETABS.
Figure 22. ETABS full building analysis model.

- 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 axiales 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



Figura 23. Cercha de transferencia del primer nivel próxima a su finalización.
Figure 23. First transfer truss level nears completion.

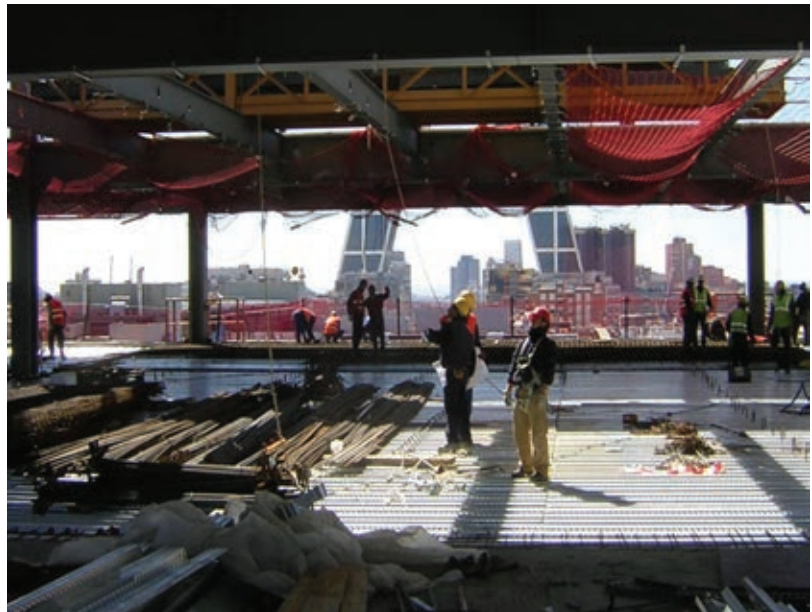


Figura 24. Grandes vistas abiertas desde el interior de una planta de oficinas típica.
Figure 24. Large open views from within typical office floor.

mueras 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 cál-

culo 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

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 were 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 axiales 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).



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)

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 within 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 plate 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 00 0 10
- [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

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 19

[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*.

APÉNDICE A / APPENDIX A

CUADRO DE MATERIALES DE ACERO ESTRUCTURAL / (STRUCTURAL STEEL MATERIALS SCHEDULE)	
PERFIL / MATERIAL (SECTION/MATERIAL)	GRADO DEL ACERO Y LÍMITE ELÁSTICO
PERFILES ALAS ANCHAS, W (WIDE FLANGES WT'S)	S 355 K2G3/G4 (EQUIVALENT: ASTM A992, $F_y = 50$ ksi)
OTROS PERFILES LAMINADOS (OTHER ROLLER SHAPED)	S 275 J2G3 (EQUIVALENT: ASTM A36, $F_y = 36$ 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, $F_y = 50$ ksi)
PLACAS VARIAS DIMENSIONADAS EN LOS PLANOS (MISCELLANEOUS PLATES SIZED ON DWGS.)	S275 J2G3 (EQUIVALENT: ASTM A36 $F_y = 36$ ksi or ASTM A 992, $F_y = 50$ 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, $F_y = 36$ ksi or ASTM A992, $F_y = 50$ 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, $F_y = 46$ ksi)
TUBOS HUECOS REDONDOS ROUND TUBES	ASTM A500, GRADE C, LÍMITE ELÁTICO = 3234 kg/cm ² (EQUIVALENT: ASTM A500, GRADE C, $F_y = 46$ ksi)
TUBERÍAS REDONDAS ROUND PIPES	ASTM A53, TIPO S, GRADE B, LÍM. ELASTICO = 2530 kg/cm ² ASTM A 53, TIPE S, GRADE B, $F_y = 35$ 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; $F_y = 3200$ kg/cm ² (EQUIVALENT: $F_y = 45500$ psi)
PERNOS CONDUCTORES HEADED SHEAR STUDS	EQUIVALENTE ASTM A108 ϕ 19, 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

Ejecución de la estructura Torre Caja Madrid

Erecting the Torre Caja Madrid.

Structural considerations

Jesús Javier Mateos Hernández-Briz⁽¹⁾

José Carlos Hernández Rico⁽²⁾

Recibido / Received: 11/12/2007
Aceptado / Accepted: 31/01/2008

RESUMEN

Las necesidades que el diseño de la torre, tanto arquitectónico como estructural, impone a la ejecución de la misma hace que, más allá de las particularidades propias de un edificio en altura, en la ejecución de la Torre Caja Madrid haya habido que aplicar técnicas mucho más cercanas a las grandes obras civiles que a las habituales en obras de edificación.

A lo largo de este artículo se repasan aquellos elementos singulares de la ejecución que merecen ser destacados.

En primer lugar, tras una breve descripción general de la ejecución de la torre, se hará mención al sistema de control de geometría y a los medios auxiliares de ejecución, pasando posteriormente a describir en detalle la ejecución de los elementos estructurales más significativos de la torre. Capítulo aparte, por complicación y espectacularidad, merece el procedimiento de ejecución del llamado "Arco" que aloja las plantas técnicas superiores y remata el conjunto de la torre.

Palabras clave: rascacielos, estructura metálica, encofrado autotrepante, grúa torre, bombeo de hormigón.

ABSTRACT

Above and beyond the special considerations that need to be taken into account in any high-rise building, the architectural and engineering designs for the Torre Caja Madrid called for techniques more typical of large-scale civil works than building construction *per se*.

This article reviews the features of the building process that stand out for their singularity.

A brief general description of tower erection is followed by a review of the ancillary building equipment deployed and construction surveying, along with a detailed account of how the most significant structural members in the tower were erected. A whole separate section is devoted to the highly complex and spectacular procedure used to build and position the crown, the so-called "arch" that houses the upper machine room storeys.

Key words: Skyscraper, steel structure, slipforms, tower crane, concrete pumping.

⁽¹⁾ Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción.

⁽²⁾ Ingeniero de Minas. Horta Coslada

Persona de contacto / Corresponding author :

1. INTRODUCTION

In the context of the necessarily sequential erection of any high-rise building, in this tower the configuration – with its two cores and steel structure divided into three separate segments, not to mention the geometry of the crown – conditioned the building process [1].

Once the impressive mat foundation slab that supports the entire tower and basement storey structure was completed, construction was begun on the two cores, which had to be built before the steel structure that joins them, a condition that necessitated construction surveying and the use of significant ancillary building equipment (Figure 1).

The unique separation of the office storeys into three multi-storey segments, with very powerful support systems for each segment (the steel structure and its connections to the cores) [2], called for a construction programme that deviated widely from the linear schedule usually followed in a building of this nature, giving rise to long periods in which no progress seemed to be made, although such inactivity was more apparent than real.

Some of the problems that had to be dealt with to bring tower construction to successful completion included the need to use slipforms in the cores, pump concrete to high elevations, heavily reinforce and post-tension slabs, move extraordinarily heavy steel elements, tighten unusually large bolts, employ heavy lifting procedures to position the crown and so on.

All the construction designs and working procedures were developed by engineers in the employ of the FCC- Dragados joint venture, in conjunction with the steel structure contractor, Horta Coslada's, engineering department, under the supervision of SGS, the site quality control firm.

The most relevant construction processes deployed are reviewed in this article.

2. CONSTRUCTION SURVEYING

The construction scheme envisaged, based on building two cores prior to as-

1. INTRODUCCIÓN

Dentro del obligado esquema secuencial de ejecución de todo edificio en altura, la configuración de esta torre, con sus dos núcleos, la estructura metálica conformada en tres bloques independientes, la geometría de coronación, etc. impone condicionantes a la propia ejecución [1].

De esta forma, una vez realizada la imponente losa de cimentación que soporta el conjunto de la torre y la parte de estructura de los sótanos, resultaba imperativo que los dos núcleos fueran creciendo en avance sobre la ejecución de la estructura metálica que los uniría, condicionando sistemas de control de geometría y medios auxiliares de ejecución (Figura 1).

La peculiaridad de la separación en tres bloques de las plantas de oficinas, con las potentísimas estructuras soporte de cada bloque (tanto la parte metálica como su unión con los núcleos) [2], frente a la linealidad de avance que habitualmente se le presupone a un edificio de esta índole, rompe completamente el ritmo de ejecución, provocando aparentes paralizaciones muy lejanas a la realidad.

Sistemas de autotropa para los núcleos, bombeo de hormigón a gran altura, losas fuertemente armadas y postensadas, movimiento de piezas metálicas extraordinariamente pesadas, grandes uniones atornilladas, procedimientos de izado tipo Heavy Lifting para la coronación del edificio, etc., son algunos de los problemas que ha sido necesario abordar para llevar a buen término la construcción de la torre.

Tanto los proyectos de ejecución como los procedimientos de trabajo han sido desarrollados por el personal técnico de la UTE FCC-Dragados y la oficina técnica de Horta Coslada como contratista de estructura metálica y bajo la supervisión de SGS como empresa de control de ejecución.

A lo largo del artículo se hace un repaso de los procesos de ejecución más relevantes en el conjunto de la obra.

2. CONTROL DE LA GEOMETRÍA

El sistema de construcción previsto, basado en la ejecución de los dos núcleos



Figura 1. Vista general de construcción
Figure 1. General view

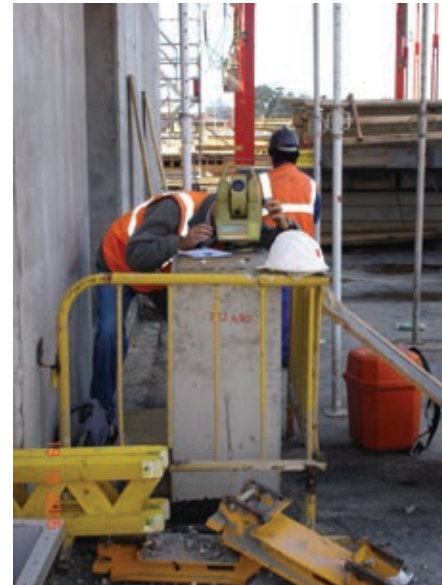
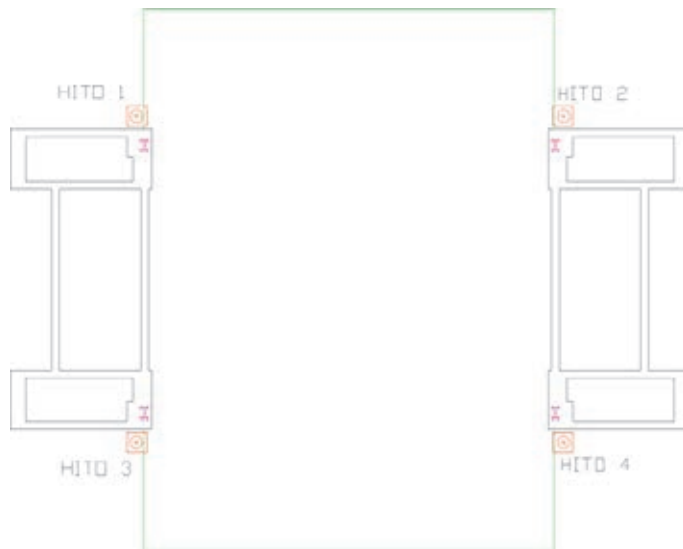


Figura 2. Bases fijas de replanteo. Posición y detalle
Figure 2. Fixed stakes. Position and detail.

en adelantado con respecto al montaje de la estructura metálica que los une, impone una limitación significativa al posicionamiento relativo de tales núcleos, más teniendo en cuenta que el elemento al que se fijan las grandes celosías de la plantas técnicas es un pilar metálico embebido en los mismos a cuyas orejetas se deben atornillar las piezas de las celosías (con una tolerancia bastante estricta).

Se imponía por tanto un riguroso sistema de control de geometría de ejecución que fuera válido tanto para la estructura de hormigón y para la estructura metálica como para los posteriores replanteos de fachada y acabados. Este sistema debía evitar las afec-

ciones que por soleamiento de la estructura, etc., pudieran crear deformaciones que falsearan las mediciones.

El sistema implementado, con objeto de que no se vean limitados los horarios de trabajo por los mencionados efectos de soleamiento, se basa en la creación de sistemas relativos de replanteo por planta, disponiendo bases de coordenadas conocidas en cada planta, bases que sirven para realizar el replanteo local sin verse afectado ya por efectos adversos.

Para ello se establecen 4 bases principales en los encuentros de los núcleos con la torre, materializados mediante hitos de hormigón con placas de centrado forzoso (Figura 2).

sembling the steel structure that joins them, generated a series of imperatives with respect to relative core positioning, a difficulty compounded by the fact that the members to which the huge machine room storey lattice-like frames are attached (with a fairly narrow tolerance) are steel columns embedded in the cores.

Consequently, rigorous construction surveying was needed not only for erection of the structure, but also for subsequent stakeout procedures involving facades and finishes. The system had to be implemented in ways that would prevent distortion of the measurements as a result of warping due to exposure to the sun or similar events.

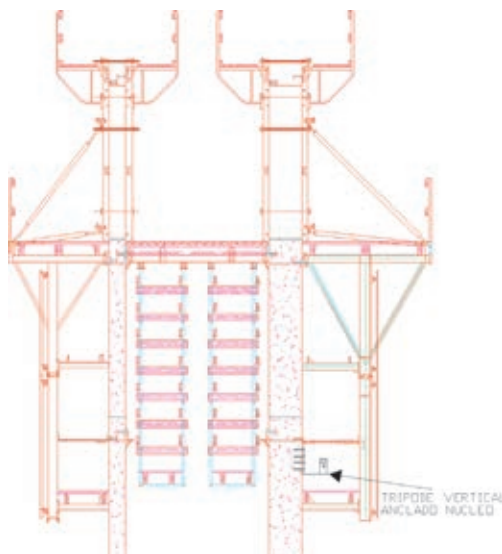


Figura 3. Bases fijas de replanteo. Posición y detalle.
Figure 3. Fixed stakes. Position and detail.

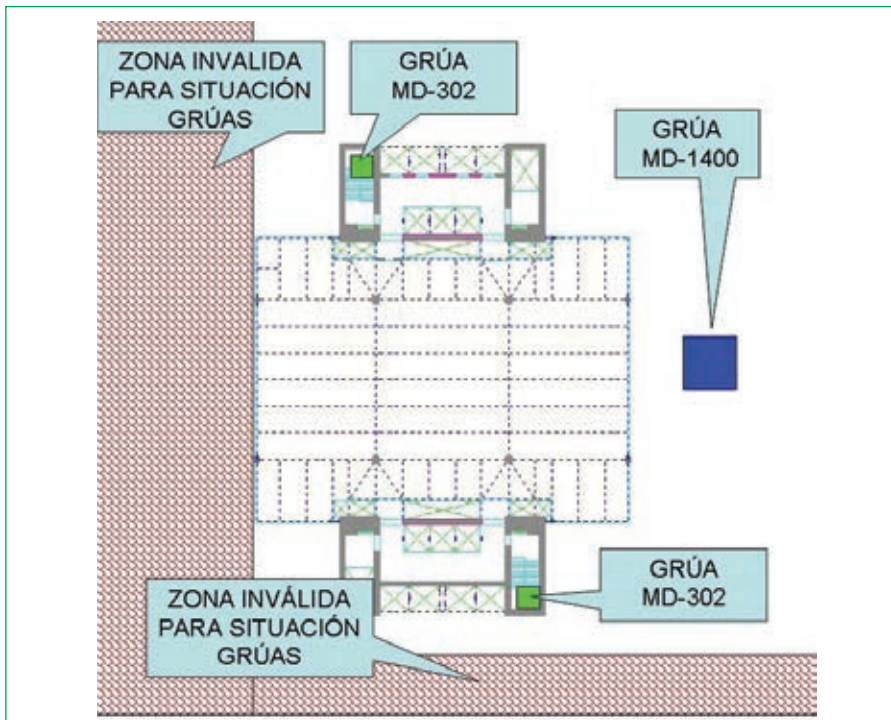


Figura 4. Planta de situación de grúas
Figure 4. Crane situation plan.

To ensure that working hours would not be impacted by the need to avoid the above effects of exposure to the sun, the scheme used was based on the establishment of relative storey-by-storey stakeouts, defining stakes with known coordinates on each storey so local layouts could be conducted free of any such adverse effects.

This entailed defining four main stakes at the abutment between cores and tower, by installing forced centring devices on sizeable blocks of concrete (Figure 2).

These stakes were vertically aligned with optical plumb lines dropped from the core formwork on to steel platforms anchored to the cores (Figure 3).

Stakeouts were performed early in the morning to avoid the effects of exposure to the sun. The above procedures resulted in a system of main stakes at high elevations from which working positions with set coordinates were plotted at different points on the tower.

This system of positions with known coordinates could then be used for all the necessary stakeouts in cores, steel structure, slabs, facades and finishes.

3. ANCILLARY EQUIPMENT

Tower design significantly conditioned the amount and type of ancillary

construction resources that could be used.

On the one hand, the existence of two cores, each with its specific hoisting needs, plus the subsequent assembly of the steel structure and construction of the floor slabs on each storey, called for three separate hoisting facilities in a fairly small area.

And on the other, since the steel components of the machine room storey trusses, some of which weighed up to 320 kN, had to be hoisted to and handled at very high elevations, conventional hoisting equipment was totally inadequate.

In addition, the owners had established a series of requirements regarding bracing points on the facade that limited installation alternatives even further.

For all the foregoing, three tower cranes were mounted. Two Potain MD-302 climbing cranes, with a maximum load capacity of 160 kN and a maximum load at the end of the jib of 120 kN were positioned inside each core to service these areas, as well as for support where required between the two (Figure 4). The third crane, the main crane for assembling the steel structure, had to be able to lift the extra heavy loads mentioned above.

In light of the siting conditions imposed by the geometry of the lot itself and possible bracing needs, the only ac-

Estas bases se traspasan verticalmente mediante plomadas ópticas trabajando desde los propios encofrados del núcleo sobre plataformas metálicas ancladas a los núcleos (Figura 3).

Realizando estas actividades a primera hora de la mañana se evitan los problemas de soleamiento, consiguiendo un sistema principal de bases, ya en altura, que permite trazar puntos de trabajo de coordenadas fijas a distintas alturas de la torre.

Este sistema de puntos de coordenadas conocidas permite ya todos los trabajos de replanteo de núcleos, estructura metálica, forjados, fachadas y acabados.

3. MEDIOS AUXILIARES

El diseño de la torre condiciona de forma importante la cantidad y tipo de los medios auxiliares de ejecución.

Por una parte, la existencia de dos núcleos que se ejecutan en avance cada uno con sus necesidades específicas de elevación, más la ejecución, por detrás de éstos en el tiempo, de la estructura metálica y los forjados de planta, exigen la dotación de tres equipos de elevación independientes en un espacio muy reducido.

Por otra parte, el despiece de la estructura metálica de las cerchas de plantas técnicas obliga a mover en altura piezas de hasta 320 kN, lo que hace que los medios habituales de elevación sean totalmente insuficientes para esta ejecución.

Adicionalmente había una serie de requisitos por parte de la propiedad en cuanto a la disponibilidad de puntos de arriostramiento en fachada que también limitan las posibilidades de instalación.

Por todo ello, se decidió disponer tres grúas torre. Dos de ellas se dispusieron de tipo trepante por el interior de los núcleos, modelo Potain MD-302 con capacidad de 160 kN de carga máxima y 120 kN en punta, para dar servicio a los núcleos y dar apoyo si fuera necesario en la zona central (Figura 4). La tercera grúa es la grúa principal de montaje de la estructura metálica y la que, por tanto, debería ser capaz de mover las grandes cargas que se han mencionado con anterioridad.

Dados los condicionantes de ubicación por la propia geometría de parcela

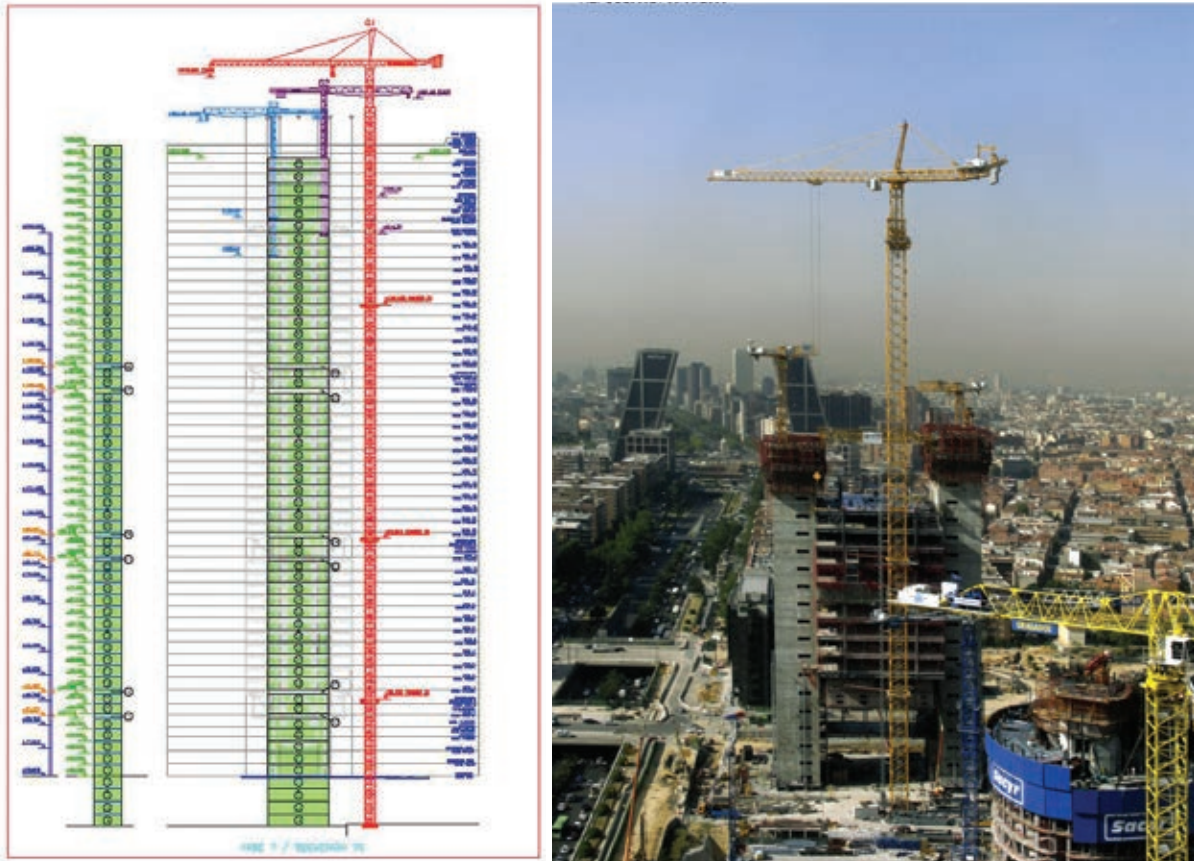


Figura 5. Esquema de arriostamiento y vista general de grúas.
Figure 5. Crane bracing scheme and overview.

y de posibilidad de arriostamiento, la única opción válida de situación para esta grúa principal es la fachada norte de la torre. Esta posición implica que las piezas de 320 kN se deben colocar con un radio de carga ligeramente superior a 40 m (Figura 4).

Para ello es necesaria la utilización de una grúa Potain MD-1400 de 400 kN de

carga máxima, 50 m de pluma y 280 kN de carga en punta. La torre de la grúa solamente se arriosta a la estructura metálica de las plantas técnicas, disponiendo de más de 90 m de altura libre en voladizo por encima del último nivel de arriostamiento (Figura 5).

Entre las tres grúas se cubre la totalidad del área de trabajo en altura. Para

ceptable location for this main crane was the north facade of the tower. This meant that the 320 kN components would have to be positioned at a load radius of slightly over 40 m (Figure 4).

A Potain MD-1400 crane with a 400-kN maximum load, 50 m boom and 280 kN maximum jib load was installed to meet these requirements. This tower crane, which was braced only to the machine room storey steel structure, had over 90 m of cantilevered clear height above the highest brace (Figure 5).

Among them, the three cranes covered all the elevation work needs. A total of four additional tower cranes were used for the below grade work.

The climbing sequence for the three cranes was studied in detail to ensure non-interference with and non-interruption of any worksite activity due to incompatibility with the scheme proposed.

Other significant ancillary equipment included the powered facade scaffolding and the concrete pumping system.

In order to clad the outside surface of the cores with the stainless steel panelling specified in the design, a powered rack and pinion platforms had to be in-



Figura 6. Plataformas eléctricas de fachada.
Figure 6. Electrically powered facade platforms.



Figura 7. Distribuidor de hormigón.
Figure 7. Concrete distributor.

stalled along the entire 250 m height of the core. These platforms were divided into five horizontal sections for greater working flexibility (Figure 6).

The pumping system devised to raise the concrete to the points where it was to be poured consisted in a static pump on the ground storey only, with no re-pumping, and tubing to two hydraulic distributors located on the core formwork itself. These distributors could be re-oriented to concrete the floor slabs on the successive storeys as well (Figure 7).

This system could pump normal density concrete to an elevation of 250 m and lightweight aggregate concrete to over 200 m.

4. CONSTRUCTION WORKS

Construction of the most significant structural members is described below.

4.1. Mat foundation

After the lot was excavated to the foundation elevation, 25 m below street



Figura 8. Fases de hormigonado de losa.
Figure 8. Slab concreting.

los trabajos de sótanos se utilizan hasta 4 grúas torre adicionales.

La secuencia de trepas de las tres grúas que interfieren entre sí fue estudiada al detalle, para conseguir que ningún tajo de la obra pudiera quedar parado por incompatibilidad con el sistema propuesto.

Otros elementos singulares dentro de los medios auxiliares de obra son los andamios eléctricos de fachada y el sistema de bombeo de hormigón.

El hecho de tener que forrar la superficie exterior de los núcleos con el revestimiento de acero inoxidable diseñado, obliga a la instalación de plataformas eléctricas de cremallera que recorran la superficie total de núcleo en sus 250 m de altura. Estas plataformas se dividen horizontalmente en 5 secciones para mayor flexibilidad de trabajo (Figura 6).

La necesidad de elevación de hormigón hasta sus puntos de vertido implica la disposición de un sistema de bombeo mediante una bomba estática en planta baja sin rebombeo y sistemas de tuberías hasta dos distribuidores hidráulicos situados en los propios encofrados de núcleo, que además permiten las derivaciones correspondientes para el hormigonado de los forjados de plantas (Figura 7).

Con este sistema se consigue bombear hormigón de densidad normal hasta 250 m de altura y hormigón de árido ligero hasta más de 200 m.

4. EJECUCIÓN DE LA OBRA

Se describe a continuación la ejecución de los elementos más significativos de la estructura.

4.1. Losa de cimentación

Ejecutado el vaciado del recinto de la parcela hasta la cota de cimentación, 25 m por debajo del nivel de calle, se inicia la ejecución de la losa de cimentación [2].

Esta losa, de 43,80 m x 72 m en planta y 5 m de canto, fuertemente armada, se ejecuta en dos tongadas de 2,50 m de altura y con 17 y 18 bloques cada una,



Figura 9. Parrilla inferior de armadura.
Figure 9. Bottom rebar.

de forma que se limita el tamaño de bloque a hormigonar en 1 día por debajo de los 600 m³ (Figura 8).

Los cerca de 30.000 kN de armadura están dispuestos en hasta 13 capas de barras Ø32 a 0,15 m para la armadura inferior (Figura 9) y otras 8 capas similares para la superior.

Las armaduras verticales de cortante (unas 25.000 barras Ø25) necesitan la disposición de terminales mecánicos de anclaje dada la imposibilidad de introducir barras con patilla en el entramado de la armadura inferior (Figura 10).

Para evitar movimientos no deseados durante el hormigonado de la losa, las armaduras de espera de núcleos se disponen ancladas a una estructura metálica que, a modo de plantilla, asegura el correcto posicionamiento de las barras al final del hormigonado (Figura 11).

El hormigonado de los dados se realiza al tresbolillo de forma que se consigue contrarrestar al máximo el efecto de la retracción entre dos bloques consecutivos. En cualquier caso se dejan previstos tubos para la posterior inyección de las juntas de hormigonado entre bloques.

4.2. Núcleos

En la ejecución de los núcleos se deben distinguir claramente dos tramos.

De losa de cimentación hasta planta baja los núcleos se ejecutan mediante técnicas convencionales (consolas de trepa en huecos y paneles en caras exteriores) intercalando ejecución de muros de núcleo y de forjados.

A partir del nivel de planta baja, y dado que los núcleos se construyen exentos, es imperativa la utilización de sistemas de trepa en todo el perímetro de los mismos.



Figura 10. Terminal mecánico de anclaje en barra de cortante.
Figure 10. Mechanical anchorage for shear rebar.

level, work was begun to build the mat foundation [7].

This heavily reinforced slab, measuring 30 m wide by 20 m long and 5 m deep, was laid in two 2.50 m lifts consisting in 17 and 18 units each, so that no more than 600 m³ of concrete was poured on any one day (Figure 8).

Nearly 30,000 kN of reinforcing steel were laid in up to 13 layers of 32 mm Ø bars spaced at 0.15 m intervals on the bottom (Figure 9), and up to 8 similar layers on the top of the mat.

The vertical shear rebar (around 25,000 bars of 25 mm Ø bars) had to be anchored mechanically for lack of space for hooked rebar in the lower reinforcement grid (Figure 10).

The continuing steel in the cores was anchored to a steel template-like structure to prevent undesired movements during concreting and ensure the proper positioning of the bars at the end of that operation (Figure 11).

Concreting was staggered to reduce the effect of shrinkage between two consecutive units to a minimum. In any event, tubing was prepared for the subsequent injection of concrete for construction joints between units.

4.2. Cores

Core construction consisted in two distinct stages.



Figura 11. Plantilla para armaduras de espera de núcleo.
Figure 11. Template for continuing steel in the core.

From the foundation mat to the ground storey the cores were built using conventional methods (slipforms in the inner and panelling on the outer sides), alternating core wall and slab construction.

From the ground storey up, since the cores were built as freestanding structures, slipforms had to be used around the entire perimeter.

Since the perimeter of the wall to be erected was particularly large due to the three-cell configuration of the cores, a slipform system was chosen over a crane-climbing system, for the latter would have placed too heavy a workload on the crane.

The slipform system is conceptually identical to conventional climbing procedures, but it is fitted with a series of hydraulic jacks and tracks attached to supports in the wall under construction that lift the form and attached platforms autonomously.

In this specific job, five separate sections of forms were used in each core. In addition to the forms and work platforms, the system also raised the concrete pumping distributor (Figure 12).

The slipforms were designed for concreting standard storeys 4.70 m high, although this dimension could be varied depending on the heights required, up to 5 m in the machine areas, for instance.

Como el perímetro de muro a ejecutar es significativamente grande por la configuración tricelular en planta de cada núcleo, se plantea la necesidad de no sobrecargar de trabajo la grúa con la elevación de los módulos de trepa por lo que se opta por la utilización de un sistema de autotrepa.

Este sistema es, conceptualmente, idéntico a la trepa convencional con la única diferencia de que dispone de un sistema hidráulico que le permite, mediante un sistema de gatos y carriles fijados a soportes en el propio muro, efectuar por sí mismo los movimientos de trepado sin ocupar recurso de grúa.

En el caso particular de esta obra, el sistema de encofrados se distribuye entre 5 secciones independientes por núcleo. Junto con todos los encofrados y plataformas de trabajo el sistema es capaz de elevar el brazo distribuidor del sistema de bombeo de hormigón (Figura 12).

El encofrado permite la ejecución de trepas tipo de 4,70 m de altura aunque posibilita la variación de ésta según las distintas alturas de planta en las zonas técnicas hasta un máximo de 5 m.

Embebidos en el interior de los núcleos se disponen unos potentes pilares metálicos que reciben las cargas localizadas de la estructura metálica para transmitirla al hormigón.

Las losas interiores de los núcleos se van ejecutando posteriormente, haciendo la conexión de armaduras mediante manguitos roscados.



Figura 12. Estructura del encofrado autotrepante
Figure 12. Slipform structure.

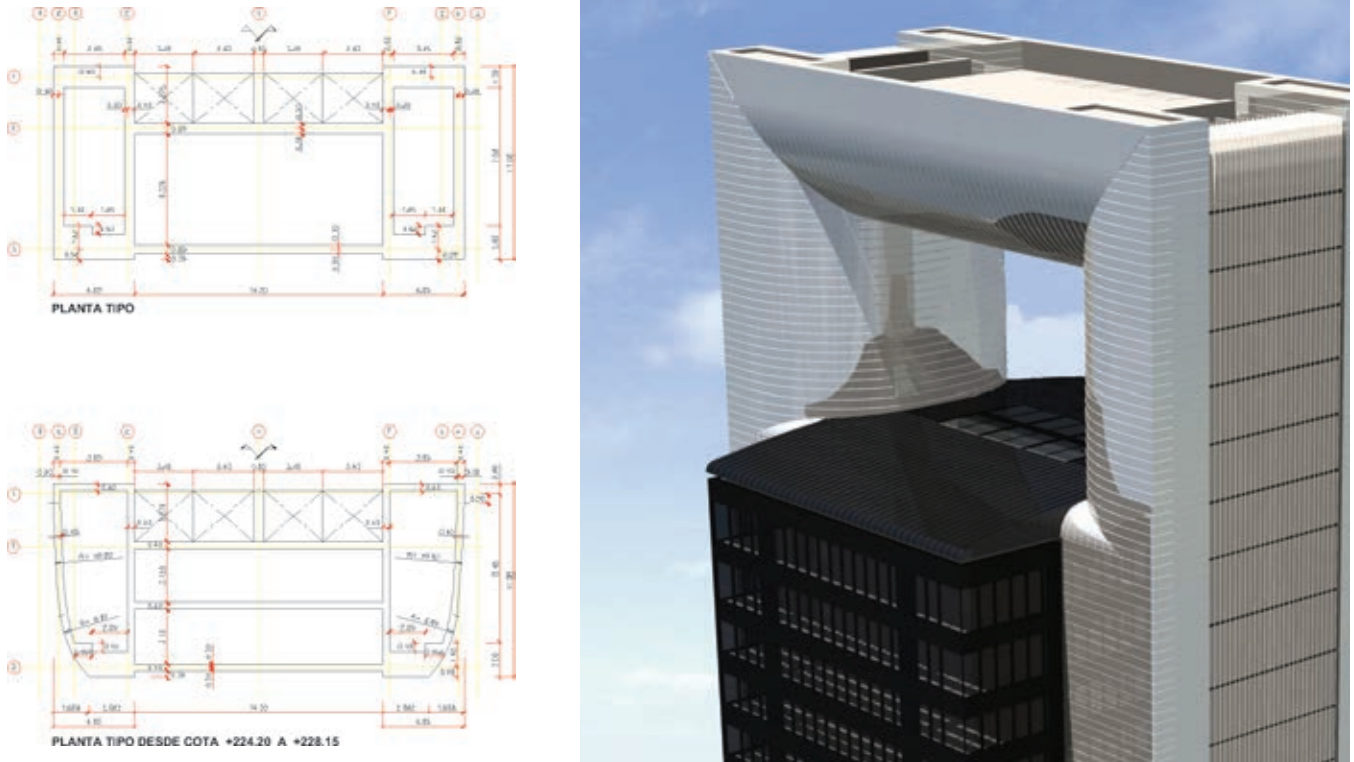


Figura 13. Geometría de la coronación de núcleos
 Figure 13. Core crown geometry.

The powerful steel columns embedded in the core transmit the local loads received from the steel structure to the surrounding concrete.

In subsequent stages when the inner slabs were built, the core and slab reinforcement bars were tied with threaded sleeves.

The core cross-section is nearly constant throughout (with the exception of variations in the wall thickness, tapering on the inside) up to the level of the roof over the offices, at which point the outer walls curve (Figure 13). At the abutment between the cores and the centre of the arch, the former change shape again to accommodate the central structure (see the isometric projection of the topmost lifts of concrete in Figure 14).

Another interesting feature of tower construction was the procedure used to build the 1.90 m deep slabs that concur with the connections between the cores and the machine room storey truss upper and lower chords, an arrangement that makes them heavily reinforced, post-tensioned diaphragms.

Since the post-tensioned steel was anchored on the outer side of the walls and the design called for a high ratio of passive steel to connect the wall and the slabs, the building method used on the standard storeys – in which the slabs

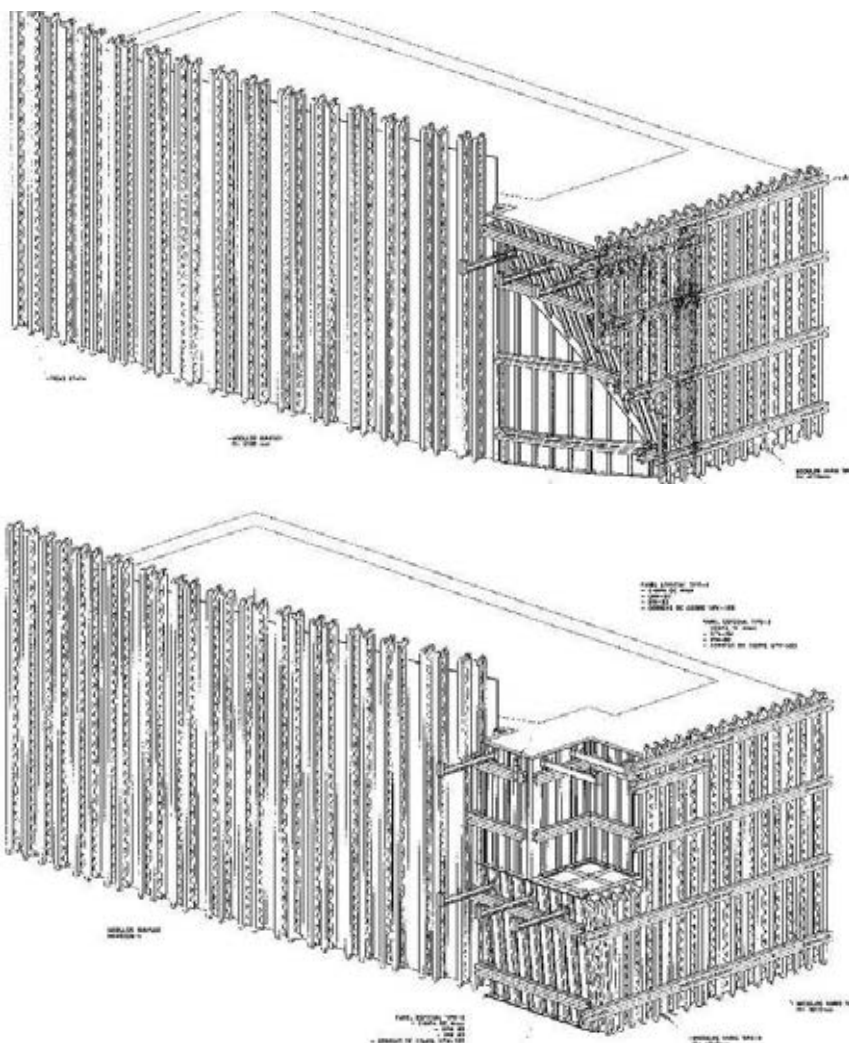


Figura 14. Encofrado de coronación del núcleo con ménsulas para apoyo del arco.
 Figure 14. Core crown formwork and corbelling to support the arch.



Figura 15. Estructura soporte del encofrado de losa de 1,90 m.
Figure 15. Shoring for the 1.90-slab formwork.

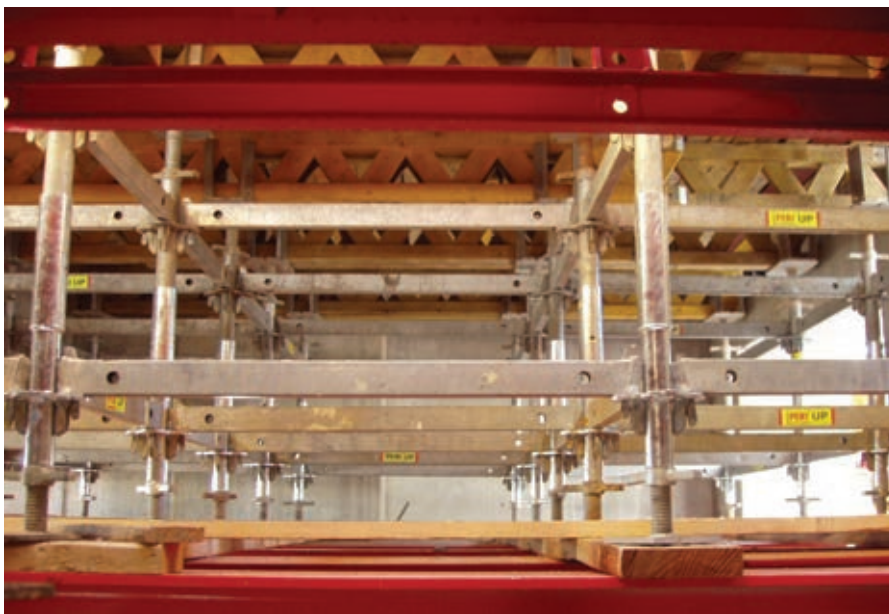


Figura 16. Cimbra de apoyo del encofrado.
Figure 16. Formwork shoring.

were laid and the rebar tied after the walls were erected – could not be used here.

Rather, slabs and walls had to be built monolithically, pouring a special 1.9 m lift of concrete across the entire area of the core (except in the lift shaft and stair well).

The work sequence for this stage of construction was as follows:

1. After the wall was concreted up to the elevation where the 1.90-m slab was to be laid, all the inner formwork platforms were removed.

2. A series of supports was then positioned on the inner core wall to carry the steel beams on which the horizontal formwork for the slab would rest (Figure 15).

3. The shoring was then mounted on these beams to leave room for subsequent brace removal and form stripping (Figure 16).

4. The formwork was set on the shoring. Over 650 kN of rebar were then laid in position and sheathes were wrapped around the 4 tendons comprising from 19 to 37 0.6" wires and the 16 post-tensioned 75-mm Ø bars placed in each slab (Figure 17).

Once the slab was concreted and the core slipforms were raised, all the inner slipform platforms had to be re-assembled.

After the slab forms were stripped, the cables were threaded and tensioned from the respective slipform platforms (Figure 18).

La sección de núcleo permanece casi constante (salvo variaciones de los espesores de los muros por el interior) en toda la altura hasta que se alcanza el nivel de cubierta de oficinas, en el que aparecen unas formas curvas en el exterior (Figura 13). Estas formas, al alcanzar el arco, se vuelven a transformar para producir el apoyo de la estructura del mismo como se puede apreciar en la isométrica de los encofrados de las últimas trepas (Figura 14).

Mención aparte merece la ejecución de las losas que, por coincidir con la conexión de los cordones inferiores y superiores de las cerchas de plantas técnicas, se convierten en diafragmas de 1,90 m de canto fuertemente armados y postesados.

Dado que el anclaje de los cables de postesado se produce en las caras exteriores de los muros y debido a la importante cuantía de la armadura pasiva que los conecta, es imposible aplicar en estas losas el sistema con el que se ejecuta el resto, esto es, trepar primero los muros y posteriormente ejecutar las losas conectando la armadura con manguitos.

Se impone ejecutar de forma monolítica losas y muros en una trepa especial de 1,90 m pero que afecta a toda la superficie del núcleo (excepto los huecos de ascensores y escaleras).

Para ello se debe realizar la siguiente secuencia de trabajos:

1. Finalizada la trepa de muros anterior a la losa de 1,90 m se desmonta la totalidad de plataformas interiores del sistema de encofrados.

2. En el hueco se dispone un sistema de apoyos para unas vigas metálicas que sirvan de soporte al encofrado horizontal de la losa (Figura 15).

3. Sobre estas vigas se monta un cimbra baja que permita luego hacer los trabajos de desapeo y desencofrado de la losa (Figura 16).

4. Sobre esta cimbra se monta ya el encofrado en sí y se inician los trabajos de ferrallado de los más de 650 kN de acero y montaje de vainas para los 44 tendones de entre 19 y 37 cables de 0,6” y las 16 barras postesadas de Ø75 mm de cada losa (Figura 17).

Una vez hormigonada la losa y realizado el trepado de los encofrados de núcleos, se debe volver a montar todo el sistema de plataformas interiores de la autotrepa.

Ya desencofrada la losa se procede al enfilado y tesado de los distintos cables desde las propias plataformas de la autotrepa (Figura 18).

Esta secuencia se produce seis veces en cada núcleo.

4.3. Estructura metálica

Dentro del epígrafe “Estructura Metálica” de esta torre se engloban diversos trabajos, como los pilares embebidos de los que ya se ha hablado al des-



Figura 17. Armadura y vainas de postesado en losa de 1,90 m.
Figure 17. Post-tensioned rebar and sheaths in the 1.90-m slab.

cribir la ejecución de los núcleos, las cerchas de las plantas técnicas, la viguería de plantas tipo, las estructuras especiales para ascensores, auditorio, etc., cada uno con sus particularidades, pero todos con el factor común de la singularidad que el diseño y el cálculo imprimen a todo el proyecto.

Todos los planos correspondientes a la ingeniería de taller de la estructura fabricada están basados en minuciosos modelos 3D de la estructura que desarrollan hasta el último detalle el proyecto facilitado por los proyectistas de la estructura (Figura 19).

This sequence was performed six times in each core.

4.3. Steel structure

In the Caja Madrid tower, the term “steel structure” covers a number of different members, including the embedded columns (referred to in the item describing core construction), the trusses in the machine storeys, the beams in the standard storeys, and the special structures for lifts, auditorium and so on, each with its own specific features but all characterized by the singularity con-



Figura 18. Losa desencofrada. Vista antes y después del tesado de cables.
Figure 18. Stripped slab. View before and after cable tensioning.

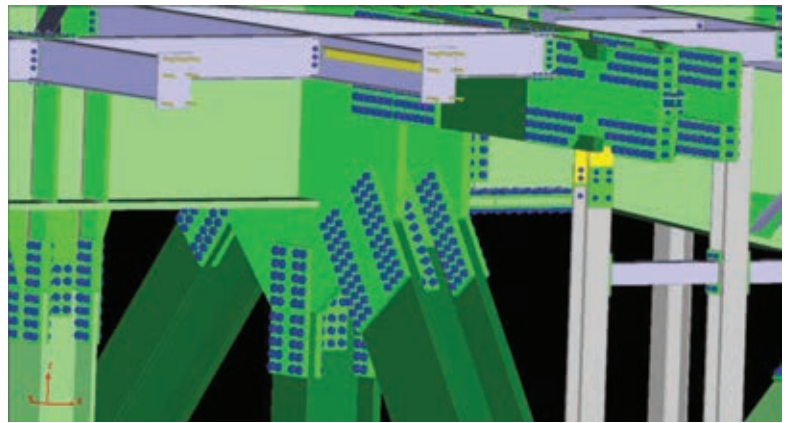
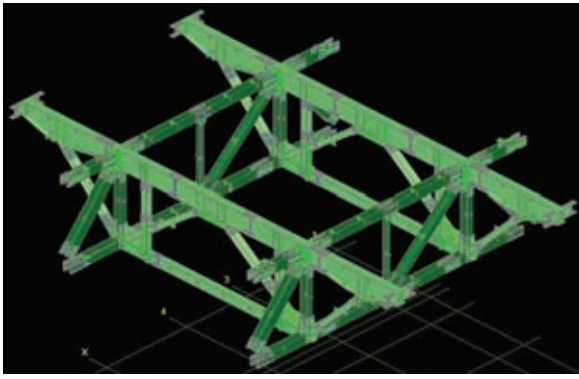


Figura 19. Vistas del modelado 3D de la estructura para el proyecto de taller.
Figura 19. Three-dimensional modelling of the structure for shop drawings.

veyed to the entire project by the engineering and architectural designs.

All the shop engineering drawings for the prefabricated structure were based on minute 3D models of the structure depicting the design details, down to the smallest, provided by the structural design engineers (Figure 19).

The approximate weight of the steel structure is 110 0 kN, and while it is essentially bolted, some welding was involved in both the main trusses on the machine room storeys and the girders in the arch and office storeys: "SMAW" in beam connections on standard storeys, embedded plates in the concrete core and in the structure for the lifts; and "FCAW" and "GMAW" in the joints on the office storey facade columns and the columns embedded in the core walls. The latter support the main trusses on which the secondary structure, namely the office storeys, rest.

Both the embedded columns and the machine room storey trusses are made

with S460NL sheet steel shapes up to 100 mm thick, supplied from the shop in sections weighing up to 6 kN. This necessitated the installation of tall, heavy duty tower cranes for site unloading, hoisting and assembly (Figure 20).

ASTM490-type bolts were used for the bolted joints: a total of 24,000 3/4" and 105,000 1" diameter bolts were used in the machine room storeys, standard office storeys, upper machine room storeys and auditorium; and 1 1/2" diameter bolts up to 11 3/4" long and weighing 3.55 kg/bolt were used in the main machine room storey trusses and the 4,700-mm deep plate girders at the top of the arch. DTI (direct tension indicator) washers were used to monitor slip critical joints, both to self-monitor bolt tightening and streamline quality control procedures.

In all, approximately 2500 kN of bolts were used, or a ratio of 22.72 N of bolts per kN of structure. Inasmuch as the bolting and tightening operations in structural joints constitute not only a

El peso aproximado de la estructura metálica es de 110.000 kN y aunque se ha tratado de una estructura preferentemente atornillada, tanto en cerchas principales de las plantas técnicas como en jácenas del arco y plantas de oficinas, se han ejecutado uniones soldadas: "SMAW" en conexiones de las vigas de las plantas tipo a los núcleos de hormigón mediante placas embebidas y estructura de ascensores y "FCAW" y "GMAW" en uniones de pilares de fachada de las plantas de oficinas y pilares embebidos en los muros de los núcleos sobre los cuales apoyan las cerchas principales que constituyen el apoyo de la estructura secundaria conformada por las plantas de oficinas.

Tanto los pilares embebidos como las cerchas de las plantas técnicas están fabricadas con perfiles armados en chapa S460NL de espesores de hasta 100 mm constituyendo piezas suministradas desde los talleres de hasta 360 kN, que condicionaron la instalación de grúas torre



Figura 20. Pilar embebido y cerchas principales.
Figure 20. Embedded column and main trusses.



Figura 21. Apriete de uniones atornilladas.
Figure 21. Tightening bolted joints.

de gran capacidad de elevación y altura para su descarga en obra, izado y montaje (Figura 20).

Para las uniones atornilladas se emplea tornillería ASTM490: de 3/4" y 1" de diámetro, con un total de 24.000 y 105.000 unidades respectivamente, utilizada en plantas técnicas, plantas tipo de oficinas, plantas técnicas del arco superior y auditorio; y de 42.000 unidades de 1 1/2" de diámetro y de hasta 11 3/4" de longitud y 3,55 kg/ud, empleadas en cerchas de plantas técnicas principales y jácenas-vigas "pared" de 4.700 mm de canto para el arco superior. Para el control del pretensado de las uniones "Slip Critical" se emplean arandelas DTI "Indicadores Directos de Tensión" permitiendo a la vez un autocontrol del operario del apriete, y agilidad a la hora de llevar a cabo el control de calidad.

En total se emplean aproximadamente 2500 kN de tornillería, lo que supone un ratio de 22,72 N de tornillería por kN de estructura. Dado que las operaciones de atornillado y apriete de la tornillería de las uniones de la estructura suponen una carga de trabajo y un punto crítico en la consecución de los hitos parciales y de los plazos generales de ejecución, se elaboró un estudio minucioso de los rendimientos de apriete, obteniendo como mejores resultados medios para el apriete los de 7 uds/h-operario para la tornillería de 1 1/2" de diámetro y de 14 uds/h-operario para la tornillería de 3/4" y 1" de diámetro. Para el apriete se

emplean llaves neumáticas de impacto de 16 kg de peso y llaves hidráulicas de control de par (Figura 21).

Otro de los aspectos importantes y complejos en una construcción metálica como ésta, y puesto que no se dispone de espacio suficiente para el acopio de estructura a pie de torre, es la logística y transporte a obra de las piezas desde los talleres en Arteixo (La Coruña) con una secuencia aproximada de entrega de material de 5 envíos por semana durante toda la obra, de forma que permite disponer de material para montar una planta de estructura metálica por semana.

Las 3 cerchas metálicas de las plantas técnicas PT1 en cota +39, PT2 en cota +102, y PT3 en cota +168, sobre las que descansan los tres bloques de plantas de oficinas, pesan aproximadamente 7800 kN/cercha, fabricadas en acero S460NL. Para el montaje del conjunto de cerchas de PT1 y siguiendo una secuencia de montaje por piezas con 15 fases de ejecución, se dispone de un conjunto de 4 torres de apeo de 24 m de altura apoyadas en planta baja y que llevan las cargas a la losa de cimentación de la torre bajo las 5 plantas de sótanos mediante puntales metálicos. En cambio, para el montaje de las cerchas de las plantas técnicas PT2 y PT3, se apean las cerchas sobre los cuatro pilares centrales del bloque de oficinas anterior (Figura 22). Para el acceso de los operarios en las operaciones de montaje y apriete de la tornillería se emplean plataformas de 42 m de altura

substantial but a critical work item for both partial and overall construction deadlines, a detailed study of tightening performance was conducted. The findings showed that the shortest mean tightening times were 7 bolts/man hour for 1 1/2" diameter bolts and 14 bolts/man hour for 3/4" and 1" diameter bolts. Tightening was done with 16-kg pneumatic impact spanners and hydraulic torque control spanners (Figure 21).

Another complexity encountered in a steel structure building such as this, with insufficient space at the foot of the tower to stockpile structural components, was the logistics involved in shipping members from shops at Arteixo in the province of La Coruña at a rate of approximately five shipments per week throughout the works, to ensure sufficient inventory to assemble the steel structure for one entire storey each week.

The three steel trusses on machine room storeys PT1 at elevation +39, PT2 at +102 and PT3 at +168 which support the three office segments, are made from steel and weigh approximately 7800 kN/truss. A series of four 24-m high support towers resting on the ground storey and carrying the loads across steel braces to the mat foundation located underneath the five basement storeys were deployed for the piece-by-piece, 15-stage assembly of the PT1 trusses. During machine room storey PT2 and PT3 assembly, by contrast, the trusses rested on the four central columns in the office segment im-



Figura 22. Apeos de cerchas en planta PT1 (izda.) y en PT 2 y PT3 (dcha.).
Figure 22. Supports for PT1 (left) and PT2 and PT3 (right) trusses.

mediately below (Figure 22). Workers accessed the PT1 trusses for assembly and tightening operations from a 42-m high aerial platform standing on the ground storey, and the P2 and P3 trusses from 18-m high platforms resting on the top storey of the office segment immediately below.

During assembly of the trusses that connect the two cores, a “template” was used to prevent faulty alignment of the anchorage points on the columns embed-

ded in the core (which, for reasons of construction sequencing, were necessarily concreted considerably before truss assembly could be begun). This 30x25-m, 400 kN template ensured that the studs on the embedded columns to which the truss members were later attached were properly spaced and in the right position before the respective section of the core was concreted (Figure 23).

The 34 office storeys, 11 in the first and third segments and 12 in the second,

de trabajo para las cerchas PT1 emplazadas en planta baja y plataformas de 18 m de altura de trabajo para las cerchas PT2 y PT3 apoyadas sobre la última planta de oficinas del bloque anterior.

Para evitar que el montaje de las grandes piezas de las cerchas que unen los núcleos pueda presentar problemas por desalineación de los puntos de amarre de éstas con los pilares embebidos en el núcleo (que por secuencia de ejecución están necesariamente hormigonados bastante tiempo antes del inicio del montaje de las cerchas), se utiliza una estructura, el “escantillón”, que a modo de plantilla de 30x25m y 400 kN de peso, asegura antes del hormigonado del tramo de núcleo correspondiente la separación y orientación de las orejetas de los pilares embebidos en las que posteriormente se fijan las piezas de la propia cercha (Figura 23).

Las 34 plantas de oficinas, 11 en el primer y tercer bloque, y 12 en el segundo bloque pesan aproximadamente 1400 kN/planta entre estructura de planta y pilares; a su vez, las plantas del paquete técnico que conforman cada una de las cerchas principales pesan 2600 kN. Para conseguir montar una planta por semana en las plantas de oficinas se dispone de bateas de material con 15 m de longitud y 2600 kN de capacidad que, apoyadas en la planta anterior a la que se está montando, permiten disponer del material necesario para una



Figura 23. Escantillón para replanteo de pilares embebidos.
Figure 23. Template for staking out embedded columns.



Figura 24. Batea de acopio intermedio en montaje de estructura de plantas.
Figure 24. Stockpiling tray on intermediate storeys.

planta justo debajo de la planta que se monta, reduciendo considerablemente los tiempos de eslingado e izado de cada una de las piezas desde la zona de acopio principal en planta baja (Figura 24).

Por último, y para culminar el montaje de la estructura metálica, se realiza el montaje sobre la cubierta de oficinas de la estructura metálica del “arco” que posteriormente se iza a su posición definitiva a 250 m de altura. El conjunto de la estructura, que comprende las tres últimas plantas técnicas del edificio junto con las jácenas ó vigas “pared”

que conectan longitudinalmente ambos núcleos de hormigón, ocupa una superficie de 750 m², tiene una altura de 9 m y pesa 4200 kN. Una de las operaciones más delicadas en este proceso tiene lugar cuando se realiza el prearmado de las dos jácenas de 30 m de longitud y vigas armadas de 4,70 m de canto, despiezadas en tres piezas de 200 kN cada jácena y que, por las velocidades de viento a 200 m de altura, obliga a disponer de numerosos arriostrados y elementos estabilizadores para su correcto ensamblaje (Figura 25).

4.4. Forjados

Finalizado el montaje de la estructura metálica de las plantas se procede a la ejecución de los forjados de chapa colaborante.

Sobre la vigería de planta y con los medios de seguridad correspondientes, se realiza el extendido y fijación de la chapa.

Sobre ella se disponen los conectores de cortante, los anclajes de fachada, armaduras y otros elementos embebidos antes de pasar al hormigonado de la losa con hormigón ligero (Figura 26).

4.5. Izado del arco

La ejecución del remate de la estructura de la torre que conforma el arco que aloja las plantas técnicas superio-

weigh approximately 1400 kN/ storey, including storey structure and columns; the machine room storeys housing the main trusses, in turn, weigh 2.600 kN each. To maintain a building pace of one office storey per week, 15 metre long, 250 kN stockpiling trays were installed on the storey immediately underneath the one under construction. With all the material required located just one storey below, this arrangement considerably reduced the slinging and hoisting time that would have been needed to raise each member from the main stockpile on the ground storey (Figure 24).

Lastly, to complete the assembly of the steel structure, the “arch” was assembled on the roof over the office storeys and later raised to its position at an elevation of 250 m. In all, this structure, which includes the three upper machine room storeys and the plate girders that connect the two concrete cores longitudinally, has an area of 750 m², is 9 m high and weighs 4200 kN. One of the most sensitive operations in this process was the pre-reinforcing of the two 30 m long girders, divided into three 200 kN sections, and the 4.70 m deep beams, for the wind speeds prevailing at elevations upward of 200 m necessitated substantial bracing and stabilizing to ensure proper assembly (Figure 25).

4.4. Slabs

Construction of the composite steel deck slabs was undertaken after the



Figura 25. Fases de montaje de las jácenas y la estructura del arco.
Figure 25. Girders and arch - three construction stages.



Figura 26. Fases de ejecución de los forjados colaborantes.
Figure 26. Four stages of composite steel deck construction.

steel structure was assembled on each storey.

The deck was laid on and attached to the storey beams, with all due safety measures in place.

Shear connectors, facade anchors, reinforcing steel and other embedded elements were laid out on the deck, after which the suite was concreted with lightweight concrete (Figure 26).

4.5. Raising the arch

Construction of the structure that crowns the tower, the centre of the arch that houses the upper machine room storeys, was particularly complex due essentially to the conceptual design itself, which entailed building a three-storey “bridge” 25 m wide and spanning a distance of 30 m at an elevation of 250 m.

The possibility of assembling the structure directly in its intended position was ruled out because of the difficulty involved in providing appropriate shoring and work platforms at that height. The procedure chosen involved assembling this 4200 kN structure on

the roof of the third segment of office storeys and raising it with heavy lifting methods to its permanent position nearly 35 m above that point. The areas housing the connections to the cores were completed before the concrete was poured on the storeys.

The arch was assembled on a series of provisional supports similar to the ones described in the above section on steel structure, that were sufficiently high to hoist the whole centre piece of the arch including the curved shapes that support the final cladding, to its permanent position (Figure 27).

The structure was raised with four hydraulic jacks positioned on platforms corbelled out from the crown of the core (Figure 28). These jacks, each powered by its own hydraulic mechanism, were centrally controlled by an IT system that regulated the upward speed of all four to prevent any possible misalignments during the hoisting operation that would have loaded some of the jacks more than others (Figure 29).

The structure was guided by a roller and track system attached to the core to prevent lateral displacement during the hoisting operation.

res presenta una especial complejidad, fundamentalmente por el propio concepto del diseño que implica la construcción de un “puente” de 3 niveles, 25 m de ancho y 30 m de luz, suspendido a casi 250 m de altura.

Desechada la opción de efectuar el montaje directamente en su posición por la dificultad de disponer apeos y plataformas de trabajo adecuadas a esa altura, se optó por un procedimiento que, partiendo del montaje de la estructura apoyada sobre la cubierta de la última planta del tercer bloque de oficinas, y mediante la utilización de técnicas de “Heavy Lifting”, permita el izado de esa estructura de 4200 kN de peso hasta su máxima altura casi 35 m por encima del nivel de la planta que sirve de soporte al montaje, nivel en el que ya se realiza el apoyo definitivo de la estructura, completando las zonas de conexión con los núcleos antes del hormigonado de las plantas.

El montaje, como se ha descrito en el apartado dedicado a la estructura metálica, se realiza sobre una serie de apoyos provisionales con altura suficiente para permitir que la totalidad de la estructura metálica de la zona central del arco, incluyendo la perfilería curvada de soporte del forro definitivo



Figura 27. Vistas del arco previo a su izado.
Figure 27. Arch prior to positioning.

del arco, sea ya izada hasta su posición definitiva (Figura 27).

El izado se realiza mediante 4 gatos hidráulicos dispuestos sobre plataformas voladas en la coronación del núcleo (Figura 28). Estos gatos, accionados cada uno por su propia central hidráulica, están controlados de forma centralizada por un sistema informático que regula la velocidad ascensional de los cuatro impidiendo que puedan producirse desajustes en la nivelación de la estructura durante el izado ni sobrecargas de unos gatos frente a otros (Figura 29).

Para evitar desplazamientos laterales durante el izado, la estructura va guiada por un sistema de rodamientos contra unos carriles situados en el núcleo.

El proceso de izado se realiza en dos etapas. En un primer tirón de unos centímetros se produce el despegue de la estructura de los apeos provisionales de forma que permite el desmontaje de éstos últimos y se puede completar el montaje de algunas piezas de la perfilería del forro inferior, impedido hasta ese momento por la presencia del apeo provisional.

Finalizado ese montaje se procede ya al izado en sí de la estructura del arco. Durante toda la operación se mantiene un control sistemático no sólo del sistema hidráulico, sino una permanente supervisión topográfica de la posición de la estructura. También se mantiene un control visual constante del sistema de guiado y de los cables (Figura 30).

Esta segunda fase de izado permite, en aproximadamente 2 horas, subir los cerca de 20 m necesarios



Figura 28. Plataforma de gatos en coronación de núcleo.
Figure 28. Core crown platform for jacks.



Figura 29. Control informatizado del sistema hidráulico
Figure 29. IT monitoring of the hydraulic system.



Figura 30. Equipos de control de la operación.
Figure 30. Operation monitoring teams.



Figura 31. Fases de izado.
Figure 31. Hoisting stages.

Hoisting took place in two stages. A first heave lifted the structure a few centimetres off the provisional supports, which could then be removed to provide access to the underside of the structure and complete assembly of the shapes for

cladding, whose installation had been obstructed by the supports.

When assembly was completed, the arch structure was hoisted into place. Throughout this operation, both the hy-

para llevar la estructura a su posición definitiva (Figuras 31 y 32). Una vez alcanzada esta posición se procede a realizar las uniones de la estructura metálica que permiten hacer el apoyo definitivo de la estructura izada sobre el núcleo de hor-



Figura 32. Vistas del arco ya izado a su posición definitiva.
Figure 32. Arch in permanent position.

draulic system and the position of the structure were continually monitored, the latter using construction survey methods. The track guides and cables were visually monitored throughout (Figure 30).

In this second hoisting stage, which lasted approximately two hours, the structure was raised to its permanent position (Figures 31 and 32). With the arch in position, it was jointed to the steel structure in the concrete core to be able to rest the hoisted structure on the core and unload the jacks.

With the floors on the upper machine room storeys practically prepared for concreting, this operation brought construction on the tower structure to an end, completing the characteristic silhouette designed by Foster & Partners that dominates Madrid's skyline.

migón y, por tanto, hacer la descarga de los gatos.

Con esta maniobra se completa el esquema estructural de la torre, quedando ya los forjados de las plantas técnicas superiores prácticamente listos para su hormigonado. Asimismo, en esa operación se le proporciona definitivamente a la torre su perfil característico diseñado por Foster & Partners para dominar el horizonte de Madrid.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Burgos, J.R.: "Nueva sede social Caja Madrid", Hormigón y Acero, Vol. 59, n° 249, julio-septiembre, 2008.
- [2] Lakota, G.; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid: cálculo de estructuras de un edificio singular de 250 m en Madrid". Hormigón y Acero, Vol. 59, n° 249, julio-septiembre, 2008.

REFERENCES

- [1] Burgos, J.R.: "New Caja Madrid headquarters", Hormigón y Acero, Vol. 59, n° 249, July-September, 2008.
- [2] Lakota, G.; Alarcón, A.: "Torre Caja Madrid: structural design of a singular 250 m building in Madrid". Hormigón y Acero, Vol. 59, n° 249, July-September, 2008.

FICHA TÉCNICA / TECHNICAL DATA

- Edificio / *Building*: Torre Caja Madrid
- Propiedad / *Owner*: Caja Madrid (Promotor Delegado: Repsol YPF)
- Director del Proyecto / *Project Director*: José Ramón Burgos
- Gestión del proyecto / *Project manager*: Gerens Hill International
- Arquitecto / *Architect*: Foster & Partners
- Proyecto de estructura / *Structural engineering*: Halvorson and Partners
- Cálculo de estructuras del aparcamiento: Gilsanz, Murray and Steficek (GMS), Nueva York
Structural Engineer for garage
- Estudio de viento / *Wind studies*: Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, Ontario, Canada
(Nick Isyumov)
- Asistencia Técnica a la Dirección de Obra de estructura / *Technical assistance, structural site management*:
Luis Casas (Arquing, S.L.)
- Estudio geotécnico / *Geotechnical survey*: SGS Tecnos
- Control de proyecto / *Design quality control*: SGS Tecnos
- Proyecto de instalaciones / *Building services design*: Aguilera Ingenieros
- Empresa principal / *General contractor*: FCC-Dragados
- Control de ejecución y materiales / *Workmanship and materials quality control*: SGS Tecnos
- Muros Pantalla / *Diaphragm walls*: Geocisa
- Hormigón (suministrador) / *Concrete (supplier)*: HYMPSA
- Encofrados / *Formwork*: Peri
- Ejecución estructura de hormigón - armadura pasiva / *On-site structural concrete – reinforcing steel*:
FCC-Dragados
- Pretensado (suministrador o sistema) / *Prestressing (supplier or system)*: BBR
- Estructura metálica (taller) / *Steel structure (shop)*: Horta Coslada



A s o c i a c i ó n
C i e n t í f i c o - t é c n i c a
d e l H o r m i g ó n
E s t r u c t u r a l