

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El nuevo edificio del este

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. The New East Building

Eduardo Romero Rey^{a,*}, J. Miguel Haro Tornero^a y Elena Hortigüela Paramo^a

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR, S.A. (Madrid, España).

Recibido el 24 de noviembre de 2024; revisado el 24 de diciembre de 2024, aceptado el 5 de mayo de 2025

RESUMEN

El nuevo edificio del este se levanta en la nueva plaza de la calle Padre Damián ocupando parte del espacio de la última ampliación del año 2005. Su compleja estructura da solución a la gran cantidad de funciones que desempeña, como soporte de dos nuevos anfiteatros de gradas, apoyo de cubierta fija y de envolvente de fachada, contendedor de flujos de comunicación vertical de personas en forma de escaleras en ménsula de grandes dimensiones, para terminar rematado en su parte superior por una celosía tridimensional que no solo cierra el itinerario peatonal que rodea el estadio, sino que permite albergar espacios de oficinas y ocio.

La estructura principal se resuelve en acero a través de una configuración de pórticos que dan soporte a las baterías de escaleras, también metálicas, y diferentes dependencias del edificio, así como a los elementos de hormigón prefabricado de las gradas.

Los estadios son especialmente sensibles a las vibraciones por su configuración y uso, asociado a flujos importantes de personas en cortos espacios de tiempo y a la excitación dinámica de las gradas, siendo necesario un estudio pormenorizado de estos de las mismas.

PALABRAS CLAVE: Estadio, estructura metálica, pórticos, gradas, vibraciones.

©2025 Hormigón y Acero, la revista de la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L. Este es un artículo de acceso abierto distribuido bajo los términos de la licencia de uso Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0)

ABSTRACT

The new East Building rises in the new plaza on Padre Damián Street, occupying part of the space from the latest expansion in 2005. Its complex structure addresses a wide range of functions: supporting two new stands, providing support for a fixed roof and facade envelope, and containing vertical communication flows with large cantilevered staircases. It is crowned by a three-dimensional lattice structure at the top, which not only encloses the pedestrian pathway surrounding the Stadium but also houses office and leisure spaces.

The main structure consists of construction steel through a configuration of frames that support the stairs, also made of steel, and different parts of the building, as well as the prefabricated concrete elements of the stands.

Stadiums are particularly sensitive to vibrations due to their configuration and use, associated with large flows of people in short periods of time and the dynamic excitation of the stands, requiring a detailed study of these vibrations.

KEYWORDS: Stadium, steel structure, frames, stands, vibrations.

©2025 Hormigón y Acero, the journal of the Spanish Association of Structural Engineering (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L. This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons (CC BY-NC-ND 4.0) License

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / e-mail: err@fhcor.es (Eduardo Romero Rey)

Cómo citar este artículo: Romero, E., Haro, J.M., & Hortigüela, E. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. EL nuevo edificio del este. *Hormigón y Acero*. 76(305):153-173. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4010>

1. INTRODUCCIÓN

El nuevo edificio este, dentro del proyecto de reforma del estadio Santiago Bernabéu, se encuentra en el lateral de la calle Padre Damián y viene a ocupar el espacio del edificio anexo existente previa demolición de este.

El estadio ha venido sufriendo diversas remodelaciones desde su construcción en el año 1947, en las cuales se han ido

añadiendo ampliaciones hasta la última en el año 2005. Es esta última ampliación la que ahora se demuele; incluyendo el edificio anexo, fachada, nivel de gradas y cubierta, habilitando el espacio donde se proyecta la nueva ejecución de cuatro niveles de sótano bajo rasante y el nuevo edificio este objeto de este documento.

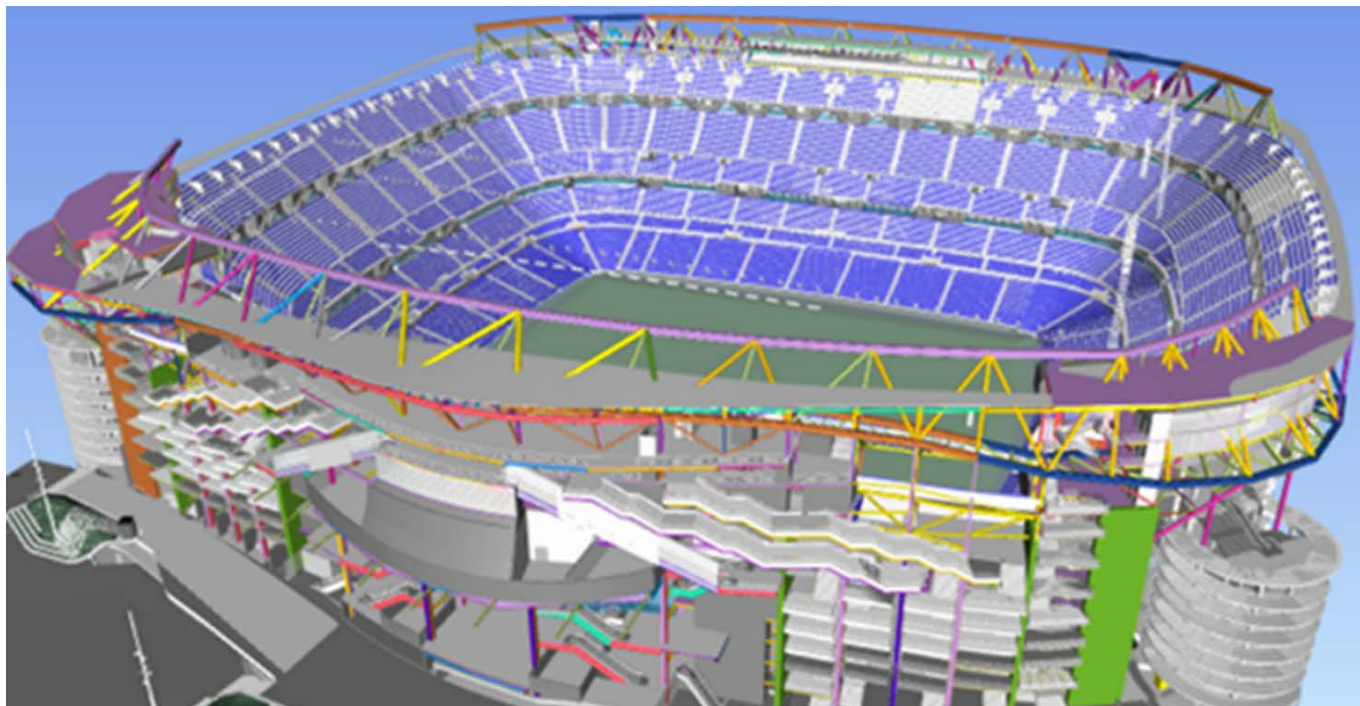


Figura 1. Vista del estadio desde el este.

La nueva configuración del lateral este mantiene la columna institucional actual localizando la zona de prensa, palco presidencial, oficinas del socio y zona de retransmisión en directo. Los servicios a las zonas de gradas y palcos también se ven mejorados gracias a una nueva configuración de la evacuación del estadio.

El nuevo edificio este nace a nivel de calle sobre el nuevo aparcamiento [2] y se plantea independiente de la estructura existente, quedando separado de esta mediante juntas.

Este nuevo edificio, principalmente, consiste en un gran núcleo de comunicación dividido en 10 niveles donde se generan flujos de circulación de personas a través de escaleras, “convencionales” y mecánicas, y núcleos de ascensores. Adicionalmente, se genera un gran espacio comercial y zonas para albergar instalaciones, así como dos nuevos anfiteatros de gradas.

El edificio está sujeto a numerosos condicionantes que afectan tanto a su emplazamiento, como a su relación con las estructuras existentes y adyacentes, además de los requerimientos funcionales y arquitectónicos. Todo ello convierte al edificio este en una estructura geoméricamente muy compleja, donde los apeos, cuelgues o voladizos de gran magnitud son la tónica habitual. La colaboración de FCC, tanto desde obra como por parte de sus Servicios Técnicos, ha permitido concluir con éxito su ejecución, no solamente por la estructura sino por la complicada coordinación entre disciplinas.

A su vez, sobre este edificio se materializa el apoyo horizontal de la cubierta fija [1] en la dirección norte-sur, así como el soporte a la subestructura de visera, fachada y sofito [3].

El nivel superior queda rematado por la “Viga Corona” consistente en una celosía tridimensional cuyo desarrollo se prolonga hacia el norte y sur pasando por encima de las torres A y D existentes. En la parte central, esta celosía apoya en cada uno de los pórticos del edificio. Sin embargo, cuando

esta celosía sobrepasa los Torreones norte y sur, se apoya en estructuras tipo “árbol” y en dos grandes pórticos, ‘muletas’, que quedan integrados, pero no conectados con la estructura existente.

A un nivel intermedio de esta viga corona se desarrolla la parte de Skywalk que conecta con los tramos norte y sur de este anillo perimetral.

En ambos extremos, norte y sur, se han proyectado núcleos de hormigón en toda su altura, conocidos como Torreones norte y sur, que dotan de rigidez al edificio frente a acciones horizontales.

2.

NIVELES DE FORJADO Y BOWL

2.1. Estructura horizontal

El edificio del lateral este consta, sobre rasante, de 10 plantas denominadas N02, N03, N04, N05, N06, N07, N07E, N08, N09 y N09E. La geometría en planta de cada uno de los niveles es diferente, de forma que se generan zonas libres de varias alturas, al mismo tiempo que se generan espacios de circulación para los visitantes.

En cuanto a la estructura horizontal, se ha definido una serie de vigas de acero que atan los pilares de los diferentes pórticos (ver apartado 2.2). Estas vigas se han dispuesto a nivel de forjado, por lo tanto, además de arriostrar los pilares, forman parte del sistema resistente del forjado.

Como regla general, para las vigas principales que conforman los pórticos no se ha considerado el comportamiento mixto por lo que no es necesario conectarlas a forjado de chapa colaborante. Como excepción, se ha previsto acción

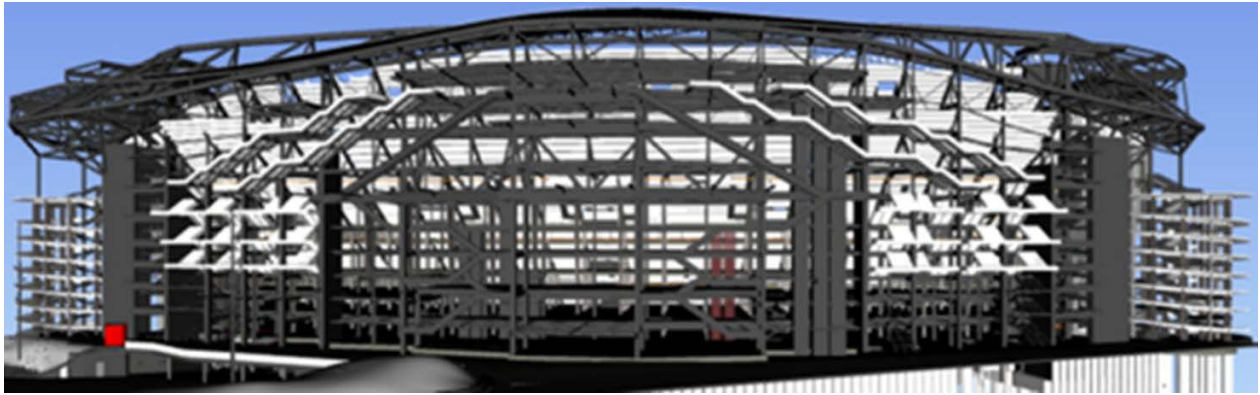


Figura 2. Zonas de fachada.

mixta en las vigas principales de los vanos de mayor luz para control de vibraciones, así como evitar posibles efectos de pandeo lateral de las mismas. En las correas dispuestas entre pórticos si se ha considerado el comportamiento mixto y se han conectado con el forjado.



Figura 3. Ejecución de forjado de chapa colaborante.

El forjado de chapa colaborante se ha diseñado con un espesor de 15 cm tal como se muestra en la siguiente [Figura 4](#):

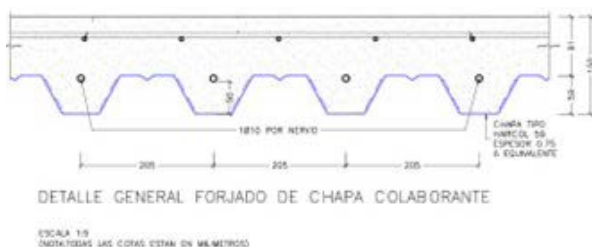


Figura 4. Forjado de chapa colaborante.

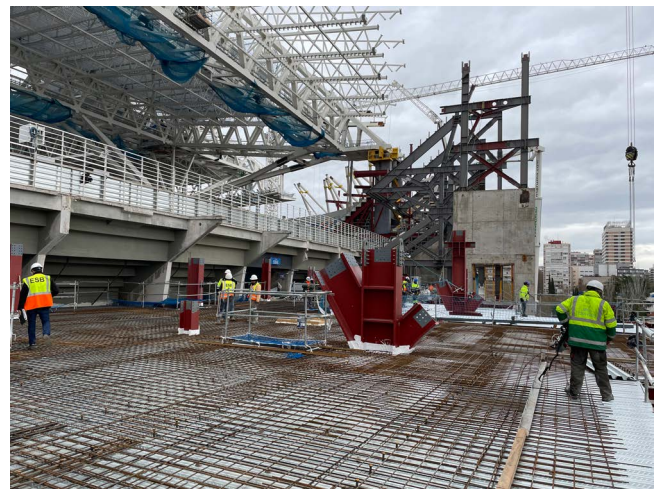


Figura 5. Ejecución de forjado de chapa colaborante.

En el forjado de chapa colaborante se dispone una barra de armado inferior para no considerar la chapa en situación accidental de fuego y evitar la necesidad de protegerla en las áreas de circulación general del estadio.

La conexión de las correas con la viga principal se realiza a cortante mediante tornillos pretensados de calidad 10.9 ([Figura 6](#)).

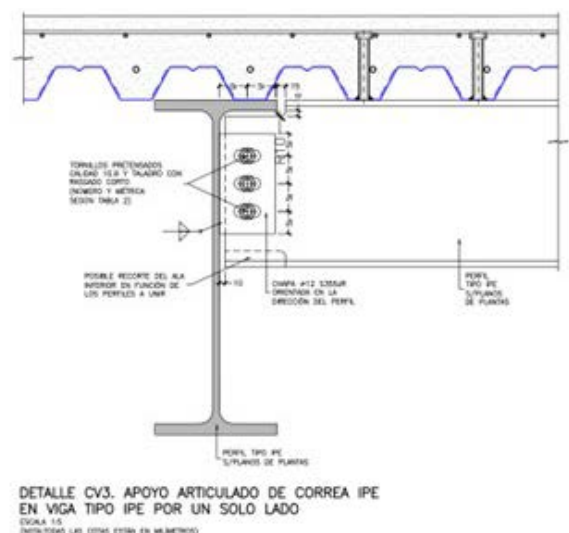


Figura 6. Detalle de conexión correa con jácena.

La complejidad geométrica de la estructura de los forjados se debe a la necesidad de ajustarse, por el lado exterior, a los contornos de escaleras y, por el lado interior, a los forjados y al estadio existente.

En la transición con la estructura existente del estadio, la alineación de los nuevos pilares más próximos se retranquea hacia el interior del edificio, dejando los contornos en ménsula con un vuelo de aproximadamente 5,0m. En el extremo de este voladizo se ha dispuesto una junta de movimiento.

Además, todo este contorno se ve interrumpido por los pilares apantallados existentes de sección variable, que deben ser rodearlos sin concertarse a ellos, para mantener así la independencia entre ambas estructuras. Para resolver esto, las vigas principales en voladizo se abren en forma de diapasón para rodear los pilares existentes.

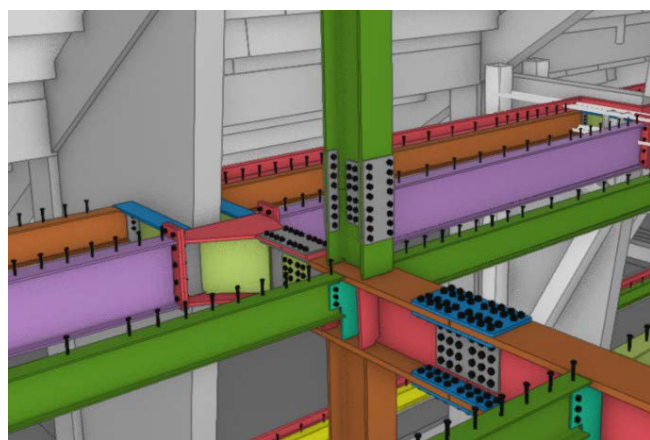


Figura 7. Modelo IFC: Estructura de forjados en ménsula rodeando pilares existentes (diapasones).

Los movimientos esperados en las juntas con el edificio existente en los puntos más desfavorables son los siguientes:

- Los movimientos máximos debido a cambios térmicos son de 30 mm en el sentido este-oeste.

- Los movimientos máximos debido a viento en la dirección este-oeste son de 35 mm en el nivel N07.
- Los movimientos máximos debido a viento en la dirección norte-sur son de 25 mm en el nivel N07.

Los péndulos de apoyo de cubierta fija [1] se localizan también en la huella del edificio este, de tal manera que atraviesan sus forjados en la zona de los Torreones norte y sur. Para poder absorber los movimientos de estos péndulos, sin que se produzcan colisiones con los forjados, se dejan previstos en su contorno espacios libres de 25 cm en la dirección norte-sur y 18 cm en la dirección este-oeste, de tal manera que el hueco en los forjados para el paso de estos elementos es de 290x126cm.

2.2. Estructura vertical

La estructura vertical para apoyar los niveles de forjado y escaleras la constituyen una serie de pórticos y pilares metálicos.

El edificio este se ordena mediante veintidós pórticos radiales al estadio situados en los ejes E201, E18, E16, E14, E12, E10, E08, E06, E021, E011, E031, E05, E07, E09, E11, E13, E15, E17, E191 y E25 y separados entre sí una distancia de 8 m aproximadamente.

Adicionalmente a estos elementos metálicos, se disponen dos núcleos de hormigón que, junto a dos pantallas situadas en dirección perpendicular al plano de fachada, dotan de rigidez horizontal al edificio.

2.2.1. Pórticos y pilares metálicos

En las alineaciones radiales del edificio se distinguen diversas configuraciones de apoyo de forjados y gradas.

Así, se distinguen cuatro pórticos principales en la zona central del edificio, en alineaciones E07, E08, E021 y E031, situados cada aproximadamente 18,0m con dos pilares principales que recogen las cargas de la corona superior, y otro pilar más secundario, localizado en el límite con la estructura existente.

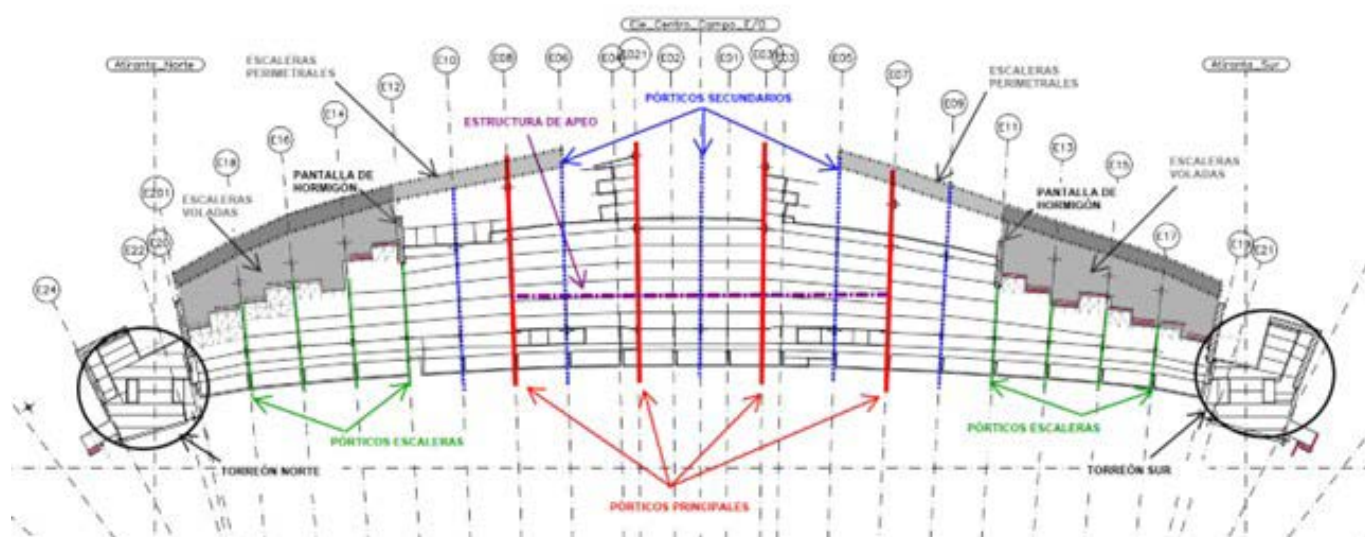


Figura 8. Planta con distribución de pórticos y elementos principales del edificio este.

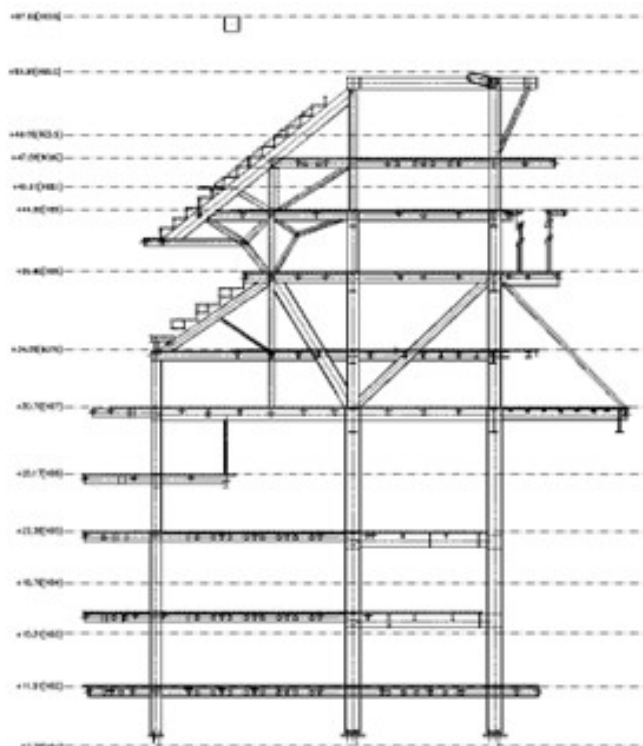


Figura 10. Pórtico tipo en alineaciones principales.

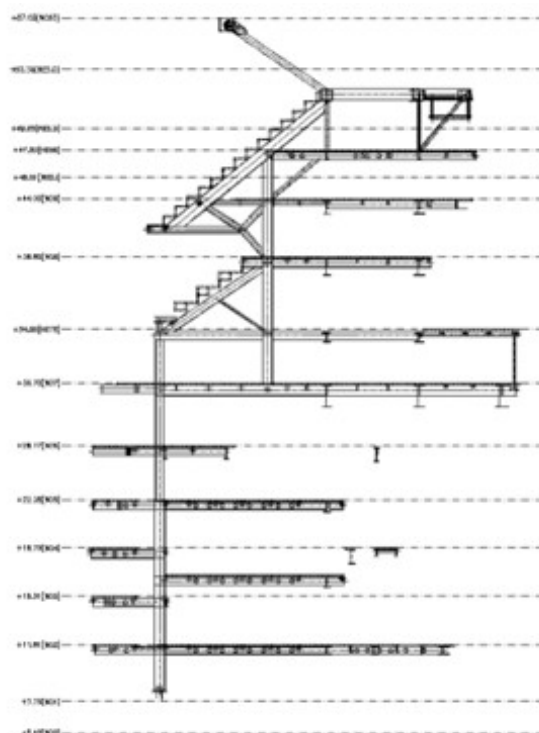


Figura 12. Pórticos metálicos secundarios tipo entre alineaciones principales.



Figura 11. Pórtico tipo principal en ejecución.

Sobre el nivel N07 nacen una serie de pórticos secundarios triangulados radiales para el apoyo de los dos nuevos niveles de gradas. Estos pórticos secundarios se sitúan tanto integrados en las alineaciones de los pórticos principales, como en las intermedias, en coincidencia con las vigas portagradas. Para estas alineaciones intermedias se diseña una estructura de apeo de carga hasta las alineaciones principales.

La alineación interior de pilares secundarios, apeados, también se repite con la misma cadencia que los pórticos secundarios.

Los pórticos se han diseñado con uniones rígidas con arriostramientos configurados por cruces de San Andrés o en K. Transversalmente, las correas y el forjado de chapa colaborante los arriostran frente a pandeo.

A continuación, delimitando esta zona central, se encuentran las dos alineaciones con pantallas de hormigón que dan paso, hacia el norte y hacia el sur a la batería de escaleras voladas.

Entre las escaleras se disponen alineaciones de pórticos, tres al norte y tres al sur, con una estructura triangulada en su parte superior para el apoyo de gradas y viga corona. Estos pórticos van adaptando su altura a la geometría de la viga corona, cuyo cordón inferior desciende sensiblemente de cota en los extremos norte y sur.

Debido a la configuración variable del edificio, tanto en altura como en anchura, cada una de las alineaciones descritas son diferentes en cada crujía.

2.2.2. Estructura de apeo

En la zona central del edificio, como se ha explicado anteriormente, se disponen una serie de pórticos secundarios para el apoyo de las gradas que apean en el nivel N07 (ver Figura 8). Para resolver este apeo se plantea una gran estructura en celosía en dirección norte-sur, entre los niveles N07 y N09.

Esta estructura apea la carga de los tres pórticos secundarios que no se encuentran en alineaciones de pórticos principales hasta éstos.

Una vez trasladada la carga a las alineaciones principales, se introduce al sistema del pórtico mediante las triangulaciones de este, pues la celosía tampoco llega a pilares de pórticos principales (ver Figura 16).

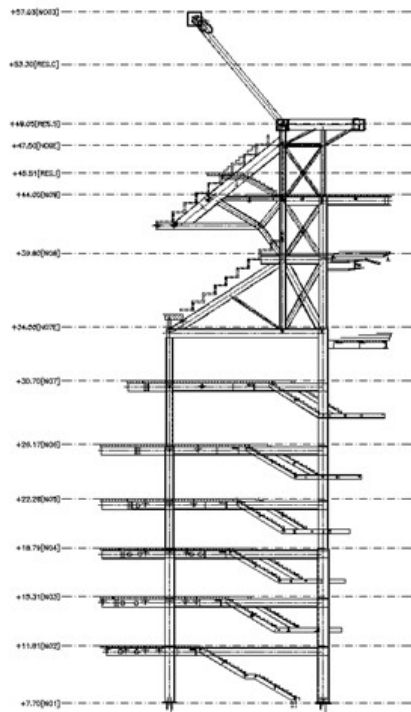
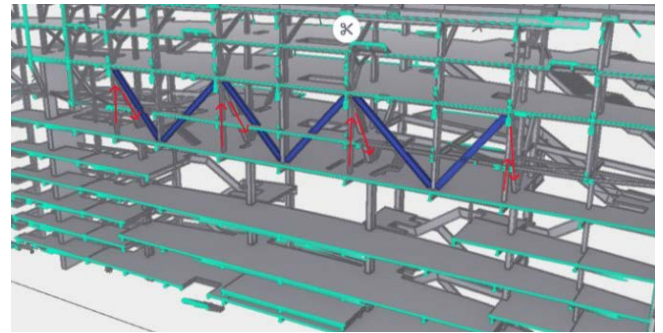


Figura 13. Pórtico en alineaciones de escaleras voladas.



16. Modelo IFC: Celosía para apeo de pórticos intermedios E05, E11 y E06.

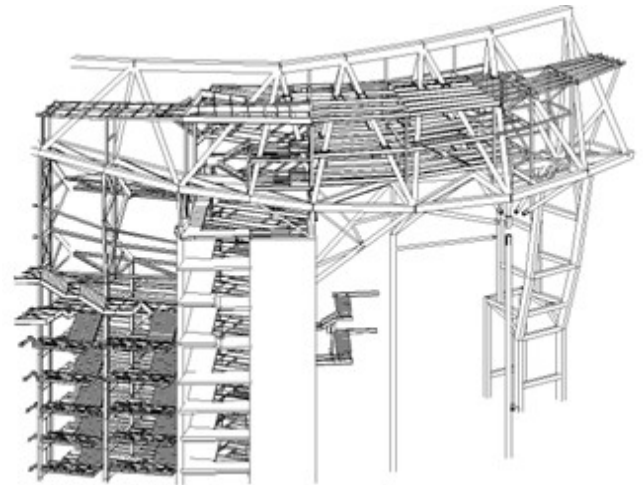


Figura 17. Modelo IFC: Vista de núcleo de hormigón norte



Figura 14. Pórticos en alineaciones de escaleras voladas en ejecución.

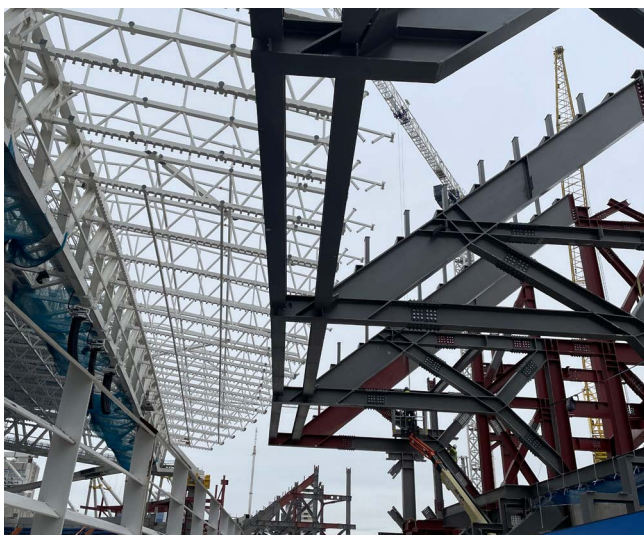


Figura 15. Gradas en ménsula de 4º anfiteatro.

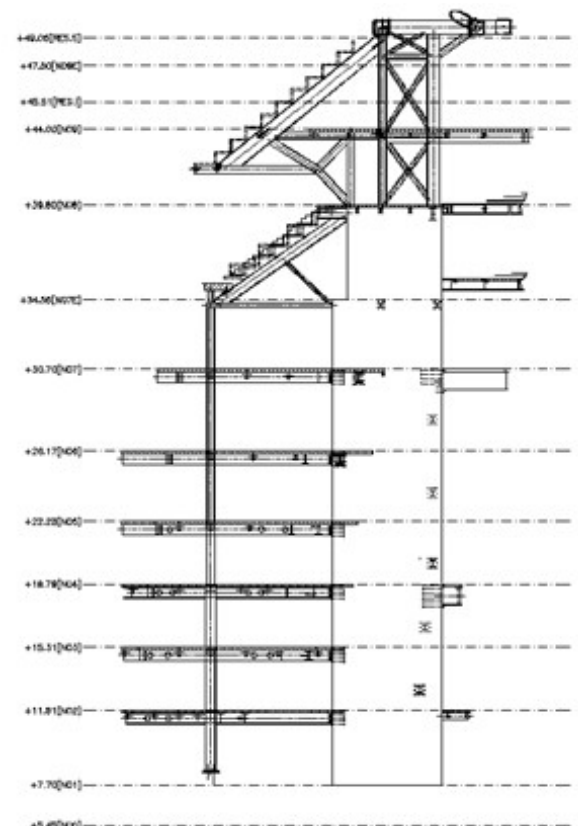


Figura 18. Pantallas de hormigón.

2.2.3. Núcleos de hormigón y pantallas

Los núcleos de hormigón situados entre las alineaciones E24-E201 y E191-E23, situadas junto a la estructura de las torres norte y sur, arrancan sobre el nivel N00 y se prolongan hasta el nivel N08, inmediatamente debajo de la estructura de la viga corona.

Ambos le confieren al conjunto del edificio una mayor rigidez longitudinal o perimetral, además de un incremento de rigidez radial. Estos núcleos se conocen como torreones norte y sur. En su interior, además, albergan el paso de los péndulos de cubierta comentados anteriormente.

Los núcleos no solamente aportan rigidez horizontal en ambas direcciones al nuevo edificio, sino que también sirven de soporte para algunos de los apoyos inclinados de la viga corona. También constituyen el mecanismo para absorber la reacción horizontal que en dirección norte-sur transmite la cubierta [1] en su punto de apoyo, situado en la intersección del cordón superior de la viga corona con el plano vertical que pasa por la línea de medio campo.

El edificio este también es el soporte de la subestructura fachada, de modo que todas las acciones horizontales procedentes de esta son absorbidas por los dos núcleos y, adicionalmente, por dos pantallas de hormigón en la dirección perpendicular a la envolvente.

Estas dos pantallas de hormigón se sitúan en las crujías que limitan las escaleras voladas, ejes E11 y E12, tanto en el norte como en el sur (ver Figura 8). Se levantan en hormigón hasta el nivel N08 continuándose mediante estructura metálica triangulada hasta llegar al nivel superior del cuarto anfiteatro de gradas.

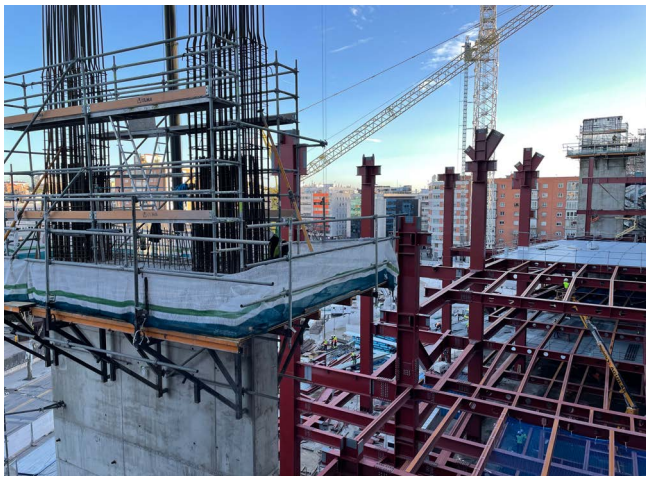


Figura 19. Pantallas de hormigón en ejecución.

2.2.4. Pilares apeados y cuelgues

Además de los pórticos metálicos y núcleos y pantallas de hormigón, ha sido necesario disponer apoyos adicionales que van apeando en los forjados inferiores o estructuras de cuelgue para garantizar el correcto apoyo de todo el contorno de los forjados.

A modo de ejemplo, hay que destacar el cuelgue del contorno del forjado del nivel N07 que “vuela” más de 8,5m para seguir el contorno de fachada. Esta zona de forjado se suspende mediante dos tirantes metálicos inclinados desde la viga de contorno de forjado para conectarse a los pórticos principales a nivel N08.

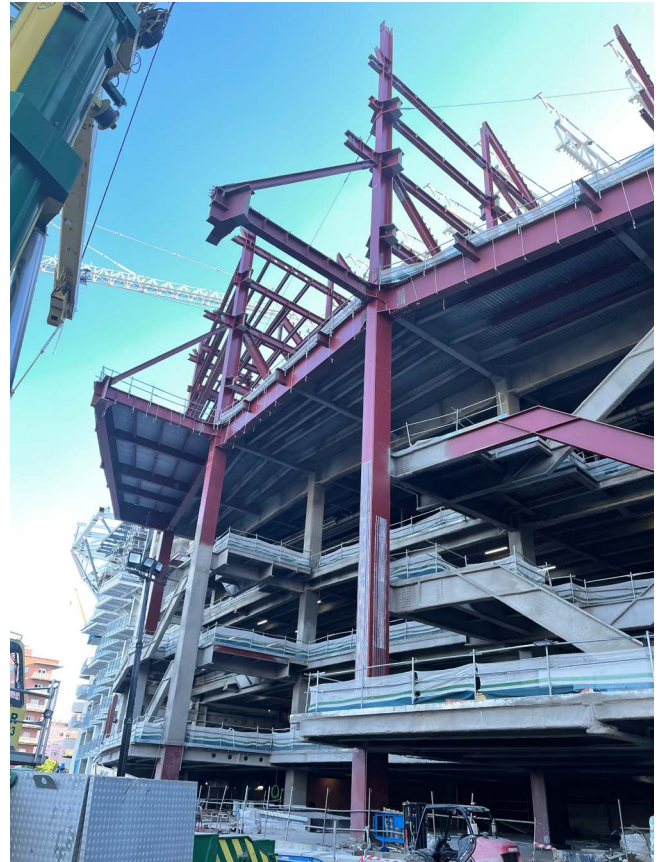


Figura 20. Tirantes de cuelgue de forjado.

2.3. Bowl

La nueva estructura de bowl, que constituye el tercer y cuarto anfiteatro del edificio este, se apoya en pórticos separados entre 7,5m y 9,5m triangulados en la parte superior para el apoyo de las vigas portagrada.

Tanto la estructura de pórticos como las vigas portagrada se resuelven en estructura metálica.

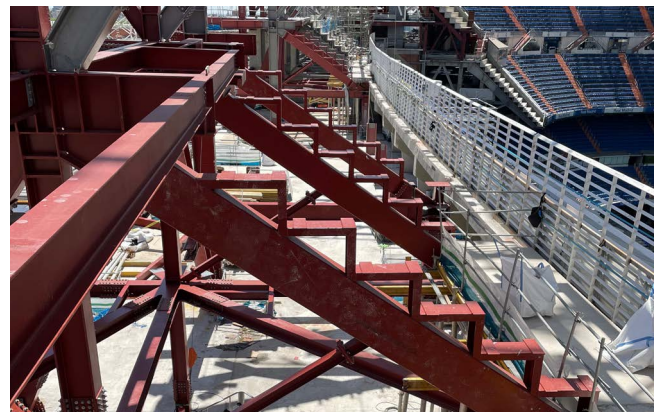


Figura 21. Vigas portagrada.

Las gradas se plantean mediante elementos prefabricados de hormigón, en forma de “L”, apoyados en las vigas portagrada y sobre el elemento prefabricado inferior.

Sobre las vigas portagrada, los apoyos del prefabricado se materializan con elementos elastoméricos sobre chapas metálicas.

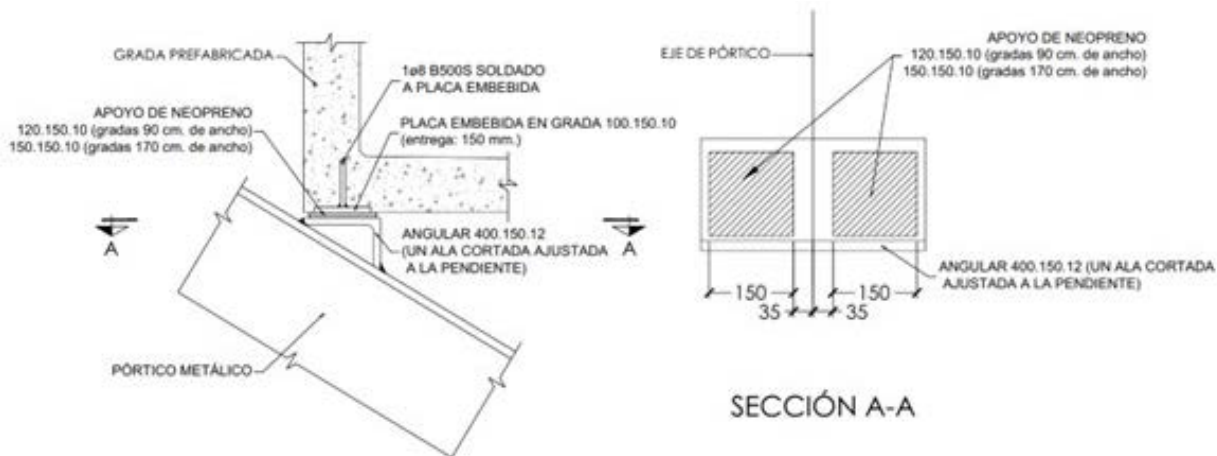


Figura 22. Detalle de apoyo de gradas prefabricadas sobre vigas portagrada.

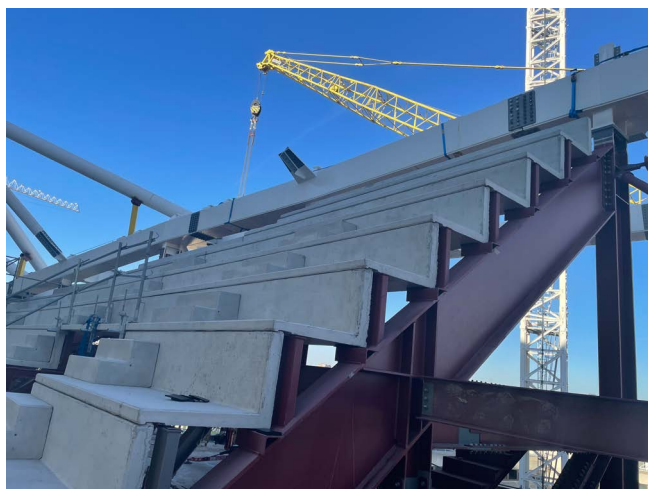


Figura 23. Gradas prefabricadas.

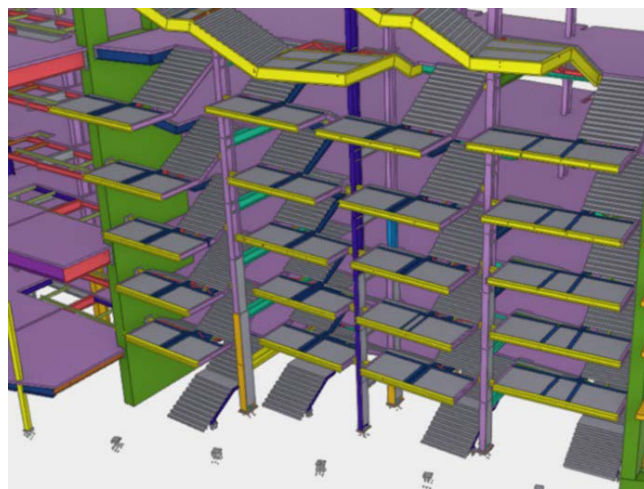


Figura 24. Modelo IFC: Escaleras voladas norte-sur.

3. ESCALERAS

Todas las escaleras del edificio, con la excepción de las escaleras situadas dentro de los Torreones, se resuelven mediante estructura metálica. Las escaleras de mayor complejidad, que se describen a continuación, pueden también ubicarse en la [Figura 8](#).

3.1. Escaleras voladas norte y sur

Las llamadas escaleras voladas son una batería de ocho escaleras (cuatro al norte y cuatro al sur), que transcurren entre los niveles N01 y N07 (ver [Figura 8](#)).

Estas escaleras se sitúan en la parte exterior del edificio sobresaliendo en muchos casos ampliamente más allá del pilar más exterior. El vuelo de algunas escaleras, medido desde la viga de borde de forjado en la cual apoyan, llega a superar los 9,00 m.

El funcionamiento de las escaleras voladas es el de una gran ménsula con un canto igual a la altura entre los forjados que conecta, de tal manera que la zanca superior queda en tracción (tirante) y la inferior en compresión (puntal).

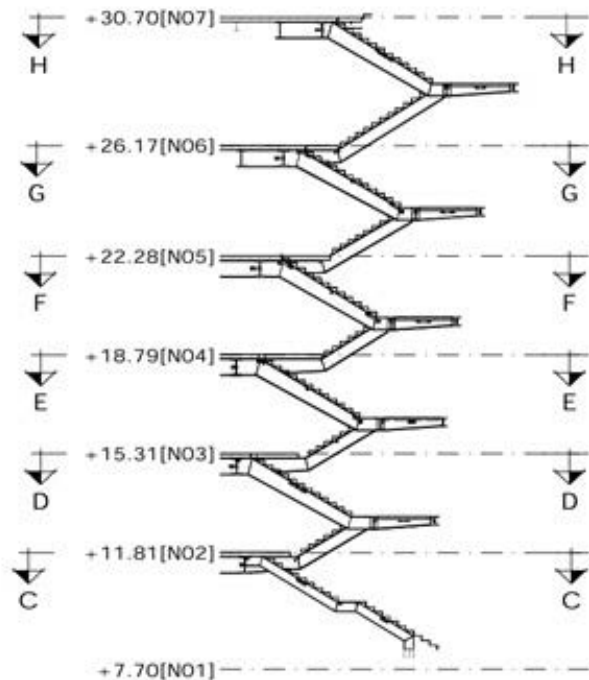


Figura 25. Sección por zanca central de escaleras voladas.

Este mecanismo se concentra principalmente en las dos zancas centrales de cada una de las escaleras que se resuelven mediante vigas armadas de canto variable

Para que ambas zancas trabajen de forma solidaria, y se equilibren tracción y compresión, que se encuentran en distinto plano, se dispone una viga horizontal unida rígidamente a ambas zancas en la arista interior de la meseta y los perfiles de arriostramiento.

Esta viga vuela a ambos lados de las zancas centrales conectándose con las zancas extremas y sirviendo de apoyo parcial de estas.

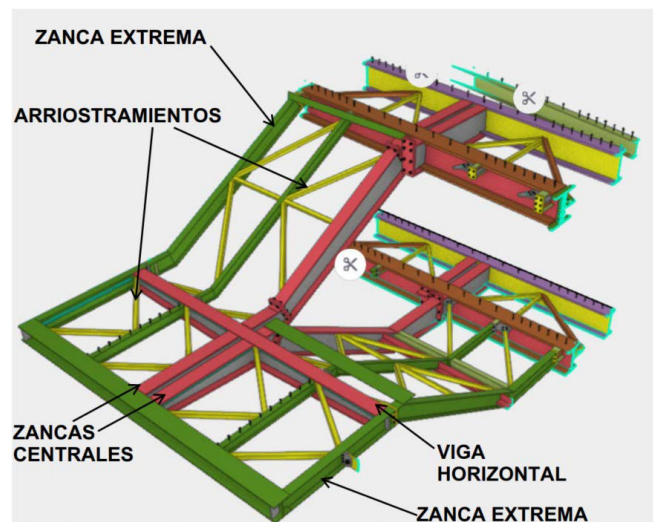


Figura 26. Modelo de taller: Escalera volada.



Figura 27. Escalera volada en ejecución.



Figura 28. Escalera volada. Detalle de meseta exterior.

El apoyo de las escaleras se realiza en los forjados, llegando la mayoría de la carga al punto medio entre dos pórticos, donde descargan las dos zancas centrales. Esta carga tiene una componente vertical, pero también otra horizontal resultante de la composición de la tracción y compresión que llegan de la zanca que desembarca y la que arranca, respectivamente. Para trasladar estas cargas a los pórticos se dispusieron unas celosías horizontales en el forjado.

Por último, estas baterías de escaleras sirven de arriostramiento frente a pandeo de los pilares exteriores de los pórticos, los cuales debido a la configuración geométrica del edificio quedaban exentos de los forjados. La función de resistir la componente de desvío horizontal de los pilares fue atribuida a estas escaleras mediante su conexión horizontal (que no vertical) a los pilares y la disposición de un sistema de arriostramiento para rigidizar las escaleras ‘en su plano’ llevando esta componente de desvío a forjados y de ahí a los núcleos del edificio.

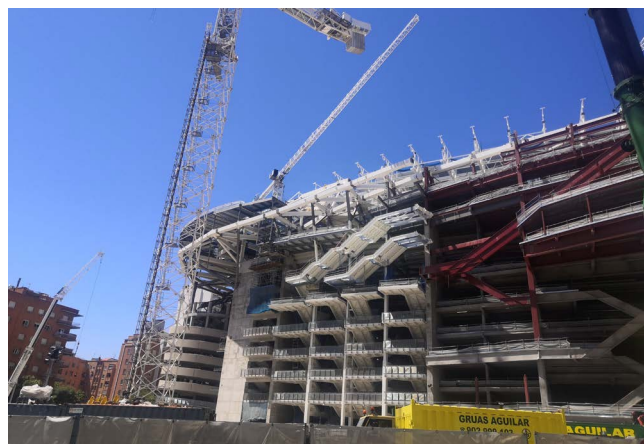


Figura 29. Foto de escaleras voladas del sur y escaleras perimetrales (por encima y en montaje).

3.2. Escaleras perimetrales

Las escaleras perimetrales son unas escaleras de gran longitud (aproximadamente entre 41-45 m) que recorren la parte exterior del edificio más allá de los pilares exteriores de los

pórticos y sirven para conectar el nivel N07, donde ya han finalizado las baterías de escaleras voladas, con los niveles N08 y N09.

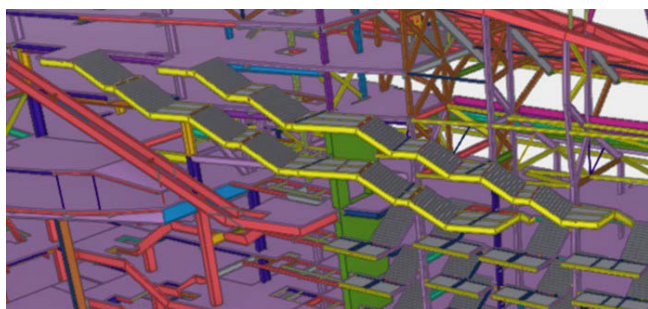


Figura 30. Modelo IFC: Escaleras perimetrales.

El esquema estructural de estas escaleras consiste en tres zancas con perfiles IPE600 continuos que apoyan en ménsulas empotradas en los pilares exteriores de los pórticos y en las pantallas de hormigón armado de las alineaciones E11 y E12. Estas ménsulas están separadas entre sí hasta 14 m y tienen un vuelo que alcanza los 4,50 m.

En general, el desarrollo de la escalera es tal que los apoyos en las ménsulas coinciden con las mesetas, sin embargo, en unos pocos casos el apoyo se produce en la parte inclinada de la zanca, lo que llevó a diseñar unos perfiles en doble T distorsionados (las alas y el alma no son perpendiculares) para materializar correctamente el apoyo de las zancas IPE600 en la ménsula.

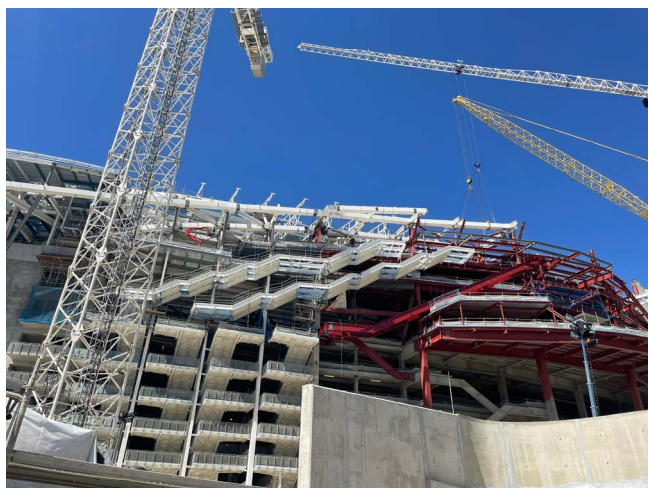


Figura 31. Escaleras perimetrales sur y escaleras voladas (por debajo).

Otro caso particular de apoyo que se da en estas escaleras es el empotramiento de las ménsulas en las pantallas E11 y E12. Este empotramiento se produce a dos niveles, uno a nivel de coronación de la pantalla y otro en un punto más inferior. El momento de diseño transmitido era tan elevado que condicionó el diseño de las placas de anclaje con grandes espesores y anclajes de gran tamaño, en ocasiones anclados con contraplaca en la masa de hormigón y, en otros casos, pareados con los anclajes de otras partes de la estructura. Los refuerzos de armadura locales en estas zonas también fueron significativos y de complicada ejecución.

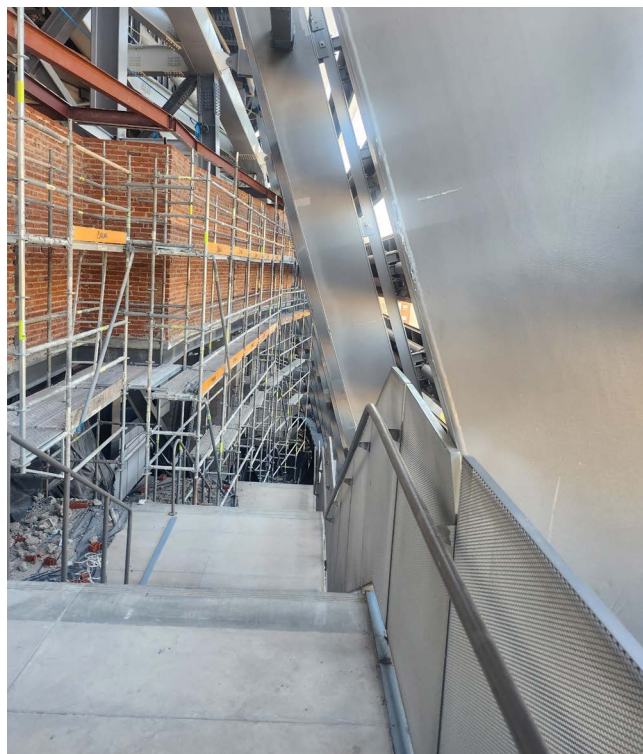


Figura 32. Visual interior de una de las escaleras perimetrales.

3.3. Escaleras mecánicas

En el edificio este existe una gran cantidad de escaleras mecánicas que dan servicio y facilitan el acceso y salida del edificio. Especialmente llamativas son las escaleras TMI 15 y TMI 16 por su gran longitud.

Estas dos escaleras arrancan en el nivel N07 y desembarcan en el nivel N09 (13,3 m por encima). La longitud del tramo de escalera es de aproximadamente 35 m con luces entre apoyos que llegan a los 17,5 m.

La estructura de apoyo de estas escaleras mecánicas se resolvió mediante dos vigas armadas paralelas de 1,0 m de canto y separadas entre sí 1,91 m. La principal dificultad para su resolución fue que, al transcurrir por la parte exterior del edificio, era difícil encontrar puntos de apoyo para las vigas. Los puntos donde se podían materializar apoyos a la estructura principal eran escasos y siempre sobre ménsulas de gran luz.

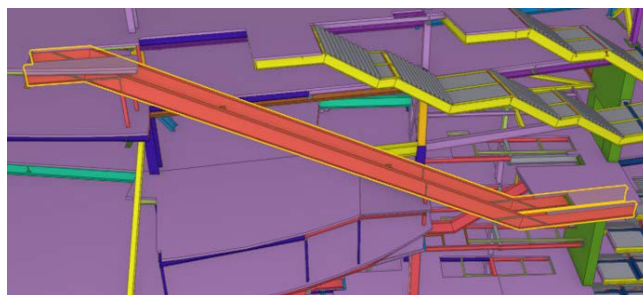


Figura 33. Modelo IFC: Vigas para resolución de escalera mecánica TMI 15.

Finalmente, se diseñaron las vigas apoyadas en tres puntos. El primer punto a nivel de arranque en la planta N07, so-

bre unas ménsulas metálicas que llegan a los 5,1 m de luz y que a su vez están empotradas en las pantallas de H.A. de las alineaciones E11 y E12. El segundo apoyo, es sobre unos pilarcillos metálicos que nacen en las ménsulas exteriores de los pórticos E07 y E08, también en el nivel N07, a unos 15 m del punto anterior. El tercer y último punto de apoyo, a unos 17,5 m del anterior, se sitúa también sobre dos pilarcillos apoyados en las ménsulas exteriores de los pórticos E031 y E021 del nivel N08. Desde este último apoyo las zancas trabajan en voladizo y sirven, además, de apoyo para la resolución del forjado de la planta N09.

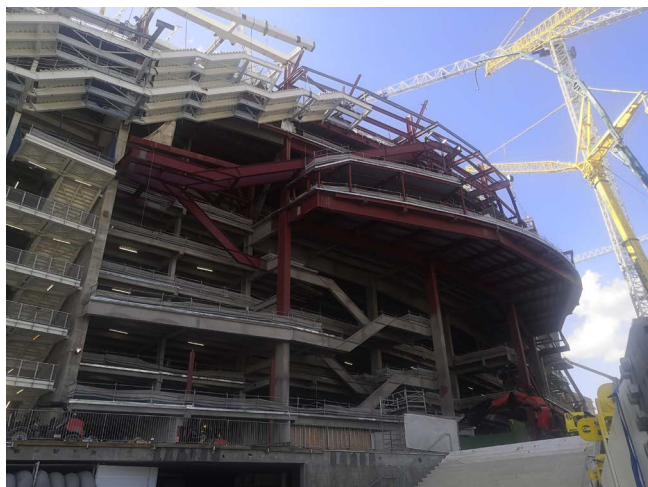


Figura 34. Vista del montaje de la escalera mecánica TMI 16.

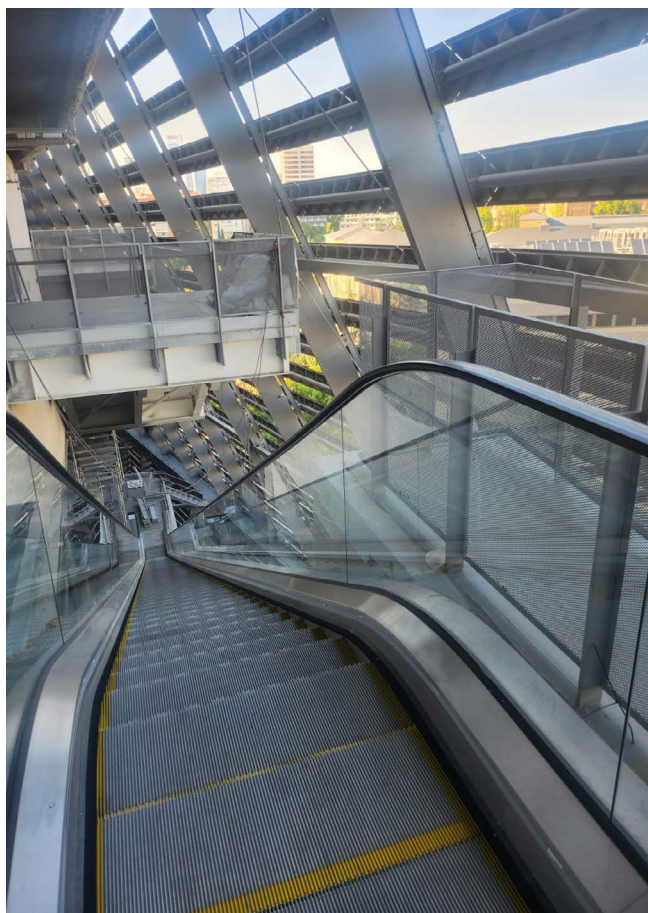


Figura 35. Visual interior de las escaleras mecánicas.

4.

LA VIGA CORONA

La viga corona cierra el edificio en su parte superior y sirve de soporte a varios elementos estructurales como el Skywalk, la zona de restaurantes, la zona de oficinas y la fachada exterior.

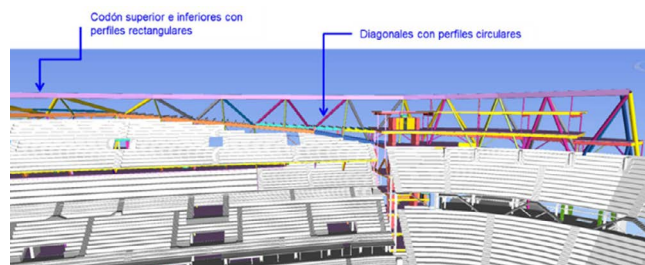


Figura 36. Vista general de viga corona.

Presenta una geometría variable, tanto en desarrollo longitudinal como transversal. Esta viga corona no solamente discurre sobre la huella del edificio, sino que se prolonga hacia el norte y el sur, sobre las torres A y D hasta enlazar con los fondos sur y norte del estadio.

Se trata de una celosía tridimensional de acero con un cordón superior y dos cordones inferiores conectados con diagonales. Los cordones se resuelven en sección cajón, mientras que las diagonales son tubos circulares. La celosía que arriostra los cordones inferiores se ha resuelto con vigas doble T, pues sobre estas nacen los pilares de la zona de oficinas y restaurantes.

La celosía adquiere mayor canto en la zona de las torres, mientras que este va disminuyendo progresivamente en la zona central. El cordón superior se sitúa en planta sensiblemente hacia el interior del edificio, resultando una geometría de celosía distorsionada, distorsión que va aumentando hacia el eje del campo.

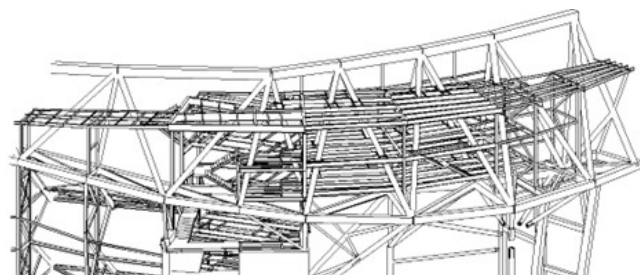


Figura 37. Viga corona. Zona torres.



Figura 38. Viga corona. Zona central.

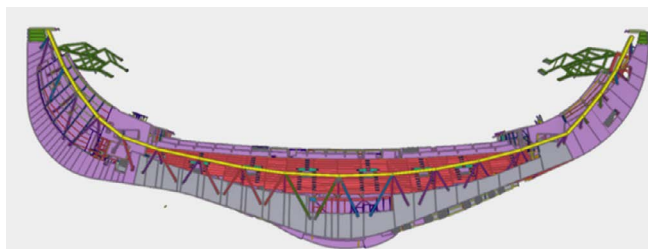


Figura 39. Modelo IFC. Viga corona. Planta.

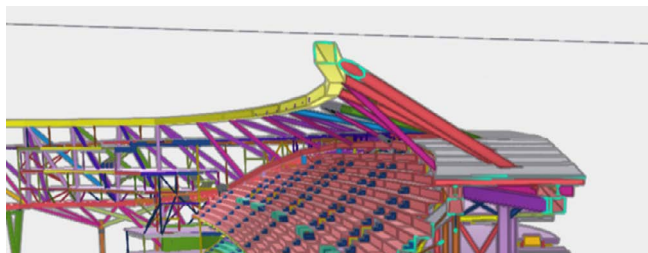


Figura 40. Modelo IFC. Viga corona. Sección.

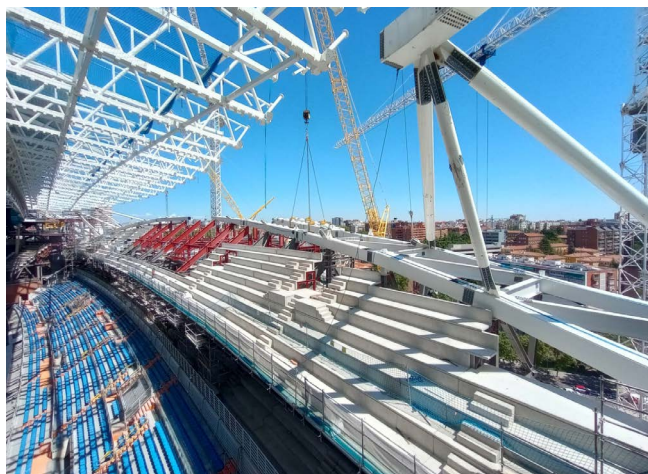


Figura 41. Viga corona. Montaje parcial.

4.1. Apoyos

Los dos cordones inferiores de la corona del este apoyan sobre los pilares de los pórticos, por lo que arriostran los mismos uniformizando las deformaciones en cabeza de estos. Además, esto supone para la corona unas luces en torno a 9,0m, no siendo en ningún caso decisivas en el diseño de este elemento.



Figura 42. Viga corona. Apoyo de cordones inferiores sobre pórticos.

El gran reto de diseño en cuanto apoyos han sido los dos extremos, donde la corona vuela sobre las torres A y D existentes y los pórticos principales del nuevo edificio dejan de existir, por lo que se convierte en un punto más flexible que el resto.

En estas zonas de los extremos es donde se ubican los restaurantes y oficinas, por lo que es necesario controlar las deformaciones y las vibraciones de manera pormenorizada. Para ello, se han dispuesto los siguientes apoyos fuera de la huella del edificio:

- Dos pilares circulares metálicos sobre cada torre existente (A y D).
- Dos pórticos sobre cada extremo de la corona (muletas).

4.1.1. Apoyos en torres

Los apoyos en la zona de las torres comienzan en forma de puntales inclinados apoyados en los núcleos del edificio este, tanto en coronación como en pared exterior. Continúa con dos nuevos pilares metálicos en forma de árbol que se integran dentro de la estructura de las propias torres.

Así, se ejecutan dos nuevos pilares metálicos en la torre A (sur) y otros dos en la torre D (norte) que se rellenan de hormigón. Para estos pilares se define una nueva cimentación mediante encepados de micropilotes y se arriostran en horizontal con la estructura existente simplemente para evitar su pandeo.

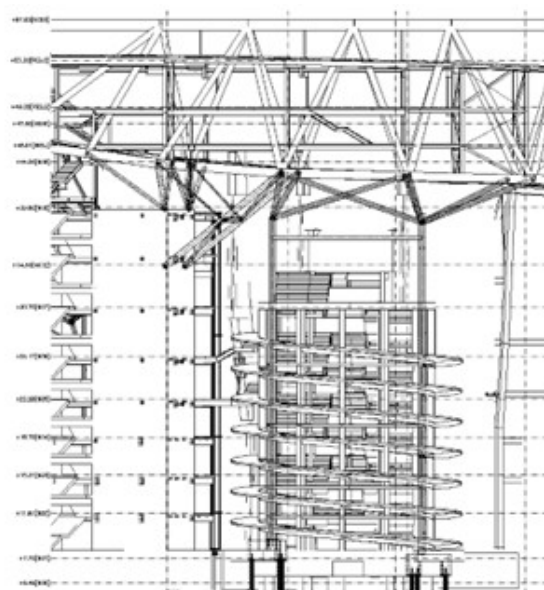


Figura 43. Viga corona. Apoyos en torres.

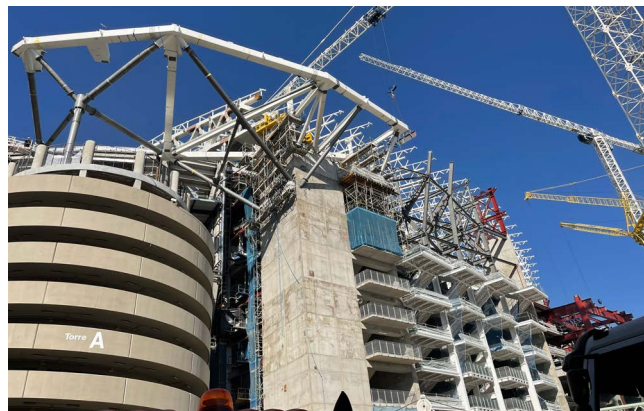


Figura 44. Viga corona. Apoyos en torres en ejecución.

4.1.2. Apoyos en pórticos metálicos “muletas”

Los apoyos extremos de la viga corona en ambos fondos, de muy complicada resolución por encontrarse totalmente sobre la huella de la estructura existente, se plantea mediante unas estructuras metálicas, “muletas”, que quedan integradas entre dos costillas de hormigón existentes.

Estos apoyos se dispusieron tras un análisis de deformaciones y vibraciones de los extremos de la viga corona. Así, se comprobó que estos apoyos reducían a la mitad las deformaciones en los extremos y el modo de vibración vertical de la punta de la corona dejaba de ser el modo de vibración principal. Adicionalmente, se conseguía reducir de manera significativa (en torno a un 25%) la reacción vertical en los nuevos pilares verticales de las torres.

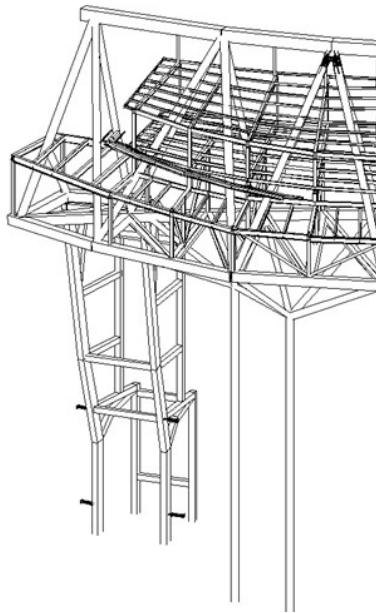


Figura 45. Viga corona. Apoyos en pórticos “muletas”.

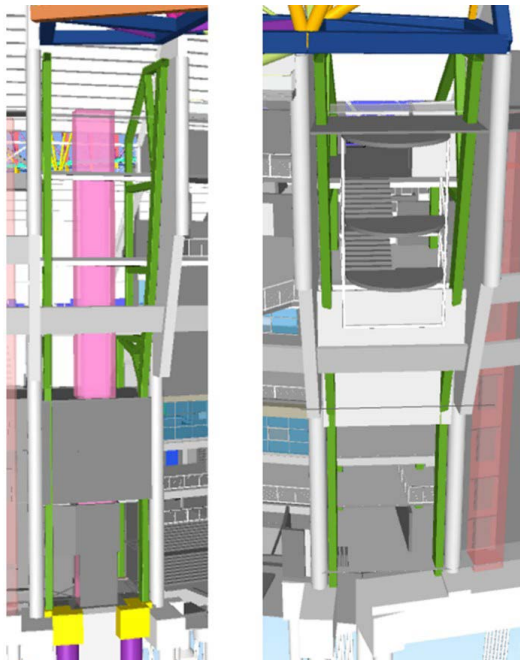


Figura 46. Ubicación de pórticos “muletas” en relación con la estructura existente.

Cada una de las dos muletas está formada por dos planos paralelos aporticados y conectados entre sí en horizontal en determinados niveles.

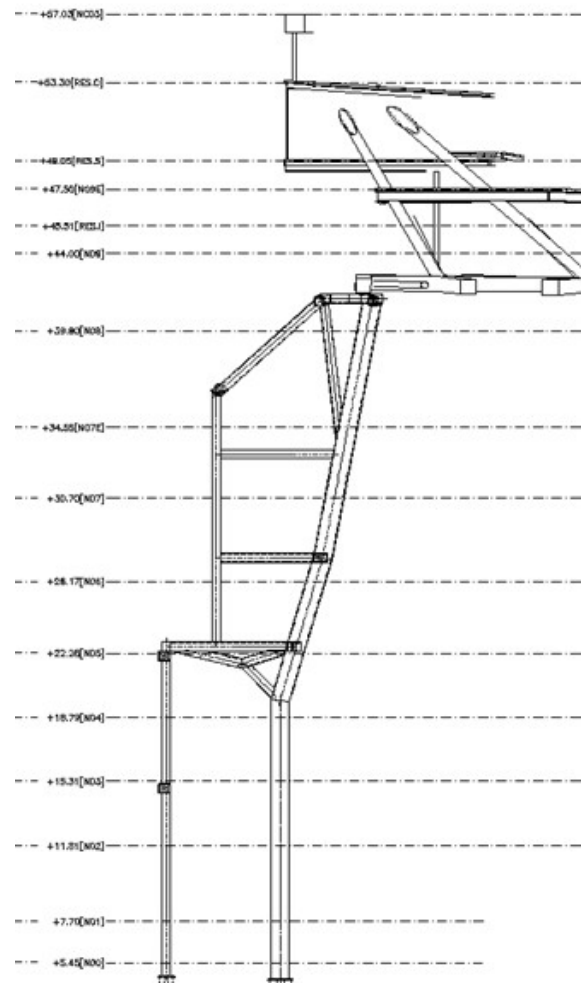


Figura 47. Viga corona. Apoyos en muletas.

El apoyo de la viga corona sobre las muletas se resuelve en cada una de ellas mediante dos aparatos de apoyo de neopreno. Sobre los pórticos de las muletas, estos apoyos se producen de manera totalmente excéntrica, pues la posición de estas está condicionada por la ubicación de las costillas existentes. Esta situación implica que los pilares interiores de los pórticos se encuentren traccionados de manera permanente.

La cimentación de los pilares exteriores de los pórticos, comprimidos, se realiza tanto en el norte como en el sur de manera conjunta con la cimentación de las costillas existentes [4] situadas muy próximas a estos nuevos pilares.

En cuanto a la cimentación de los pilares interiores, sometidos a tracción, y también situados junto los pilares de hormigón existente del pórtico de gradass, ha sido necesario diseñar una nueva cimentación, debido a la imposibilidad de que la cimentación existente absorba las reacciones generadas.

En el fondo sur, las nuevas cimentaciones consisten en tres micropilotes por pilar resueltos mediante barras GEWI directamente roscadas a la placa de anclaje de los pilares, de tal manera que la tracción se transmite directamente a los elementos de cimentación profunda.

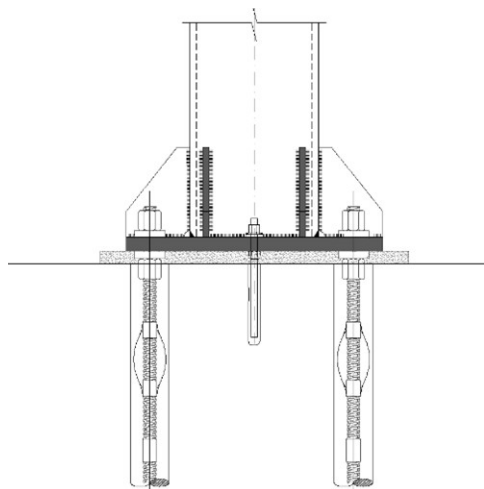


Figura 48. Cimentación apoyos traccionados de muletas fondo sur.

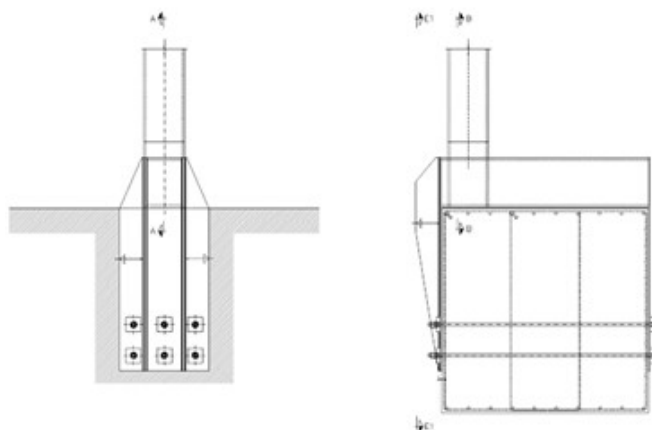


Figura 49. Cimentación apoyos traccionados de muletas fondo norte.

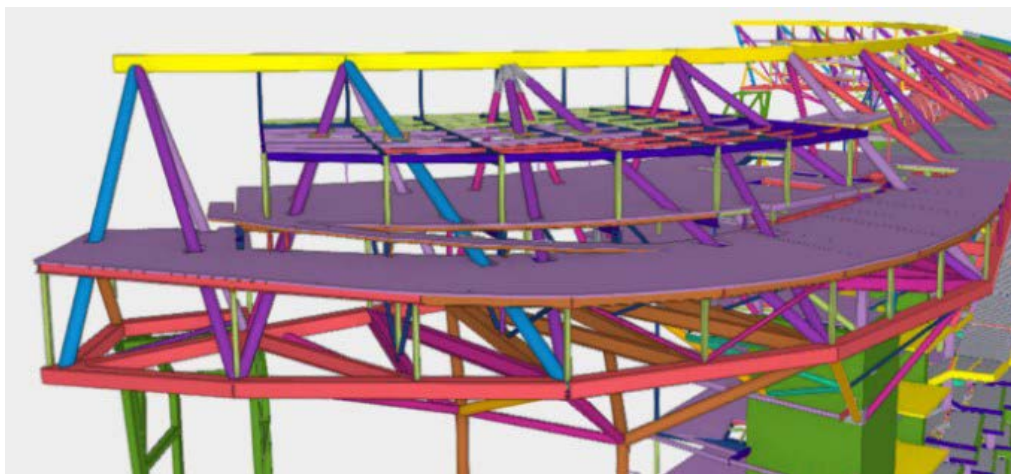


Figura 50. Modelo IFC – Oficinas UCO-UCI. Solución estructural.

En el lado norte, la posición de estos pilares a tracción coincide sobre la cimentación existente que puentea el túnel ferroviario de ADIF. La existencia de este túnel imposibilita una solución similar a la del sur, por lo que se optó por transmitir las reacciones a la viga de apeo existente. Para ello se diseñaron unas conexiones que abrazan a estas vigas. La viga existente no precisó de ninguna intervención ni refuerzo porque se comprobó que la reacción transmitida por los nuevos pilares era menor que el peso propio de la viga, de dimensiones considerables.

4.2. Estructuras sobre la viga corona

4.2.1. UCO-UCI

La zona de oficinas UCO-UCI se sitúan en el lado sur de la viga corona. Consta de dos plantas más una cubierta ligera accesible solo para mantenimiento.

De forma general, la estructura de esta zona se configura con una serie de pórticos apoyados en la corona que sirven de soporte a correas perpendiculares que sirven a su vez como apoyo del forjado colaborante.

4.2.2. Restaurantes

La zona de restaurantes consta de dos plantas más cubierta y su diseño es similar a las oficinas, mediante una serie de pórticos

apoyados en la corona que sirven de soporte a correas perpendiculares que sirven a su vez como apoyo del forjado colaborante. La distancia entre pórticos es variable y oscila entre los 5 y 10 m aproximadamente.

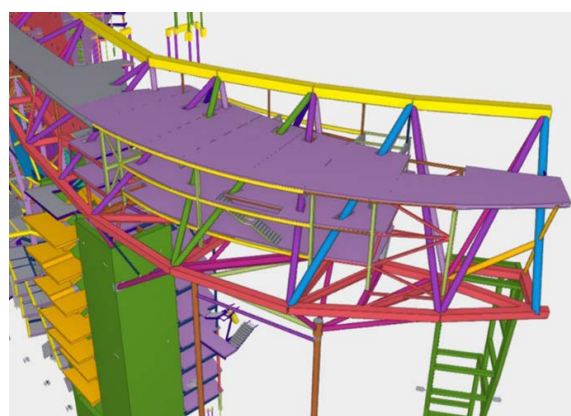


Figura 51. Modelo IFC – Restaurantes. Solución estructural.

4.2.3. Skywalk y forjados basculantes

El Skywalk se sitúa, en todo el perímetro del estadio, en el espacio libre que deja el corte horizontal de la envolvente de fachada en su parte superior (Fachada con visera [3]).

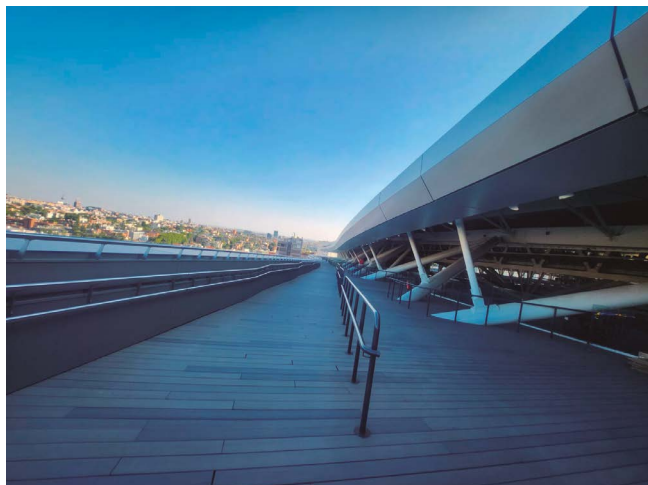


Figura 52. Skywalk. Compatibilidad con diagonales de corona.

Parte de este itinerario transitable discurre sobre la viga corona del edificio este, entre la zona de oficinas hasta los restaurantes. La estructura de soporte de este anillo, cuyo nivel es variable a lo largo de su desarrollo, se apoya en los cordones inferiores de la viga corona.

En función de la posición del suelo terminado del Skywalk respecto a la estructura de viga corona, se distinguen dos soluciones estructurales:

- Aquellas zonas donde el nivel del Skywalk con respecto al de los perfiles de la corona deja espacio suficiente como para disponer una viga principal de apoyo bajo las correas. En los casos en los que esto sea posible, se disponen vigas principales continuas que apoyan en pilares que nacen, a su vez, en los perfiles de la corona.
- Aquellas zonas donde el nivel del Skywalk no deja espacio vertical suficiente con la Corona como para disponer una línea de vigas principales apoyadas en pilares. En estos casos las correas se apoyan directamente sobre enanos metálicos que nacen en los perfiles de la corona.

En ambos casos, sobre las correas se dispone, conectado, un forjado de chapa colaborante que además permite el diseño de las correas como sección mixta.

Cabe destacar que esta zona, situada en un nivel intermedio de la celosía de corona, se ve fuertemente influenciada por la presencia de las diagonales de esta, lo que hizo necesaria la disposición de correas auxiliares para generar los huecos para el paso de estas diagonales de gran tamaño y a su vez permitir el correcto apoyo del forjado mixto.

En la envolvente de la fachada del estadio [3] existen cuatro grandes juntas verticales que permiten independizar los movimientos relativos entre las nuevas estructuras de los laterales (este y oeste) y la cubierta, esta última con importantes movimientos.

Estas juntas tienen desplazamientos verticales y horizontales que afectan a la estructura de fachada y a los forjados del Skywalk, debiendo absorber estos movimientos diferenciales materializando la transición entre las diferentes estructuras. Estas zonas móviles se conocen como forjados basculantes del Skywalk que se desarrollan de manera más pormenorizada junto con la cubierta fija [1].

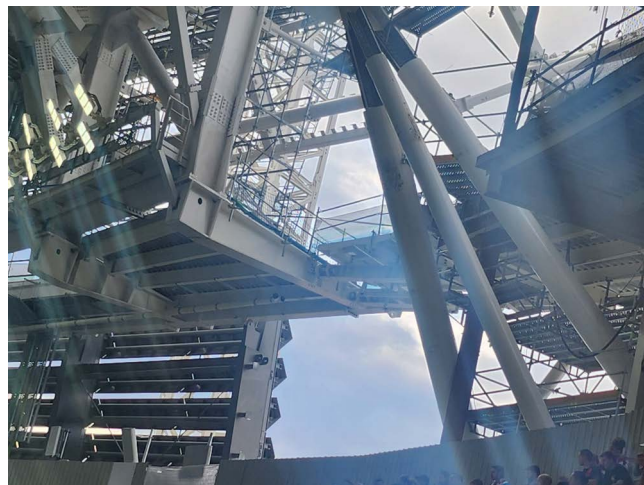


Figura 53. Skywalk. Posición de forjado basculante. Montaje parcial en el vano de junta.

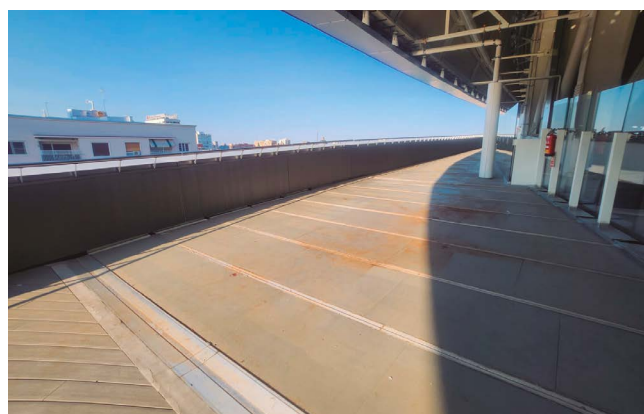


Figura 54. Skywalk. Forjado basculante.

5. ESTUDIO DE VIBRACIONES

La operativa de los estadios o edificios multiusos de envergadura, como es el caso del Santiago Bernabeu, implica el flujo periódico de gran cantidad de personas en cortos espacios de tiempo. La multitud accede o abandona la instalación utilizando las escaleras y forjados y, en este movimiento de la masa, la frecuencia de paso de los distintos individuos tiende a acompasarse entre sí dentro de unos determinados rangos de frecuencia.

Además, un caso de estudio particularmente importante en este tipo de recintos es el de la excitación dinámica generada por el público en los graderíos por el salto coordinado.

Para evaluar si el comportamiento dinámico de la estructura es satisfactorio, primero es preciso establecer los criterios de confort requerido. Esta tarea no resulta nada sencilla dado lo subjetivo del fenómeno y la dificultad, por tanto, de establecer unos límites numéricos fijos. Prueba de ello es que existe una gran cantidad de normas y publicaciones que tratan este peculiar Estado Límite de Servicio y los criterios expuestos en ellas pueden diferir bastante entre sí.

A continuación, se resumen algunos de los estudios de vibraciones realizados en el diseño de la estructura del edificio este.

5.1. Vibraciones en gradas

La normativa de referencia utilizada para el análisis del ELS Vibraciones en los graderíos ha sido la ISO 10137:2012 [5] y la ISO 2631-1:1997 [6].

5.1.1. Definición de la carga dinámica

La fuente de origen de las vibraciones en el graderío es la actividad humana, lo que la ISO 10137 [5] denomina ‘Repetitive coordinated activities over a fixed area’ y considera una acción de Clase B (la acción de la fuente de vibración cambia en el tiempo, pero no en el espacio).

Table B.1 — Some methods for solving vibration problems

Class (see 6.2)	Action	Example of mathematical method
Class A	Force or displacement is a function of time and space	Dynamic model of continuum in 1, 2 or 3 dimensions (wave propagation, continuum dynamics)
Class B	Force or displacement is a function of time	
	1) Dynamic force functions	Frequency response functions, impulse response function
	2) Dynamic displacement functions	Transfer function, frequency amplification function
	3) Amplitude or power spectrum of the source	Amplification function or square of amplification function
	4) Source vibration level (p.m.s., peak)	Amplification factors
	5) Energy imparted at the source	Propagation or attenuation laws in medium

NOTE Empirical source descriptions can take the form of simplified mathematical models, such as single-degree-of-freedom systems.

Figura 55. Tabla B.1 (ISO 10137:2012). [5]

Como masa modal, se consideró el peso propio, la carga permanente y la sobrecarga de uso. Es importante reseñar que esta sobrecarga de uso no es la sobrecarga de diseño habitual utilizada para el dimensionamiento de la estructura según CTE-SE-AE [8] sino que se consideró la ocupación real de las gradas durante un evento. Es decir, se supuso que: Las gradas están ocupadas al 100%, tanto en el graderío inferior como en el superior.

Adicionalmente, es preciso considerar en la función de carga dinámica un coeficiente de coordinación $C(N)$ que refleje la falta de coordinación en el movimiento del público.

La carga dinámica debida a la acción del público sobre el graderío se determina conforme a los parámetros indicados en el Anejo A de la ISO 10137:2012 [5] y se expresa en el dominio de las frecuencias como una serie de Fourier.

En las siguientes figuras, ya afectados por el factor de coordinación $C(N)$, se muestran las diferentes cargas dinámicas consideradas en el análisis.

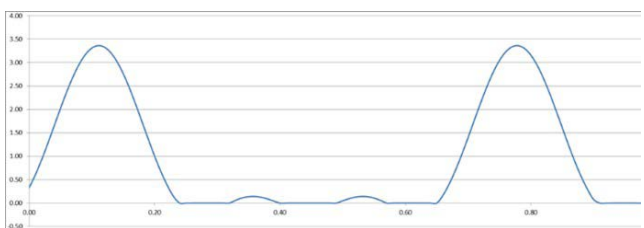


Figura 56. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 1,50 Hz.

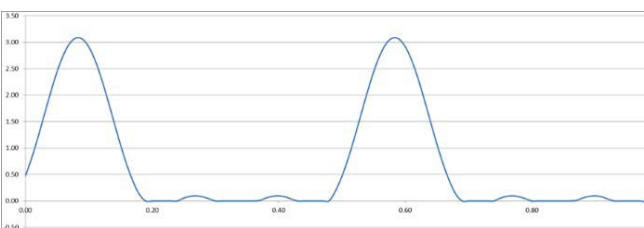


Figura 57. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 2,00 Hz.

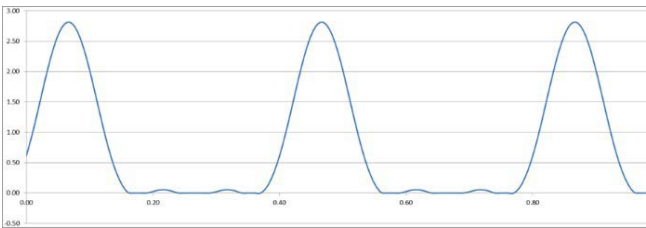


Figura 58. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 2,50 Hz.

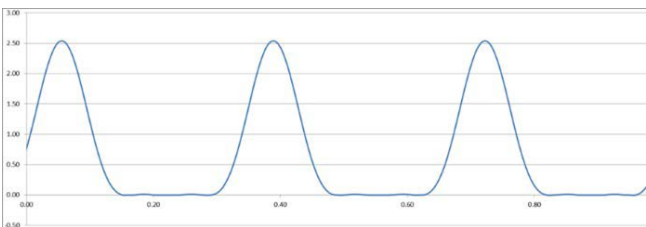


Figura 59. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 3,00 Hz.

5.1.2. Amortiguamiento de la estructura

A falta de mediciones reales sobre el graderío en servicio, lo que hacía difícil o imposible conocer el amortiguamiento real de la estructura, se optó por un valor del amortiguamiento crítico del 3,00% para el análisis.

5.1.3. Criterios de aceptación

Otro punto importante son los criterios de aceptación frente al ELS Vibraciones. En este tipo de análisis, los criterios de confort se plantean en aceleraciones para un determinado rango de frecuencia. Dichas aceleraciones límite, se suelen obtener de unas curvas base de aceleración que se multiplican por un determinado coeficiente en función de la situación estudiada. En el apartado C.2.3 de la ISO 10137:2012 [5] se establecen dos criterios de comprobación para estadios y salones de asamblea.

- Un criterio de confort para la parte pasiva de la audiencia, en el que se define un coeficiente de 200 a aplicar en las curvas de vibraciones admisibles.
- Un criterio de pánico para la parte activa, con un coeficiente de 400.

Igualmente, en el anejo C de la norma se indican las curvas base de aceleraciones admisibles verticales y horizontales:

Según lo anterior las aceleraciones admisibles son:

TABLA 1.
Aceleraciones admisibles para distintas frecuencias

	1.5 Hz	2.0 Hz	2.5 Hz	3.0 Hz
Confort	1.8 m/s ²	1.4 m/s ²	1.3 m/s ²	1.2 m/s ²
Pánico	3.6 m/s ²	2.8 m/s ²	2.6 m/s ²	2.4 m/s ²

5.1.4. Análisis modal

Para la obtención de los modos de vibración se utilizó el método Ritz. Para el análisis dinámico ofrece resultados más precisos que usando el mismo número de formas modales naturales.

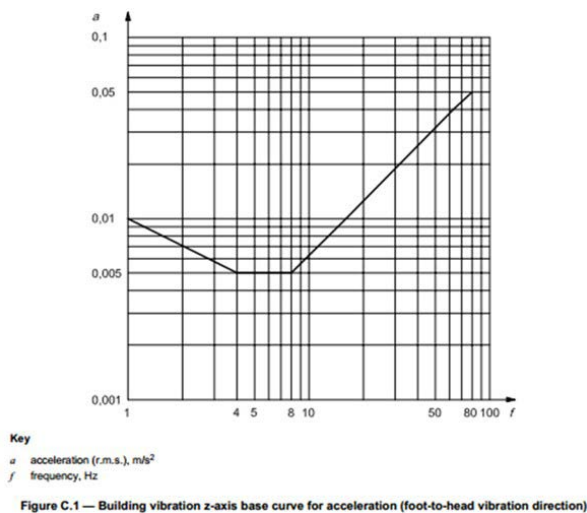


Figura 60. Figura C.1 (ISO 10137:2012). [5]

Los vectores Ritz producen excelentes resultados porque son generados tomando en cuenta la distribución espacial de cargas dinámicas, mientras que el uso directo de las formas modales naturales no toma en cuenta esta información tan importante.

Las frecuencias propias de las vigas portagrada aisladas están por encima de los 7 Hz (valor de aceptación del CTE-DB-SE [7]), pero dado que el graderío está dentro de una estructura con fuertes condicionantes geométricos, la frecuencia propia de la zona central de grada era del orden de 4,4 Hz y la de la grada lateral de 5 Hz.

A partir de esto, se plantearon diferentes escenarios de excitación para poder acotar la existencia de una posible problemática.

5.1.5. Resultados del análisis

Del análisis de vibraciones se obtuvieron las aceleraciones que se producían en un determinado punto a lo largo del tiempo y durante el evento dinámico. A partir de las aceleraciones obtenidas se estimó la aceleración ponderada.

El valor de la aceleración ponderada es el que se compara con la aceleración límite admisible.

De manera general, los escenarios analizados arrojaron aceleraciones por debajo del límite de confort. Solamente para un determinado escenario se obtuvieron aceleraciones algo superiores, pero siempre por debajo del escenario de pánico.

Estos resultados, en principio satisfactorios, se obtuvieron gracias a una adecuada rigidización de vigas portagrada y sus puntales de apoyo.

Es importante señalar que conocer de forma muy precisa la frecuencia del modo de vibración de la estructura, que afecta a las aceleraciones de la grada, es muy complicado desde el punto de vista analítico por lo que, generalmente, en estructuras complejas este se puede estimar mejor mediante ensayos una vez la estructura se ha construido e instalado todos sus acabados (que juegan un papel no menor en el amor-

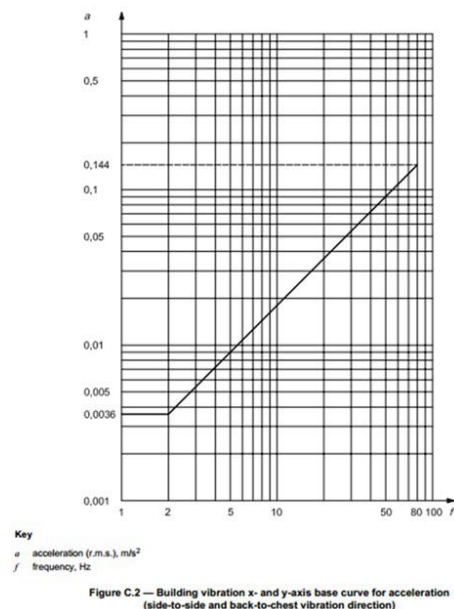


Figura 61. Figura C.2 (ISO 10137:2012). [5]

tiguamiento). Por esto, una vez finalizadas las obras, se han realizado la monitorización de las aceleraciones de distintas zonas de los graderíos para distintos eventos, confirmandose que las aceleraciones obtenidas no afectaban al confort de los usuarios.

En cualquier caso, si estos resultados no hubiesen sido los esperados, se había dejado en previsión la disposición de TMD (Tuned Mass Dumper) con el fin de disipar la energía y reducir las aceleraciones.

5.2. Vibraciones en escaleras

Al igual que en los graderíos, en las escaleras fue necesario comprobar el ELS de Vibraciones debido a la acción espectadores que acceden o abandonan el edificio. La metodología seguida fue análoga y muy similar a la expuesta para los graderíos, pero para el caso de la escalera, se consideró la acción dinámica de personas andando o corriendo con un factor de coordinación $C(N)=1,00$. La sobrecarga de uso considerada fue de 0,80 kN/m². El valor del amortiguamiento considerado también fue de 3,00%.

Table A.3 — Examples of design parameters for moving forces due to one person

Activity	Harmonic number, n	Common range of forcing frequency, n/f Hz	Numerical coefficient for vertical direction, $a_{n,v}$	Numerical coefficient for horizontal direction, $a_{n,h}$
Walking	1	1,2 to 2,4	0,37($f \sim 1,0$)	0,1
	2	2,4 to 4,8	0,1	
	3	3,6 to 7,2	0,06	
	4*	4,8 to 9,6	0,06	
	5*	6,0 to 12,0	0,06	
Running	1	2 to 4	1,4	0,2
	2	4 to 8	0,4	
	3	6 to 12	0,1	

* These higher harmonics are rarely significant where human perception is of concern, but may be important for more sensitive building occupancies such as vibration-sensitive instrumentation.

Figura 62. Tabla A.3 (ISO 10137:2012) [5].

El rango de frecuencias, según lo indicado en Figura 62, oscila entre 1,2 Hz y 12,0 Hz en función del armónico considerado, aunque lo habitual es que para marcha y carrera se esté entre 1,6

Hz y 3,50 Hz atendiendo a la tabla G.1 de la publicación ACHE-GEHO-ATEP: "Problemas de vibraciones en estructuras" [10].

Tipos representativos de actividad			Rango de aplicabilidad		
Designación	Definición	Ritmo de actividad de proyecto (Hz)	Actividades reales	Ritmo de actividad (Hz)	Tipo de estructura
Marcha	Marcha, contacto continuo con el suelo	1,6-2,4	Marcha lenta Marcha normal Marcha rápida	$\approx 1,7$ $\approx 2,0$ $\approx 2,3$	Estruc. peatonales: pasarelas, escaleras, muelles... Edific. de oficinas...
Carrera	Carrera, contacto discontinuo con el suelo	2,0-3,5	Carrera lenta Carrera normal Carrera rápida	$\approx 2,1$ $\approx 2,5$ $> 3,0$	Pasarelas en carriles de carrera...
Salto	Salto, entre normal y rítmicamente alto, en el sitio, con los dos pies a la vez	1,8-3,4	Entrenamiento con saltos, brincos y carreras con música y rítmica Jazz (baile)	$\approx 1,5-3,4$ $\approx 1,8-3,5$	Gimnasios, pabellones deportivos Salas de gimnasia (entr.)
Baile	Equivalencia aproximada a marcha rápida	1,5-3,0	Actos sociales con música clásica y moderna (p.ej. vals inglés, rumba...)	$\approx 1,5-3,0$	Salones de baile Salas de concierto y otras sin asientos fijos
Aplauso con impulso del cuerpo en posición de pie	Aplauso rítmico frente al pecho o sobre la cabeza con impulso vertical, moviendo las rodillas adelante y atrás ≈ 50 mm	1,5-3,0	Conciertos de música pop con audiencia entusiasta	$\approx 1,5-3,0$	Salas de concierto y galerías de espectadores, con y sin asientos fijos, y conciertos pop "duros"
Aplauso	Palmas rítmicas con las manos frente al pecho	1,5-3,0	Conciertos de música clásica, conciertos pop "blandos"	$\approx 1,5-3,0$	Salas de concierto con asientos fijos (no conciertos pop "duros")
Balaneo lateral del cuerpo	Balaneo rítmico lateral del cuerpo, sentado o de pie	0,4-0,7	Conciertos, actos sociales		Galerías de espectadores

Figura 63. Tabla G.1 [10].

Valorando todo lo anterior, se generaron cinco casos de carga dinámica 1,20 Hz; 1,80 Hz; 2,40 Hz; 3,00 Hz y 3,50 Hz.

En cuanto al criterio de aceptación de un forjado o escalera en relación con su comportamiento frente a las vibraciones transitorias está basado en la percepción humana, teniendo en cuenta la aceleración máxima y la frecuencia de oscilación del forjado, así como su amortiguamiento.

Como aceleración máxima se estipuló un valor máximo de 1,5m/s² basado en los valores que según la IAP-11 [11] se consideran potencialmente tolerables para pasarelas peatonales.

5.2.1. Escaleras voladas

Para estas escaleras se elaboró un modelo representativo obteniéndose una frecuencia propia para el primer modo fue de 4,80 Hz.

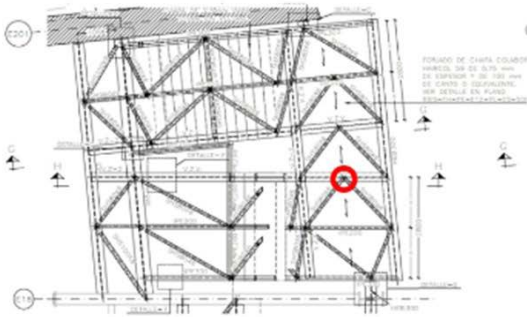


Figura 63. Tabla G.1 [10].

GRADO DE CONFORT	RANGOS DE ACELERACIONES	
	VERTICALES	LATERALES
Máximo	< 0,50 m/s ²	< 0,10 m/s ²
Medio	0,50 a 1,00 m/s ²	0,10 a 0,30 m/s ²
Mínimo	1,00 a 2,50 m/s ²	0,30 a 0,80 m/s ²
No aceptable	>2,50 m/s ²	> 0,80 m/s ²

Figura 65. Valores de referencia de aceleraciones para el confort de los peatones (Tabla 7.2-a IAP-11).

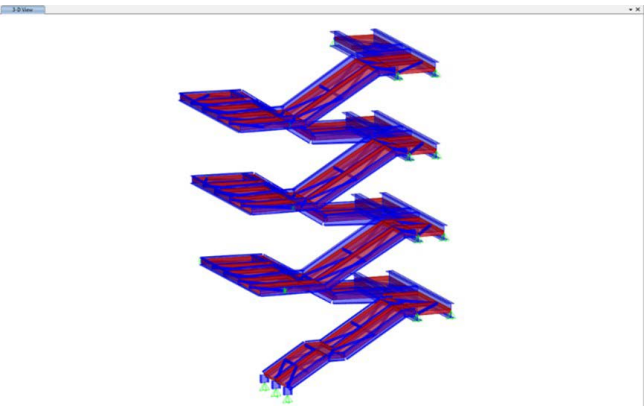


Figura 66. Vista 3D del modelo de SAP2000 de una escalera volada.

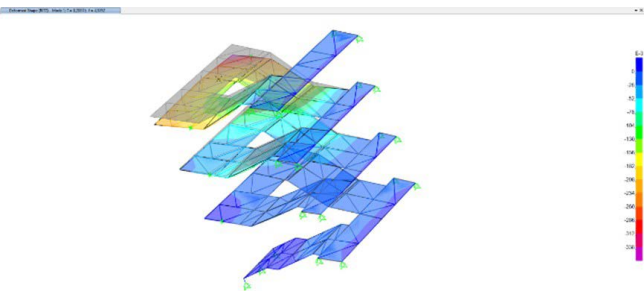
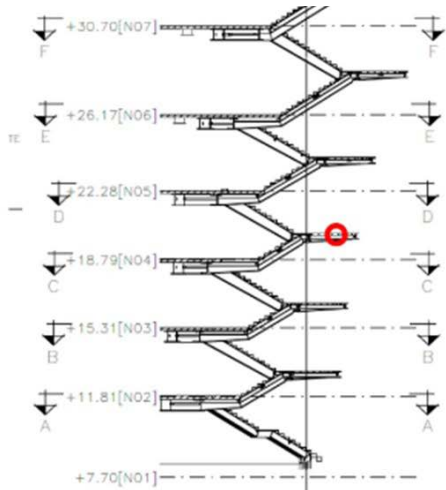


Figura 67. Vista 3D primer modo de vibración de la escalera volada.

Se analizó el punto representado en la siguiente figura correspondiente a la zona central de la meseta cuya excitación es mayor en el primer modo:



En dicho punto se obtuvieron las siguientes aceleraciones:

TABLA 2.
Aceleraciones máximas obtenidas para escaleras voladas

1,2 Hz	1,8 Hz	2,4 Hz	3,0 Hz	3,5 Hz
0.37 m/s ²	0.29 m/s ²	0.28 m/s ²	0.40 m/s ²	1.15 m/s ²

Como se puede observar todos los valores son inferiores a los 1,5 m/s² admisibles.

5.2.2. Escaleras perimetrales

Para este caso la frecuencia propia obtenida para el primer modo fue de 4,59 Hz.

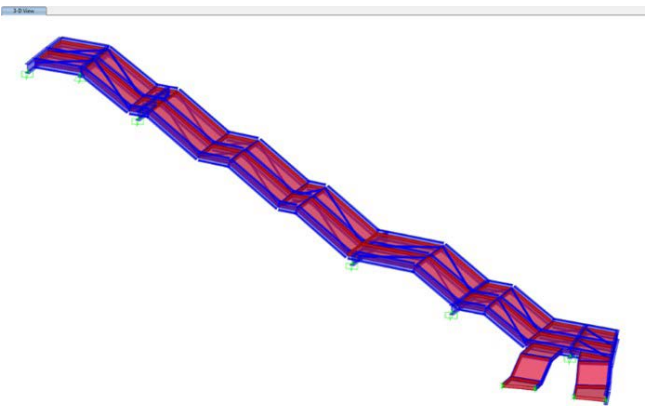


Figura 69. Vista 3D del modelo de SAP2000 de una escalera perimetral.

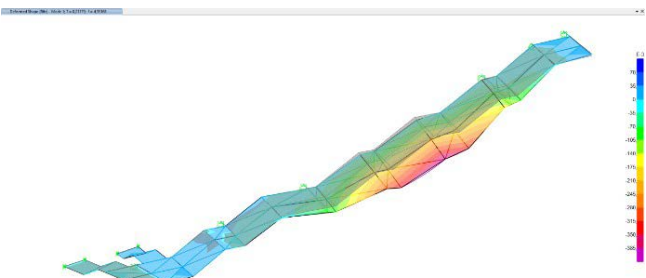


Figura 70. Vista 3D primer modo de vibración de la escalera perimetral.

Se analizó el punto representado en la siguiente figura correspondiente a la zona central de la zanca cuya excitación es mayor en el primer modo:

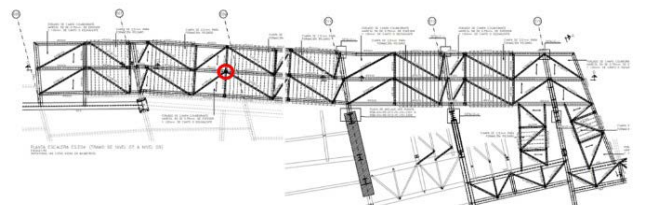


Figura 71. Punto de análisis de aceleraciones en escaleras perimetral.

En dicho punto se obtuvieron las siguientes aceleraciones:

TABLA 3.
Aceleraciones máximas obtenidas para escaleras perimetrales

1,2 Hz	1,8 Hz	2,4 Hz	3,0 Hz	3,5 Hz
0.35 m/s ²	0.40 m/s ²	1.15 m/s ²	1.32 m/s ²	1.65 m/s ²

En este caso todas las aceleraciones son menores a los 1,5 m/s², excepto para una excitación de 3.5 Hz (correspondiente a carrera rápida), aunque en todos los casos es inferior a los 2.5 m/s² límite de la IAP-11 [11]. Por tanto, se considera como admisible.

5.3. Vibraciones debidas a viento en la Corona

No solo la acción que ejercen las personas puede inducir vibraciones en una estructura, sino que el viento también es una acción que puede generarlas. Esta acción podría producir una excitación significativa si se encuentra en el rango resonante con las frecuencias propias del edificio objeto de estudio.

Por otra parte, las acciones de viento a considerar para este análisis no son las acciones características, sino las correspondientes a los periodos de retorno indicados (T), y aplicando además sólo la componente oscilante de la acción (UNE EN 1991-1-4:2007 [12]).

5.3.1. Método de análisis

Para el análisis de las aceleraciones de viento se siguió lo descrito en el anexo B del EN 1991-1-4:2007 [12].

5.3.2. Amortiguamiento

El valor del amortiguamiento δ , en este caso, el decremento logarítmico se define en el Anejo F de la norma EN 1991-1-4_2007 [12].

Se ha considerado un decremento logarítmico de $\delta_s = 0,08$; valor recomendado para las estructuras mixtas de acero y hormigón.

5.3.3. Criterio de aceptación en servicio

Cada usuario tiene una percepción diferente, existiendo diferentes bibliografías donde se reflejan diferentes valores de aceleración admisible.

La ISO 10137:2012 [5] en su Anejo D, indica las siguientes aceleraciones máximas admisibles para un periodo de retorno de 1 año.

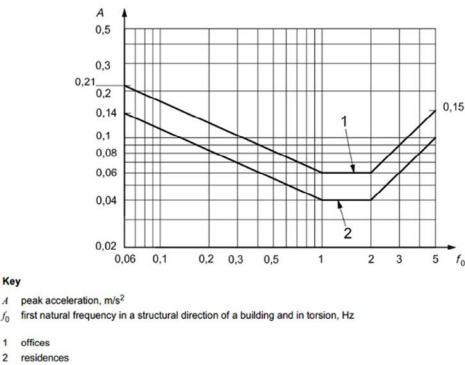


Figura 72. Curvas de evaluación de vibraciones horizontales (x,y) en edificios inducidas por el viento para un año de periodo de retorno (Figura D.1 ISO 10137:2012 [5])

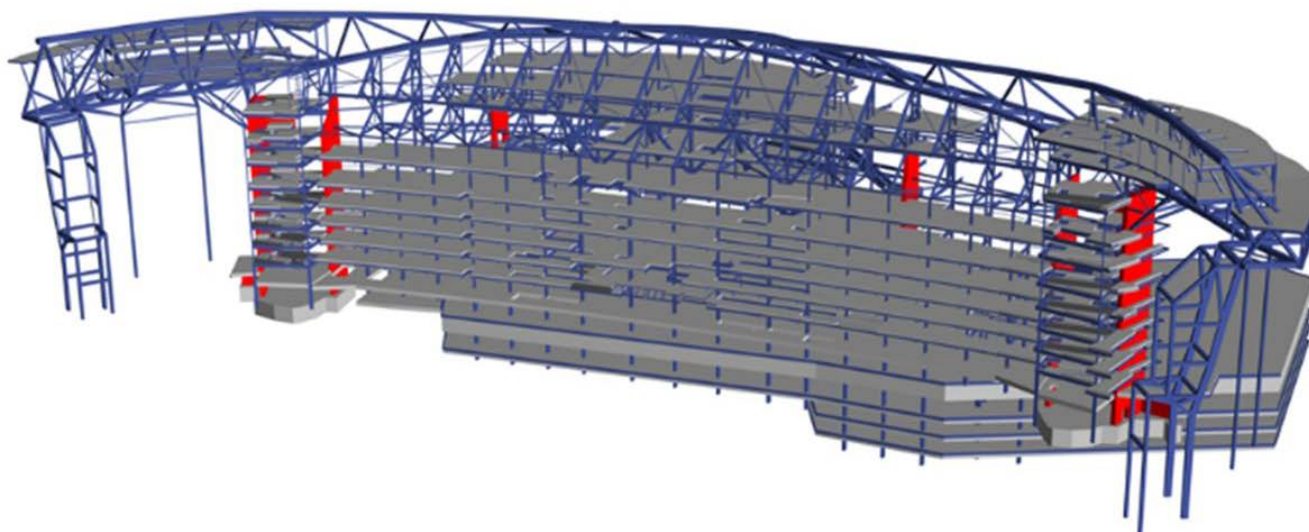


Figura 73. Vista 3D del modelo estructural global en ETABS del edificio este.

Como se muestra en la tabla anterior las aceleraciones admisibles dependen de las frecuencias propias del edificio.

Los modos propios globales de la estructura se extrajeron del modelo global del edificio este realizado en ETABS:

En la siguiente tabla se muestran los modos de vibración principales que se extraen del citado modelo:

TABLA 3.
Modos propios del edificio este para excitación de viento

Caso	Modo	Periodo s	Frecuencia cyc/sec	FrecCirc rad/sec	Autovector rad ² /sec ²
Modal	1	1.682	0.595	3.7366	13.9623
Modal	2	1.566	0.639	4.0132	16.106
Modal	3	1.343	0.745	4.6778	21.8821

Caso	Modo	Periodo s	Ux	Uy	Uz
Modal	1	1.682	0.0175	0.4274	1.488E-05
Modal	2	1.566	0.3353	0.0087	0.0002
Modal	3	1.343	0.1221	0.0078	0.0003

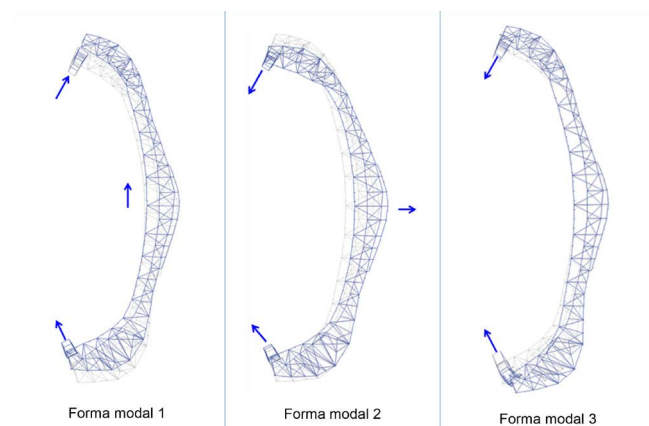


Figura 74. Formas modales del edificio este.

5.3.4. Modelo con un grado de libertad

Debido a la complejidad del problema a analizar, se decidió simplificar el modelo a un solo grado de libertad, a sabiendas de que esta simplificación puede suponer ciertas inexactitudes debido al trazado variable en altura que tienen corona y skywalk.

La rigidez del modelo simplificado se asemejó a la del modelo global para cargas puntuales en coronación.

Con la masa total (PP+CM) del edificio (unas 39.000 Tn) y la de la corona (5670 Tn) se obtuvo una frecuencia propia de 0,6Hz.

Si, además, se consideraba que la mitad de la masa de la cubierta también podía ser resonante tendríamos una masa adicional de 6800 Tn en cabeza, obteniéndose una frecuencia propia de 0,4Hz.

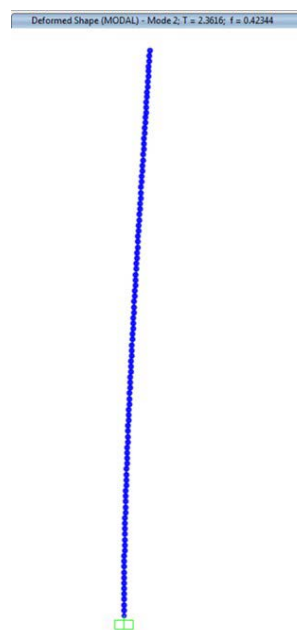


Figura 75. Frecuencia obtenida en el modelo de 1 g.d.l. con la mitad de la masa de Cubierta resonante.

5.3.5. Resultados del análisis

La frecuencia propia de la estructura no se puede conocer realmente hasta que esta está construida. Se estimó que estaría por encima de los 0,4 Hz, teniendo:

- Una frecuencia resonante en dirección norte-sur de 0,6 Hz.
- Una frecuencia resonante en dirección este-oeste de 0,65 Hz.
- La frecuencia resonante de los extremos de la viga corona será de 0,75 Hz.

Para el análisis de aceleraciones que se podrían dar en las oficinas y restaurantes situados en los extremos de la Corona, se analizaron todas estas franjas resonantes (0,40 Hz, 0,50 Hz, 0,60 Hz, 0,70 Hz, 0,80 Hz, 0,90 Hz y 1,00 Hz) obteniendo los resultados que se resumen en la siguiente gráfica:

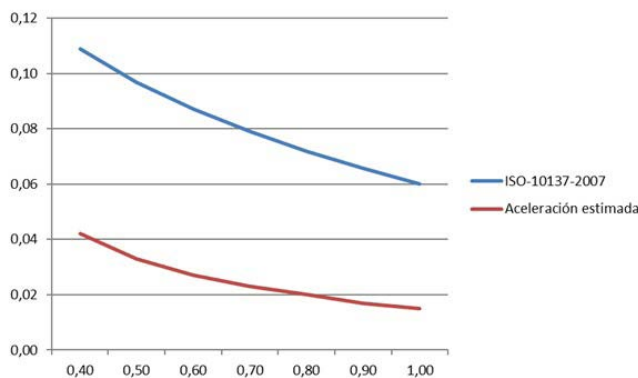


Figura 76. Gráfica de aceleraciones admisibles (ISO 10137:2007) vs aceleraciones obtenidas.

Como se observa en la gráfica mostrada las aceleraciones estimadas son inferiores a las admisibles según la norma ISO 10137 [5].

Referencias

- [1] Martínez, J., Muñoz, J., & del Río, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la estructura de la cubierta fija. *Hormigón y Acero*. 76(307): 65-94. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3979>
- [2] Calleja, D., González, A., & Salafranca, J. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructura de aparcamientos y plaza. *Hormigón y Acero*. 76(307):111-128. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3990>
- [3] Romero, E., Hortigüela, E., & Valverde, R. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructuras soporte de fachada. *Hormigón y Acero*. 76(307): 199-214. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4001>
- [4] Martínez, J., & Martín-Caro, J. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Convivir con el pasado: evaluación y refuerzo de la estructura preexistente. *Hormigón y Acero*. 76(307): 271-280. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4004>
- [5] ORGANIZACIÓN INTERNACIONAL DE NORMALIZACIÓN. ISO 10137:2012 'BASIS FOR DESIGN OF STRUCTURES-SERVICEABILITY OF BUILDINGS AND WALKWAYS AGAINST VIBRATIONS'
- [6] ORGANIZACIÓN INTERNACIONAL DE NORMALIZACIÓN. ISO 2631-1:1997 'EVALUACIÓN DE LA EXPOSICIÓN HUMANA A LAS VIBRACIONES DE CUERPO ENTERO'
- [7] MINISTERIO DE VIVIENDA. CTE-DB SE. 'CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. DOCUMENTO BÁSICO. SEGURIDAD ESTRUCTURAL. Madrid: Ministerio de Vivienda, 2006.
- [8] MINISTERIO DE VIVIENDA. CTE-SE-AE. 'CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. DOCUMENTO BÁSICO. SEGURIDAD ESTRUCTURAL. ACCIONES EN LA EDIFICACIÓN'. Madrid: Ministerio de Vivienda, 2006.
- [9] MINISTERIO DE VIVIENDA. CTE-DB SE-A 'CODIGO TÉCNICO DE LA EDIFICACIÓN. DOCUMENTO BÁSICO. SEGURIDAD ESTRUCTURAL. ACERO'. Madrid: Ministerio de Vivienda, 2006.
- [10] ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL. ACHE-GEHO-ATEP: "PROBLEMAS DE VIBRACIONES EN ESTRUCTURAS".
- [11] MINISTERIO DE FOMENTO: IAP-11. 'INSTRUCCIÓN SOBRE LAS ACCIONES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO DE PUENTES DE CARRETERA'. Madrid: ministerio de Fomento, 2011.
- [12] COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN (CEN): UNE EN 1991-1-4:2007. 'EUROCÓDIGO 1: ACCIONES EN ESTRUCTURAS. PARTE 1-4: ACCIONES GENERALES. ACCIONES DE VIENTO'