

HA

HORMIGÓN y ACERO

REVISTA CUATRIMESTRAL DE **ACHE** ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Septiembre - diciembre 2025 | Volumen 76 - Número 307





SOFiSTiK

2026
Connecting Infrastructure

© Autobahn GmbH des Bundes | Photo: Christoph Seelbach

NUEVA VERSIÓN DE SOFiSTiK DISPONIBLE

Con la versión SOFiSTiK | 2026, la compañía refuerza su apuesta por flujos de trabajo claros y eficientes para el análisis y diseño estructural.

El software está totalmente basado en BIM y permite una coordinación inteligente, tanto en proyectos de puentes como de edificación, sin comprometer la integración con interfaces bien conectadas.

El usuario sigue siendo el centro del proceso: SOFiSTiK | 2026 ofrece la flexibilidad de elegir entre distintas plataformas para el modelado BIM integrado. Los datos de planificación pueden transferirse de manera fluida y sin pérdidas dentro de un proceso BIM abierto, permitiendo su uso posterior de forma eficiente.

Las nuevas funciones en las dos áreas clave de aplicación —puentes y edificación— son amplias e innovadoras. Entre ellas se incluyen:

- Verificaciones gráficas completas para puentes mixtos acero-hormigón.
- Nuevos métodos no lineales de integración paso a paso para el análisis dinámico.
- Una experiencia de usuario modernizada para la interfaz con Rhino.

En el ámbito del diseño de edificios, SOFiSTiK | 2026 incorpora mejoras en la alineación de elementos analíticos, resultados comprobables de transferencia de cargas y verificaciones de vigas integradas en el entorno BIM.



SOFiSTiK

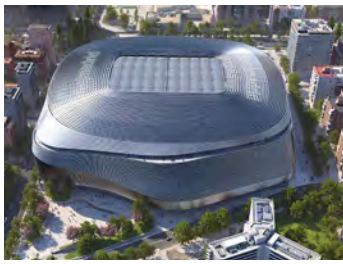


FOTO DE PORTADA: VISTA AÉREA DEL ESTADIO.

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

Jesús Rodríguez Santiago (Universidad Politécnica de Madrid, España)*

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid, España)*

SECRETARIO:

Lisbel Rueda García (Universitat Politècnica de València, España)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid, España)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (SCIDOC, Madrid, España)*

VOCALES:

Victor Alvaro Benitez (Leonhardt, Andra und Partner, Stuttgart, Alemania)

Pablo Anaya (Socotec, Madrid, España)

Alejandro Bernabéu Larena (Universidad Politécnica de Madrid, España)

Hector Bernardo Gutierrez (ACHE, Madrid, España)

Fernando Bravo (Fhecor, Madrid, España)

Iván Campo (Tylin, Barcelona, España)

Hector Cifuentes Bulte (Universidad de Sevilla, España)*

Ana de Diego (Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España)

David Fernandez Montes (Betazul, Madrid, España)*

Luisa María Gil Martín (Universidad de Granada, España)

Alejandro Giraldo (Equi Bridges, Zurich, Suiza)

Irene Josa (University College London, Londres, Reino Unido)

Beatriz Martín-Pérez (University of Ottawa, Canadá)

Juan Murcia (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)

Eva Oller (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)

Rafael Ruiz Maestre (Acciona Construcción, Madrid, España)

Juan Sagaseta (University of Surrey, Reino Unido)

Marcos Sánchez (Arup, Dublín, Irlanda)

Carlos Thomas García (Universidad de Cantabria, Santander, España)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

Antonio Adao da Fonseca (Universidade do Porto, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)

Pilar Alaejos Gutierrez (Cedex, Madrid, España)

M^a Carmen Andrade Perdrix (CIMNE, Madrid, España)

Angel Aparicio Bengoechea (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)

Jose M^a Arrieta Torrealla (Proes, Madrid, España)

Miguel Ángel Astiz Suárez (Carlos Fernández Casado, Madrid, España)

Gustavo Ayala Milian (Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán, México)

Alex Barbat Barbat (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)

Juan Luis Bellod Thomas (Cesma Ingenieros, Madrid, España)

Rigoberto Burgueno (Stony Brook University, USA)

Ángel Castillo Talavera (Instituto E. Torroja - CSIC, Madrid, España)

Antoni Cladera Bohigas (Universidad de las Islas Baleares, Palma, España)

Pilar Crespo Rodríguez (Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana, Madrid, España)

Paulo J. S. Cruz (Universidade do Minho, Guimarães, Portugal)

David Fernández Ordóñez (fib, Lausanne, Suiza)

Luis Fernández Luco (Universidad de Buenos Aires, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (Universidad Politécnica de Madrid, España)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (Universidad Politécnica de Madrid, España)

Ravindra Gettu (Indian Institute of Technology Madras, Chennai, India)

Gian Carlo Giuliani (Redesco Progetti SRL, Milán, Italia)

Dorys González Cabrera (Universidad de Burgos, España)

Enrique Gonzalez Valle (Intemac, Madrid, España)

Paulo R. L. Helene (Universidade de Sao Paulo, Brasil)

J Raul Husni (Universidad de Buenos Aires, Argentina)

Jose Antonio Lombart Jaques (Consultor independiente, Madrid, España)

Antonio Mari Bernat (Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España)

Francisco Millanes Mato (Ideam, Madrid, España)

Miguel Ortiz (California Institute of Technology, USA)

Enio Pazini Figueiredo (Universidade Federal de Goias, Brasil)

Alejandro Pérez Caldentey (Fhecor, Madrid, España)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (Fadon Ingeniería, Madrid, España)

Carlos A. Prato (Universidad Nacional de Córdoba, Argentina)

Antonio Reis (Universidade Tecnica de Lisboa, Lisboa, Portugal)

José Manuel Roesset (National Academy of Engineering, Washington DC, EE.UU.)

Gonzalo Ruiz (Universidad de Castilla-La Mancha, Ciudad Real, España)

Jacinto Ruiz Carmona (Mecanismo Ingeniería, Madrid, España)

Ana M^a Ruiz-Teran (Imperial College London, Reino Unido)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart, Alemania)

Mike Schlaich (Schlaich Bergermann und Partner, Stuttgart, Alemania)

Álvaro Serrano Corral (MC 2 Estudio de Ingeniería, Madrid, España)

Carlos Siegrist Fernández (Consultor independiente, Madrid, España)

Juan Antonio Sobrino Almunia (Pedelta Canada Inc., Toronto, Canadá)

Pedro Miguel Sosa (Universitat Politècnica de València, España)

Peter J. Stafford (Imperial College London, Reino Unido)

Andrés Torres Acosta (Instituto Tecnológico de Monterrey, México)

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

El Consejo Editorial de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El Comité de Redacción se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del Consejo Asesor Científico es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional.

Una descripción más amplia puede consultarse en www.hormigonyacero.com

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigon y Acero* esta indexada en las bases de datos siguientes: *Emerging Sources Citation Index/Web of Science Core Collection (ESCI/WoS)* - *Journal Citation Reports (JCR)* - *Scopus* - *Pascal* - *InDICES-CSIC* - *Dialnet-Sumaris* - *Catalogo Latindex 2.0* - *ScienceDirect*.

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

Protección de datos: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente

CINTER
DIVULGACIÓN TÉCNICA

CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.
C/Doctor Santero, 7, 28039 Madrid (España)
Teléfono: 913191200
Correo electrónico: cinter@cinter.es

Impresa en España por Gráficas Muriel
Diseño gráfico y maquetación: MGráfico
Depósito legal: M-853-1958

Todos los contenidos se publican como artículos de acceso abierto, bajo la licencia Creative Commons Reconocimiento-No Comercial-Sin Obra Derivada (CC BY-NC-ND 3.0). No se admite el uso de los artículos con fines comerciales. Si permite copiar, distribuir e incluir el artículo en un trabajo colectivo (por ejemplo, una antología), siempre y cuando no exista finalidad comercial, no se altere ni se modifique el artículo y se cite apropiadamente el trabajo original. Ni Cinter Divulgación Técnica ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE) tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.

Carta del Director	7
Carta del Editor Asociado	9
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Creación de un icono del siglo XXI <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Creation of a 21st Century Icon</i> Jesús Javier Mateos Hernández-Briz, & Óscar Liébana Carrasco	11
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Desarrollo del proyecto arquitectónico <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Architectural Project Development</i> Gema González Martínez-Valcarcel, & Manuel Bernabé Martín	33
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos geotécnicos <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Geotechnical Aspects</i> José Antonio Leira Velasco	55
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la estructura de la cubierta fija <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Design and Construction of the Fixed Steel Roof</i> José Martínez Salcedo, José Enrique Muñoz García, & Santiago del Río Rodríguez	65
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos estructurales relevantes en los torreones del lado este y en las nuevas torres de acceso del lado oeste <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Relevant Structural Aspects in the East Turrets and in the New Access Towers</i> Pietro Bartalotta, & Ginés Ladrón-de-Guevara Méndez	97
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructura de aparcamientos y plaza <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Parking and Square Structure</i> Daniel Calleja Morales, Arturo González Anchuela, & Jaime Salafranca Gamo	111
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El edificio oeste: las torres - la corona - la viga museo <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. The West Building: the Towers - the Corona - the Museum Beam</i> José Martínez Salcedo, Alejandro Yustres Real, Alberto Curbelo Díaz, & Santiago del Río Rodríguez	131
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El nuevo edificio del este <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. The New East Building</i> Eduardo Romero Rey, Jose Miguel Haro Tornero, & Elena Hortigüela Páramo	153
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la cubierta retráctil <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Design and Construction of the Movable Roof</i> José Martínez Salcedo, & Santiago del Río Rodríguez	175
Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructuras soporte de fachada <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Facade Support Structures</i> Eduardo Romero Rey, Elena Hortigüela Paramo, & Rodrigo Burgos Valverde	199

<p>Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. La ingeniería para la definición y cálculo estructural de la fachada de lamas <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Engineering for the Design and Structural Analysis of the Slatted Façade</i> Matías García del Valle Lajas, Adrián Roiz, & Jordi Alcaine</p>	215
<p>Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Sistema de automatización del terreno de Juego <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Fully Automated Pitch Changeover System</i> Jorge Vizcaya Pérez, César Quevedo Galván, Miguel Ángel Morales Polo, Ignacio Pita Olalla, & Javier Salcedo López</p>	237
<p>Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructura soporte del videomarcador <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Supporting Structure of the Videoboard</i> Eduardo Romero Rey, Tejani El Bannoudi, & Rodrigo Burgos Valverde</p>	249
<p>Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Convivir con el pasado: evaluación y refuerzo de la estructura preexistente <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Live With the Past: Evaluation and Reinforcement of the Original Structure</i> José Luis Martínez Martínez, & José Antonio Martín-Caro Álamo</p>	271
<p>Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Un templo digital contemporáneo. Metodología BIM en diseño, construcción y fabricación de un hito <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. A Contemporary Digital Temple. BIM Methodology in Design, Construction and Manufacturing of a Milestone</i> Laura Aldea Abad</p>	281
<p>Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Supervisión externa del proyecto estructural de las obras de rehabilitación, ampliación y exteriores. Nueva estructura de cubiertas y exteriores <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. External Supervision of the Structural Project of the Rehabilitation, Expansion and Exterior Works. New Structure of Roofs and Exteriors</i> Guillermo Siegrist, Jesús Ortíz Herrera, & Pedro Díaz Domínguez</p>	305
<p>Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Organización del proyecto, gerencia de proyecto y dirección técnica y facultativa <i>Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Project Management, Site Supervision Organization</i> Rafael Sánchez Ripio, & Carlos López Palanco Díaz</p>	317

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (MADRID)



A NEMETSCHKE COMPANY
ALLPLAN Systems



ARENAS & ASOCIADOS,
INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER



C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici TILHers
08034 - BARCELONA



AZUL CONSTRUCCIÓN REPAIR, S.A.
Pq. Comercial San Jerónimo, Calle A,
Nave 11. 41015 SEVILLA



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10º
28006 MADRID

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

C/ Orense, 10
28020 MADRID



CEDEX (Laboratorio Central)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID



CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID



CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5 - Bajo
03003 ALICANTE



DRAGADOS, S.A.
Avda. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID



EDARTEC CONSULTORES
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3
41297 MAIRENA DE ALJARAFE (SEVILLA)



E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA
Ciudad Universitaria, s/n
28040 MADRID



FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Avda. Camino de Santiago 40
28050 MADRID



FHECOR ingenieros consultores S.A.
C/Barquillo, 23. 1º izq.
28004 MADRID



FLORENTINO REGALADO INGENIERÍA & ARQUITECTURA S.L.P.
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L.
C/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



HILTI ESPAÑOLA, S.A.
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I
28050 MADRID



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



MAMMOET
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)



MEKANO4 INNOVATIVE SOLUTIONS
Pl. Can Nadal, Carrer Can Nadal, s/n, Nave 1-A, 08185
Lliçà de Vall, Barcelona



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alfonso XI, 12
28014 Madrid



PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGUEIRO-OROSO (A CORUNA)



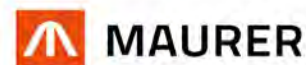
SORIGUÉ ACSA
Calle de la Pirotecnia. 28052.
Madrid



MEMBER OF BASQUE RESEARCH
& TECHNOLOGY ALLIANCE

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:





AGUILAR GROUP
Soluciones Integrales en Elevación y Transporte



- ▶ GRÚAS Y CAMIONES GRÚA
- ▶ GRÚAS CELOSÍA
- ▶ PLATAFORMAS ELEVADORAS DE PERSONAL
- ▶ TRANSPORTE POR CARRETERA
- ▶ WIND RENOVABLES
- ▶ OTRA MAQUINARIA DE ELEVACIÓN

SERVICIO PERMANENTE
24 HORAS / 365 DÍAS
NACIONAL E INTERNACIONAL

 **+34 918 70 14 99**

 **Whatsapp:**
+34 658 19 02 09

www.gruasagUILAR.com

gruasagUILAR@gruasagUILAR.com

GRUAS AGUILAR

GRUAS JERRAT

AGUILARWIND

AGUILAR PLATAFORMAS



Jesús Rodríguez

DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO

DIRECTOR OF HORMIGÓN Y ACERO

CARTA DEL DIRECTOR

En el número anterior 306 de esta revista publicado en el mes de agosto se comentaba la renovación del Consejo Editorial. A este respecto, se han incorporado once miembros nuevos con el fin de reforzar el equipo con profesionales jóvenes que colaboren en el impulso a la revista, con profesionales situados fuera de España que contribuyan a facilitar la internacionalización de la revista y, finalmente, con profesionales relacionados con las estructuras de edificación para promover la publicación de artículos tanto de estructuras de obras civiles como de edificación.

El nuevo Consejo Editorial, formado por este grupo unido a parte de los miembros anteriores, figura en la página 1 de la revista y trabajará en esta nueva andadura continuando la labor del equipo anterior e impulsando nuevas iniciativas, que se irán plasmando en la publicación de los números de la revista, tanto los números ordinarios como los monográficos.

Este número 307 de la revista está dedicado a la obra de la gran remodelación del Estadio Santiago Bernabéu del Real Madrid C. F., estadio que ya fue inaugurado en el año 1947 y que ha sufrido varias reformas conllevando la última que aquí se describe unos cambios, unas ampliaciones, una cubierta retráctil y unas nuevas fachadas de gran envergadura que hacen de este estadio renovado un referente internacional.

La importancia de esta renovación queda descrita en los 17 artículos que forman este monográfico escritos por gran parte de los equipos que han intervenido en esta gran obra.

El número ha sido coordinado por dos editores asociados, Jesús Mateos y Julio Sánchez. Jesús es el director de los Servicios Técnicos de la empresa FCC Construcción, responsable del diseño y ejecución de esta obra en un modelo *fast-track* de gran complejidad. Julio es el subdirector de la revista y director técnico de Fhecor.

Cómo la revista ya hizo en ocasión de los monográficos anteriores, está prevista la celebración de una jornada de presentación de este número que se anunciará oportunamente.

En 2026, *Hormigón y Acero* publicará dos números monográficos, uno en honor a los profesores Hugo Corres y Toni Marí y otro sobre acciones explosivas en las estructuras. Además, empezará a publicar, entre otros, los artículos que se reciban y que se revisen relacionados con presentaciones llevadas a cabo en el congreso ACHE celebrado en Granada en el mes de junio del 2025.

Finalmente, se invita a los autores interesados en publicar artículos sobre estructuras en castellano o inglés que consideren *Hormigón y Acero* como una revista de su interés. Además, se recuerda que en la web www.hormigonyacero.com pueden descargarse todos los artículos publicados hasta la fecha de forma gratuita.

LETTER FROM THE DIRECTOR

In the previous issue 306 of this journal published in August, the renewal of the Editorial Board was commented. In this regard, eleven new members have been incorporated in order to strengthen the team with young professionals who collaborate in promoting the journal, with professionals located outside Spain who contribute to facilitating the internationalization of the journal and, finally, with professionals related to building structures to promote the publication of articles on both civil works and building structures.

The new Editorial Board, formed by this group together with part of the previous members, appears on page 1 of the journal and will work on this new phase continuing the work of the previous team and promoting new initiatives, which will be reflected in the publication of the issues of the journal, both ordinary and monographic ones.

This issue 307 of the journal is dedicated to the work of the major remodelling of the Santiago Bernabéu Stadium of Real Madrid C.F., a stadium that was inaugurated in 1947 and has undergone several renovations, the last one being described here that includes changes, extensions, a large movable roof and new facades that make this renovated stadium an international benchmark.

The importance of this renovation is described in the 17 articles that make up this monograph written by most of the teams that have intervened in this great work.

This issue has been coordinated by two associate editors, Jesús Mateos and Julio Sánchez. Jesús is the director of Technical Services at FCC Construcción, responsible for the design and execution of this work in a *highly complex fast-track* model. Julio is the deputy director of the journal and technical director of Fhecor.

As the journal has already done on previous monographs, a presentation day of this issue will be announced in due time.


In 2026, *Hormigón y Acero* will publish two monographic issues, one in honour of professors Hugo Corres and Toni Marí and the other on explosive actions in structures. In addition, the papers that are received and reviewed related to presentations made at the ACHE congress held in Granada in June 2025 will begin to be published, among others.

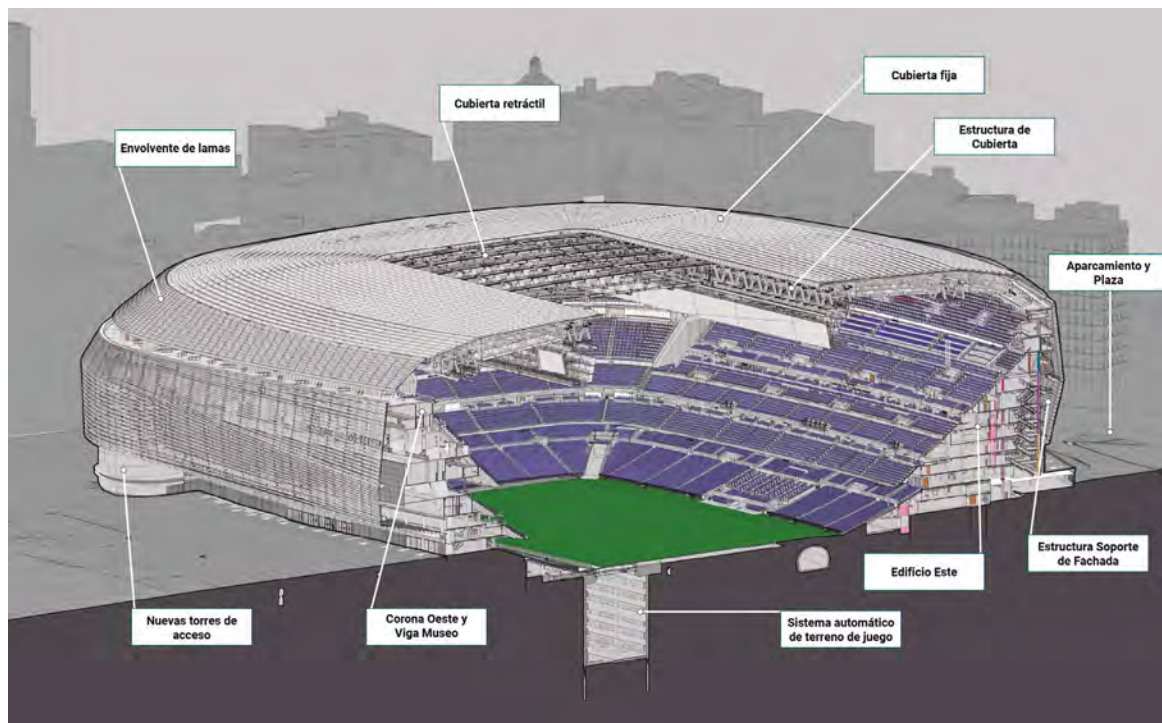
Finally, authors interested in publishing articles on structures in Spanish or English, that consider *Hormigón y Acero* as a journal of interest are invited. In addition, it is recalled that all articles published to date can be downloaded free of charge on the website www.hormigonyacero.com.



 **Grupo Liñagar**



 Ejecutamos con detalle espacios muy especiales,
como la nueva zona VIP del estadio Santiago Bernabéu.



CARTA DEL EDITOR ASOCIADO

Me complace presentar el presente número monográfico de la revista dedicado a la reforma del Estadio Santiago Bernabéu.

Esta obra ha concitado mucho interés por varios motivos. Por una parte, es evidente que su carácter de edificio hogar de uno de los clubs de fútbol mas seguidos a nivel mundial hace que los trabajos hayan tenido un seguimiento constante, vía redes sociales, por millones de personas que buscaban con expectación noticias y videos del avance de los mismos.

Pero más allá de su carácter casi “religioso” para muchos, la reforma ha supuesto un enorme reto tanto a nivel arquitectónico como, sobre todo, a nivel ingenieril.

Las estructuras necesarias para dotar al estadio de su nueva cubierta, realizadas con técnica de obra civil pesada, la cubierta retráctil que aísla completamente el interior de las inclemencias del tiempo, los sistemas móviles que permiten en pocas horas retirar el terreno de juego y disponer de una superficie libre adecuada para la celebración de cualquier evento y, pocas horas después, revertir la operación y poder volver a disputar partidos como si nada hubiera pasado, los nuevos equipamientos tecnológicos y audiovisuales del estadio... son, en sí, cada uno de ellos, trabajos que merecen una especial atención y juntos componen un conjunto difícilmente repetible.

Todo ello, junto con el reto de realizarlo de manera compatible con el mantenimiento de la actividad y en el centro de la ciudad, con los correspondientes problemas logísticos que conlleva, ha requerido de la aportación de un extraordinario equipo de técnicos y operarios que han trabajado de forma incansable para alcanzar el éxito final conseguido.

Este número monográfico recoge, a lo largo de sus distintos artículos, y contado por sus protagonistas, las distintas particularidades del diseño y la ejecución de cada uno de estos elementos.

Aunque cada artículo es autoexplicativo en su contenido, para evitar repetir descripciones generales en todos los artículos, se han obviado éstas, que se encuentran fundamentalmente en el artículo de apertura del monográfico, por lo que se recomienda la lectura ordenada del conjunto del monográfico desde el primer artículo.

125 AÑOS UNIDOS A TI

Estadio Santiago
Bernabéu (Madrid)



125 años

www.fccco.com

WILL
CORVARA
PHOTOGRAPHY

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. La creación de un icono del siglo XXI

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Creation of a 21st Century Icon

Jesús Javier Mateos Hernández-Briz^{a,*} y Óscar Liébana Carrasco^b

^a *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción.*

^b *Doctor Arquitecto. Universidad Politécnica de Madrid.*

Recibido el 29 de octubre de 2024; revisado el 10 de enero de 2025, aceptado el 5 de mayo de 2025

RESUMEN

El Real Madrid C.F. ha llevado a cabo una ambiciosa reforma del estadio Santiago Bernabéu, un icono no sólo deportivo sino de la ciudad de Madrid, un edificio de mediados del siglo XX con numerosas reformas y ampliaciones hasta la innovadora propuesta de convertir el estadio en un recinto multiusos, dotándolo de una envolvente completa que proporciona aislamiento ante inclemencias atmosféricas, renovando su imagen y creando un nuevo estándar de lo que es un estadio multifuncional moderno.

FCC construcción ha sido el encargado de realizar el diseño y ejecución en un modelo de fast-track, con una gran complejidad logística y de ejecución. El proyecto ha supuesto un hito desde el punto de vista estructural, de los procedimientos de ejecución, aplicación de soluciones y materiales innovadores, siendo foco de atención de la ciudad de Madrid durante toda su ejecución.

En este artículo se describe, a partir de la historia del recinto, la dificultad de los trabajos sobre un edificio del siglo pasado a rehabilitar y en pleno uso, hasta el desarrollo de las principales actuaciones arquitectónicas, estructurales, de instalaciones y tecnológicas, con su problemática y soluciones innovadoras para completar una de las actuaciones más complejas desarrolladas en un entorno urbano.

PALABRAS CLAVE: Estadio, reforma, envolvente, cubierta retráctil, estructura metálica, refuerzos

©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

Real Madrid C.F. has undertaken an ambitious renovation of the Santiago Bernabéu Stadium, an icon not only in sports but also in the city of Madrid. This mid-20th century building has undergone numerous renovations and expansions, culminating in an innovative proposal to transform the stadium into a multi-purpose venue. The stadium now features a complete enclosure that provides protection against adverse weather conditions, renewing its image and setting a new standard for what a modern multifunctional stadium should be.

FCC Construcción was responsible for the design and execution of the project using a fast-track model, which involved significant logistical and execution complexity. The project has been a milestone from a structural perspective, in terms of execution procedures, and the application of innovative solutions and materials, drawing the attention of the city of Madrid throughout its execution.

This article describes, starting from the history of the venue, the challenges of working on a building from the last century that needed to be rehabilitated while still in use, to the development of the main architectural, structural, installation, and technological interventions, along with their challenges and innovative solutions to complete one of the most complex projects carried out in an urban environment.

KEYWORDS: Stadium, renovation, envelope, retractable roof, steel structure, reinforcements.

©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:* jmateosh@fcc.es (Jesús Javier Mateos Hernández-Briz)

Cómo citar este artículo: Mateos, J.J., & Liébana, Ó. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Creación de un icono del siglo XXI. *Hormigón y Acero*. 76(307):11-30. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3988>

1. INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años, la ciudad de Madrid ha visto la transformación total de su recinto deportivo más significativo, el es-

tadio Santiago Bernabéu, transformación en el que la ingeniería estructural ha tenido un papel protagonista.



Figura 1. Estadio antiguo de Chamartín.



Figura 2. Obras del nuevo estadio junto al antiguo estadio de Chamartín.



Figura 3. El estadio en 1947.



Figura 4. La ampliación de 1954.

El fútbol es, para muchos, más que un deporte, es una pasión que une a personas de diferentes culturas y orígenes, como una religión moderna, y, como tal, tiene sus comunidades, sus rituales, sus ídolos y también sus templos. El estadio Santiago Bernabéu es para muchos millones de personas, seguidoras del Real Madrid CF, el templo donde celebrar sus ritos.

Conscientes de esa trascendencia que tiene el edificio, y, por tanto, cualquier actuación sobre él, desde el Club se decide promover una ambiciosa reforma del estadio que lo lleve a convertirse, no solo en icono para el madridismo, sino también un hito de la construcción del siglo XXI dentro de la ciudad de Madrid.

Es este artículo se recoge la historia de los diferentes recintos que utilizó el Real Madrid hasta el primer proyecto en la situación final, así como las diferentes reformas hasta la actual. Posteriormente, se explica la reforma tras el concurso de 2014 para describir el proyecto realizado en cada una de las actuaciones estructurales, arquitectónicas, de fachada, tecnológicas, de instalaciones y de refuerzos estructurales, para finalizar con el del reto de diseño y construcción realizado, la complejidad de los condicionantes logísticos y técnicos, resueltos por un extenso equipo técnico de diseño y ejecución.

2. HISTORIA DEL ESTADIO

Desde su fundación en 1902, el Real Madrid C.F. ha utilizado diferentes recintos para la celebración de sus partidos [1]. Desde el campo del Hipódromo de la Castellana, el campo de O'Donnell, el velódromo de Ciudad Lineal (obra de Arturo Soria) hasta el campo antiguo de Chamartín desde 1924 (figura 1), que fue el primero de su propiedad y que tenía capacidad para 15.000 espectadores.

Fue en 1944 cuando el Club, bajo la presidencia de D. Santiago Bernabéu, adquiere los terrenos anexos a este estadio para construir uno nuevo (figura 2) siguiendo el proyecto de los arquitectos Manuel Muñiz Monasterio y Luis Alemany Soler, y con diseño estructural de Carlos Fernández Casado [2][3].

Con un aforo para 100.000 espectadores, situados en grada baja, tribuna y primer y segundo anfiteatro (excepto el lateral este, que no disponía de los antiteatros superiores) el nuevo estadio de Chamartín fue inaugurado el 14 de diciembre de 1947 (figura 3).

A partir de ese primer diseño, a lo largo de los años, el estadio ha ido sufriendo distintas reformas y ampliaciones. El



Figura 5. El estadio en 1982.

19 de junio de 1954, y bajo proyecto y dirección de los mismos técnicos del diseño original, se inauguró la ampliación de lateral este (figura 4). Esta ampliación completa los dos primeros anfiteatros que faltaban en este lateral en el edificio original y añade sobre ambos un tercer anfiteatro, con lo que el aforo completo sube a 125.000 espectadores [4].

En enero de 1955 se decidió el cambio de nombre del estadio Nuevo Chamartín, que pasó a tener su denominación actual de Estadio Santiago Bernabéu, a modo de reconocimiento por la gestión del presidente al frente del club.

La siguiente gran reforma tuvo lugar con motivo del Campeonato Mundial de fútbol que se celebró en España en 1982 (figura 5), bajo proyecto de los arquitectos Luis y Rafael Alemany y Manuel Salinas, y con proyecto estructural de OTEP Internacional, en la que se dotó de cubierta a las gradas de los fondos y del lateral oeste, se remodeló la fachada y se instalaron nuevos marcadores electrónicos [5].

La nueva cubierta se resolvió mediante cerchas en voladizo arriostradas entre sí y fijadas a dos de las líneas de pilares originales del estadio. Los pilares de línea más exterior, que se veían sometidos a fuertes tracciones, requirieron un refuerzo mediante cables verticales de pretensado que aseguraran el correcto comportamiento de los mismos.

Adicionalmente, y para cumplir las normativas FIFA requeridas al Real Comité Organizador del Campeonato Mundial, hubo que transformar los graderíos, convirtiendo un número significativo de localidades de pie en asientos, lo que supuso una pérdida de aforo, que se redujo hasta 90.800 espectadores (55.000 de pie y 35.800 sentados)

En 1994 tuvo lugar otra gran ampliación del estadio (figura

6). Con proyecto arquitectónico del estudio Lamela y estructural de OTEP Internacional, se amplió de nuevo significativamente la capacidad del recinto, creando dos nuevos niveles de anfiteatro en el arco norte-oeste-sur completo, añadiendo 21.000 nuevas localidades [6].

Este aumento de aforo obligó a incrementar los medios de evacuación, para lo que se crearon las cuatro torres en las esquinas que proporcionan escaleras y rampas para una eficaz evacuación en caso de emergencia.

La creación de los nuevos graderíos obligó a elevar la cubierta de 1982 unos veinte metros sobre su posición anterior, conectándose a la estructura de esos nuevos graderíos. Adicionalmente se dispuso una cubierta telescópica en el lateral oeste, sobre la zona del palco presidencial que compensara la pérdida de protección frente a la lluvia de los espectadores que suponía la nueva posición elevada de la cubierta.



Figura 6. La ampliación de 1994.



Figura 7. La reforma de 2004.



Figura 8. Propuesta de nuevo estadio de Félix Candela.

Posteriormente, en 1998 surgió la necesidad de que la totalidad de las localidades del estadio pasaran a ser de asiento, desapareciendo las de pie. Eso redujo de nuevo la capacidad del estadio a 75.000 espectadores.

Finalmente, la última reforma significativa, antes de la actual, se produjo en 2004 [7], año en el que, también con proyecto de estudio Lamela, se amplió ligeramente el aforo hasta los actuales 80.000 espectadores, y se dotó de cubierta a las gradas del lateral este que eran las únicas que carecían de cubrición, ejecutando también un nuevo cerramiento para la fachada este (figura 7).

Internamente se realizaron ajustes para conseguir la calificación "Élite UEFA" para el estadio. Entre ellas se modificó

la posición del palco presidencial trasladándolo al lateral este, de forma que hubiera conexión directa con los vestuarios, y se mejoraron las zonas y palcos VIP del estadio.

Es evidente la voluntad que ha tenido el Real Madrid de seguir ligado a los terrenos del Paseo de la Castellana, donde tiene su casa desde 1924. No obstante, con la expansión de la ciudad, los terrenos en los que se sitúa el estadio, que en un principio habían sido extrarradio, quedaron situados en pleno centro de la ciudad, y hubo algún intento de mover la sede a terrenos nuevos, como la propuesta en 1973 de un nuevo estadio al norte de Fuencarral, cuyo diseño corrió a cargo de Félix Candela [8] (figura 8).

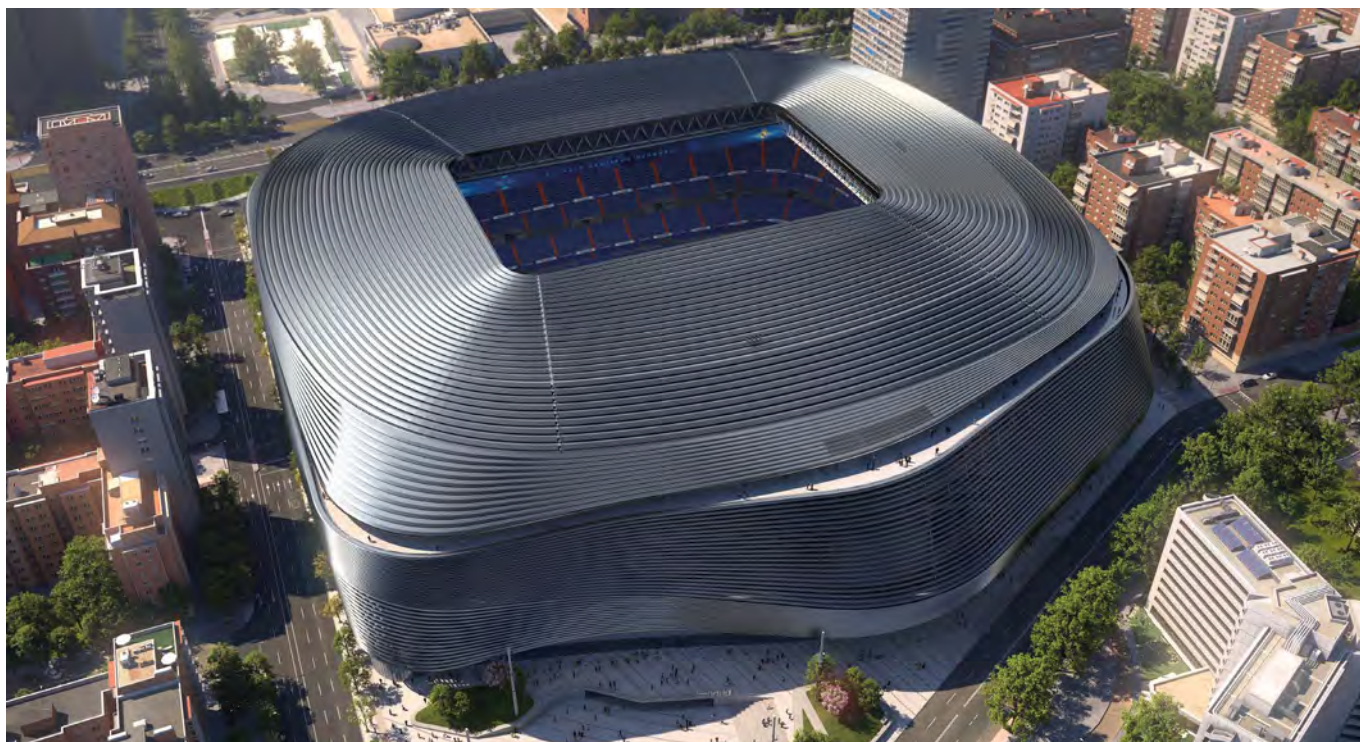


Figura 9. La propuesta de I35, GMP y RIBAS Y RIBAS.

Finalmente, el proyecto no se llevó a cabo debido a la oposición de las autoridades franquistas y a la complejidad de la financiación. Aunque la idea fue aprobada inicialmente por los socios del club, finalmente no se materializó y el Estadio Santiago Bernabéu continuó siendo la casa del Real Madrid.

3. LA REFORMA ACTUAL

La reforma actualmente en curso comienza su andadura cuando, en enero de 2014, el Real Madrid resuelve el Concurso Internacional de Arquitectura restringido para la Reforma Integral del Estadio Santiago Bernabéu que había convocado un par de años atrás, con la principal finalidad de convertir al Santiago Bernabéu en el icono arquitectónico de Madrid y referencia internacional como instalación deportiva.

La solución escogida fue la presentada por GMP Architekten, L-35 y Ribas & Ribas, que se impuso a las propuestas presentadas al concurso por grandes grupos de arquitectos internacionales de prestigio como Herzog & de Meuron junto a Rafael Moneo, Norman Foster y Rafael de la Hoz, y Populous con Estudio Lamela [8].

El diseño propuesto por los ganadores está basado en convertir el estadio en una innovadora y versátil arena multifuncional, dotándolo de una nueva envolvente de geometría asimétrica, formada por lamas de acero inoxidable (figura 9) que dan al Bernabéu un carácter completamente nuevo y enfatizan su estatus como hito de Madrid [10].

Funcionalmente se potencia la usabilidad de las instalaciones, al disponer una cubierta capaz de independizar el interior de las condiciones atmosféricas exteriores. También

se diseñan nuevos espacios expositivos en el nuevo museo, se reconsideran todas las zonas VIP y se mejora la logística interior al disponer una nueva galería transitable bajo la grada y ascensores montacargas que conectan todos los espacios del estadio con el aparcamiento y el exterior.

Esta solución incluye también la rehabilitación urbanística de la manzana completa que acoge al estadio Santiago Bernabéu, con un proyecto de Fernando Porrás-Isla y Lorenzo Fernández Ordóñez (Estudio Porrás-Guadiana Arquitectos) que incorpora al espacio común la esquina sureste de la parcela del estadio (antiguo Centro Comercial de La Esquina del Bernabéu), creando una plaza de 6.000 m² como espacio privativo de Uso Público (figura 10).

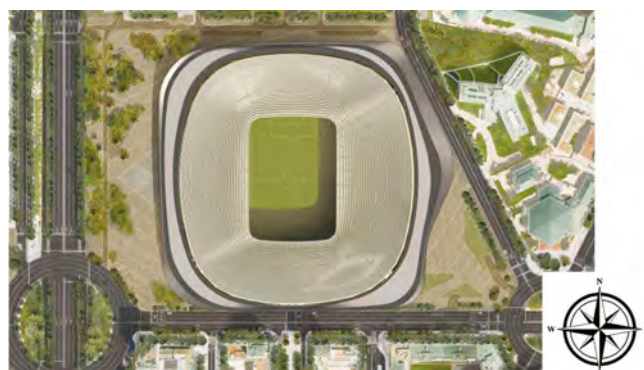


Figura 10. Propuesta de urbanización de PORRAS-GUADIANA.

En mayo de 2018, tras el desarrollo del diseño por los ganadores del concurso Internacional de Arquitectura como proyecto referencial, el Real Madrid convocó un Concurso de Proyecto y Obra al que se presentaron varias de las grandes constructoras españolas.

Un año después, en mayo de 2019 los trabajos fueron adjudicados a FCC construcción, que había presentado una propuesta variante que, respetando el diseño conceptual del cliente, proponía un concepto estructural más adecuado a las necesidades de operatividad del estadio durante la construcción.

Desde esa fecha, los equipos técnicos de FCC Construcción han desarrollado, tanto en diseño, bajo la dirección de los dos firmantes del artículo, como en ejecución, la reforma del estadio, para convertirlo en un recinto multiusos con las últimas tecnologías para una explotación comercial óptima.

Esta reforma supone un hito en la ingeniería estructural y la arquitectura moderna. Este proyecto, que ha captado la atención mundial, se caracteriza por su complejidad técnica y su aplicación innovadora de materiales y métodos constructivos. La reconversión de una estructura de más de 75 años en un recinto de eventos de última generación, llamado a convertirse en un icono de la ciudad, supone un reto de ingeniería de máximo nivel en todos sus aspectos constructivos.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto de transformación del estadio que, basado en el diseño conceptual facilitado por el cliente, hubo que desarrollar, se puede considerar como la superposición de distintas actuaciones sobre el edificio existente hasta conseguir la configuración y acabados deseados, y que podríamos resumir en las siguientes:

- Edificio oeste y Viga Museo
- Edificio este
- Estructura de cubierta fija
- Cubierta retráctil
- Estructura de bajocubierta y Videomarcador
- Envoltente de lamas de acero
- Galería logística y Nuevo acceso a terreno de juego
- Sistema automatizado del terreno de juego
- Adecuación de espacios existentes y refuerzos estructurales
- Nuevas instalaciones y equipamiento tecnológico

A continuación, se describen las distintas actuaciones que se desarrollan en mayor profundidad, a lo largo de los distintos artículos publicados conjuntamente en este número monográfico, explicando detalladamente los elementos estructurales, así como su diseño y ejecución.

4.1. Edificio oeste – Viga museo

En el lado oeste del estadio que limita al paseo de la Castellana, se diseña un nuevo edificio adosado al propio estadio. Este edificio está dedicado a circulaciones de espectadores para acceso a los distintos niveles del estadio, así como en alojar el espacio del nuevo museo del Club, zonas de atención VIP y la parte oeste del gran recorrido de terraza peatonal, abierto tanto al terreno de juego como al exterior, que se desarrolla en el nivel de cubierta en el perímetro completo del estadio, conocido como *Skywalk*, y donde se alojan espacios de restauración (figura 11).



Figura 11. Visualización del Skywalk.

Estructuralmente, el edificio está formado por las dos nuevas torres de evacuación, que sustituyen a las existentes, que se demuelen, y que sirven como soporte del propio edificio oeste y, como veremos más adelante, a la nueva cubierta del estadio.

Las torres están formadas por un núcleo interior de hormigón, donde se alojan los ascensores, escaleras e instalaciones, y una celosía metálica exterior, a modo de cesta. Embebidos en la celosía se encuentran tres grandes pilares metálicos, que son los que soportan las fuertes cargas verticales transmitidas por la

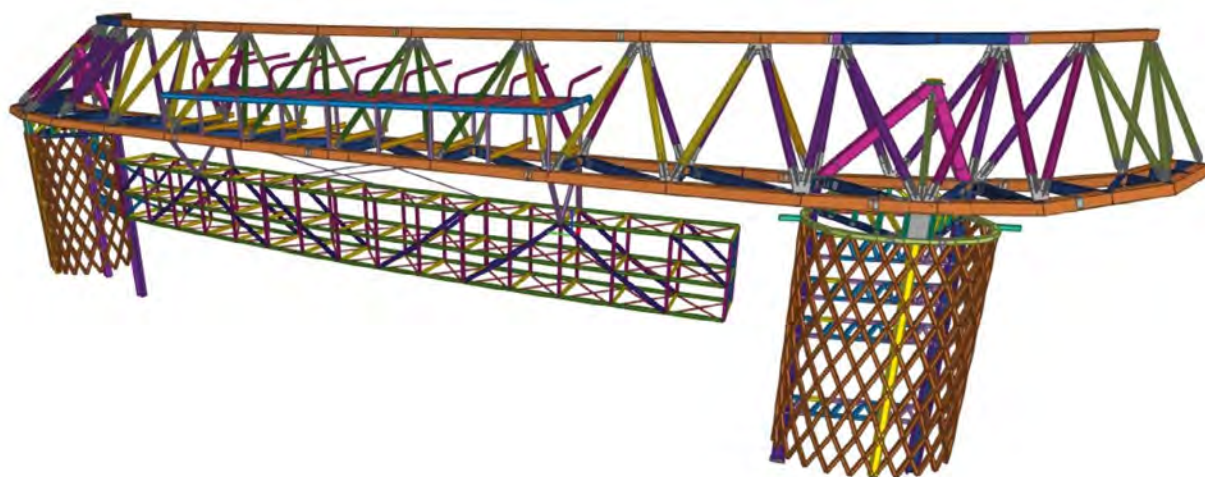


Figura 12. Estructura del edificio oeste.

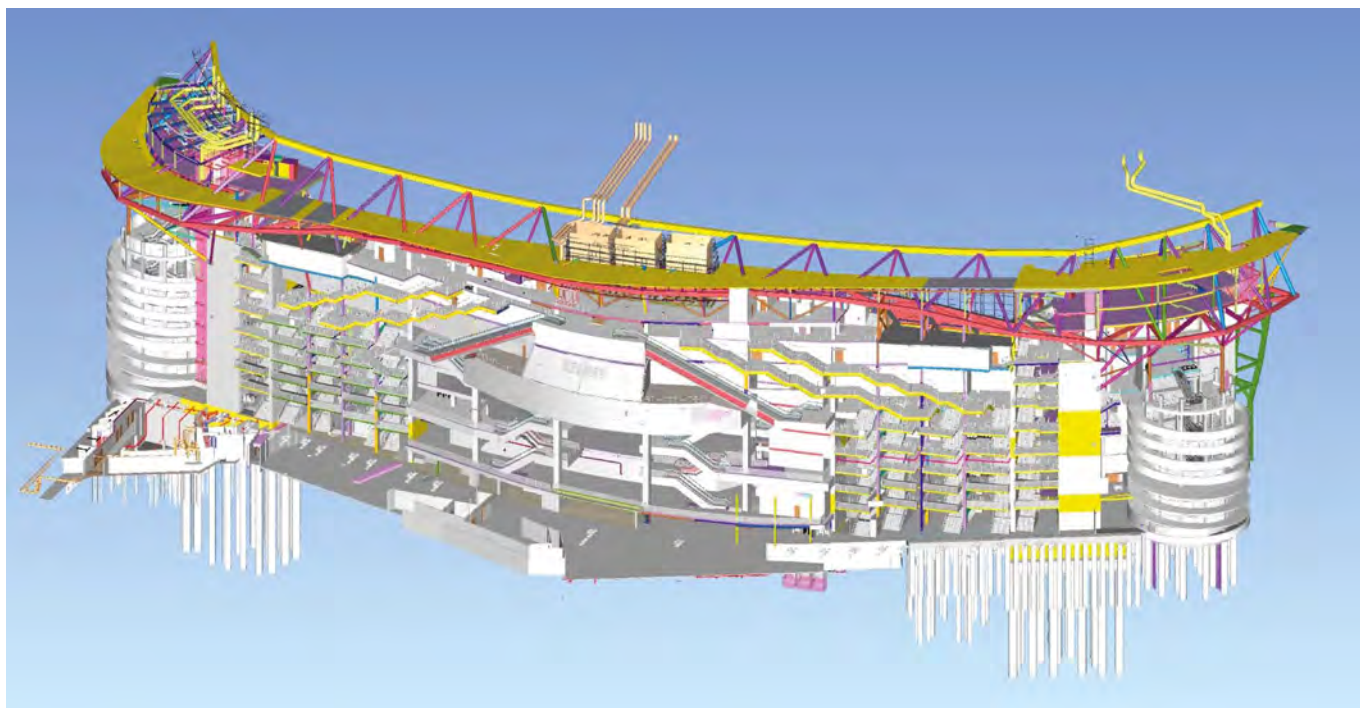


Figura 13. Edificio del este.

cubierta, quedando la cesta metálica como elemento de arriostamiento entre ellos y para soportar los esfuerzos horizontales.

En la coronación de la torre se forma un trípode metálico en cuyo vértice se produce el apoyo de la cubierta y que reparte sus cargas entre los tres pilares citados.

Soportada por estas dos torres se sitúa una gran viga en celosía curva de sección triangular, de 144 metros de luz entre apoyos y dos vuelos de casi 40 metros en los extremos, denominada viga corona. Esta celosía, que forma parte del esquema resistente frente a cargas horizontales de la cubierta, aloja niveles de circulación de espectadores para acceso a las gradas superiores y una estructura específica para el *Skybar*, uno de los espacios de restauración del estadio que dispone de graderío propio con acceso desde el *Skywalk*. De la viga corona cuelga una gran estructura de 110 metros de longitud y tres niveles de forjado, conocida como Viga Museo (figura 12), en la que se sitúan los nuevos espacios de exposición del estadio.

4.2. Edificio este

En el lado opuesto del estadio, y parcialmente sobre los terrenos que ocupaba el antiguo Centro Comercial de “La esquina del Bernabéu”, que desaparece, se construye el nuevo edificio este.

Este edificio, conectado al 100% con la parte este del edificio existente, tiene diez niveles sobre rasante y hasta cinco bajo ella. Aloja áreas institucionales como el palco de honor, zonas de prensa, oficinas, áreas VIP, vestuario, etc., así como áreas comerciales y de restauración. También aporta dos grandes bloques de escaleras de evacuación que dan acceso a los distintos niveles de graderío de esta zona este, y también el espacio para las centralizaciones de instalaciones para todo el edificio.

Los niveles bajo rasante están dedicados fundamentalmente al aparcamiento, excepto el nivel -2, planta con doble altura y luz entre pilares, que permite la circulación de vehículos pesados con acceso desde la calle, en el que se disponen espacios para la colocación de las unidades móviles de TV, autobuses de jugadores y zonas de carga y descarga. Este nivel de sótano está conectado con el terreno de juego a través del nuevo acceso, que ha sido realizado bajo la estructura existente recalzando su cimentación.

Estructuralmente se diseña una estructura convencional de losas y pilares de hormigón. La losa de cubierta de este nivel -2 del sótano, con luces de hasta 17m, soporta las cargas de la nueva plaza pública exterior del edificio, con zonas de jardín de espesores considerables y zonas de circulación rodada. Para la creación de estos niveles de sótano fue necesario profundizar en varios niveles mediante pantallas ejecutadas en el intradós de la estructura de contención del edificio antiguo y que debían funcionar conjuntamente.

El edificio en altura (figura 13), estructuralmente está formado por pórticos metálicos y forjados de chapa colaborante para los distintos niveles. Adicionalmente, estos pórticos deberán soportar, como en el caso del edificio oeste, las cargas de viento de cubierta en dirección norte-sur que entran por la celosía triangular de coronación del edificio, conocida también como viga Corona, y en la que se produce la continuidad correspondiente del paseo 360° de cubierta por el *Skywalk*.

4.3. Estructura de cubierta fija

El elemento estructural más destacado del proyecto es la nueva cubierta de la que se dota al estadio. La cubierta cierra completamente la huella del edificio exceptuando la proyección estricta del terreno de juego (hueco que posteriormente se cierra con la cubierta retráctil). Ideada, para ser ejecutada

desde el exterior sin afectar a la utilización del estadio, está formada por varias familias de celosías metálicas (figura 14):

- Dos cerchas principales atirantadas de 176 metros de luz (rojo en la imagen).
- Cuatro cerchas transversales de 144 metros de luz (verde en la imagen).
- Estructura secundaria de celosías tubulares que proporcionan el apoyo para el elemento de chapa de cubrición.

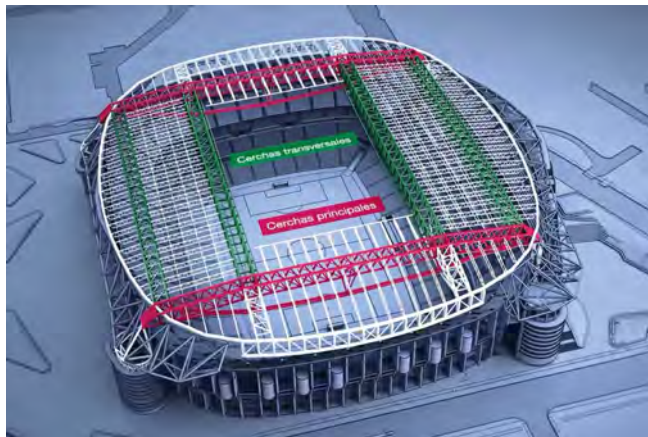


Figura 14. Estructura de cubierta, planta.

En el extremo de los voladizos de la cubierta, de hasta 33 metros al norte y al sur de las vigas atirantadas (blanco en la imagen), se dispone otra celosía que permite el remate de la misma, además de dar soporte al forjado que forma la parte correspondiente a los fondos del paseo perimetral, de forma que, con los tramos ya comentados en las Coronas del este y del oeste, se completa el anillo de 360° de desarrollo.

La estructura de cubierta tiene un peso total superior a las 15.000 toneladas y está situada a casi 50 metros de altura sobre el nivel de calle. El conjunto de esta estructura se apoya fundamentalmente mediante apoyos Maurer tipo POT en cuatro puntos: los tripodes dispuestos sobre las dos torres de evacuación del oeste y sobre dos pilares en la zona del edificio este (figura 15).

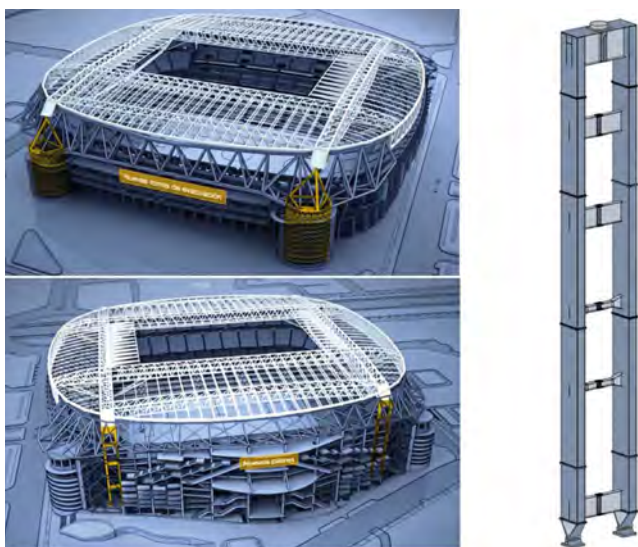


Figura 15. Puntos de apoyo de la cubierta.

Estos pilares son totalmente independientes de la propia estructura del edificio del este, y son biarticulados para poder ajustarse a los movimientos provocados por las variaciones térmicas de la cubierta.

Como elemento de soporte adicional, y con objeto de controlar cargas adicionales en las cerchas de fondos norte y sur se han dispuesto unos innovadores Dispositivos de apoyo controlado DAC (figura 16).

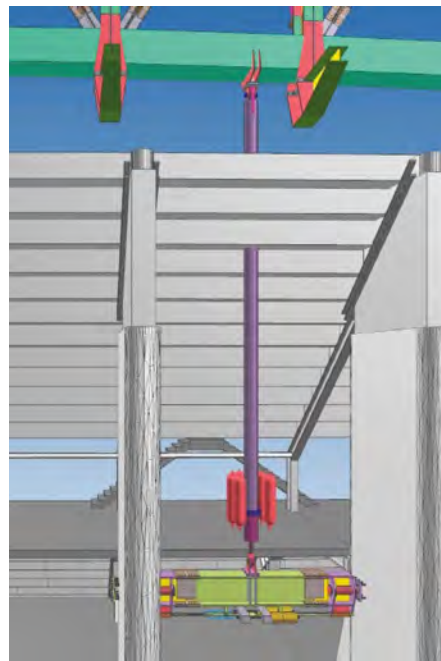


Figura 16. Dispositivo DAC.

Estos elementos consisten en un gato cuya carga se mantiene constante por presión de un gas compresible. De esta forma, el efecto que produce es la aplicación de una carga vertical ascendente en el extremo de las zonas voladas, carga de valor constante con independencia de los movimientos de la cubierta, los cuales no se ven afectados y, por tanto, no afectan al comportamiento isostático de su estructura.

Los esfuerzos horizontales de viento son transmitidos a las estructuras inferiores también en cuatro puntos (figura 17). Los esfuerzos norte-sur se transmiten a los dos nuevos edificios (este y oeste) a través de conexiones a las correspondientes vigas corona. Los correspondientes a la dirección este-oeste se transmiten directamente a la cabeza de los tripodes de las nuevas torres de evacuación del oeste.

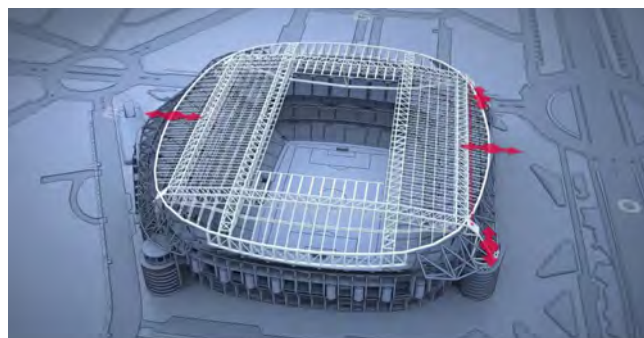


Figura 17. Esquema de libertades de movimiento en apoyo horizontal.



Figura 18. Vista aérea de la cubierta retráctil.

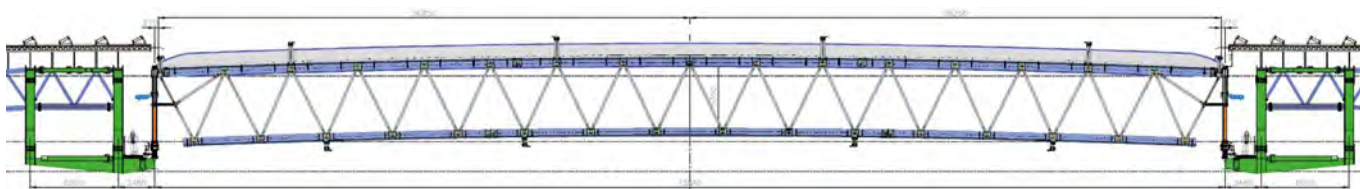


Figura 19. Sección por viga híbrida.

4.4. Cubierta retráctil

Uno de los elementos más significativos e innovadores del nuevo diseño del estadio es la cubierta retráctil, que puede cerrar completamente el óculo que, en la vertical del terreno de juego, queda abierto en la cubierta fija (figura 18).

Esta estructura móvil está formada por doce cerchas híbridas de 72,5 metros de luz y 5.35 metros de canto (figura 19), con los cordones superior e inferior de material compuesto (madera de balsa con fibra de vidrio y de carbono) y diagonales metálicas. El motivo de elección de estos materiales es buscar la máxima ligereza de los elementos móviles para no penalizar ni los sistemas de accionamiento, ni la estructura de la cubierta. Estas cerchas se desplazan a lo largo de un carril de rodadura situado en las dos cerchas transversales centrales de la cubierta fija.

El movimiento de estas cerchas permite el despliegue de unos cojines inflables de material plástico ePTFE (PoliTetraFluoroEtileno expandido) de dimensiones 8.00x72.50 metros con los que se consigue cubrir la totalidad del hueco (figura 20).

La superficie convexa que forman los cojines al inflarse permite la evacuación del agua de lluvia hacia la cabeza de las cerchas que, actuando como un canalón, la lleva a sus extremos, donde ya conecta con el sistema de evacuación general de aguas de la cubierta.

Con la cubierta extendida e inflada se procede a su elevación para cerrar el espacio contra la cubierta fija y así evitar cualquier entrada de agua al interior del estadio (figura 21).

Todos los sistemas, tanto de movimiento horizontal y vertical de los elementos de la cubierta, como de inflado y mantenimiento de los cojines, están automatizados y controlados desde el sistema de gestión centralizada del edificio.

4.5. Estructura de bajocubierta y Videomarcador

Por debajo de la estructura de la cubierta fija y colgando de ella se sitúa la estructura denominada de bajocubierta (figura 22), diseñada para alojar los elementos tecnológicos del estadio y dotada de pasarelas de mantenimiento para las mismas. Está formada por celosías metálicas de hasta 13m de altura colgadas de las cerchas principales y de rodadura (figura 23). En su diseño y dimensionamiento, fue necesario respetar las estrictas tolerancias y movimientos admisibles requeridos por el fabricante de la propia pantalla.

4.6. Envoltente de lamas de acero

El elemento distintivo del estadio es su nuevo concepto visual, totalmente alejado del original, materializado por una envol-

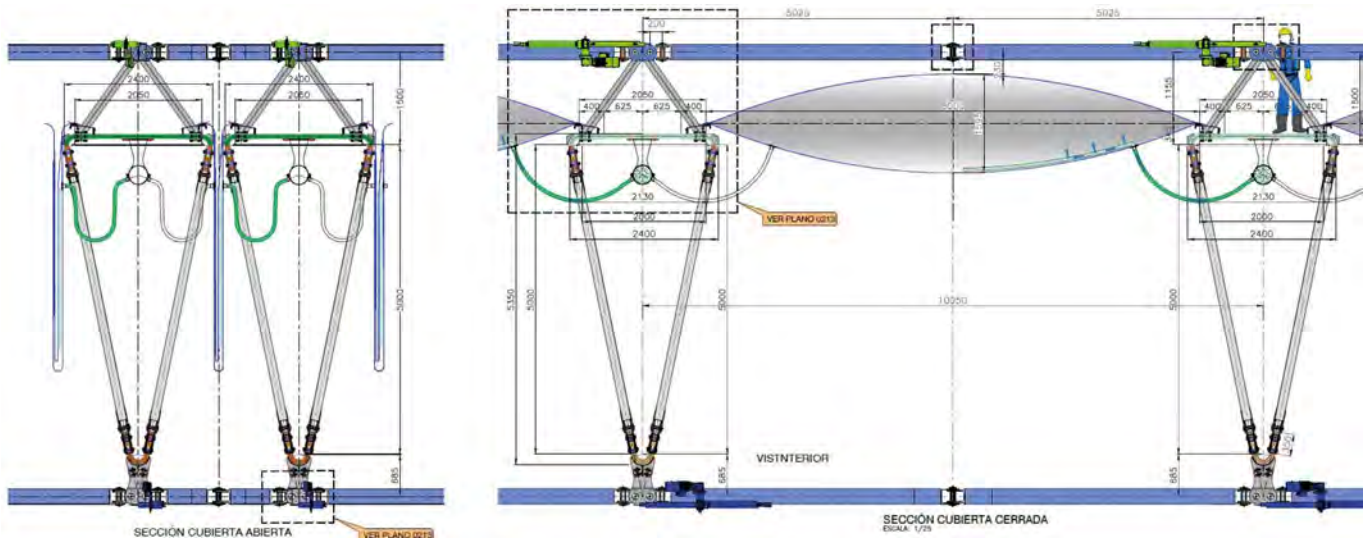


Figura 20. Sección vigas con cubierta recogida y desplegada.

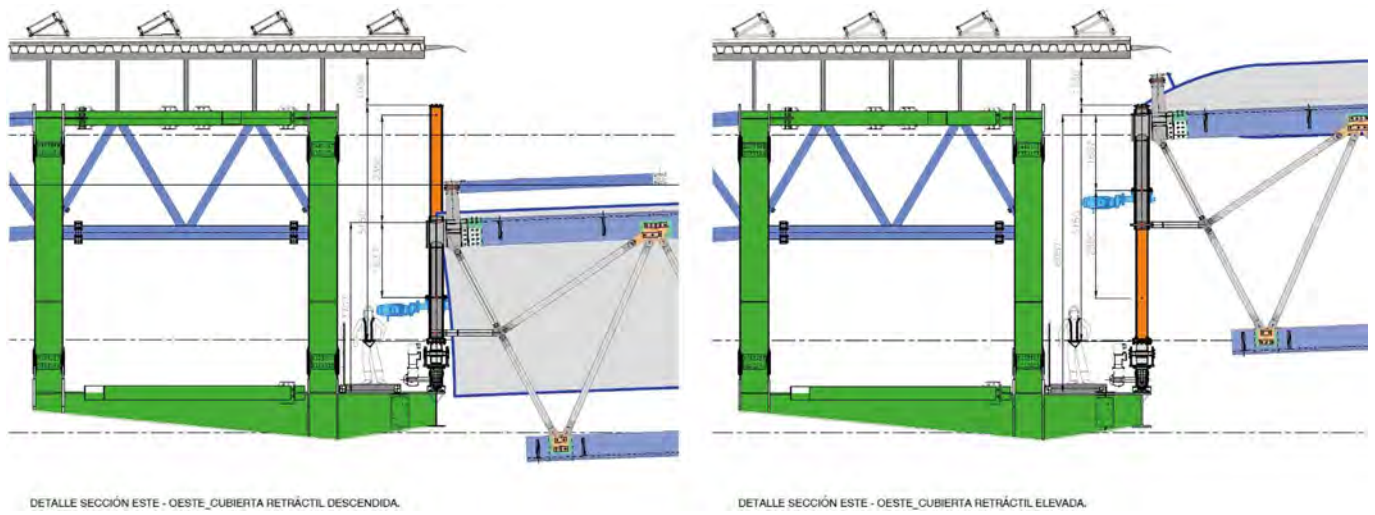


Figura 21. Sección apoyo con cubierta descendida e izada.

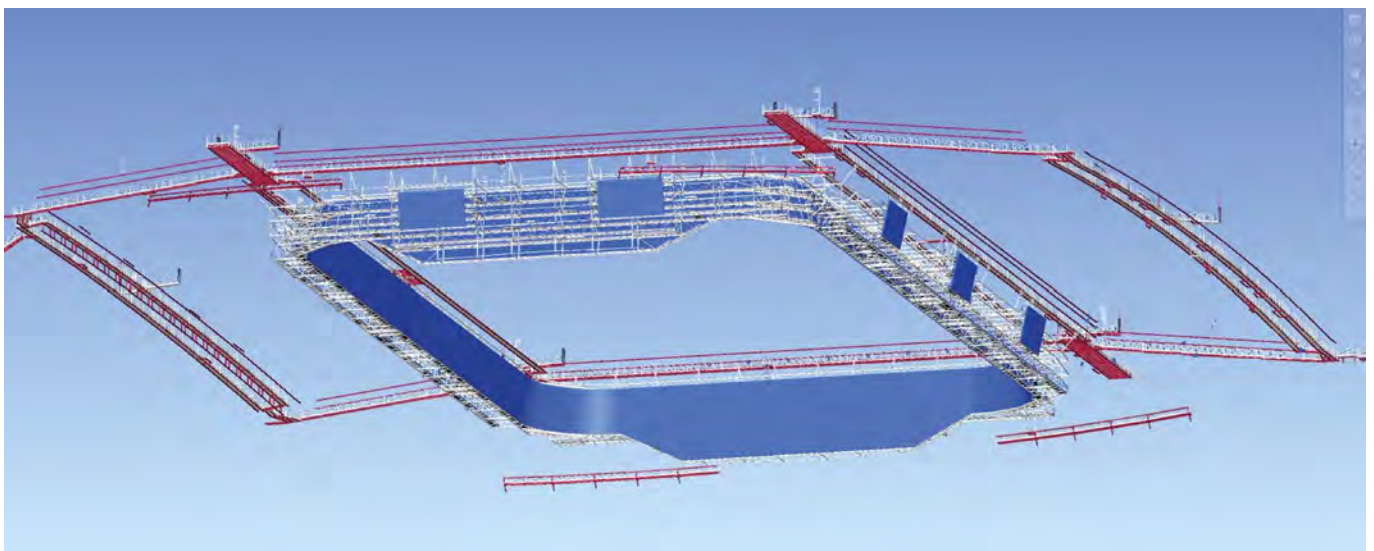


Figura 22. Estructura de bajocubierta.

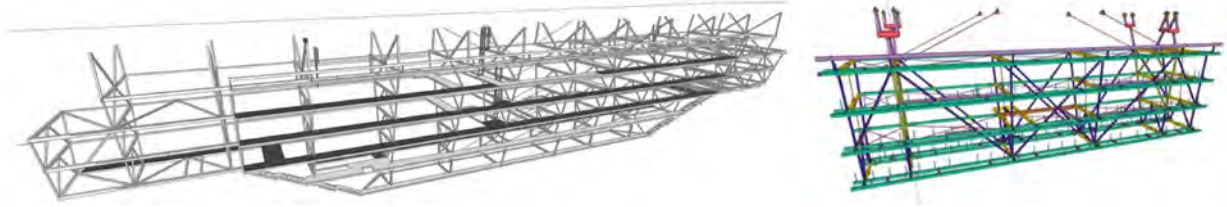


Figura 23. Celosías de bajocubierta.

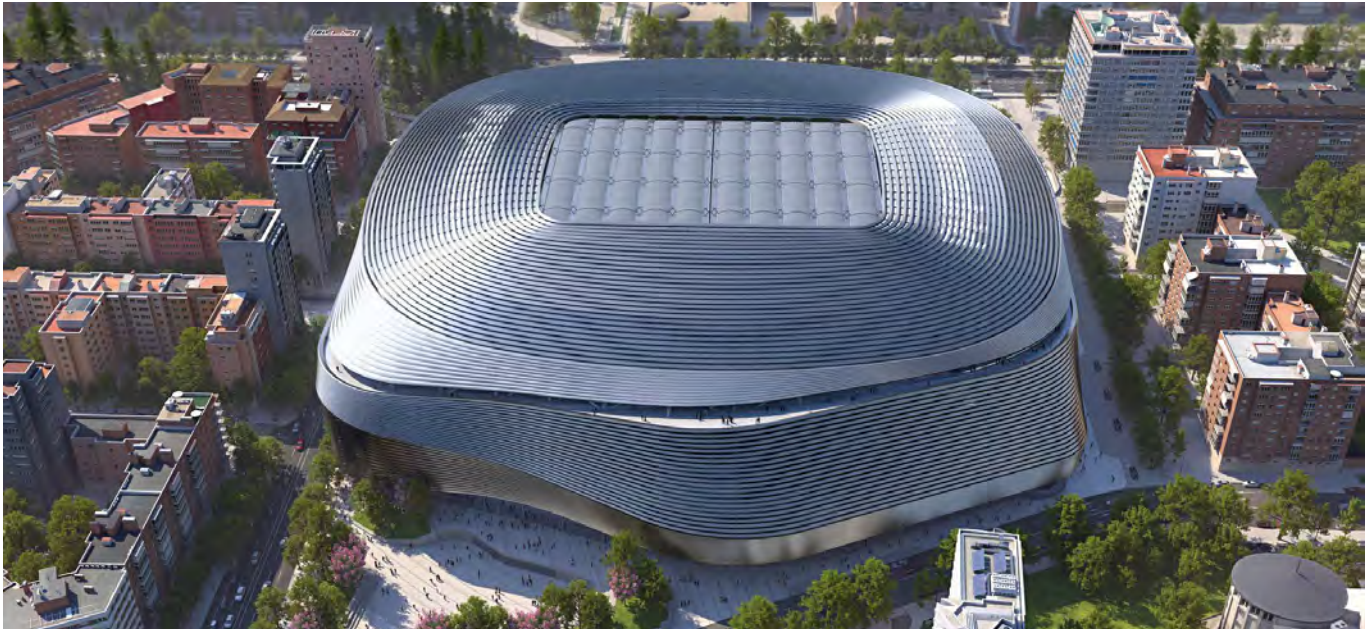


Figura 24. Vista aérea del estadio.

vente de lamas metálicas que genera un volumen que engloba la totalidad de las dependencias del estadio, nuevas y existentes, y le proporciona una personalidad que lo convierte en un icono urbano (figura 24).

Las lamas, que tienen sección en “V” formada por dos chapas, se extienden tanto por fachada como por cubierta, dando una imagen de continuidad solo interrumpida por el corte perimetral que supone el *Skywalk*. Las lamas son de chapa de acero inoxidable, con un tratamiento que le confiere una textura que reduce significativamente el nivel de reflejo, de forma que se evitan los problemas de posible deslumbramiento a los edificios de la zona y a los conductores que circulen por ésta.

No obstante, este tratamiento, se realizó un estudio de reflexiones en el que se analizaron los distintos reflejos provocados por la fachada en los puntos críticos de viviendas cercanas y también de vías públicas para asegurar, con los ajustes geométricos necesarios, la inexistencia de deslumbramientos a los usuarios de todas ellas.

Las más de 4.000 lamas de la cubierta, se apoyan sobre un cerramiento de aluminio tipo Kalzip que le confiere la estanqueidad necesaria, además de incorporar aislamiento acústico absorbente para mejorar las condiciones sonoras del recinto.

La geometría de líneas curvas y trazados variables de la fachada hace que la totalidad de las lamas sean distintas tanto en ancho como en ángulo de la “V”, requiriéndose un total de más de 28.000 chapas distintas para conformarlas.

En fachada, la envolvente se plantea como un elemento permeable para permitir la correcta iluminación y ventilación

interior del edificio, para lo cual se plantean espacios abiertos entre lama y lama que, desde el interior del edificio, permiten la visual del exterior sin suponer un contorno cerrado (figura 25).

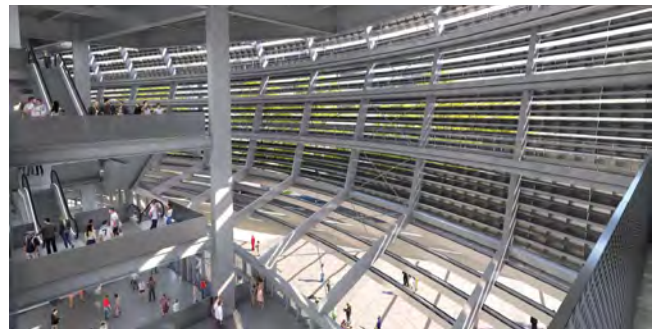


Figura 25. Vista interior de la envolvente.

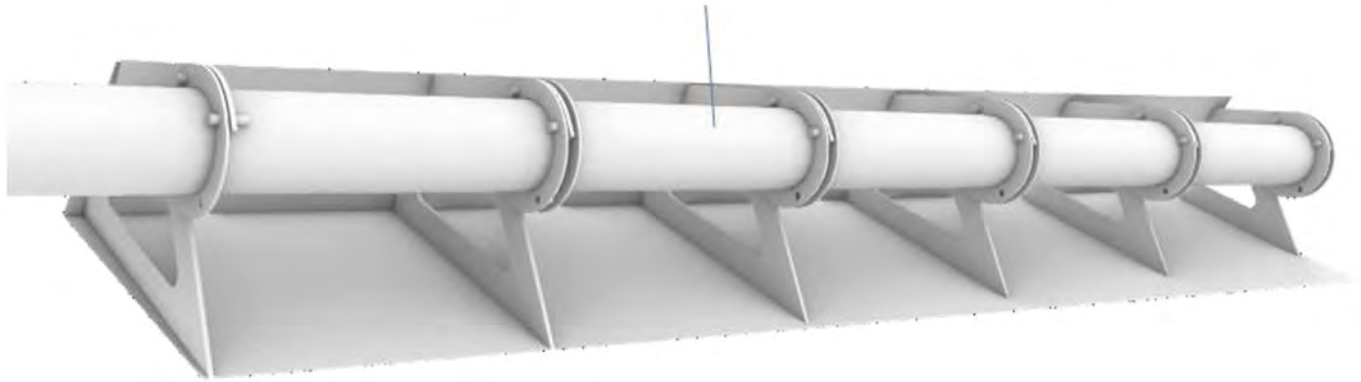


Figura 26. Lama tipo de fachada.

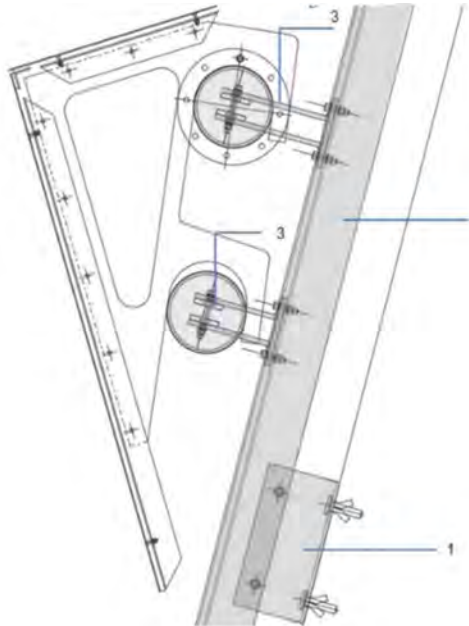


Figura 27. Lama de tubo doble.

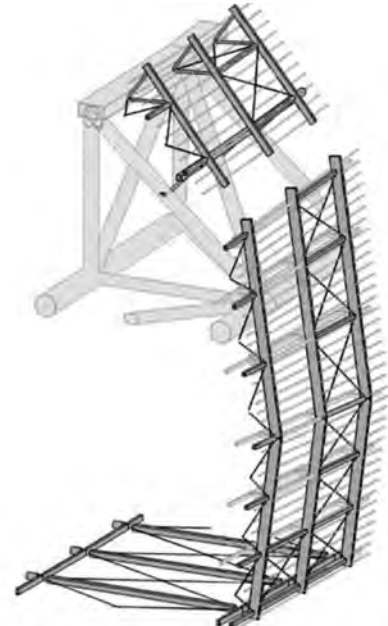


Figura 28. Subestructura de fachada.

Estructuralmente, las lamas de fachada están constituidas por un tubo de acero que le aporta la rigidez necesaria para soportar las correspondientes cargas de viento y trasladarlas a la estructura portante. A este tubo se fijan las chapas de acero inoxidable que la conforman mediante cuadernas de chapa de aluminio que aseguran la geometría deseada para cada una de ellas (figura 26).

Para las lamas de mayor tamaño, el concepto estructural es el mismo, pero con doble tubo, ya que el nivel de torsiones que se produce no es posible soportarlo con un único tubo. (figura 27)

Estos tubos se unen mediante anclajes rígidos a una subestructura soporte que la une al edificio.

Esta subestructura, para no sobrecargar la estructura original del edificio, transmite la totalidad de las cargas verticales de fachada a las nuevas estructuras de la cubierta, colgando de la viga corona en todo el perímetro del estadio, apoyándose en su parte inferior en las costillas de hormigón existentes, pero solo a efectos de viento. (figura 28)

Ese apoyo inferior de la subestructura de fachada conforma el sofito casi horizontal que rodea el edificio a modo de porche.

El hecho de que la fachada cuelgue de la viga corona y de que ésta esté dividida en 4 tramos estructuralmente distintos y con movimientos relativos entre ellos, implica la creación de juntas en la fachada, que se resuelven con lamas especiales articuladas y telescópicas de manera que desde el exterior se aprecie continuidad de la superficie.

Por encima del *Sskywalk* se sitúa la denominada fachada superior que forma una visera corrida sobre el paseo peatonal y que cierra contra la propia cubierta.

Para el diseño estructural de la fachada y la cubierta, y por extensión del resto del edificio se realizaron ensayos de túnel de viento con las distintas configuraciones de cubierta retráctil abierta y cerrada, así como la de las distintas fases de construcción (figura 29).

4.7. Galería logística y nuevo acceso a terreno de juego

Con el objetivo de mejorar la gestión logística del recinto, el proyecto recoge la creación de una galería perimetral al estadio, prácticamente al nivel del terreno de juego, que permita acceder desde el exterior de éste, a través del aparcamiento del nuevo edificio del este, a elevadores situados en las es-



Figura 29. Modelo de túnel de viento.

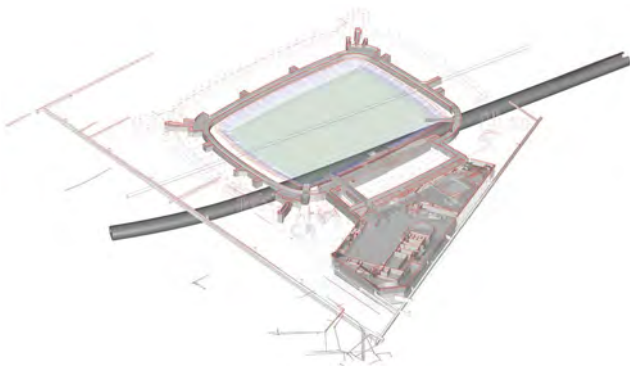


Figura 30. Galería logística y túnel de ADIF.



Figura 31. Grada abatible.

quinas del estadio, facilitando así la logística de eventos sin interferir en la operación.

El diseño de esta galería, ejecutada principalmente en “cut&cover” con pantallas de micropilotes y losa de hormigón, tiene una particularidad provocada por el hecho de que, bajo el estadio, y con muy poca cobertura, cruza el túnel ferroviario Atocha-Chamartín construido en la primera mitad del siglo pasado y que interfiere con su trazado y con las estructuras del estadio (figura 30). Para resolver esta interferencia, se adapta el trazado de la galería y se realizan estructuras independientes, tanto en la galería como en la grada afectada, para aislar el túnel con respecto a todos los elementos del estadio.

Desde esta galería se proyecta un nuevo acceso al terreno de juego ya que el que disponía el estadio no tenía capacidad suficiente. Este nuevo acceso, que permite la circulación de todo tipo de vehículos pesados que puedan ser necesarios para la operativa del estadio y de los posibles eventos a organizar, se produce a través de un tramo de grada abatible accionada mecánicamente, de manera que, una vez cerrado, tenga continuidad completa con la grada sin pérdida de aforo (figura 31).

4.8. Sistema automatizado de terreno de juego

La aportación tecnológica más novedosa entre las muchas que incorpora el estadio y que lo convierte, en conjunto con la cubierta retráctil, en un impresionante recinto multiusos, es el nuevo sistema automatizado del terreno de juego.

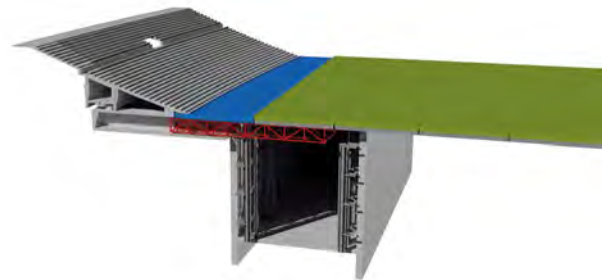


Figura 32. Situación Hipogeo.

Ideado y diseñado por la ingeniería española SENER, este sistema permite disponer a voluntad del espacio correspondiente al terreno de juego como tapiz de césped habitual para la competición futbolística o bien, en un plazo de unas pocas

horas, retirarlo a una cámara subterránea de mantenimiento situada bajo el propio terreno de juego (figura 32), conocida como Hhipogeo (figura 32), y realizar en el estadio cualquier evento (concierto, feria, etc.) sobre una superficie (solera de hormigón) adecuada para ello.

Para conseguirlo, el tapiz de césped queda instalado sobre 6 bandejas longitudinales móviles, ejecutadas con estructura metálica de 107x11,6 metros de superficie cada una que juntas configuran el terreno de juego de dimensiones oficiales, y que pueden ser introducidas en la cámara subterránea cuando no sea necesario disponer del césped en el terreno de juego. (figura 33)

Colocadas en modo de partido, estas bandejas de césped proporcionan una superficie de juego totalmente plana y continua, adecuada para partidos de competición sin que exista discontinuidad o resalte alguno entre las bandejas.

Dado que las bandejas disponen de sistemas propios de riego, drenaje, calefacción/refrigeración, etc. para el césped, éste puede ser perfectamente cuidado en su modo-partido, aunque no sea esta su posición habitual, que será aquella en la que el césped “viva” en el Hipogeo, donde dispondrá de los cuidados más exigentes totalmente aislado del devenir del estadio y de las condiciones atmosféricas.

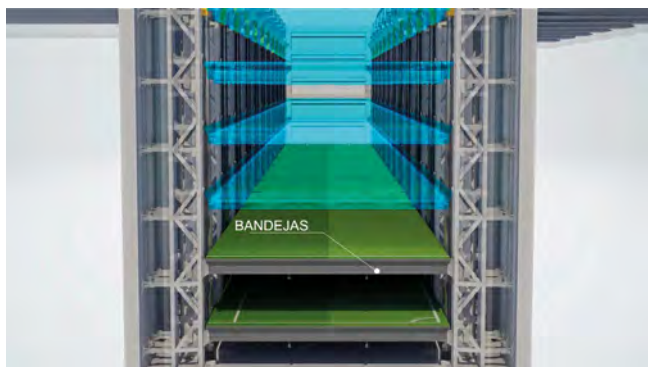


Figura 33. Sección por bandejas.

Esto se consigue mediante un sistema automatizado de movimiento de las bandejas, que combina un movimiento de traslación mediante carros eléctricos que discurren de manera sincronizada a lo largo de carriles embebidos en la solera bajo el terreno de juego, y otro de elevación mediante cilindros hidráulicos que permiten depositar las bandejas apiladas dentro del propio Hipogeo con una separación adecuada entre ellas para permitir tanto el acceso de personal como equipamientos agronómicos y, así, garantizar su adecuada conservación durante largos periodos de tiempo.

Una vez introducidas las bandejas en el Hipogeo (modo evento) el hueco se cierra con una tapa estructural que completa la superficie utilizable para la realización de todo tipo de eventos. Esta tapa, en modo partido y durante la operación del sistema se guarda en un alojamiento bajo la grada baja del oeste.

El sistema mecánico incluye también unas celosías retráctiles que recogidas permiten el paso vertical de las bandejas, y en posición desplegada dan continuidad a los carriles de guiado de los carros de traslación horizontal (figura 34).

Tanto la tapa en modo evento, como la bandeja de césped nº6, que, apoyada sobre las vigas retráctiles, cierra la caverna

en modo partido, requieren un elevado nivel de rigidez para evitar que en su utilización se puedan producir vibraciones indeseadas.



Figura 34. Celosía retráctil.

Para alojar todo el sistema se diseñó una caverna situada bajo el terreno de juego de unos 132 metros de longitud por 20 metros de ancho y 26 metros de profundidad, ejecutada mediante pantallas continuas de hormigón. Dado que las bandejas necesitan poder moverse en vertical por el interior del Hipogeo, no es posible disponer acodamientos entre pantallas, por lo que la estabilidad de éstas se confía a anclajes pretensados al terreno de carácter permanente. (figura 35)

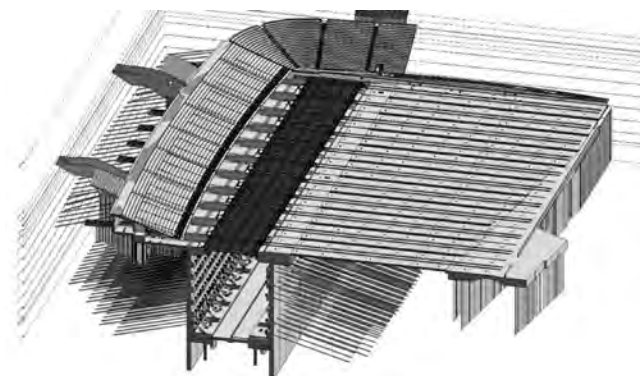


Figura 35. Losa de carriles y anclajes pantallas Hipogeo.

Esta caverna, aparte del espacio propio para alojar las bandejas, dispone de espacios para todos los equipos electromecánicos necesarios para la adecuada conservación del césped.

Ello incluye, como se ha mencionado anteriormente, equipos de iluminación de crecimiento (ubicado en la parte inferior de cada bandeja), riego, fertirrigación, tratamiento UV, tratamientos por concentración de gases, control mediante sensores y cámaras térmicas y multiespectrales, etc, así como equipos de climatización que consigan mantener las condiciones idóneas de humedad y temperatura para el mantenimiento del césped y, en el momento en el que sea necesario sacar las bandejas para un partido, hacer una transición suave de condiciones climáticas para igualar con el exterior y evitar posibles choques térmicos que le afecten.

4.9. Adecuación espacios existentes y refuerzos estructurales

Una reforma tan ambiciosa como la que se ha llevado a cabo debe incluir todo tipo de mejoras en la experiencia del espec-

tador, lo que implica actuar, no solo sobre los nuevos espacios creados tras la reforma, sino también sobre todo el antiguo edificio, en el que hay que actualizar en consonancia.

Ello implica actuaciones diversas que incluyen nuevas butacas abatibles en los graderíos, mejoras de visibilidad, mejoras de circulaciones y evacuación, nuevos palcos y zonas de atención VIP, nueva área de prensa, nuevas áreas comerciales y de restauración, un nuevo Museo ampliado y mejorado..., todo ello con el máximo cuidado estético y de calidades de acabado. (figura 36 e figura 37)

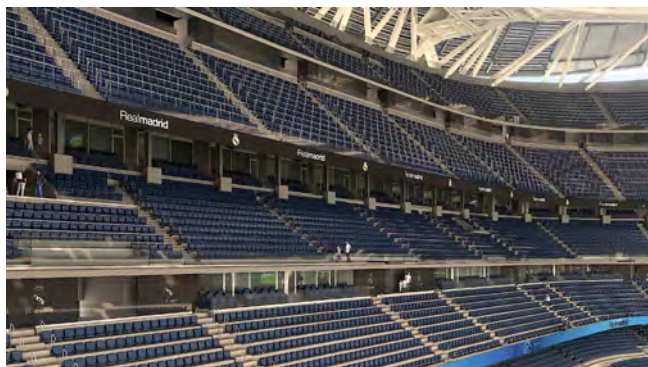


Figura 36. Propuestas acabados bowl y atrio del este.

Estos nuevos usos previstos para los distintos espacios del estadio han supuesto también nuevos materiales de acabado que producen cargas adicionales a las previstas en proyecto original y han requerido en muchos casos refuerzos estructurales de los forjados para soportar esas nuevas cargas aplicadas de uso y acabados (figura 38).

Para la determinación de la necesidad y alcance de los refuerzos ha sido necesario realizar un análisis de toda la estructura previa del estadio, tanto la original de 1947 como la de las distintas actuaciones realizadas posteriormente. Este análisis ha implicado importantes estudios de caracterización dimensional y de materiales, más teniendo en cuenta, especialmente para los primeros trabajos de construcción del estadio, que ni los volúmenes de suministros, ni la uniformidad de características de estos, estaban asegurados durante la construcción, lo que llevaba a que zonas previsiblemente iguales por diseño no estuvieran originalmente resueltas completamente de la misma manera.



Figura 37. Propuestas de acabados interiores varios (135).



Figura 38. Losa reforzada con bandas de fibra y viga reforzada con estructura metálica.

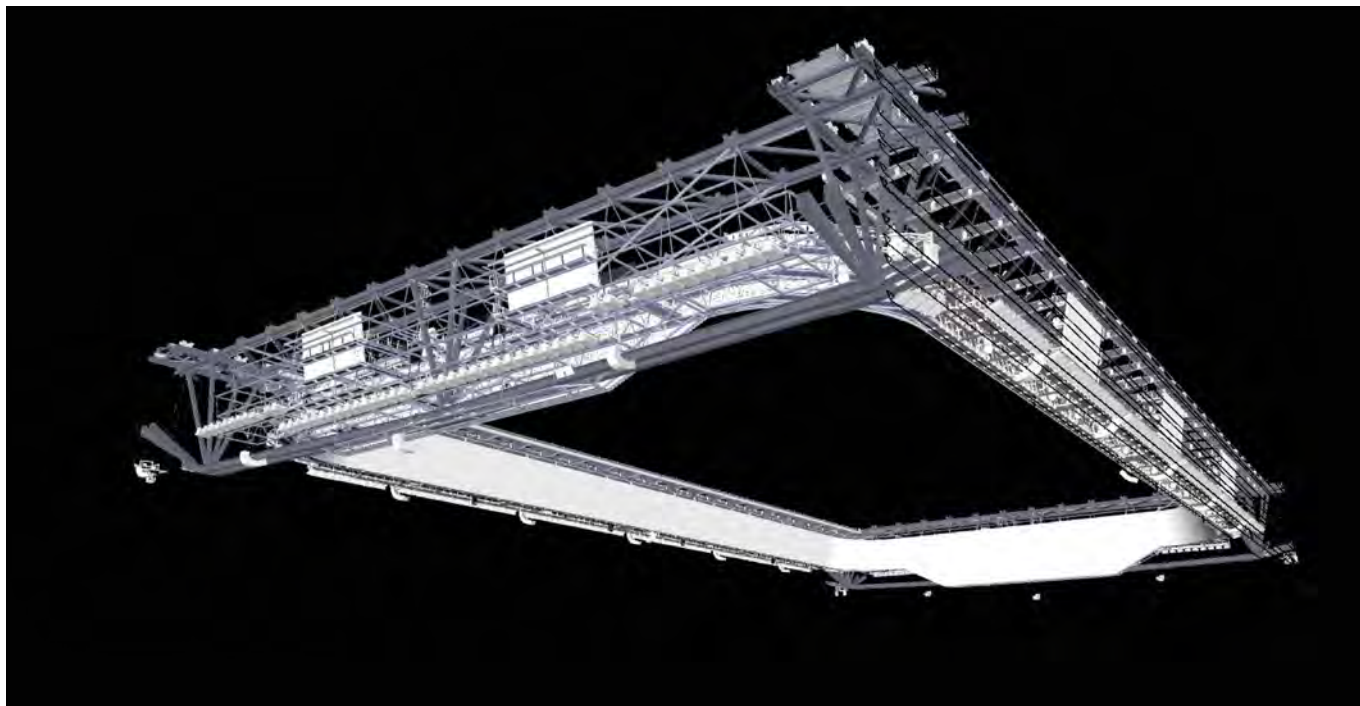


Figura 39. Videomarcador 360°.

Los refuerzos que, tras los estudios específicos, resultaron finalmente necesarios, se plantearon, dependiendo de la necesidad específica y la localización, con tipologías diversas: refuerzos metálicos, recrecidos de hormigón, aplicación de bandas de fibras de carbono, etc., llegando en algunos casos extremos a la demolición y reconstrucción de la zona cuando no se alcanzaban propuestas razonables de diseño con aprovechamiento de la estructura existente.

4.10. Nuevas instalaciones y equipamiento tecnológico

Acompañando a toda la reforma arquitectónica, se han renovado y mejorado todas las instalaciones electromecánicas del estadio, incluyendo una nueva iluminación LED del terreno de juego, calefacción de graderíos, climatización de áreas cerradas etc.

También se han mejorado las redes de instalaciones tecnológicas y de comunicaciones, con una amplia red de fibra óptica que da servicio a antenas de telefonía móvil y a una red Wi-Fi propia del estadio.

Dentro del nuevo equipamiento tecnológico destaca el nuevo videomarcador del que se dota al estadio. El video marcador, que cuelga de las cerchas de cubierta siguiendo el perímetro de la cubierta retráctil, está compuesto por una pantalla 360° de más de 6 metros de altura y dos pantallas principales en fondos de 11 metros, con un total de 3.100 m² de pantalla LED de alta definición (figura 39).

Se complementa con diez pantallas traseras de 9x5 metros para dar servicio a las gradas más altas que no tiene visibilidad suficiente de la pantalla 360°.

5. EL RETO DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN

El desarrollo del diseño de semejante programa arquitectónico y su materialización en la realidad de la obra no es tarea sencilla. Más si se tiene en cuenta que se debe ejecutar en modo “fast track”, en el que la producción del diseño es seguida de manera inmediata por la ejecución en obra.

Además, los condicionantes logísticos de la obra, por una parte, por el hecho de situarse en el centro de una gran ciudad, con sus problemas de espacio, de tráfico, etc., y por otra, por el hecho de que la ejecución de las obras se debería simultanear con la utilización del estadio, que se preveía activo para la celebración de partidos durante toda la duración de los trabajos, imponen formas de ejecución que complican la realización de una estructura mucho más cercana a las grandes obras civiles que a las tradicionales obras de edificación.

Bien es verdad que la aparición de la pandemia debida al COVID19 trastocó las previsiones de todos, lo que permitió que durante bastantes meses no se celebraran partidos, y mejoró esos condicionantes, por el contrario, aparecieron las restricciones de movilidad y médicas que contrarrestaron esa mejora. Pero también permitió que se pudiera ejecutar un elemento, no previsto al inicio de los trabajos, como es el sistema automatizado de terreno de juego, ejecución que, en la posición actual, hubiera sido del todo incompatible con la celebración de partidos.

Desde el momento de la adjudicación del contrato, se puso en marcha un muy extenso equipo técnico, tanto de diseño como de ejecución, para desarrollar, a partir del mencionado diseño referencial, un proyecto adaptado a procedimientos de ejecución a la altura del reto técnico y arquitectónico que supone la reforma del estadio.



Figura 40. Izados con grúa de gran tonelaje y *heavy lifting*

Dirigido por los SSTT de FCC, que a su vez desarrollaron las partes más comprometidas de la estructura (cubiertas fija y retráctil, etc.), fue necesaria la colaboración de numerosos equipos externos de diseño tanto de arquitectura como de estructura e instalaciones. También se contó con el apoyo especializado de los talleres encargados de la ejecución de la estructura metálica y de la fachada de lamas.

El volumen y la complejidad del trabajo desarrollado se refleja en el hecho de que ha sido necesario desarrollar más de 65.000 planos y documentos para la correcta definición de las distintas actividades a ejecutar.

En el diseño fue clave la utilización de las nuevas tecnologías de digitalización, desarrollándose un conjunto de modelos BIM, del estadio completo y de todas las disciplinas, que contiene la totalidad de la información necesaria para la ejecución de la obra y posteriormente para la etapa de explotación y mantenimiento.

A lo largo de los distintos artículos que componen este número monográfico, se mostrarán en detalle las soluciones de proyecto y los procedimientos constructivos que ha sido necesario desarrollar para la obra, y que han dejado imágenes muy pocas veces vistas en pleno centro de una ciudad.

Movimientos de grandes pesos con grúa de alto tonelaje, elevaciones mediante técnicas de *heavy lifting* (figura 40), ripados de conjuntos estructurales de más de 2.500 toneladas a lo largo de más de 100 metros, todo ello bajo la atenta mirada de los transeúntes y de reporteros de las redes sociales, que han ido transmitiendo la obra prácticamente en directo durante todo su desarrollo.

También hubo otros "invitados" no deseados durante la ejecución de los trabajos, como la tormenta invernal Filomena que, aparte de muchas complicaciones, nos dejó imágenes para el recuerdo (figura 41).



Figura 41. El estadio en obras cubierto de nieve.

6. CONCLUSIONES

En este artículo hemos querido hacer una introducción descriptiva de lo que ha sido la gran reforma llevada a cabo en el Estadio Santiago Bernabéu y que, en sus aspectos estructurales más destacados, se describe en detalle en el resto de los artículos del presente número monográfico.

El resultado final es un estadio extraordinario, con trascendencia mucho más allá de nuestras fronteras. Un recinto



Figura 42. Vista exterior del estadio acabado.

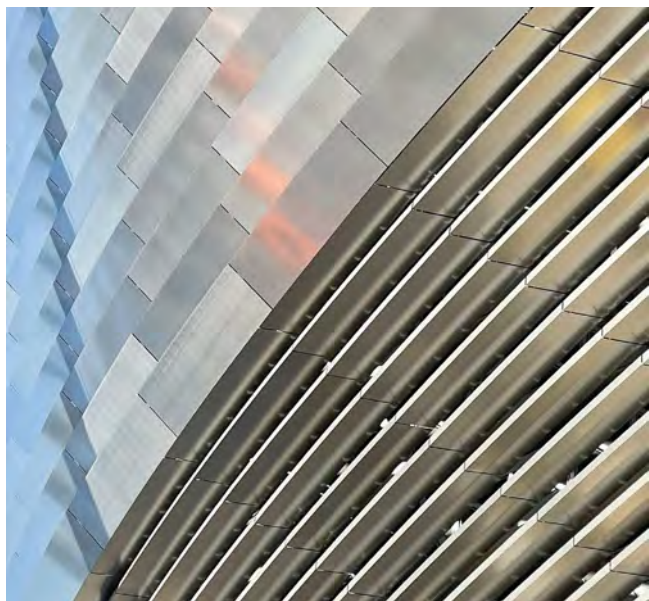


Figura 43. Detalle exterior de fachada.

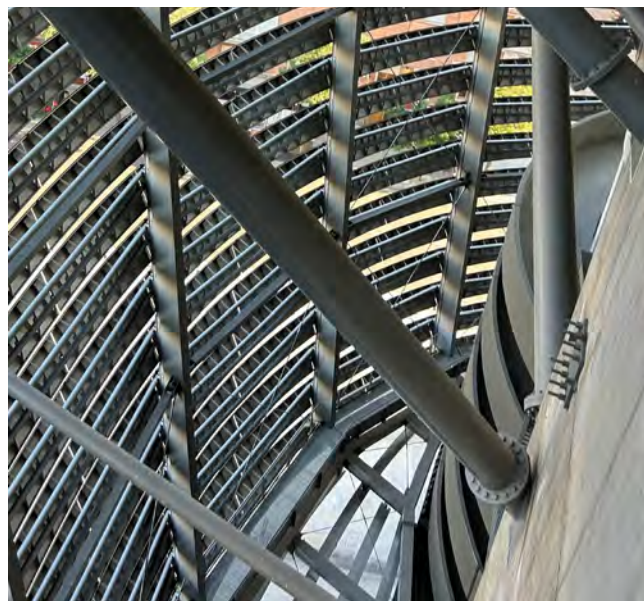


Figura 44. Detalle interior de fachada.



Figura 45. Vista interior de la cubierta retráctil.



Figura 46. Vista interior del estadio con la cubierta cerrada.

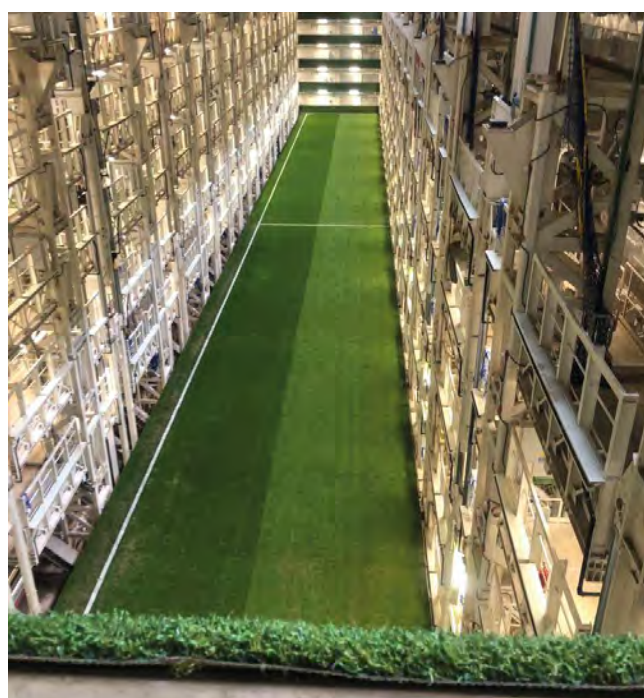


Figura 47. Vista interior del Hipogeo.

deportivo admirado y envidiado en muchos lugares del mundo, todo ello en un contenedor que ha supuesto retos estructurales de primer nivel (figura 42 a figura 47).

Con ello, el Real Madrid C.F. dispone de unas instalaciones multiusos en el centro de Madrid, con una capacidad para más de 80.000 espectadores que además se ha convertido en uno de los principales centros de atracción turística de la ciudad, sumando miles de visitas diarias para conocer sus instalaciones y su museo.

Todo ello es producto del esfuerzo de un numeroso equipo de técnicos y operarios que han hecho posible la creación de un icono del Madrid del siglo XXI.

7. FICHA TÉCNICA

7.1. *Equipo Técnico*

Promotor: REAL MADRID C.F.

Diseño Conceptual: L35, GMP, Ribas&Ribas

Dirección Facultativa y Revisión de diseño; Project Management: AYESA; BOVIS-CBRE

Diseño Constructivo y Proyecto de Ejecución:

- Dirección de Proyecto: FCC CONSTRUCCIÓN
- Proyecto de Arquitectura: TYPSA

- Proyecto de estructura: FCC CONSTRUCCIÓN
- Proyecto de Fachada: ARUP
- Proyecto de instalaciones: FCC INDUSTRIAL

7.2. Datos de la obra

Datos del edificio:

- Superficie total 124000 m²
- Numero de plantas 16
- Altura máxima sobre calle – 57 m
- Altura máxima sobre terreno de juego – 65 m

Volúmenes principales de obra:

- Excavación – 320.000 m³
- Residuos limpios de demolición – 74.000 m³
- Hormigón – 115.000 m³
- Acero corrugado – 12.000 t
- Acero estructural – 32.300 t
- Micropilotes – 60.000 m
- Banda de fibra de carbono en refuerzos – 41.000 m
- Acero inoxidable en fachada – 45.000 m²

Referencias

- [1] Fuente Fondos documentales propios del Real Madrid C.F.
- [2] HUARTE y Cia, Construcciones n°11, (1947) Ed. Tipografía Artística
- [3] Carlos Fernández Casado, Estructuras de edificios (1955) Ed. Dossat
- [4] Sesión Crítica de Arquitectura, Ampliación del Estadio Bernabéu en Madrid (1955) Revista Nacional de Arquitectura n°159
- [5] L. Alemany, R Alemany, M. Salinas, PJ Blanco, Remodelación del Estadio Santiago Bernabéu (1981) Informes de la Construcción
- [6] José Fernández Álvarez, Ampliación del estadio Santiago Bernabéu. Equilibrio en el aire (1994) Cauce 2000 n°61
- [7] Estudio Lamela - Ampliación del estadio Santiago Bernabéu (2004) <https://www.lamela.com/proyectos/ampliacion-del-estadio-santiago-bernabeu/>
- [8] Número especial N° 281 – (Octubre 1973) – Revista Real Madrid
- [9] Arquitectura Viva, El nuevo estadio del Real Madrid, Un negocio Icónico (28/02/2014) <https://arquitecturaviva.com/articulos/el-nuevo-estadio-del-real-madrid>
- [10] Arch Daily, Transformación del estadio Santiago Bernabéu (2024) <https://www.archdaily.cl/cl/1019165/transformacion-del-estadio-santiago-bernabeu-gmp-architects>



COLABORANDO A MANTENER LA ILUSIÓN



AGILE MANUFACTURING CO. SL. EMPRESA ESPECIALIZADA EN INGENIERÍA DE DETALLE, FABRICACIÓN, MONTAJE Y MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

Oficinas Centrales:

Paseo de la Castellana, 93
Planta 13, Módulo Oeste
28046 Madrid

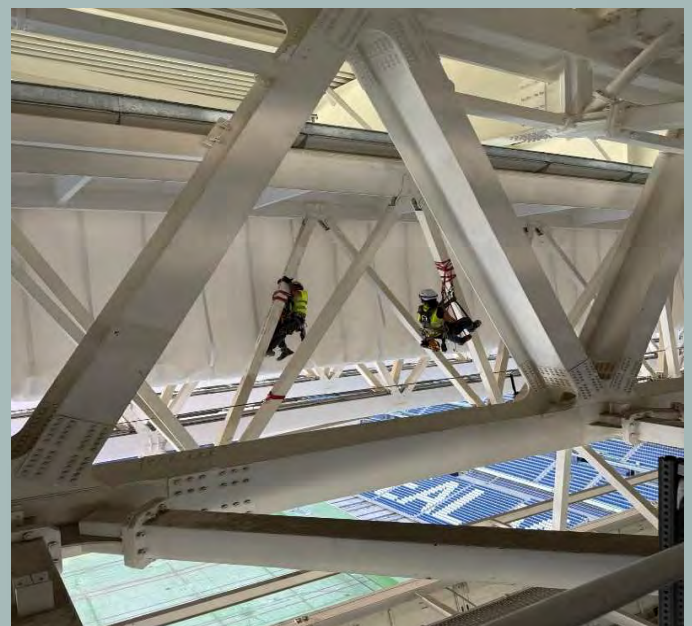
Talleres:

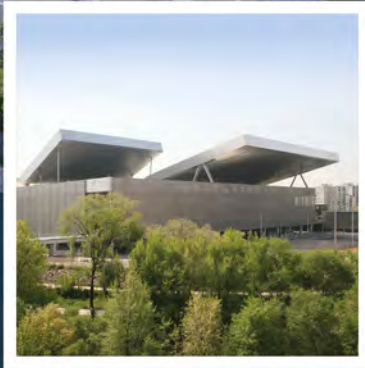
Polígono Industrial Os Airios, Parcelas 1, 3 y 3
15320 As Pontes de García Rodríguez
(A Coruña)

Web: <https://www.agilemco.com>

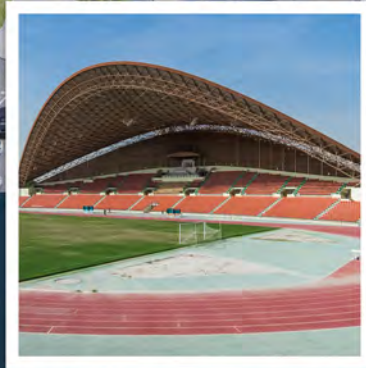
Mail: comercial@agilemco.com

Teléfono: +34 910 630 158

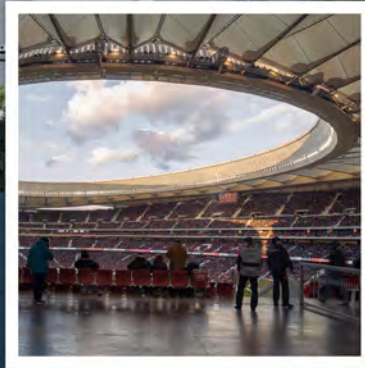




Centro multifuncional Caja Mágica



Al Imam University Sports Complex



Estadio Riyadh Air Metropolitano

TYPSA

INGENIEROS
CONSULTORES
Y ARQUITECTOS



Diseño 360°
Innovamos combinando
conocimiento técnico con
tecnología de última generación

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Desarrollo del proyecto arquitectónico

Renovation of Santiago Bernabéu Stadium. Architectural Project Development

Gema Martínez González-Valcárcel^a, Manuel Bernabé Martín^{b,*}.

^a *Arquitecta. División arquitectura TYPSA.*

^b *Arquitecto. División arquitectura TYPSA.*

Recibido el 30 de octubre de 2024; revisado el 9 de septiembre de 2025, aceptado el 6 de octubre de 2025

RESUMEN

Partiendo de la definición inicial del proyecto entregado por la propiedad¹, en la fase de licitación, se desarrolló una variante que mantuvo la volumetría y las características funcionales y compositivas del diseño original, pero que incorporó ajustes en el concepto estructural para adaptarlo a los plazos y condiciones de uso establecidos.

En el desarrollo posterior de la variante ejecutada surgieron retos poco habituales en edificios de escala urbana. Ante la falta de precedentes, fue necesario idear soluciones innovadoras que demandaron el máximo análisis y una colaboración estrecha entre disciplinas. Este trabajo conjunto se convirtió en un diálogo creativo que permitió materializar propuestas concretas, factibles, seguras y, al mismo tiempo, respetuosas con el espíritu inicial del proyecto.

Este artículo expone algunas de esas situaciones en las que la frontera entre arquitectura y estructura resulta difícil de trazar, y que se resolvieron gracias al esfuerzo coordinado de arquitectos e ingenieros. Entre ellas se incluyen las nuevas torres de acceso B y C, la integración de péndulos en zonas de circulación, las juntas entre el museo y el estadio, la galería técnica, el túnel de carros, la grada abatible y los espacios de transición en el *skywalk*.

PALABRAS CLAVE: Coordinación, arquitectura, galería, skywalk, juntas, abatible.

©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

Based on the initial project definition delivered by the client¹, a variant was developed during the tendering phase. This variant preserved the volumetry and the functional and compositional features of the original design, while introducing adjustments to the structural concept in order to meet the established deadlines and use conditions.

In the subsequent development of the executed variant, challenges arose that were uncommon in urban-scale buildings. In the absence of precedents, it was necessary to devise innovative solutions that demanded thorough analysis and close interdisciplinary collaboration. This joint effort evolved into a creative dialogue that enabled the realization of concrete, feasible and safe proposals, while remaining faithful to the original spirit of the project.

KEYWORDS: Coordination, architecture, technical gallery, skywalk, joints, retractable stand.

©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*: mbernabe@typsa.es (Manuel Bernabé Martín)

Cómo citar este artículo: Martínez, G., & Bernabé, M. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Desarrollo del proyecto arquitectónico. *Hormigón y Acero*. 76(307):33-54. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3991>

1. INTRODUCCIÓN

La estrategia para el desarrollo del proyecto se definió desde el inicio con el objetivo de avanzar en paralelo en el diseño y en la ejecución de la obra, reduciendo al mínimo el desfase entre ambos procesos. El planteamiento consistió en identificar las áreas

críticas desde el punto de vista estructural, susceptibles de ser segregadas del conjunto del estadio, para concretar su proyecto parcial y solicitar la licencia correspondiente, al tiempo que se iniciaba el estudio de las siguientes zonas. Esta estrategia respondió

1 El proyecto entregado por la propiedad es el desarrollado por GMP, L35 Y Ribas + Ribas.

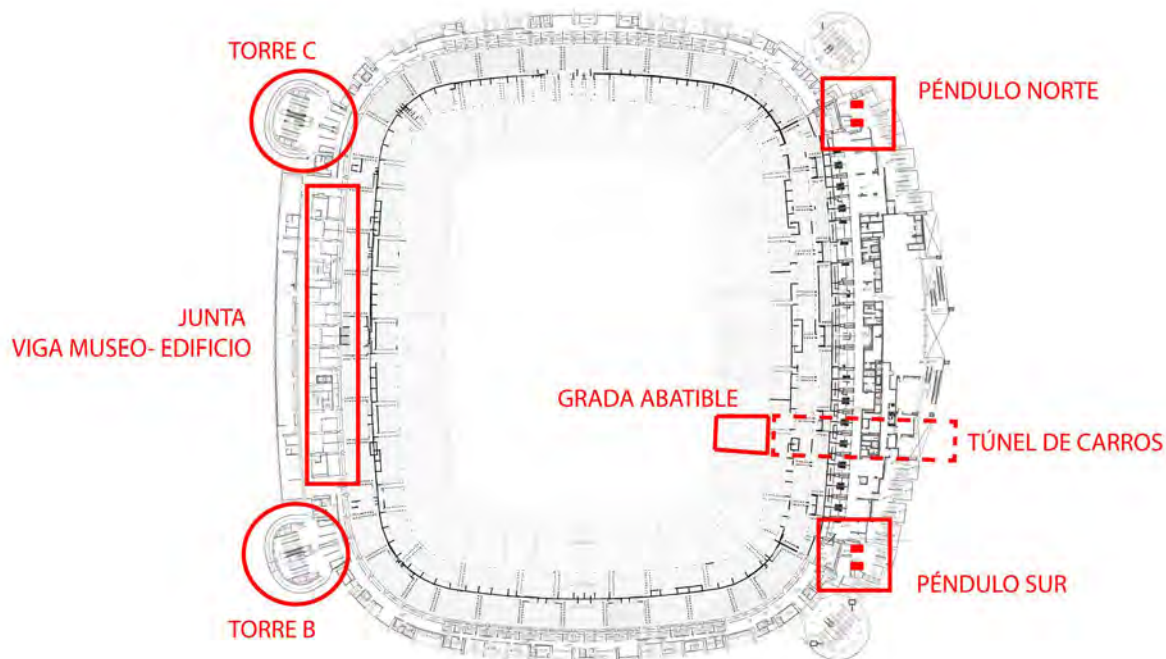


Figura 1. Esquema gráfico de las zonas desarrolladas en el artículo.

también a los requisitos normativos establecidos por el Ayuntamiento de Madrid, encargado de otorgar las licencias necesarias para permitir la ejecución de determinadas partes del estadio sin interrumpir el uso del resto de las instalaciones. De este modo, una vez finalizadas dichas fases, podían ponerse en servicio incluso aunque el proyecto global continuara en construcción. Este procedimiento, denominado “licencia de fases autónomas”, exigió un loteado y una planificación integral previa de todo el proyecto.

Debido a su complejidad, la estructura del estadio se distribuyó entre varios equipos de trabajo, bajo la coordinación de FCC Construcción. Así, un equipo asumió la concepción global y la estructura de cubierta con sus apoyos principales; otro, las nuevas torres de acceso; un tercero, la viga corona y todo el lateral oeste; otro, el túnel logístico y el aparcamiento subterráneo; y un último equipo, las intervenciones en la grada, los palcos y los refuerzos en los forjados de las galerías de circulación

A través de este recorrido por las distintas áreas, se resumen a continuación los aspectos de diseño en los que arquitectura y estructuras se entrelazaron, exigiendo un esfuerzo de comprensión mutua que, en muchos casos, pasa inadvertido para el visitante. Esta discreción, precisamente, constituye uno de los mejores indicadores del éxito de las propuestas.

En la [figura 1](#) se incluye un gráfico simplificado para facilitar la localización de las actuaciones que se desarrollan en este artículo.

2. NUEVAS TORRES DE ACCESO B Y C.

2.1. Descripción

Las nuevas torres del lateral oeste incluyen cada una de ellas, dos escaleras peatonales de 2.40 metros de ancho de paso, dos

escaleras mecánicas y dos ascensores además de una rampa perimetral de 2.55 metros de ancho de paso que permiten el acceso y la evacuación desde el nivel de calle hasta el nivel 7. Desde el nivel N07 hasta el Skywalk, se accede por escaleras y ascensor. El trazado de las rampas peatonales se diseñó condicionado por las cotas de las plantas del estadio preexistente, manteniéndose en la mayor parte del trazado la pendiente entre el 6% y 6,7%. Las rampas incluyen un pasamanos intermedio y no son vía de evacuación para usuarios de movilidad reducida, pero si lo son para el resto de usuarios.

2.2. Requerimientos estructurales y arquitectónicos.

Las Torres B y C, objeto de este proyecto forman parte del esquema resistente principal de la nueva cubierta, transmitiendo la carga vertical concentrada del apoyo de la cercha principal de la cubierta

Estructuralmente, las torres están compuestas por tres pilares metálicos principales que reciben la carga de la cubierta a través de un trípode también metálico. La rigidez horizontal necesaria para soportar las cargas de diseño la aporta un entramado romboidal metálico dispuesto en una superficie curva que acompaña a la rampa y constituya la imagen característica de las torres. De este entramado romboidal nacen las ménsulas que soportan la rampa que sirve como acceso peatonal. La estructura se completa con una serie de losas, pilares y muros interiores que conforman las distintas escaleras, rellanos y núcleos de comunicación necesarios para el funcionamiento de la torre.

La rampa espiral de acceso de las torres debe dar servicio a los niveles existentes del estadio y es preciso respetar las pendientes máximas normativas. Para compaginar ambos requerimientos entre las plantas del estadio donde la diferencia de altura es excesiva para una sola vuelta de rampa, se incluye una vuelta intermedia, que no da acceso al estadio pero que resulta imprescindible para mantener la fluidez de

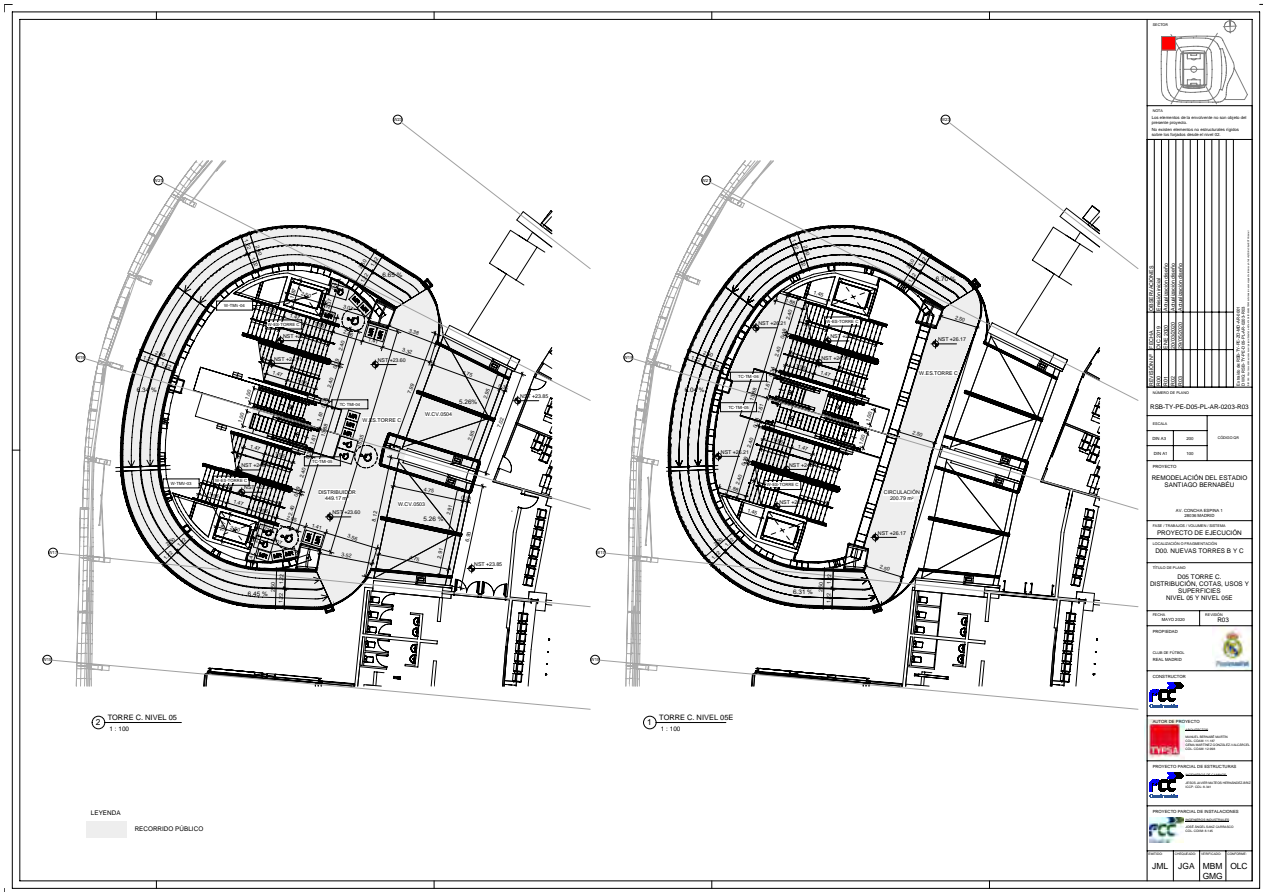


Figura 2. Plantas de la nueva torre de acceso C, nivel N05 (izquierda) y N05E (derecha) Planos procedentes del proyecto de ejecución.

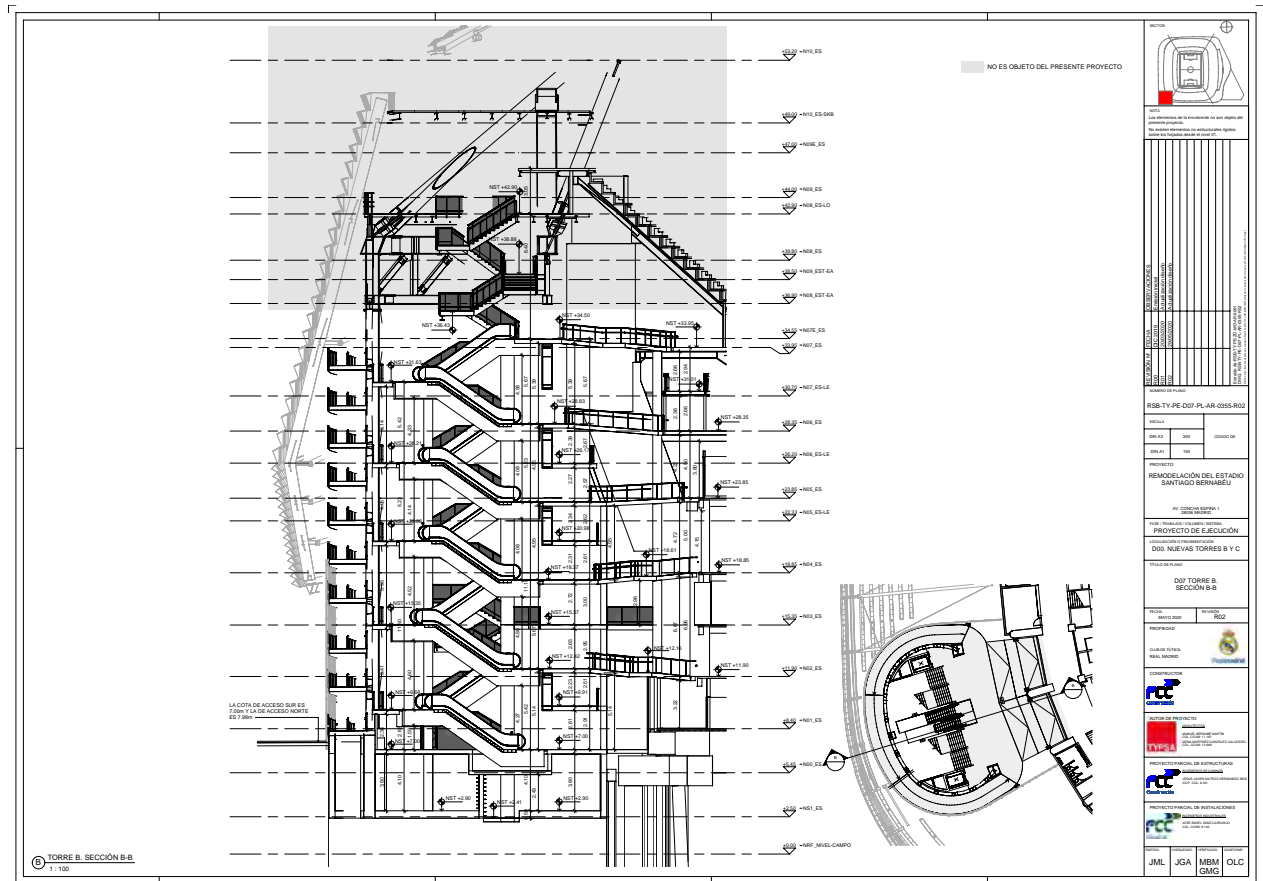


Figura 3. Sección parcial torre de acceso B con los forjados de acceso a N03, N04, N05 y N06 y las pasarelas sin acceso al estadio entre los niveles N04 y N05, y entre N05 y N06. Sección procedente de planos del proyecto de ejecución.



Figura 4. Imagen de obra de ejecución de la estructura del péndulo de torreón norte. Imagen procedente página web del club.

la circulación peatonal. En este paso intermedio se hizo necesario entre los niveles N04 y N05 y entre los N05 y N06 y se soluciona como una pasarela horizontal.

2.3. Solución desarrollada.

En estos niveles intermedios, la altura libre entre el nivel de circulación y las pasarelas es extremadamente limitada. No era posible disponer apoyos inferiores bajo las pasarelas, ya que interferirían con el elevado flujo peatonal durante los periodos de salida del estadio, ni tampoco se podían incorporar vigas colgantes debido a la falta de altura disponible. Este desafío se resolvió haciendo que las barandillas de las pasarelas cumplieran un doble papel arquitectónico y estructural, lo que permitió reducir el canto total de la solución y garantizar un galibo inferior reglamentario, completamente libre de obstáculos (figura 2, figura 3).

3. ENCAJE DE LOS PÉNDULOS EN ESPACIOS DE CIRCULACIÓN

3.1. Descripción

En los torreones norte y sur, en el lateral este del estadio, se desarrolla una circulación vertical de vital importancia en la operativa

general. En ambos torreones, el acceso y la salida del público se desarrolla en un entorno donde se convive con un elemento estructural primario en el concepto del estadio, que hemos llamado “péndulos”. Sin tratar de hacer aquí una descripción exhaustiva de los péndulos, solo resaltamos que son los apoyos principales de las cerchas de cubierta que transmiten carga vertical al suelo, permitiendo su movimiento horizontal para absorber las deformaciones producidas por empujes horizontales (Véase la referencia [1]).

3.2. Requerimientos estructura y arquitectura

La ejecución de los péndulos (figura 4) se consideró esencial y prioritaria y formó parte del camino crítico en la remodelación del estadio. A efectos de coordinación con la arquitectura, como se indica en [1], los péndulos se componen de dos pilares rectangulares de dimensiones 2400mm x 900 mm, que queda unidos en cada planta por unas cartelas metálicas dejando una altura libre ajustada y suficiente y viable para circulación según normativa. El desplazamiento horizontal de los péndulos llega hasta los ± 300 mm en los niveles superiores.

En el mismo ámbito de inserción de los péndulos fue necesario realizar una operación de refuerzo de la estructura existente, suplementando los pórticos de hormigón con triangulaciones metálicas que condicionan la circulación general. Las alturas libres del estadio preexistente en esta zona son especialmente reducidas por lo que toda modificación estructural supone un análisis imperativo de compatibilidad con el uso previsto de los espacios.

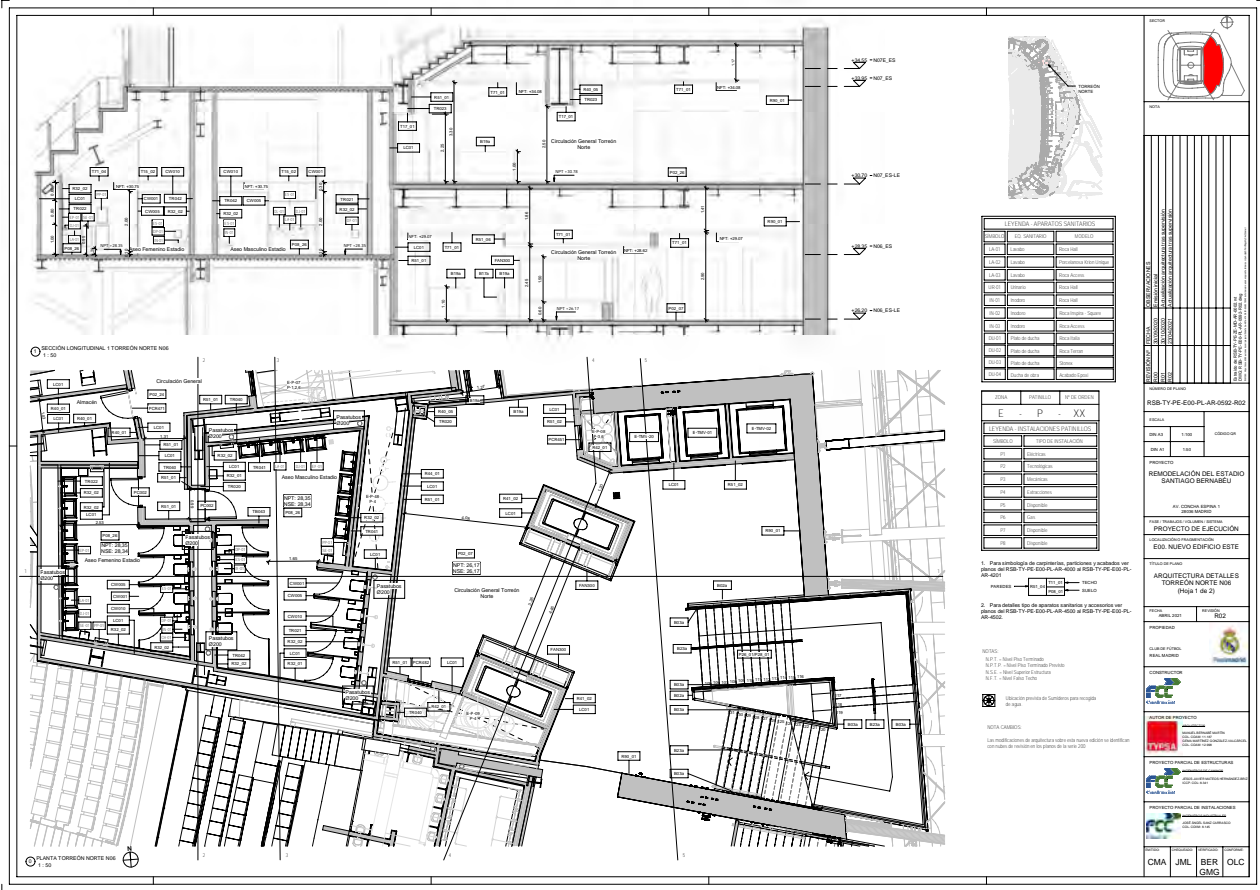


Figura 5. Planta nivel N05 torreón sur mostrando situación de estructura existente previa a la reforma, estructura del péndulo y nuevas escaleras. Planta procedente del proyecto de ejecución.

El espacio en el que se desarrollan los péndulos corresponde a los “torreones” norte y sur que eran volúmenes claramente distinguibles tanto desde dentro como desde fuera del estadio preexistente y que suponían un barrera real a la circulación anular en el estadio, impidiendo la conexión en todos los niveles entre el lateral este y el resto del estadio. Los torreones albergaban una escalera de acceso que recorre todos los niveles del estadio y palcos en los niveles superiores, estando las cotas de llegada en cada nivel asociadas al palco de ese mismo nivel y sin relación con los niveles de forjados en fondos o lateral oeste. Habiendo sido detectado esta situación de interrupción del flujo como un obstáculo grave en la operación del estadio remodelado, el club solicitó desde un comienzo una subsanación efectiva.

Desde los equipos de arquitectura se abordó tanto la reordenación de la circulación como la inserción de los péndulos en cada nivel y se plantearon las posibles modificaciones y ajustes al sistema estructural para compatibilizar el paso de personas con las restricciones estructurales. Se fijó como altura de paso libre objetivo 2.80 m y como mínimo absoluto y (limitada a pasos puntuales) la altura de 2.20 m. Con estas premisas se analizó cada nivel y se negociaron las soluciones de modo individual.

3.3. Solución desarrollada: comprobación de alturas libres en circulación

A modo de ejemplo de las situaciones que se plantearon se muestra en la figura 4 las secciones entre los niveles N05 y N07.

En la planta de la figura 5, la estructura que se mantiene y se refuerza corresponde a las líneas de sección 2 y 3 y la estructura de los péndulos a la línea de sección 4. La zona de paso discurre desde la escalera de fachada hacia el interior del estadio a través de los pórticos estructurales señalados.

La sección 02 en la figura 6 muestra en alzado las triangulaciones metálicas añadidas sobre los pórticos existentes y la sección 04 en la figura 7, la disposición de la estructura del péndulo frente a los niveles de suelo acabado.

3.4. El revestimiento de los péndulos

Los acabados de esta zona se diseñaron para permitir la oscilación de los elementos metálicos frente a los forjados a la vez que se proporcionaba la resistencia al fuego de los elementos estructurales EI-180 y se mantenía la continuidad del sellado a nivel de forjado, todo ello, con la intención de lograr una nula percepción por parte del usuario del espacio.

Para permitir el movimiento del péndulo, los acabados que ocultan los pilares de los péndulos respetan el espacio necesario para que éstos puedan desplazarse sin colisionar con los elementos de acabado o sus subestructuras de apoyo. Desde nivel sótano hasta N03 se ha dejó una separación de 18 cms en sentido norte a sur y de 25 cms en sentido este-oeste. A partir del nivel N03 las distancias entre estructura y acabados se amplían progresivamente para cubrir los desplazamientos máximos de cálculo para los péndulos.

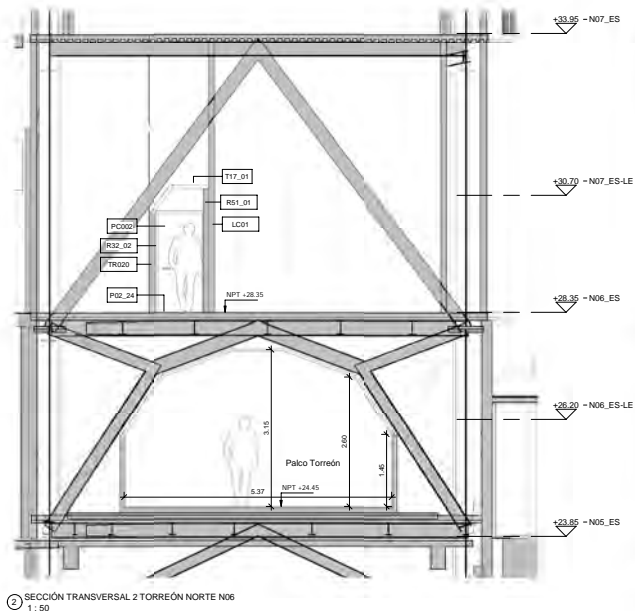


Figura 6. Sección 02 entre niveles N05 y N06 mostrando estructura de refuerzo en pórticos existentes del estadio y espacio libre de paso. Procedente del proyecto de ejecución.

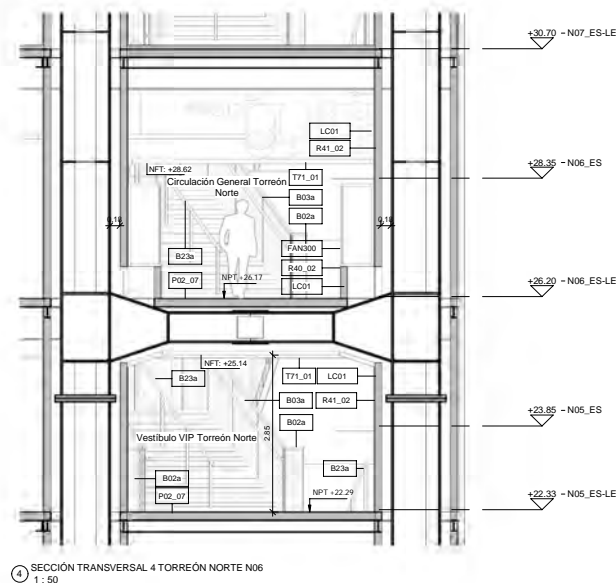


Figura 7. Sección 04 en niveles N05 y N06 con estructura del péndulo y espacios de circulación. Procedente del proyecto de ejecución.

4. JUNTAS ENTRE EL MUSEO Y EL ESTADIO PREEXISTENTE.

4.1. Descripción

La estructura de la viga museo y en general de todo el lateral oeste de la remodelación puede encontrarse en la referencia [2]. A efectos de coordinación arquitectónica la viga museo supone un grandísimo elemento que tiene una flexibilidad propia y un desplazamiento no despreciable y que se enfrenta directamente con la masa inmóvil y estática del estadio preexistente, provocando un frente de fricción en todas las líneas de contacto en los tres niveles en los que se existe comunicación directa entre ambos (N5, N6 y N7).

La coordinación se centra en que estos movimientos sean compatibles con el uso VIP del espacio y que sea cual sea la situación en un momento dado del bloque móvil del museo, la experiencia del visitante sea la misma. La viga museo tiene una longitud de 107 metros, una altura de 10 metros y una profundidad de crujía de 7.5 metros, estando colgada de la cercha superior que discurre desde el trípode de la torre B al Trípode de la torre C.

4.2. Requerimientos estructurales y arquitectónicos

A la estructura se le requiere su estabilidad y que los desplazamientos inevitables sean compatibles con la falta de desplazamiento que tiene la estructura del estadio preexistente. La estructura debe tener una resistencia al fuego EI 180

En acabados arquitectónicos se requiere que las diversas situaciones que se den con el desplazamiento vertical u horizontal de la viga museo pasen desapercibidas al visitante y se mantengan los niveles de protección al fuego y continuidad

de acabados en todos los paramentos. El museo de los trofeos del club, es uno de los puntos más visitados en la ciudad de Madrid, y es esencial que la construcción resuelva cualquier condicionante que pueda acabar en una distracción o molestia para el visitante.

4.3. Solución desarrollada

El desplazamiento horizontal del museo se estima en +145 mm / -60 mm positivo en sentido hacia el estadio. No obstante las juntas se diseñan para un movimiento mayor puesto que se colocaron cuando todavía no estaba toda la carga permanente colocada, de manera que finalmente se diseñaron para un recorrido +205 (= +145 + 60) / -45 mm (positivo hacia el estadio). Se fija la distancia entre bordes de forjado en situación neutra en 140mm.

La distancia entre los dos bordes de forjado, variará entre un máximo de 340 mm (205 + 140) y un mínimo de 140mm. Además este movimiento puede combinarse con el giro de un forjado respecto al adyacente y/o el desplazamiento en plano vertical de un forjado frente al adyacente. Esta situación estructural debe quedar tratada adecuadamente de cara al usuario y a otros conceptos normativos: proporcionar una superficie de paso seguro en suelo, acabados compatibles en revestimientos de paredes y mantener la estanqueidad al paso de humo de incendio y sectorización entre niveles consiguiendo un EI-180, son los retos que se plantean. El objetivo final del equipo es que esta situación estructural tan especial pase inadvertida al visitante.

La propuesta final llevada a cabo para el cierre de estas juntas consiste en dos elementos: por una parte un tapajuntas en aluminio, a nivel de suelo acabado, que permite el giro y el desplazamiento hasta 300 mm acompañando al movimiento

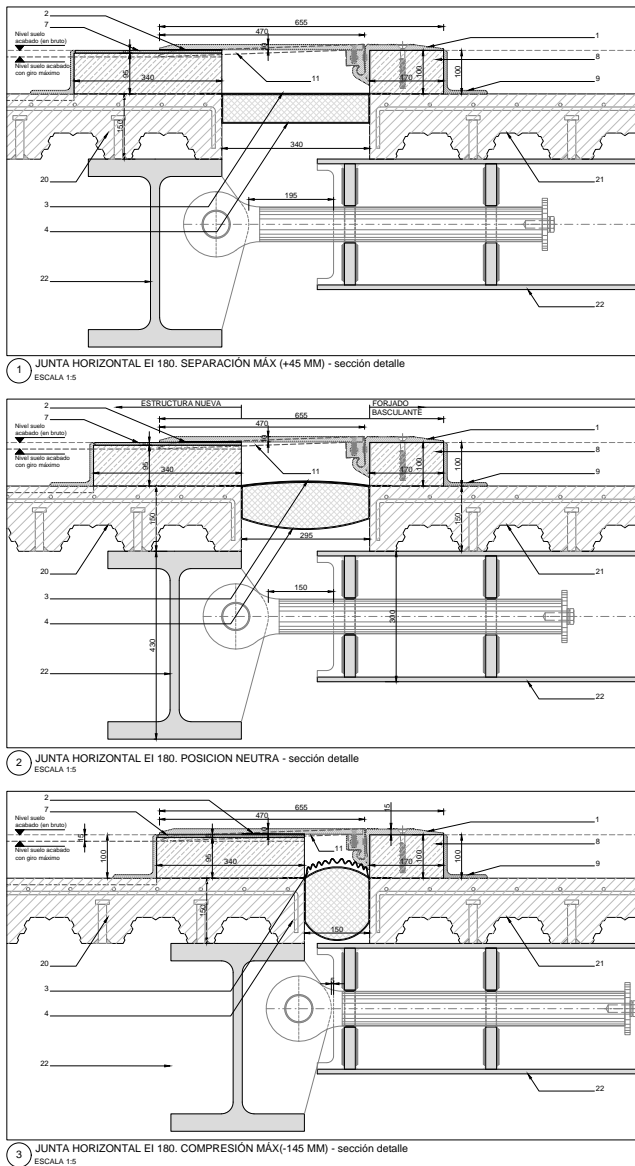


Figura 8. Secciones detalle del encuentro entre forjado de museo (derecha) y forjado basculantes (izquierda) mostrados en situación de máxima apertura, posición neutra y máxima compresión. Detalles procedentes del proyecto de ejecución.

de estructura. Y por otra parte, un cierre inferior de material ignífugo con una elasticidad adecuada al movimiento y dos capas cortafuego fijadas según indicaciones de fabricante¹.

La solución fue homologada en laboratorio puesto que no existía solución de mercado para estos requerimientos. La junta de dilatación a nivel de suelo es una junta sísmica fabricada en aluminio, donde diseñamos una rotula que absorbe los movimientos de diferencia de nivel y multidireccionales que exigía el museo (figura 8).

La junta está fabricada en aluminio 6060 (con densidad de 2,7 con límite de rotura min. 215 MPa) y diseñada para soportar un tránsito elevado de personas y máquinas de limpieza. El sistema cortafuego empleado con resistencia al fue-

1 Junta desarrollada por Veda France y la línea de producto empleada VEDA-FEU SV 300mm.

go certificado EI240 y con un movimiento de más del 50%. Este modelo absorbe una compresión del 73% y movimientos de tracción hasta 275%. Además, tiene propiedades térmicas y acústicas. (figura 9).



Figura 9. Imagen final de junta en suelo en zona de museo. Fotografía proporcionada por el fabricante de la junta.

5. LA GALERÍA TÉCNICA

5.1. Descripción

El estadio, en su estado anterior a la remodelación, tenía una logística diaria de recepción y distribución de materiales optimizada dentro de lo posibilidades disponibles. Si bien es cierto que nunca se dejaron de cumplir los objetivos del club, también es cierto que éste era un aspecto claramente mejorable. El proyecto inicial incorporó este objetivo entre los principios de reestructuración del estadio y para ello trazó una galería que discurre bajo la grada baja en los cuatro laterales y que sirve para conectar el punto de entrada de mercancía en el estadio con cualquier punto de destino en cualquier nivel en laterales, fondos y terreno de juego.

5.2. Requerimientos arquitectónicos

Arquitectónicamente la galería debe insertarse sin alterar la grada superior, que tan solo se desmonta temporalmente para reconstruirse después con la misma geometría. La galería

debe permitir el paso de anillos de distribución de instalaciones y el paso de dos vehículos eléctricos para reparto de material. La galería debe asegurar la conexión entre el espacio de aparcamiento, y los ascensores que la conectan a los niveles superiores del estadio.

Además debe cumplir con los requisitos estructurales de resistencia al fuego respecto a grada de REI120 y respecto a recintos interiores REI 180.

5.3. Requerimientos estructurales

Se requiere de la estructura de la galería que se adapte al uso indicado, con el mínimo impacto para el uso de las gradas, adaptándose a toda la casuística que se presenta en cuanto a tipologías constructivas de grada baja (a veces hormigón en masa sobre el terreno, a veces hormigón armado o pequeñas zonas aisladas realizadas como forjado o combinaciones de ambas realizadas en sucesivas obras). La galería absorbe varios espacios que conllevan diferentes geometrías y variantes estructurales adaptadas. El método de excavación y de ejecución están condicionados por las condiciones de acceso de maquinaria y por la necesidad de ocasionar la menor interrupción posible en el uso de la grada baja.

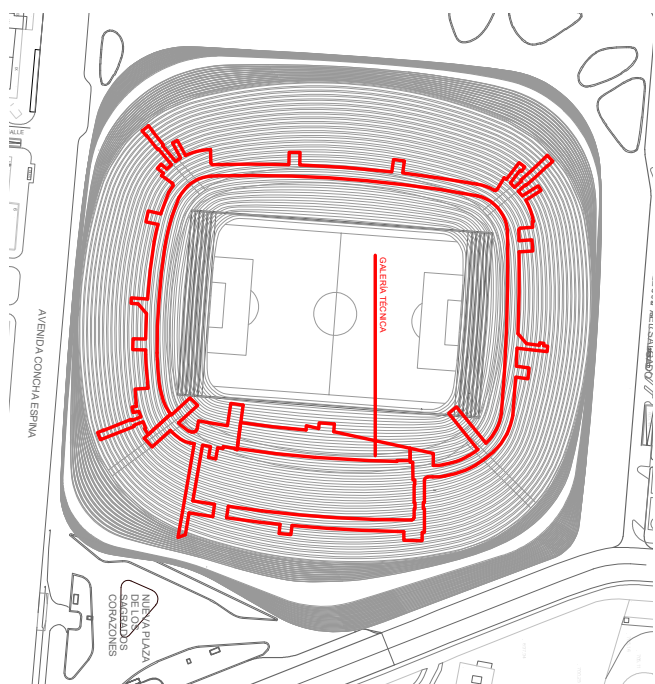


Figura 10. Trazado de la galería en el conjunto del estadio. Imagen procedente de proyecto de ejecución.

5.4. Solución desarrollada

Considerando todos los posibles usos que la galería podría desempeñar, se decidió un trazado con una sección tipo de ancho de 4 metros y gálibo de 2.20 m, permitiendo el paso de instalaciones por la parte superior de la galería y por su lateral. Se incluyó una zona de paso peatonal simplemente marcada con pintura en suelo, como paso de mantenimiento y un drenaje lineal continuo que recibe agua de baldeo. En el subproyecto galería se engloban varios espacios que son acce-

sibles desde ella como son aseos, acceso a escaleras, acceso a locales de ventilación del hipogeo, acceso al terreno de juego, acceso a ascensores logísticos, acceso a la zona de boxes, acceso al aparcamiento y a la zona de unidades móviles (figura 11, figura 12).

El diseño estructural de la galería parte de una sección tipo donde se asegura la operatividad, y se va adaptando a las condiciones concretas locales de cada punto del trazado. Se construye con un sistema “top-down” (ejecutando la cubierta antes de proceder a la excavación), con una superficie de grada demolida mínima y una nueva puesta en funcionamiento rápida, sin necesidad de esperas motivadas por la construcción. Desde el punto de vista de arquitectura, se hace necesario coordinar el trazado de la galería con la limitación superior de grada, y con las pendientes máximas admisibles para los vehículos eléctricos escogidos para el club. Se debe además solucionar la sectorización de este espacio y las condiciones de accesibilidad y de evacuación.

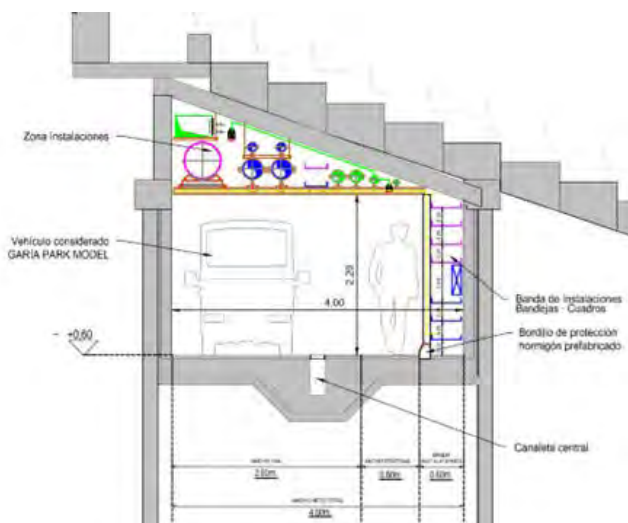


Figura 11. Sección tipo de la galería técnica bajo grada. Sección procedente de memoria descriptiva del proyecto de ejecución.

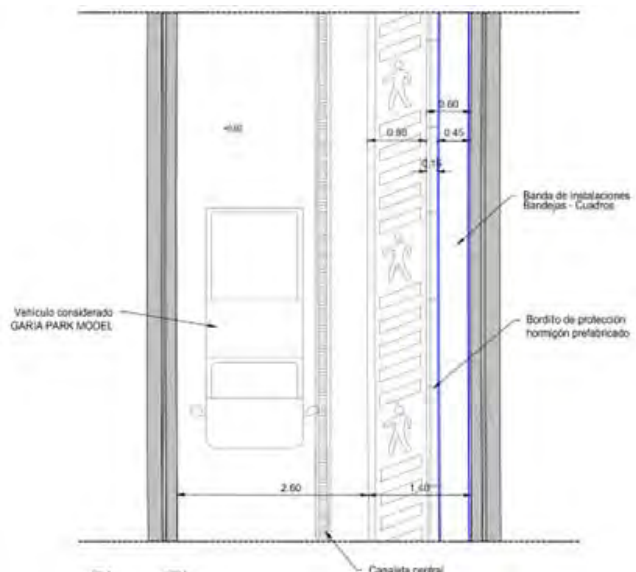


Figura 12. Planta de un tramo típico de la galería técnica. Esquema procedente de la memoria descriptiva del proyecto de ejecución.

La galería va afrontando diferentes escenarios de coordinación, entre los que mencionamos los más relevantes:

1. **Paso de la galería por encima del túnel de ADIF**

El túnel de ADIF discurre de sur a norte, con trazado ascendente hacia el norte y condiciona la cimentación del estadio en las zonas de intersección. En la zona del túnel de acceso al terreno de juego de la esquina noreste, el túnel ADIF alcanza su cota más alta y es la razón de la modificación del trazado del túnel logístico que también asciende para salvar la intersección entre ambos.

2. **Lateral oeste: mecanismo de retirada del terreno de juego.**

La galería se encuentra en el lateral oeste con el mecanismo bajo grada de retirada de las bandejas del terreno de juego, exigiendo un ajuste dimensional entre ambos proyectos surgidos en distintos momentos en el proceso constructivo del estadio.

3. **Ventilaciones hipogeo.**

En una de las últimas fases constructivas se aborda el subproyecto de las salas de ventilación del hipogeo. Las salas se sitúan en un nivel inferior al de la galería y el trazado de los espacios para expulsión de aire desde las salas al exterior pasan directamente bajo la galería. (Figura 13).

4. **Operación en periodo de construcción.**

Finalmente podemos decir que la utilidad de la galería durante el proceso de construcción resultó esencial en el acceso de personal a todos los sectores de obra, en el transporte de material de construcción y en el trazado de instalaciones provisionales de obra. (Figura 14).

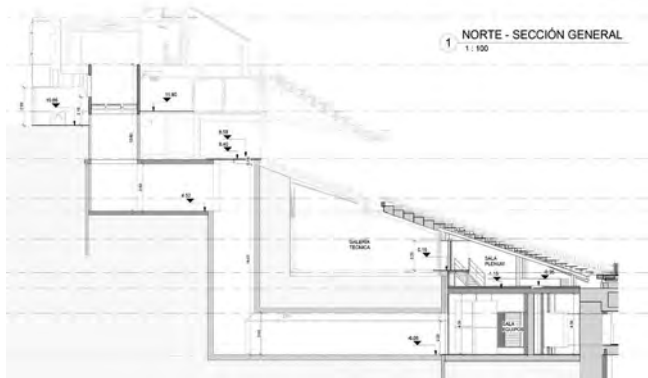


Figura 13. Sección de galería y paso inferior de las ventilaciones desde la sala de hipogeo. Imagen procedente proyecto de ejecución.



Figura 14. Imagen de la galería en proceso avanzado de construcción. Imagen procedente de visitas a obra equipo arquitectura.

6.

GRADA ABATIBLE

6.1. Descripción

Una de las necesidades que fueron demandadas por la propiedad durante la remodelación del estadio, fue la de encontrar una solución para permitir la entrada al terreno de juego de camiones de gran tonelaje, con los materiales requeridos para permitir la celebración de eventos diferentes a los puramente deportivos. Anteriormente a la remodelación, sólo existía una entrada al terreno de juego en la esquina sureste, que sólo permitía acceso para pequeños vehículos, por tener un gálibo reducido y un trazado quebrado en planta.

Para solucionar este problema el proyecto aporta una entrada directa desde el nuevo aparcamiento abriendo una vía de acceso inmediato hasta el terreno de juego. Esta vía de acceso es posible haciendo que una sección de grada sea abatible.

6.2. Requerimientos estructurales y arquitectónicos

El requerimiento para arquitectura es el de permitir el paso de un vehículo con gálibo de 4.50 metros y con un ancho de paso de 4.50 m.

La grada abatible debe ser idéntica en su geometría a las secciones adyacentes y para el usuario final, no debe haber diferencia entre butacas ni entre el espacio de acceso a las mismas. Por último la solución debe tener una resistencia al fuego respecto a grada de REI 120 y respecto a recintos interiores REI 180.

6.3. Solución desarrollada

Para resolver esta necesidad se decidió que una parte de la grada de público se pudiera elevar de forma suficiente para generar un acceso cómodo de los camiones al estadio. Se desarrolla una grada elevable de dimensiones finales de 15,00 x 5,80 m que en posición de cierre es indistinguible del resto de la grada y en posición abierta permite el paso de vehículos con un gálibo de 4.50 metros y un ancho de paso de 4.50 metros.

La solución encontrada para solventar el movimiento de elevación de esta parte de la grada, fue crear una estructura metálica montada sobre bisagras ancladas a la losa en voladizo del estadio y utilizar dos columnas de elevación montadas en ambos laterales en el suelo del acceso de camiones, para empujar la estructura hasta su completa apertura (o cierre). Cada una de las columnas de elevación fue dotada de su propio motor eléctrico y ambos motores trabajan de forma sincronizada para generar el movimiento de apertura y cierre de la grada.

La tecnología mencionada, conocida en el mundo del teatro y espectáculos y poco utilizada en otros sectores de la construcción, consiste en una columna desplegable a partir del ensamblaje de dos bandas de acero inoxidable entrelazadas que forman una columna firme y estable. Para su instalación no es necesaria excavación alguna, puesto que tiene una altura plegada inferior a un metro y la columna desplegada puede alcanzar alturas de hasta 12 metros, con una alta resistencia y un mínimo mantenimiento.

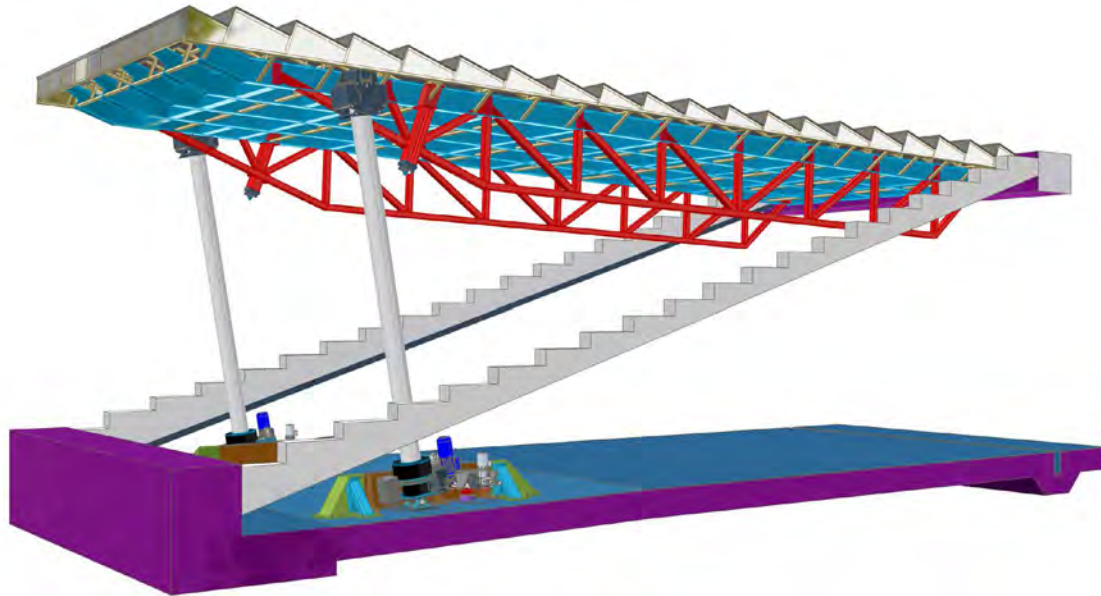


Figura 15. Imagen modelo de estudio proporcionada por el fabricante del mecanismo de movimiento de la grada.

El reto de ingeniería fue conseguir que las columnas, que solo pueden aguantar esfuerzos axiales, pudieran adaptarse al movimiento radial de la grada absorbiendo el giro que se producía durante el movimiento. Para resolver esta dificultad, cada una de las columnas fue instalada sobre un balancín en la base del túnel y otro en la posición de la estructura de la grada donde genera el movimiento de empuje, de tal manera que la columna solo recibiera carga axiales. figura 14. Cabe destacar que el movimiento combinado de elevación de grada y giro sobre eje horizontal, no se presenta en el mundo de escenografía teatral, siendo ésta la primera vez que se atiende esta casuística.

Para completar el diseño de la grada, considerando las cargas estáticas que produce el público durante las diferentes actividades del estadio, se consideró la necesidad de que la grada debería estar enclavada cuando estuviera en su posición cerrada, evitando sobrecargas sobre las columnas.

Además de la solución mecánica, se incorporó un sistema de control para la operación de la grada. Se trata de un sistema que permite la sincronización electrónica de los motorreductores eléctricos, que cuentan con un codificador para la supervisión del posicionamiento de las columnas y gestionar la posible desviación que pudiera haber en el despliegue o recogida entre las columnas. A cada columna se les incorporó la célula de carga para que el sistema pudiera monitorizar la carga de cada columna y la diferencia de carga entre columnas en cada momento. El sistema que controla a su vez la operación de apertura y cierre de los enclavamientos de apoyo, tiene unos finales de carrera mecánicos de seguridad (como redundancia de los codificadores) y un sistema de supervisión de integridad de la columna. (Figura 15, figura 16).

La operación de la grada se realiza desde una consola táctil donde se tiene la información en tiempo real de los elementos descritos anteriormente.

Características:

- Dimensiones: 15,00 x 5,80 m.
- Peso propio de la grada: 15 Tn
- Sobrecarga de uso: 500 kg/m²

- Capacidad de cada columna: 5 Tn
- Capacidad de cada bisagra: 15 Tn
- Capacidad de cada enclavamiento: 25 Tn
- Holgura dimensional: Inferior a 10 mm

Los acabados de la grada abatible, se conforman con una chapa de acero lacrimada fijada sobre estructura tubular de acero y acabado superficial con pintura antideslizante sobre la que se fijan las butacas, que son idénticas a todas las del estadio. El movimiento de la grada abatible se realiza exclusivamente en ausencia de público.



Figura 16. Imagen de pruebas del sistema previas a entrada en funcionamiento. Imagen proporcionada por fabricante.

7. TÚNEL DE CARROS

7.1. Descripción

La conexión necesaria entre el terreno de juego y el muelle de carga se realiza a través de un tramo de galería denomina-

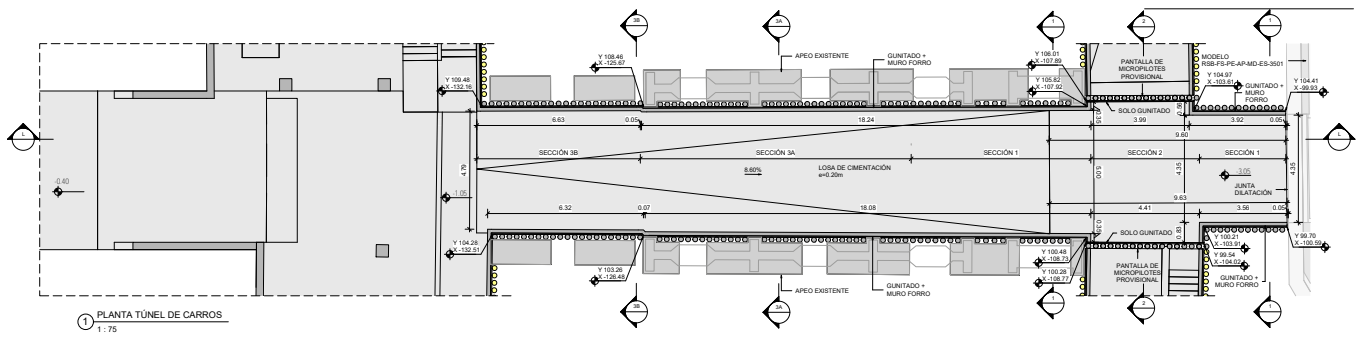


Figura 17. Planta del túnel de carros. A la izquierda la conexión con aparcamiento, y a la derecha salida a terreno de juego. Planta procedente de proyecto de ejecución.

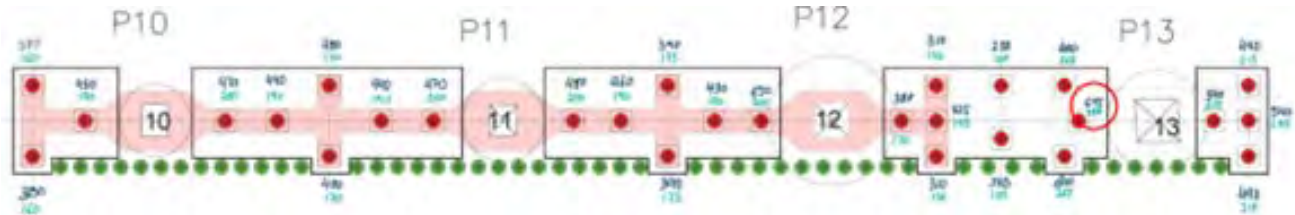


Figura 18: Planta alineación de pilares originales del estadio bajo grada este y su recalce con micropilotes. Procedente proyecto de ejecución.

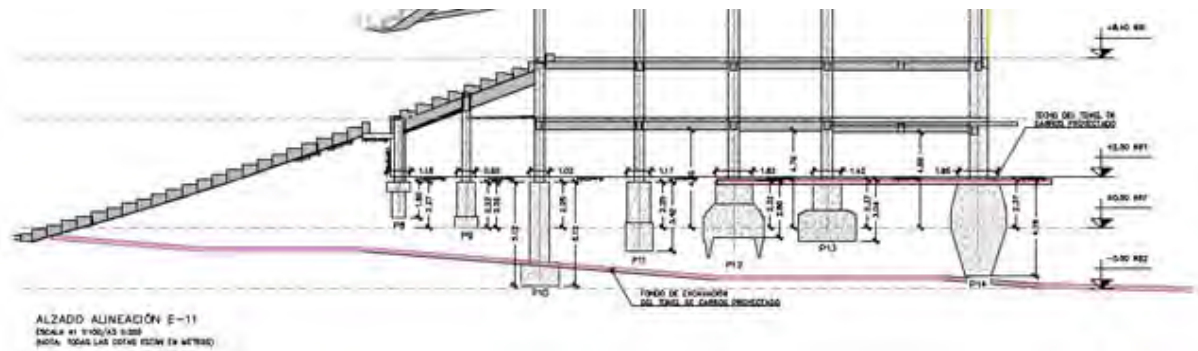


Figura 19. Sección de cimentación original del estadio, mostrando posiciones estimadas de zapatas. Imagen procedente archivo del club.

da “Túnel de carros”. Este tramo de galería, situado entre dos alineaciones de pórticos del estadio, requiere de un ancho y un gálibo mínimo que el estadio no posee. El planteamiento del túnel de carros va unido al de la grada abatible que ya hemos tratado previamente (figura 17).

7.2. Requerimientos arquitectura

Se requiere el ancho de paso y el gálibo especificado en el apartado anterior. La pendiente de la rampa de acceso se limita a un 10% y se debe poder acceder en vehículo tanto al nivel de terreno de juego (césped) como el de plataforma sobre la que descansan las bandejas de césped cuando hay un evento que se realiza sobre esta plataforma.

7.3. Solución desarrollada

El túnel de carros se traza entre dos alineaciones de cimentaciones originales del estadio (E11-E13), las cuales fueron ejecutadas hacia 1947. De estas cimentaciones existía poca documentación fiable y sólo se llegó a conocer su tamaño y posición reales una vez se comenzaron los trabajos, encontrándose po-

zos de cimentación en forma de tronco de cono a profundidades y posiciones distintas a las esperadas, que imposibilitaron la realización del túnel con las dimensiones en las que había sido proyectado inicialmente. Ante esta situación, se estudiaron varias alternativas, decidiendo optar por el recalce de las dos alineaciones para la posterior demolición de estos pozos.

Este recalce de los pilares de las dos alineaciones se realiza mediante dos formas de apeo (figura 18):

- En los pilares con menores cargas se proyecta un apeo pasivo mediante un recrecido de los pilares y apoyo del refuerzo sobre encepado de micropilotes
- Los pilares con cargas elevadas se recalzan mediante un apeo activo, consistente en desviar la carga de los pilares existentes mediante vigas de transferencia hasta nuevas cimentaciones de encepados con micropilotes. La carga a desviar del pilar más solicitado ronda los 4000 kN

Previamente a cualquier actuación, se realiza un levantamiento de la cimentación existente, realizando taladros a modo de sondeo y caracterizando las muestras extraídas, dando geometría y profundidad tal y como se refleja en la siguiente sección. (Figura 19).

Movimientos relativos en mm						
Paso	% carga	INF-1	INF-2	INF-3	INF-4	INF-5
1	12,5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
2	25,0	0,2	0,1	0,2	0,3	0,3
3	37,5	0,2	0,2	0,2	0,4	0,4
4	50,0	0,3	0,3	0,3	0,5	0,6
5	62,5	0,4	0,4	0,4	0,6	0,7
6	75,0	0,5	0,4	0,5	0,8	0,9
7	87,5	0,6	0,5	0,6	0,9	1,0
8	100,0	0,6	0,6	0,6	1,0	1,2



Figura 20. Datos de movimientos relativos obtenidos durante el procedimiento de gateo en 8 escalones de carga. Tabla y esquemas procedentes de la memoria de cálculo de estructuras del proyecto de ejecución.

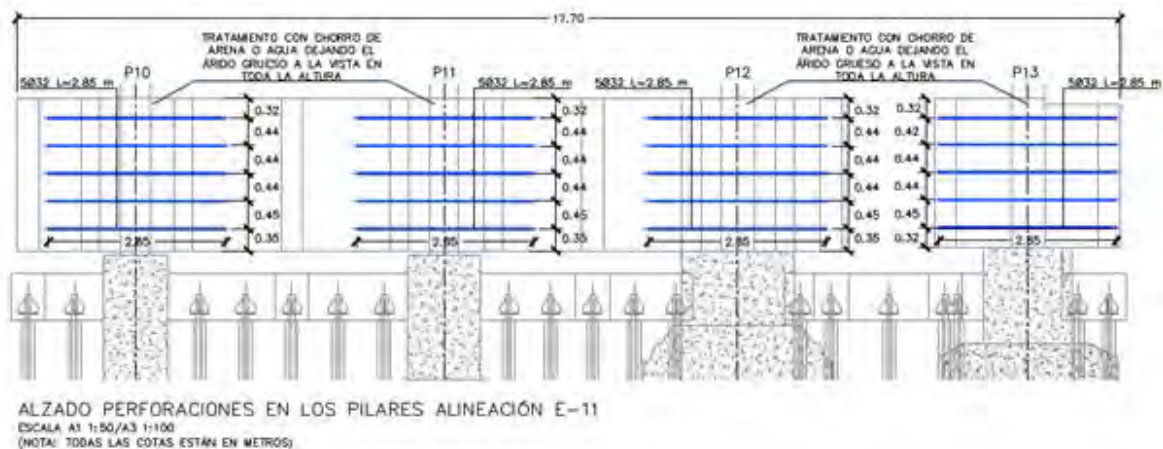


Figura 21. Tratamiento de los paramentos, perforación de pilares y cosido de rasante. Procedente del proyecto de ejecución.

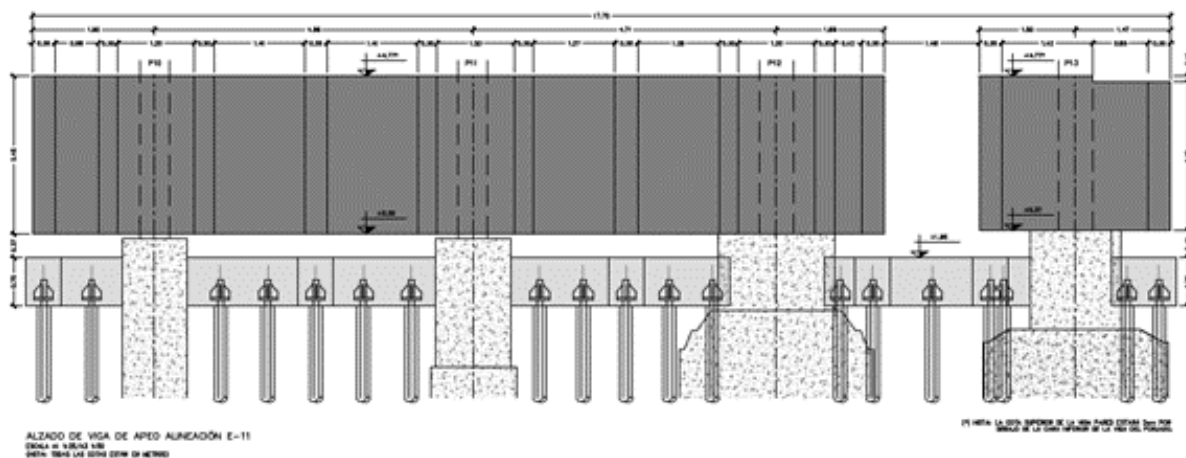


Figura 22. Construcción de encepados y viga pared de transferencia. Procedente del proyecto de ejecución.

El procedimiento seguido para la realización del apeo activo de estos pilares fue el siguiente:

- 1) Tratamiento con chorro de arena de los paramentos de los pilares para conseguir una rugosidad suficiente, según la instrucción EHE-08, entre los diferentes hormigones.
- 2) Perforación de los pilares existentes con barras corrugadas inyectadas para coser el rasante en la junta entre hormigones.
- 3) Construcción de encepados, entre pilares existentes, apoyados sobre micropilotes.
- 4) Ejecución de viga pared que abraza a los pilares existentes y apoya sobre los nuevos encepados, a través de una rejilla

longitudinal, en la que en primera fase se sitúan los gatos hidráulicos.

- 5) Gateo de viga pared para descargar las cimentaciones existentes
- 6) Hormigonado de la rejilla

Durante la ejecución, se monitorizó la estructura existente para controlar los movimiento relativos y absolutos durante la maniobra de gateo. (Figura 20).

A continuación, se muestra gráficamente la sucesión de fases.

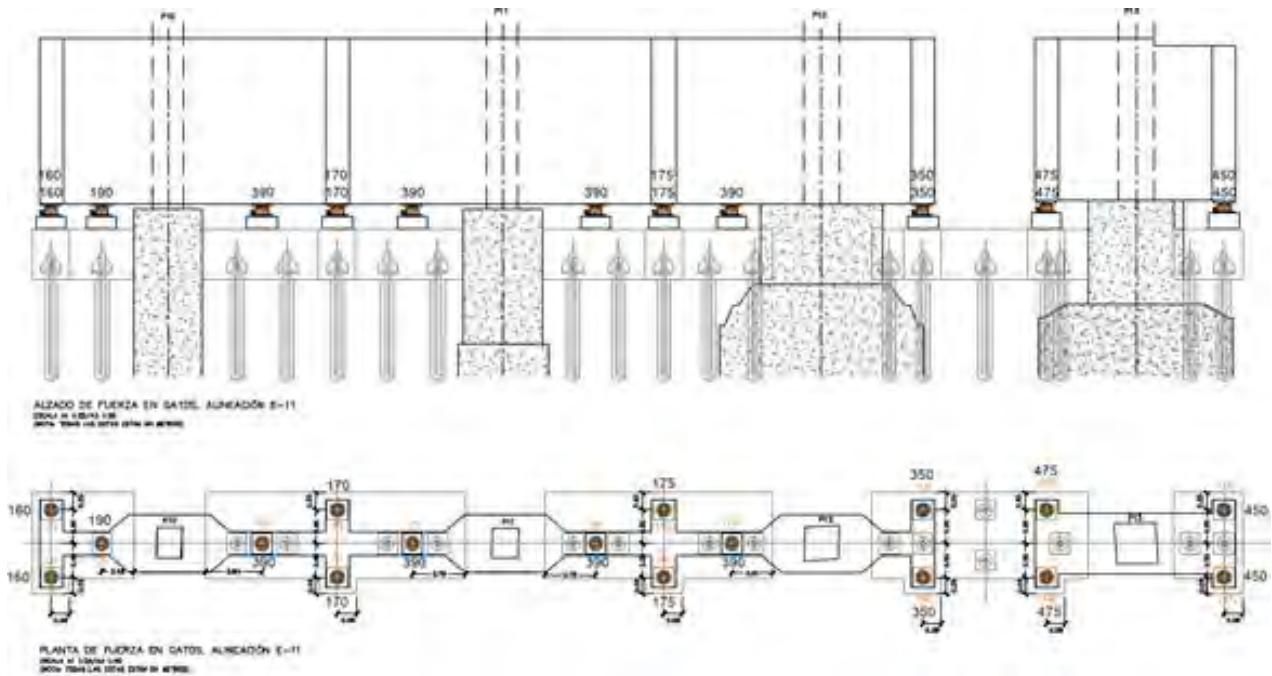


Figura 23. Gateo de la nueva estructura para entrada en carga de los micropilotes y descarga de las cimentaciones existentes. Procedente de proyecto de ejecución.

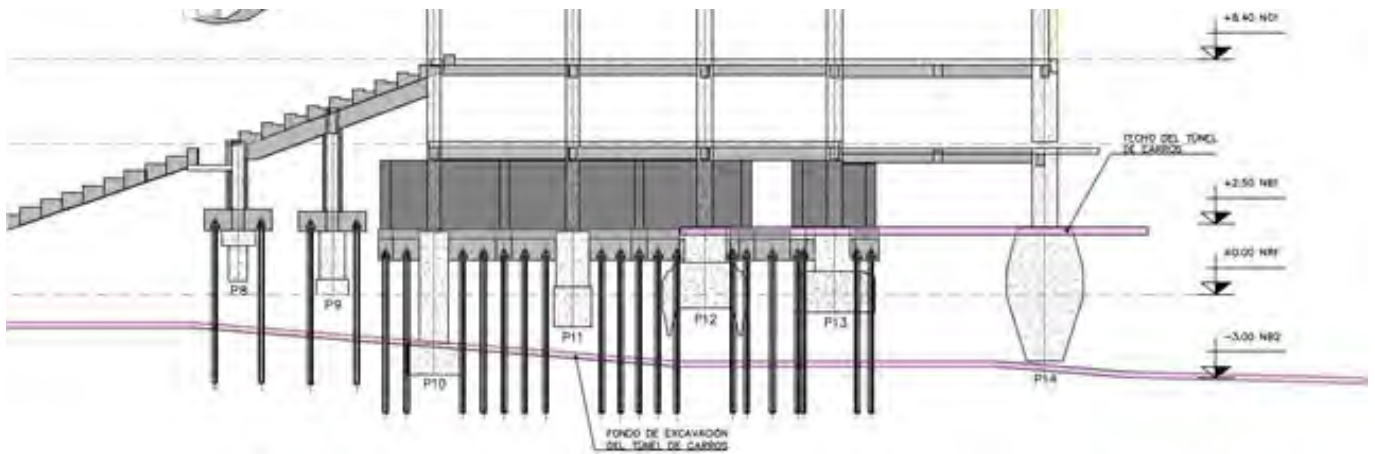


Figura 24. Hormigonado de la rejilla inferior y puesta en funcionamiento. Procedente del proyecto de ejecución.

Una vez transferida la carga de los pilares a las nuevas cimentaciones con plano de asiento por debajo del fondo de excavación del túnel, se procede a realizar las pantallas de micropilotes para realizar la excavación del nuevo acceso al interior del estadio. (Figura 21, figura 22, figura 23, figura 24, figura 25 y figura 26).

8. LOSAS DE TRANSICIÓN EN EL SKYWALK

8.1. Descripción

El *skywalk* es uno de los elementos que identifica al estadio. Arquitectónicamente se entiende como un único elemento anular que recorre los cuatro lados del estadio, mientras que

estructuralmente se trata de cuatro secciones distintas, que tienen diferente comportamiento: las secciones este y oeste se apoyan de modo indirecto en el cordón inferior de la viga corona que rodea la cubierta y las secciones norte y sur cuelgan de las cerchas de fondo que, a su vez, están conectadas a las cerchas principales en dirección este-oeste. Cada una de las cuatro secciones del *skywalk* se desplaza horizontal y verticalmente según la rigidez de la estructura a la que está conectada y según las condiciones de viento y carga que pueden afectar cada zona de modo diferente. El *skywalk*, se considera un espacio de alto nivel representativo merecedor de acabados selectos, es accesible en todo su recorrido y tiene una pendiente variable que se refleja en fachada a través de la línea del peto.

En las zonas de encuentro entre las cuatro secciones estructurales quedan enfrentados los extremos de los forjados de cada sección, separados tan solo por una pequeña losa metálica

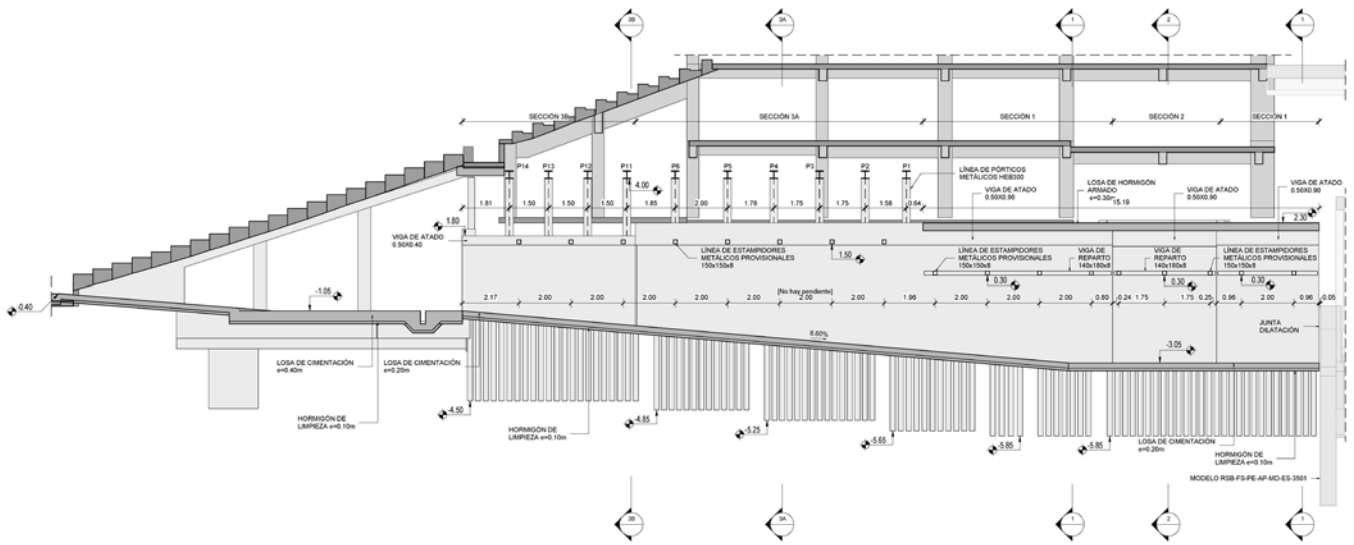


Figura 25. Sección longitudinal del túnel de carros. A la izquierda la salida al terreno de juego, a la derecha la conexión con aparcamiento. Procedente del proyecto de ejecución.

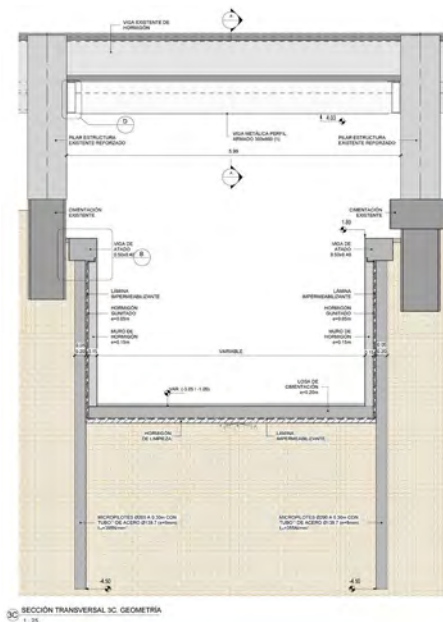


Figura 26. Sección transversal de proyecto del túnel de carros donde se aprecia la cota de las cimentaciones existentes y la nueva construcción a cota inferior. Procedente del proyecto de ejecución.

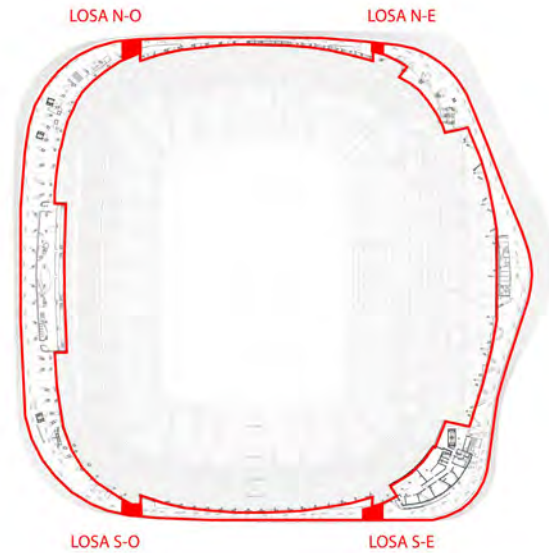


Figura 27. Planta general skywalk en Nivel 10 y ubicación de las losas de transición. Imagen generada para esta publicación.

que debe asumir de modo controlado todas las posibles combinaciones de desplazamientos en ambos extremo (figura 27). A éstas cuatro zonas las denominamos “losas de transición”.

8.2. Requerimientos estructurales

Las secciones de skywalk se desplazan según el siguiente esquema;

- Sección oeste a sección norte; horizontal n/s +170mm, horizontal e/o +-100mm.
- Sección norte a sección este: horizontal n/s +300 mm, horizontal e/o +-200 mm.
- Sección este a sección sur: horizontal n/s +300 mm, horizontal e/o +-200 mm.

- Sección sur a sección oeste: horizontal n/s +-170 mm, horizontal e/o +-100mm.

Las cargas a considerar son las habituales en zonas de paso sin previsión de circulación de ningún objeto especialmente pesado.

8.3. Requerimientos arquitectónicos

El club solicitó que la zona accesible del Skywalk, originalmente limitada al lateral oeste, se extendiese a los cuatro lados, por lo que fue preciso revisar el planteamiento de las pendientes longitudinales en todo el desarrollo, especialmente en el lateral este, (hacia la calle Padre Damián) donde

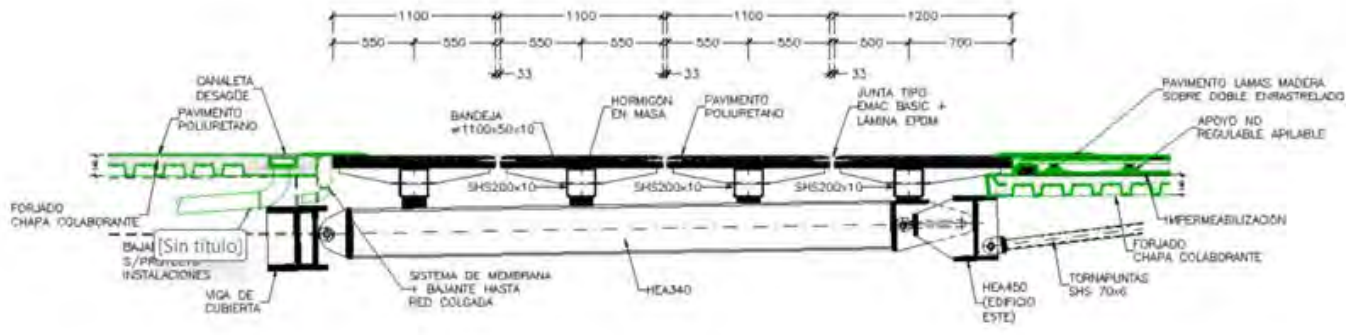


Figura 28. Sección de proyecto de una de las losas de transición. En verde los forjados de las secciones oeste (izquierda) y sur (derecha) del skywalk. En el centro el planteamiento de proyecto para configuración de las “teclas”. Esquema en sección de fase de estudio de proyecto.

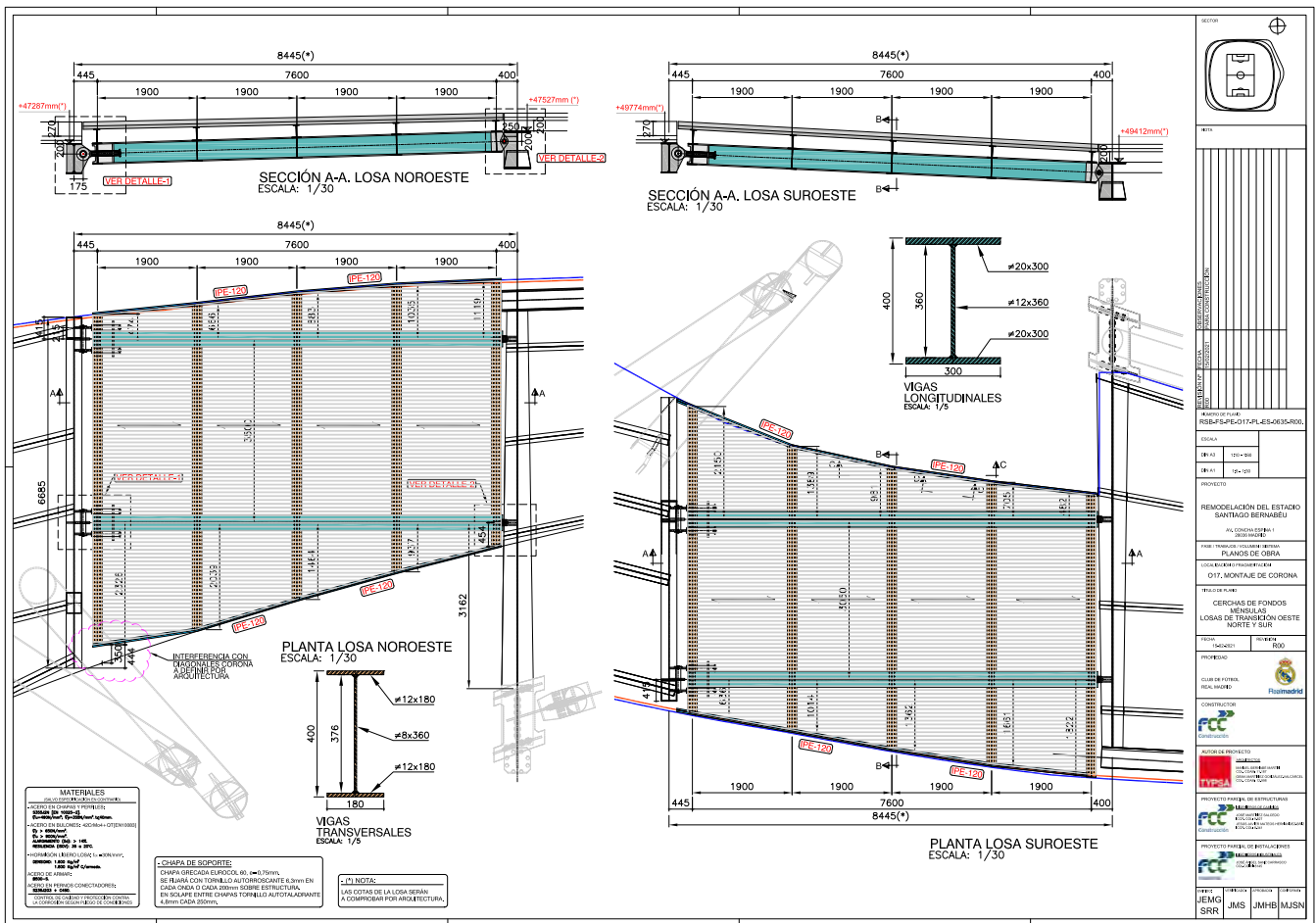


Figura 29. Plano de proyecto con geometría de las losas de transición en las esquinas noroeste (izquierda) y suroeste (derecha).

se hizo preciso alternar zonas de pendiente con descansillos horizontales. Según DB-SI, se requiere una resistencia al fuego relativa a recintos ventilados (abiertos) de R120 y relativa a recintos interiores REI 180. Por último, por ser un espacio transitable, no eran admisibles huecos en pavimento de tamaño mayor a 2 cms. La superficie del Skywalk es una pendiente de inclinación variable que requiere un sistema flexible de solado que pueda absorber esa variabilidad. Para la recogida de pluviales se pensó desde un comienzo en un tipo de solución de suelo elevado con un fondo inferior donde se recogería el agua de lluvia. El diseño acabó orien-

tándose hacia un pavimento elevado de lamas de madera sintética que aporta resistencia y durabilidad cumpliendo con todos los requisitos técnicos y del cliente, con el nivel que merece un espacio tan representativo como éste. Bajo este nivel de pavimento acabado se desarrolla la impermeabilización y recogida de agua ejecutada directamente sobre el forjado.

En las losas de transición, a todos los requerimientos anteriores, se debía sumar la condición de tener que admitir los desplazamientos diferenciales entre los dos extremos de estas zonas.

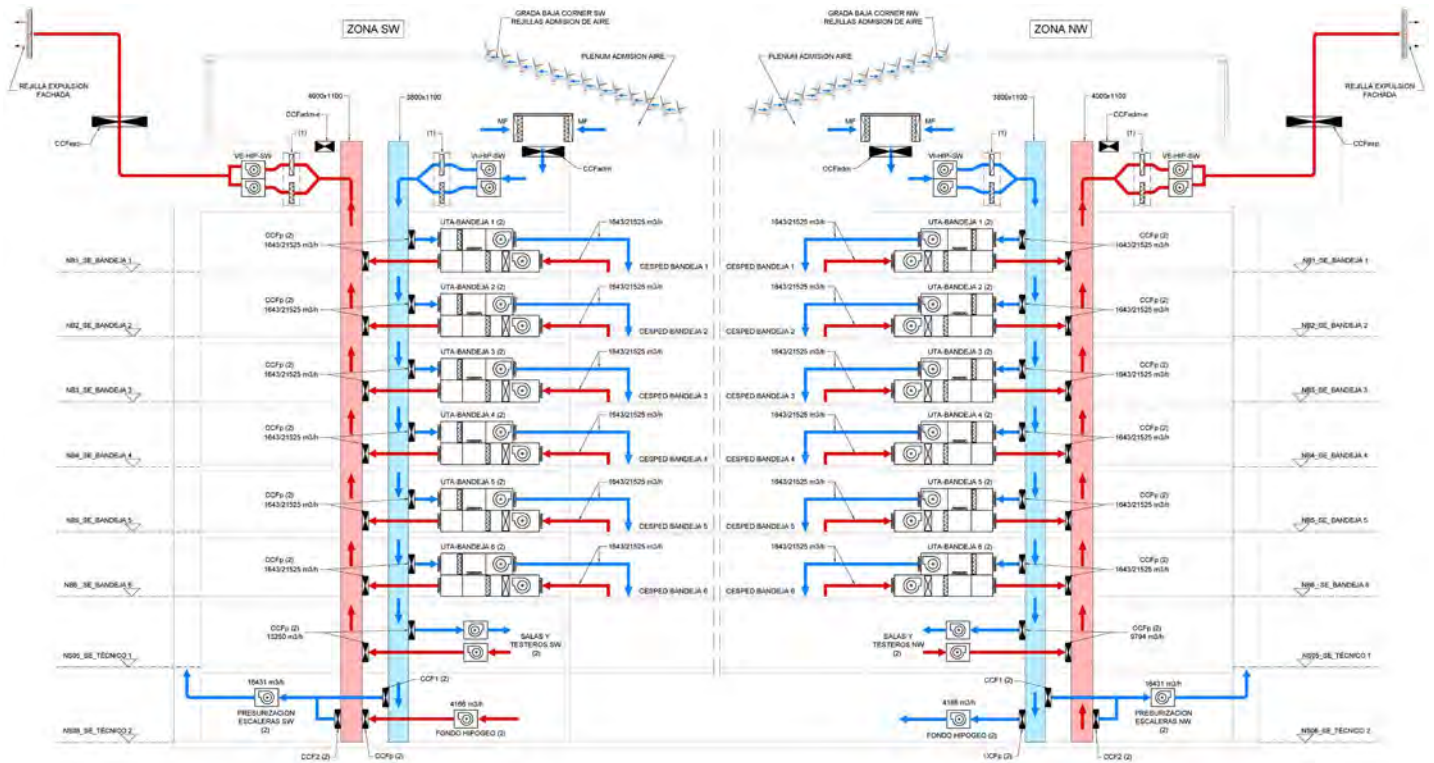


Figura 30. Esquema de proyecto del principio para el aporte y extracción de aire para el hipogeo. Procedencia proyecto de ejecución de la ventilación del hipogeo.

8.4. Solución desarrollada

Las losas de transición se solucionan simultáneamente como estructura y como elemento de paso. Todos los componentes de estas losas juegan simultáneamente un papel activo estructural y suponen un elemento presente y necesario de cara al paso del usuario. Se diseñaron unas forjados metálicos estrechos y largos (1900mm ancho y largo variable no inferior a 3050 mm) en forma de “T” dispuestos en perpendicular a fachada del estadio que dejan unas juntas entre sí en sentido perpendicular al desplazamiento por el *Skywalk*. Estos forjados quedan fijados a un entramado inferior metálico que fue diseñado para admitir desplazamientos y giros en ambos extremos. Los forjados (los llamamos “teclas” en proyecto por su parecido a las teclas de un piano) se mueven a la vez que su elemento de soporte y además su fijación permite el desplazamiento en el mismo plano de piso de uno frente al otro, en “cizalla”. (Figura 28, figura 29).

La pequeña junta que queda entre las teclas, incorpora un material elástico que puede absorber deformaciones y volver a su posición inicial.

Las barandillas interiores de este espacio hacia el Bowl incorporan un sistema similar asegurando la seguridad y permitiendo el movimiento de las piezas a las que están sujetas.

Las losas de transición de unas piezas sobre otras, consigue el resultado deseado; un pavimento continuo en cualquier situación, adaptable y autoajustable.

Para completar este reto, se extiende la solución hacia las barandillas de cierre de estas losas de transición.

9.

VENTILACIONES DEL HIPOGEO

9.1. Descripción

El proyecto del hipogeo se gesta durante la ejecución de la obra. Se aprueba y se ejecuta el cajón del hipogeo de modo simultáneo a toda la construcción y queda pendiente la solución compatible con el estadio para el aporte y extracción de aire que precisan las unidades climatizadoras que mantienen el ambiente adecuado para el mantenimiento del césped.

9.2. Requerimientos de ingeniería

Se debe diseñar un sistema de ventilación que por una parte aporte el aire exterior requerido por los sistemas de climatización del hipogeo, incluido el sistema de filtración de aire exterior de acuerdo a los requerimientos realizados por los especialistas de cuidado del césped, y por otra parte, se debe extraer el aire para renovación conduciéndolo hasta los puntos de expulsión a espacio exterior.

El sistema de aporte y extracción (figura 30) debe responder a cuatro necesidades diferentes:

- a. Climatización para el tratamiento específico del césped (sistema todo aire).

En cada zona (norte y sur) se han dispuesto 6 Unidades de Tratamiento de Aire (UTAs) de un caudal nominal de 20.500 m³/h cada una. (6 x 2 = 12 Unidades de Tratamiento x 20.500 m³/h c.u.)

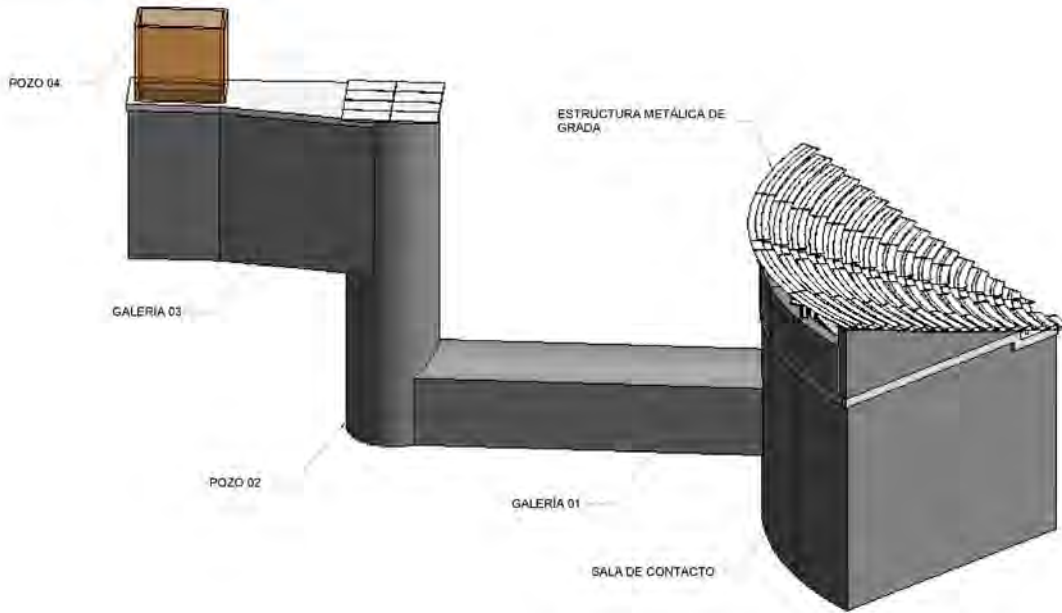


Figura 31. Vista tridimensional del conjunto de elementos que componen la solución proyectada para cada uno de los puntos de toma de aire y expulsión. Gráfico elaborado para esta publicación.

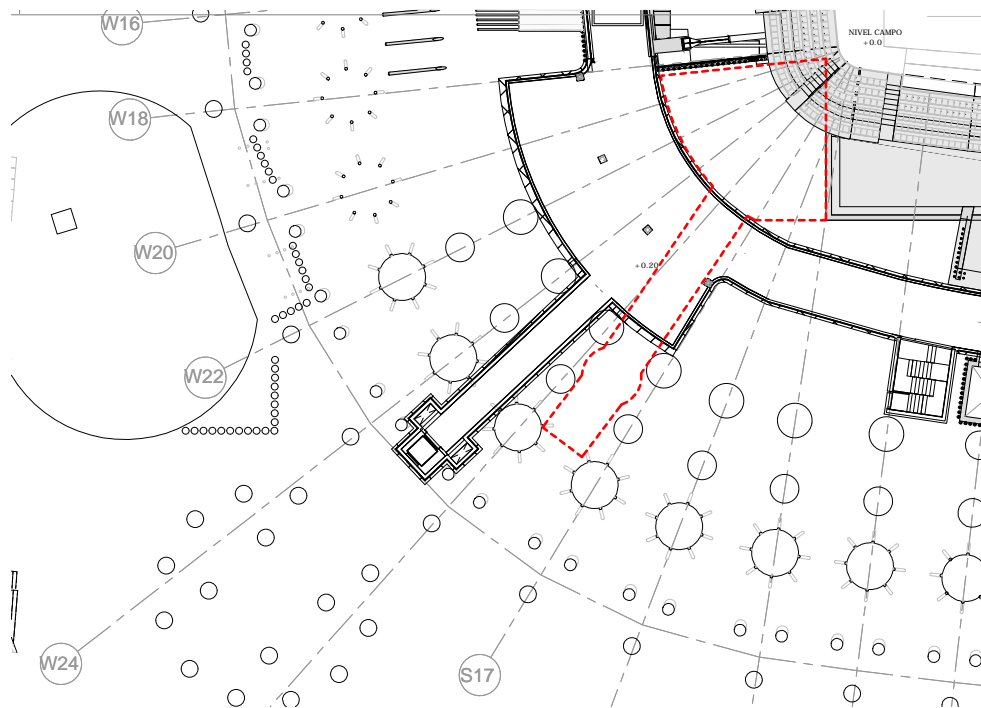


Figura 32. Planta general nivel de cimentación de toma de aire sur. El trazado del espacio para ventilación discurre bajo la galería técnica y se ajusta a la ubicación de la cimentación existente del lateral oeste del estadio.

Las UTA's pueden funcionar de diferentes maneras, teniendo la posibilidad de operar variando el aire de ventilación desde el caudal de aire exterior mínimo hasta el máximo –igual al nominal de la UTA cuando realiza *free-cooling*–. Estos caudales de aire exterior son de 1.565 / 20.500 m³/h. Cada una de las bandejas del terreno de juego es tratado por consiguiente con dos UTAS, dispuestas en cada uno de los extremos norte y sur.

b. Ventilación específico de testeros norte y sur.

Son los sistemas que aportan el aire de ventilación y extracción de las diferentes salas existentes (despachos, aseos, vestuarios, almacenes y cuartos técnicos). Los caudales de aire exterior y extracción son de 9.328 y 12.619 m³/h respectivamente en áreas norte y sur.

c. Ventilación del Fondo del Hipogeo.

El sistema aporta aire de ventilación por zona norte y es expulsado por la zona sur. El caudal de aire de ventilación es de 3.968 m³/h.

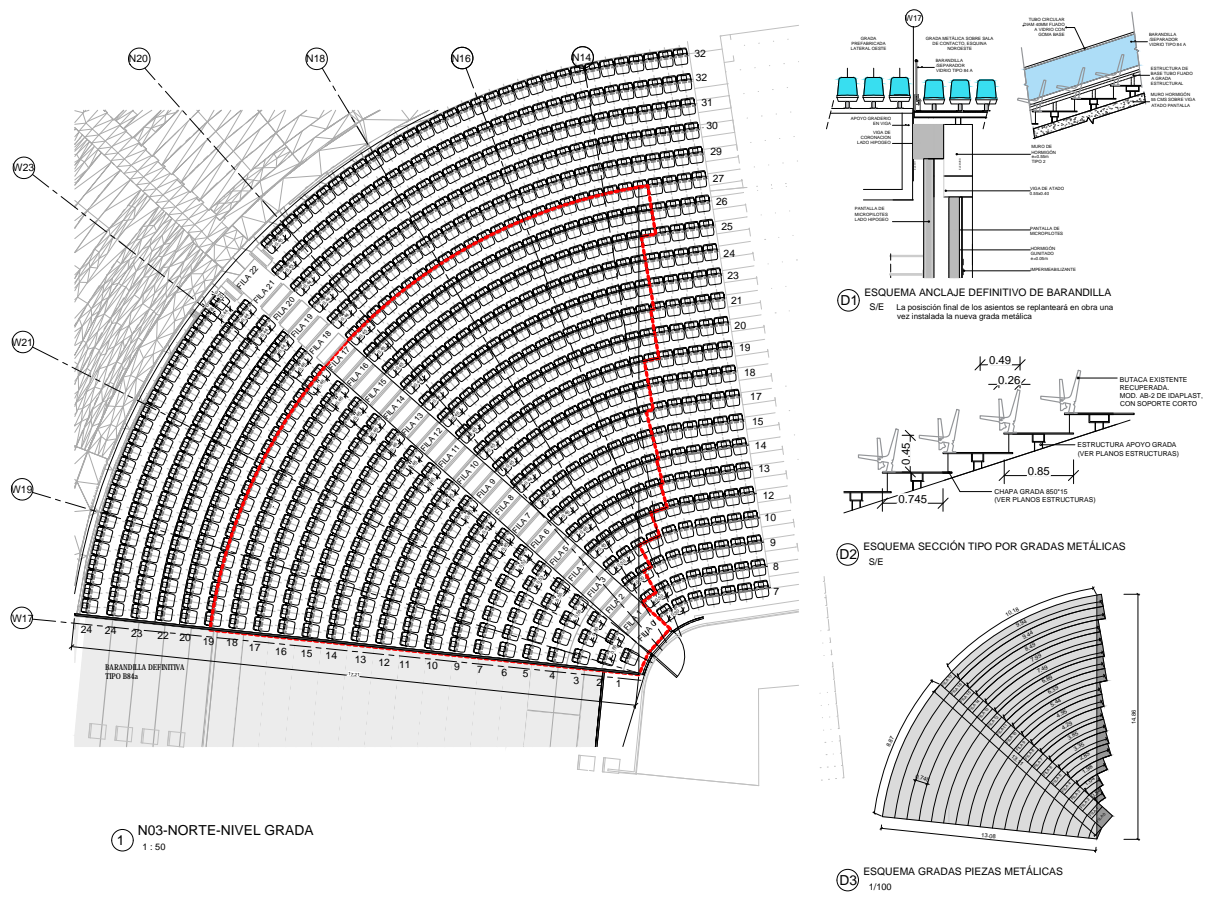


Figura 33. sección grada sobre sala de toma de aire.

d. Presurización de aire de escaleras de evacuación. Sistema de aporte de aire para mantener la escalera de evacuación en sobrepresión (en caso de incendio). El caudal de impulsión a escaleras es de 15.649 m³/h en cada zona. Cuando el sistema se encuentra operativo (por alarma de incendios) el resto de los sistemas de climatización y ventilación se han parado por protocolo de incendios.

9.3. Requerimientos arquitectónicos

El requerimiento básico y esencial desde el punto de vista de la arquitectura del estadio, es el de dar solución a la toma y expulsión de aire, con el mínimo impacto visual hacia los espectadores y operacional hacia el club.

9.4. Requerimientos estructurales.

El espacio para equipos requiere una nueva estructura enterrada que necesariamente interfiere con los muros de micropilotes de la galería técnica, la gran caja de hormigón del contenedor del hipogeo y la grada baja. Se requiere de la solución estructural el mínimo impacto hacia todos y cada uno de estos elementos y la consideración de propuestas compatibles con el uso del estadio. Para los elementos estructurales que discurren bajo la grada oeste, se requiere un estudio detallado de estabilidad del terreno que asegure que en ningún momento se compromete la estructura existente.

9.5. Solución desarrollada

Las secciones de las figuras 31 y 32 permiten una visión global sintética de los elementos que se diseñaron para abordar esta necesidad. (Figura 31, figura 32).

a. **Salas de contacto.** Se crean dos salas en los extremos norte y sur del hipogeo, que llamamos “salas de contacto”. Estas salas quedan encajadas entre el muro perimetral del hipogeo, los espacios bajo grada oeste en los que se disponen los mecanismos para el movimiento de las bandejas, y la galería técnica que discurre por un nivel superior. Las salas de contacto tienen forma triangular en planta y un nivel superior para toma de aire hacia ventiladores y un nivel inferior donde se sitúan en dos cuartos separados los ventiladores de impulsión y los de expulsión. La grada situada sobre la sala de toma de aire, se solucionó con unas vigas metálicas en sección T (cajón cerrado con trazado curvo adaptado a cada nivel de grada y chapón de 15 mm de espesor y 85 cms de ancho) que dejan el espacio de contrahuella libre para el paso de aire (figura 33). Para el espectador, esta grada es indistinguible de las adyacentes de grada baja. El diseño metálico de la grada con cajón cerrado permite resistir la torsión provocada por la excentricidad de cargas y la directriz curva de las vigas. El muro curvo que limita la sala de contacto hacia la galería precisó de una coordinación detallada hacia la estruc-



Figura 34. Imagen proceso constructivo de las salas de contacto con arriostramientos temporales. Fotografía tomada por el equipo de diseño en visita a obra.



Figura 35. Imagen proceso constructivo desde sala de toma de aire bajo grada hacia la grada donde se aprecian las tabicas de rejilla metálica para toma de aire. Imagen tomada por equipo de diseño en visita a obra.



Figura 36. Imagen de tabicas de rejilla metálica en zona de grada baja para toma de aire. Imagen tomada por equipo de diseño en visita a obra.

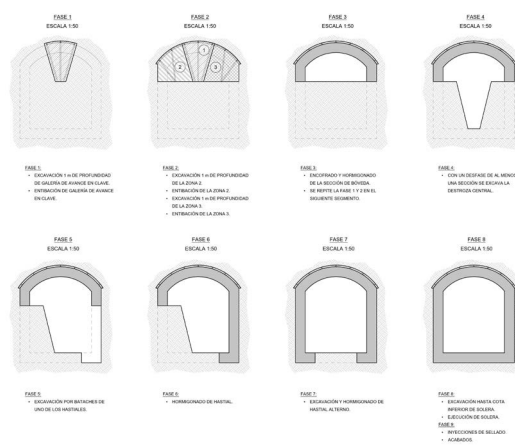


Figura 37. Esquema proceso constructivo de la galería de extracción de aire bajo galería técnica y cimentaciones existentes en lateral oeste. Esquemas procedentes de proyecto de ejecución de la ventilación del hipogeo.

tura ya ejecutada y operativa de la galería técnica y las del cajón del hipogeo, en el que se realizó la apertura de un hueco de gran dimensión para el paso de conductos de aporte y extracción de aire. (Figura 34).

La sala bajo grada quedó diáfana como espacio de plenum de toma de aire, incluyendo el tratamiento acústico de las paramentos interiores (figura 35, figura 36).

- b. **Extracción enterrada.** Para la extracción de aire, se diseñaron pozos y galerías que discurren bajo la grada oeste, esquivando la cimentación existente hasta llegar a nivel suelo de nivel de calle donde se transfieren a conductos aéreos. (figura 37, figura 38, figura 39).

Se diseñó un sistema de excavación para galerías y pozos con pasos de avance de un metro y desviaciones máximas de 2 milímetros.

- c. **Extracción aérea.**

Se seleccionaron los puntos en los que los trazados subterráneos debían emerger a superficie para que fueran compatibles con los requerimientos de circulación de público, normativa de evacuación y accesibilidad. (figura 40). La inserción conductos de grandes dimensiones en espacios

que ya soportaban condicionantes diversos supuso un ejercicio de exploración de alternativas exhaustivo. (Figura 41).

10. COORDINACIÓN GENERAL

El equipo de arquitectura (*) asumió la coordinación general de todos los equipos implicados en el proyecto, incluyendo los de estructuras, instalaciones, geotecnia, BIM, envolvente arquitectónica, evacuación, accesibilidad, entre otros que conformaron como equipo de diseño. A ellos se sumaron los equipos aportados por el club especializados en ámbitos como la disposición de tornos, la seguridad, sistemas audiovisuales o el diseño interiores. Asimismo, se coordinó el trabajo de los equipos de paisajismo, responsables de definir la totalidad del espacio exterior de acceso público que rodea el estadio. Las actividades desarrolladas en esta labor de coordinación de proyecto son las siguientes:

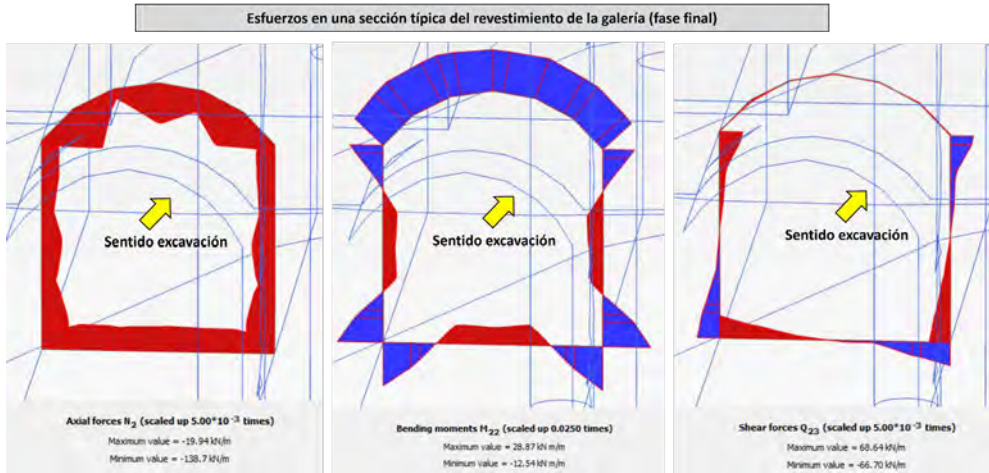


Figura 38. esfuerzos en la sección central del revestimiento de galería, sentido de avance del pozo. Procedencia proyecto ejecución.



Figura 39. Imagen de galería subterránea de extracción de aire en el momento de instalación de paneles acústicos. Fotografía tomada por equipo de diseño en visita a obra.

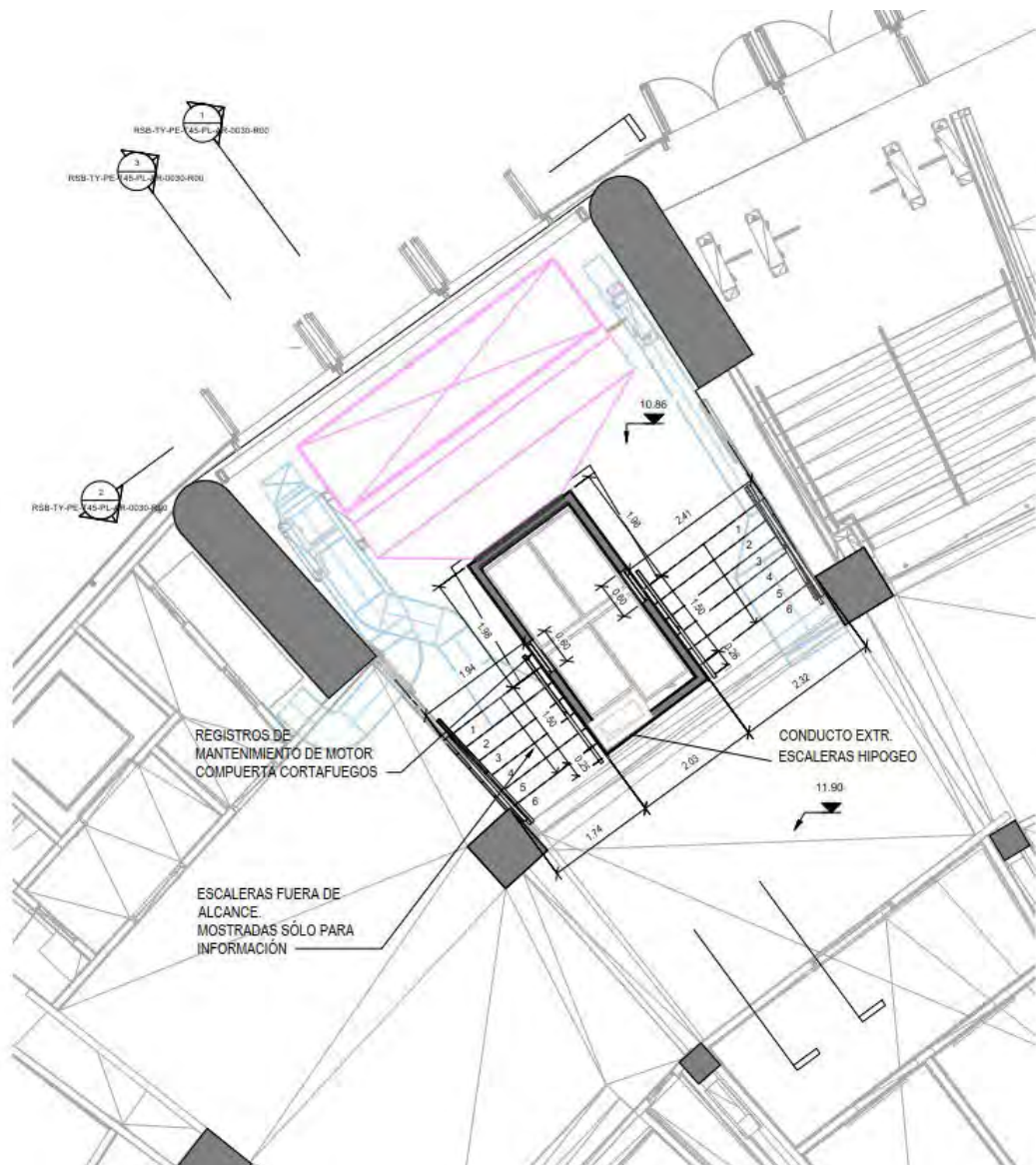


Figura 40. Planta parcial de la solución adoptada para inserción del conducto de expulsión de aire en la salida norte. Procede de proyecto ejecución.

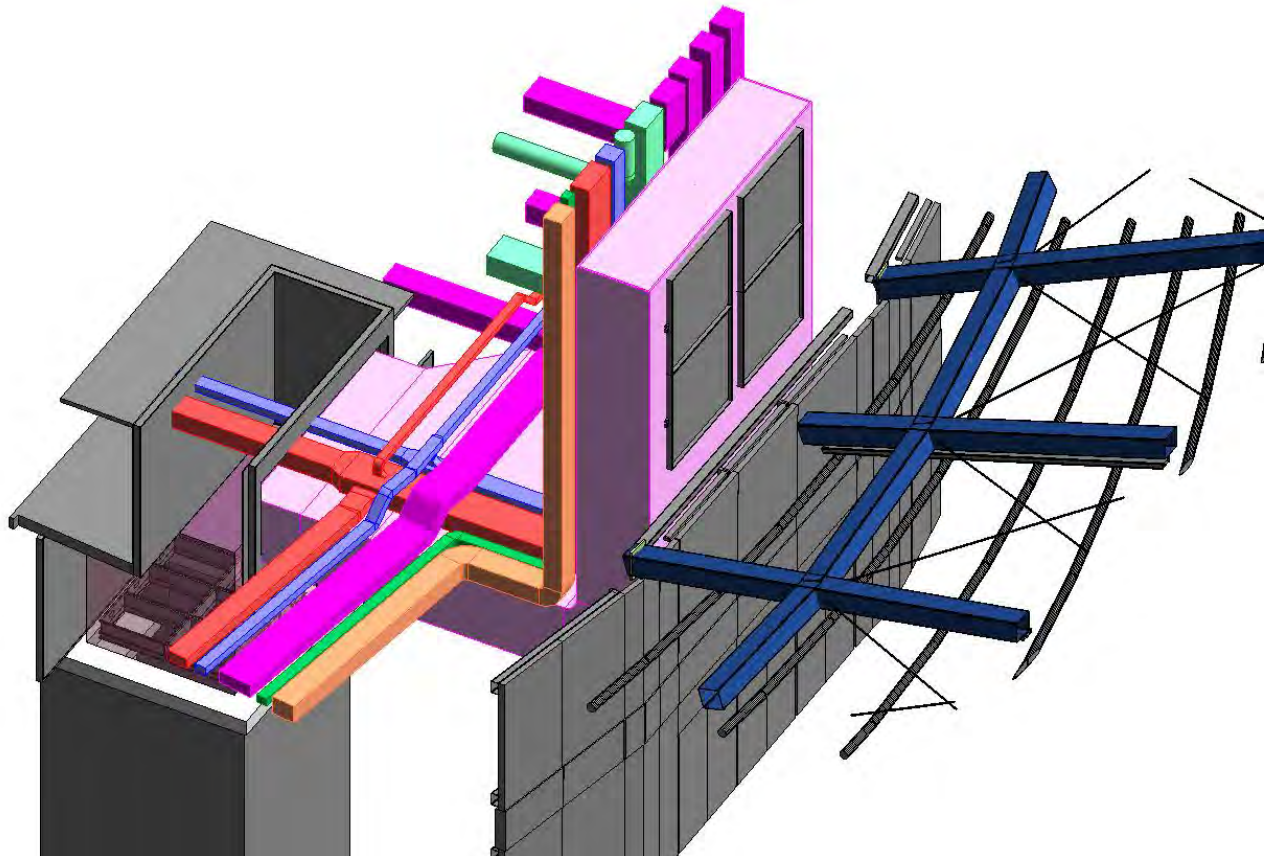


Figura 41. Vista del modelo de trabajo del conducto de expulsión de la zona sur, coordinado con resto de conductos en ese mismo espacio. Procede proyecto ejecución.

- a. **Sincronización** del proceso de diseño con la secuencia planificada de obra, elaborando una matriz de planificación en la que se relacionan hitos de entrega de subproyectos con los correspondientes objetivos de entrada en operación de partes delimitadas del estadio que se conocen como “Fases autónomas”, cada una susceptible de ser planteada como expediente individual con licencia de apertura propia compatible con el resto del estadio.
- b. **Desarrollo y liderazgo** del proceso de transformación del proyecto preliminar hacia el proyecto constructivo, estableciendo la comunicación necesaria entre equipos para obtener un resultado final equilibrado y ajustado en imagen y funcionalidad a los requerimientos del club.
- c. **Verificación** ininterrumpida del cumplimiento de los parámetros normativos obligatorios, entre otros los DB-SUA, DB-SI y los fijados por UEFA y FIFA referentes a visibilidad, seguridad, etc. Se analizan las condiciones de acceso desde el espacio público, puntos de entrada al estadio, medios temporales de acceso, seguridad y compatibilidad en las rutas de acceso y evacuación con la actividad de obra, visibilidad en grada, condiciones de iluminación, dotación de aseos, etc. Se presentan a las autoridades competentes y se atienden los comentarios recibidos de modo inmediato con el objeto de ofrecer en todo momento una experiencia completa y segura al aficionado.
- d. **Asesoramiento** al club sobre las adaptaciones temporales precisas para mantener el acceso y la seguridad en el estadio durante las fases constructivas intermedias; se analizan rutas de acceso temporales, se calculan anchos necesarios de paso según flujos de acceso y salida, se exploran alternativas para mantener un nivel de servicio adecuado al público VIP y presidencia. Junto con el club se revisan in situ exhaustivamente y en cada ocasión todas los puntos de acceso y recorrido del público.
- e. **Aseguramiento** del cumplimiento de las condiciones de licencia: supervisión de áreas totales y de áreas asignadas a usos determinados, control de alturas, retranqueos y volumetría total edificada, condiciones de acceso y aforo total, revisión de usos coadyuvantes, etc.
- f. **Gestión de adaptaciones de proyecto.** Durante el periodo de proyecto y como fruto de la inquietud del club por optimizar las posibilidades de uso del estadio, se producen modificaciones en el programa de usos que incluyen tanto zonas de tránsito de público general como espacios VIP, y que precisan de análisis normativo. El *equipo de diseño* recoge estas modificaciones, analiza y lidera su implementación por parte de todas las disciplinas.
- g. **Resolución de conflictos.** El proyecto avanza y de modo ineludible se plantean conflictos entre elementos con necesidades divergentes cuando no opuestas. No hay precedentes aplicables en la edificación común porque la escala del estadio y las situaciones que se derivan de ella, no son comparables. En estos casos, un equipo reducido de especialistas explora los motivos que originan el conflicto y propone vías de solución compatibles que se someten

a crítica interna y se depuran hasta llegar a un resultado ejecutable y seguro.

- h. **Consistencia en diseño:** El estadio es una experiencia completa: desde el primer avistamiento del bloque singular que supone el estadio en la trama urbana, hasta que el espectador está en su localidad, se suceden una multitud de imágenes creadas en todos los espacios intermedios del estadio. Es crítico que el discurso sea único y coherente a lo largo de todo el proceso. El equipo de arquitectura aborda la materialización en proyecto de los detalles constructivos que marcan estos espacios; desde una colección amplia de barandillas, pasamanos, protecciones, la definición de acabados en las zonas de tránsito, rampas, escaleras y pasillos, integración de instalaciones vistas, buscando una alta calidad visual y funcional y asegurando la integración entre disciplinas.

11. CONCLUSIONES

La remodelación del Estadio Santiago Bernabéu ha representado un ejercicio excepcional de coordinación entre arquitectura e ingeniería, en el que la magnitud de la intervención y la ausencia de precedentes exigieron soluciones técnicas innovadoras y una comunicación constante entre disciplinas. La integración de elementos estructurales singulares —como torres de acceso, péndulos, juntas estructurales especiales, galerías técnicas, gradas abatibles y losas de transición— permi-

tió compatibilizar requerimientos funcionales, normativos y arquitectónicos sin comprometer la experiencia del usuario ni la operatividad del estadio durante las fases constructivas. Este proceso ha demostrado que el trabajo colaborativo y la planificación estratégica son esenciales para materializar proyectos de gran complejidad técnica y urbana, garantizando resultados coherentes, seguros y de alta calidad.

12. AGRADECIMIENTOS.

Expresamos nuestro agradecimiento a tantos técnicos de una gran cantidad de empresas que aceptaron nuestra labor de coordinación, al club por entender y apoyar las cuestiones que siendo obligatorias podrían no ser su primera opción para resolver un conflicto y al equipo FCC a cargo de este proyecto por su capacidad de liderarnos y motivarnos a todos creando un ambiente positivo indispensable para alcanzar la meta común.

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] Martínez, J., Yustres, A., Curbelo, A., & del Río, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El edificio oeste: las torres - la corona - la viga museo. *Hormigón y Acero*. 76(307): 131-152 <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3987>

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos geotécnicos

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Geotechnical Aspects

José Antonio Leira Velasco*

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

Recibido el 28 de octubre de 2024; revisado el 3 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

En este artículo se describe la caracterización geomecánica del terreno adoptada para desarrollar modelos numéricos de interacción terreno estructura en varios elementos singulares de la reforma del estadio.

PALABRAS CLAVE: Interacción terreno-estructura; modelo constitutivo hiperbólico; losa pilotada; pantalla continua; pantalla de pilotes; anclajes al terreno.

©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

This paper describes the soil geomechanical characterisation used to develop numerical soil structure interaction models for singular structural elements of the stadium redevelopment.

KEYWORDS: Soil-structure interaction; hyperbolic soil model; piled raft; diaphragm wall; pile wall; ground anchors.

©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*: jaleira@fcc.es (José Antonio Leira Velasco)

Cómo citar este artículo: Leira, J.A. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos geotécnicos. *Hormigón y Acero*. 76(307):55-64.
<https://doi.org/10.33586/hya.2025.3985>

I. INTRODUCCIÓN

El estadio Santiago Bernabéu se sitúa al norte del Paseo de la Castellana en Madrid. El desarrollo urbano de esta zona, desde los años 50 del siglo pasado, conlleva la construcción de múltiples infraestructuras de muy diversa tipología, por lo que la formación geológica sobre la que se alza el estadio ha sido objeto de múltiples y detallados estudios geotécnicos.

El alcance de la reforma ha supuesto modificar la cimentación de gran parte de la estructura existente y compatibilizar ésta con la cimentación de las nuevas estructuras ejecutadas. Las actuaciones sobre la cimentación existente han supuesto modificar su tipología y/o su cota de apoyo. Para construir la cimentación de las nuevas estructuras se ha excavado al lado o incluso debajo de las cimentaciones existentes.

Por tanto, el reto geotécnico de la obra ha sido el estudio de la interacción terreno estructura, tanto durante la ejecución

de la reforma, como en su situación definitiva. En el diseño se ha profundizado en la caracterización geomecánica del terreno para desarrollar los análisis con modelos numéricos, siempre a la luz de la experiencia y la sensibilidad de los modelos analíticos tradicionales.

En este artículo se presentan las bases de diseño de las actuaciones geotécnicas más singulares desarrolladas por FCC en el Proyecto. Primero se desarrolla la caracterización geomecánica del perfil del terreno. A continuación, se describen la cimentación de la nueva cubierta, la contención mediante pantallas ancladas de la excavación del nuevo aparcamiento, el análisis de la cimentación de los graderíos existentes y la contención de las excavaciones del nuevo hipogeo situado bajo el campo. La descripción detallada de estos elementos estructurales se desarrolla en los correspondientes artículos de este número monográfico.

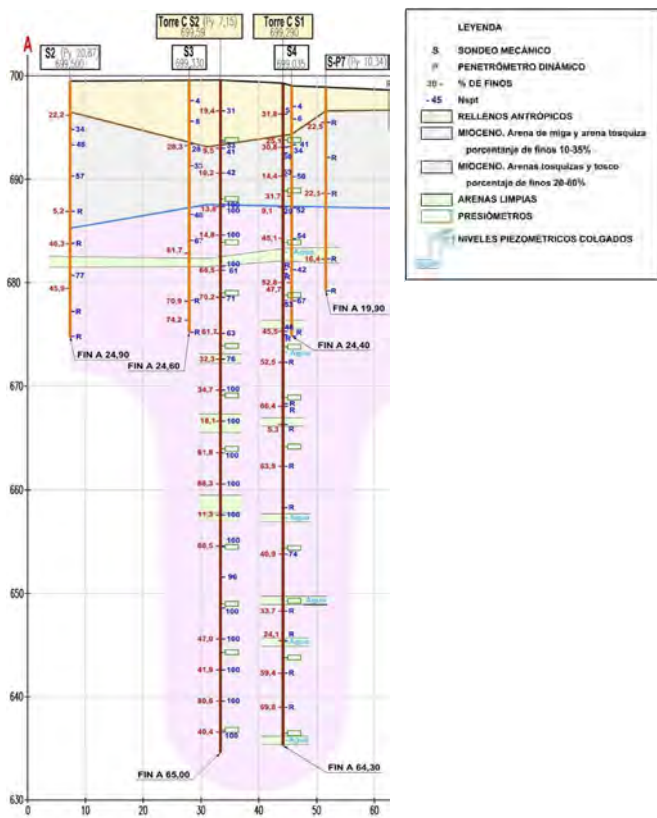


Figura 1. Perfil geotécnico de la Torre Norte.

2. DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DEL TERRENO

El estadio se sitúa sobre la denominada Facies Madrid, que corresponde a un sedimento terciario formado por materiales detríticos. Se distinguen dos términos principales diferenciados por su contenido en finos, cuya denominación corresponde a Arena de Miga (arenas arcósicas) y Tosco (arcillas limosas). Su génesis sedimentaria se debe a la deposición de abanicos aluviales coalescentes, por lo que estratigráficamente pueden aparecer alternándose e intercalándose. También existen términos intermedios denominados como arena tosquiza o tosco arenoso, según el predominio de uno u otro de los términos principales [1].

Para el diseño de la Reforma el terreno se investigó con varias campañas geotécnicas, tanto en fase de Proyecto como en fase de Obra. Dicha investigación mostró que el perfil del terreno es sensiblemente homogéneo. Como ejemplo se describe a continuación el perfil geotécnico de la fachada oeste sobre el Paseo de la Castellana. En la figura 1 se presenta, por motivos de claridad, solo el perfil en el entorno de la Torre Norte de cimentación de la cubierta.

Se diferencian 4 niveles del terreno:

- Rellenos antrópicos superficiales de 2 a 6 m de espesor.
- Arena de miga y arena tosquiza, con un contenido de finos comprendido entre el 10 y el 35%. Con muro variable entre las cotas 683 y 685.
- Arena tosquiza a tosco, con un contenido de finos com-

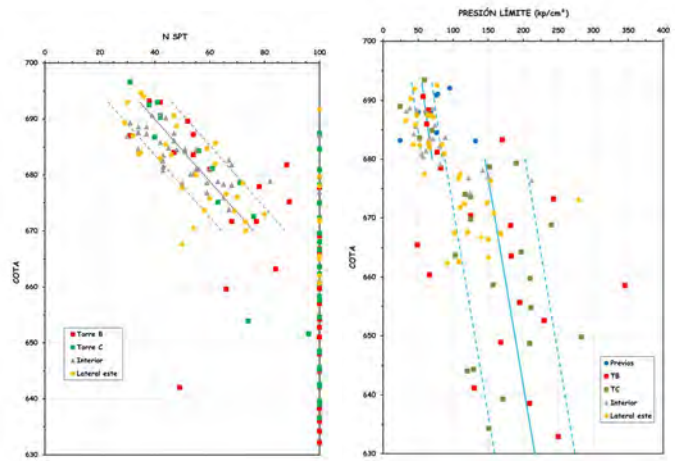


Figura 2. Perfiles de compacidad del terreno. NSPT y pl.

prendido entre el 20 y el 80%, por debajo del anterior y hasta la máxima profundidad investigada.

- Lentejones de arena limpia de potencia métrica intercalados en el nivel anterior.

Se reconocen 3 niveles de agua colgados asociados a niveles de arenas limpias situados por debajo de la cota 680. Se comprobó que sus niveles piezométricos no coinciden, como corresponde a niveles aislados entre sí. A efectos geomecánicos se considera que no existe un nivel freático y el terrero no está saturado.

Los dos subniveles del terreno de naturaleza detrítica se diferencian no solo por el contenido de finos, sino también por su compacidad (figura 2). Así, los ensayos SPT son crecientes entre 30 golpes y rechazo hasta la cota 670, mientras que por debajo de ésta se alcanza rechazo sistemáticamente. Igualmente, la presión límite media del ensayo presiométrico crece de 5.5 a 7 MPa entre las cotas 693 y 680, y de 15 a 22 MPa entre las cotas 680 y 630.

La resistencia y deformabilidad del terreno se caracterizó tanto a partir de los ensayos realizados en la obra, como del conocimiento geotécnico existente de la Facies Madrid. El objetivo era determinar un modelo tenso deformacional hiperbólico, para su empleo en el dimensionamiento de las cimentaciones y de los elementos de contención.

El modelo hiperbólico considera la rigidez del terreno en función del estado tensional y de la plastificación, tanto a cortante como a compresión. El módulo de deformación depende de la tensión de confinamiento, por tanto, es proporcional a la profundidad y a la presión de preconsolidación. Para tensiones inferiores a la de preconsolidación se considera el módulo elástico en recarga. Para tensiones superiores se considera una ley hiperbólica de relajación del módulo noval [2] (figura 3).

La calibración de la rigidez del terreno se fundamentó en la instrumentación de la excavación de la Torre para comprobar el comportamiento como cimentación compensada. Al final de la excavación de 25 m de profundidad el terreno se elevó 5 cm, mientras que al final de la construcción de la Torre el asiento fue similar. La tensión vertical media inicial del terreno a la cota de cimentación y la tensión media

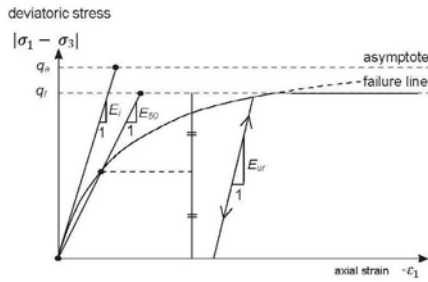


Figure 24: Hyperbolic stress-strain relation in primary loading for a standard drained triaxial test

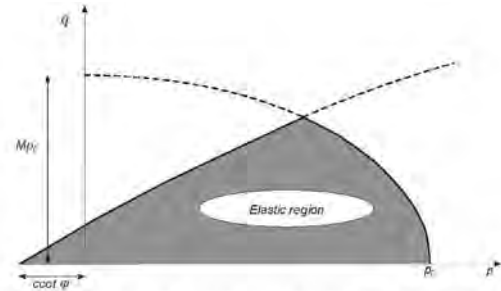


Figure 32: Yield surfaces of n in p-q-plane. The elastic region can be further reduced by means of a tension cut-off

Figura 3. Modelo hiperbólico. Relaciones tensión deformación, PLAXIS 3D [3].

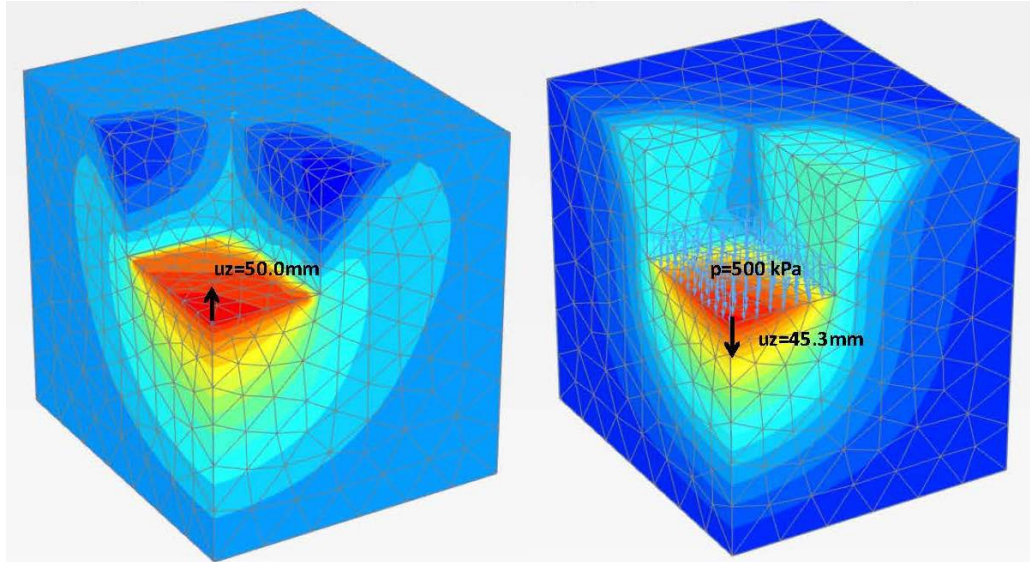


Figura 4. Modelo elementos finitos 3D para calibración de la facies detrítica a partir de los asientos medidos durante la excavación (izq.) y la construcción (dcha.) de la Torre Cepsa.

transmitida por la losa de cimentación eran en ambos casos de 500 kPa. Para calibrar el modelo hiperbólico se desarrolló un modelo de elementos finitos tridimensional empleando el programa Plaxis 3D (figura 4).

Los módulos de deformación noval y en recarga obtenidos en el modelo de calibración anterior se contrastaron con los resultados de los ensayos presiométricos realizados en la obra (figura 5). En la profundidad de las diferentes cimentaciones del estadio, el módulo de deformación en recarga corresponde sensiblemente a un valor medio de los resultados de los ensayos presiométricos. Por lo que se adoptó un perfil de deformabilidad único para el sustrato mioceno, tanto en carga noval como en recarga.

Se adoptaron parámetros de resistencia correspondientes a valores medios de las recomendaciones de Mintra para las obras de metro, que son referencia habitual para las obras en los terrenos de Madrid [2]. Igualmente se adoptó el valor de empuje al reposo de estas recomendaciones. Los parámetros del modelo hiperbólico empleado se resumen a continuación. La parametrización adoptada se empleó en los modelos numéricos de interacción terreno-estructura que se describen en los siguientes apartados.

Parámetro	ud	Nivel		
		Arena de miga / tosquiza	Arena tosquiza / toscó	
Densidad aparente	γ_{ap}	kN/m ³	21	22
Ángulo de rozamiento interno	ϕ	°	35	33
Cohesión	c	kPa	10	20
Empuje al reposo	Ko	-	0.8	

Parámetro	ud	valor	
Módulo de referencia noval	E _{50 ref}	MPa	63
Módulo de referencia edométrico	E _{oed ref}	MPa	76
Módulo de referencia en recarga	E _{ur ref}	MPa	190
Exponente relación rigidez	m	-	0.5
Coefficiente de rotura	Rf	-	0.7
Coefficiente de Poisson	v-	0.3	

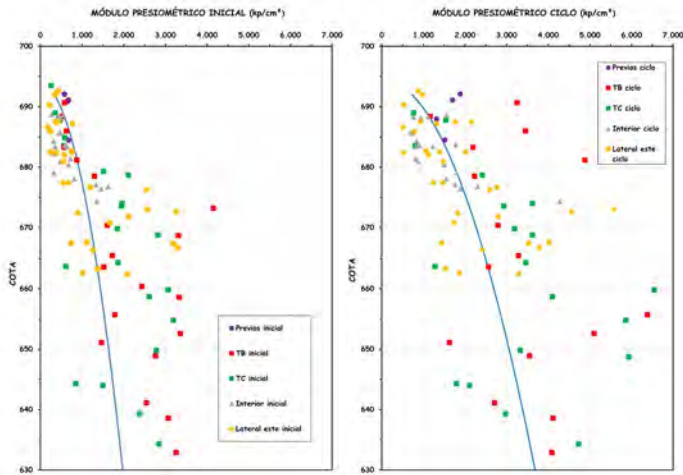


Figura 5. Módulos de deformación. Comparación del modelo de calibración con los ensayos presiométricos.

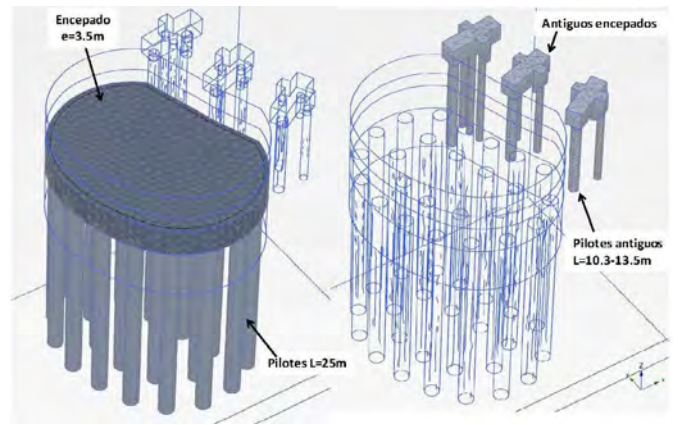


Figura 6. Torres, modelo elementos finitos 3D.

3. CIMENTACIÓN DE LA CUBIERTA

La nueva cubierta apoya sobre cuatro pilares de 50 m de altura, las dos Torres de la fachada del paseo de la Castellana y los dos Péndulos situados en el Edificio Este de la calle padre Damián. El comportamiento estructural de ambos elementos es diferente y, por tanto, las acciones que solicitan su cimentación. Las Torres reciben tanto reacciones verticales como la totalidad de las cargas horizontales de la cubierta, por medio de sendas rótulas situadas en su coronación. Los péndulos son unas bielas rotuladas en coronación y a cota de cimentación que solo transmiten cargas verticales. Las Torres también reciben las cargas de la viga museo.

3.1. Cimentación de las torres

La tipología de las Torres requiere que su cimentación tenga una forma elíptica de 18.5 x 25.5 m, un canto de 3 m y su base esté apoyada a 7.5 m de profundidad.

A partir de la formulación de Brinch-Hansen y los parámetros resistentes adoptados, la carga de hundimiento de una cimentación directa con esta geometría y empotramiento en el sustrato terciario sería de 3 MPa. Mientras que la tensión cobaricéntrica transmitida al terreno sería de 0.3 MPa. El asiento medio de la zapata sería de 6 cm acompañado de un giro de 1/450. Esta cimentación directa sería admisible atendiendo exclusivamente a la capacidad portante del terreno. En cambio, el giro de la cimentación provocaría un desplazamiento horizontal inadmisibles de la rótula situada en la coronación de las Torres.

Para limitar el giro de la cimentación y minimizar los empujes sobre los encepados del graderío próximos, se adoptó una cimentación mediante pilotes. Para su dimensionamiento se desarrolló un modelo de elementos finitos tridimensional, empleando el programa Plaxis 3D. El objetivo era determinar la distribución y profundidad de los pilotes, a partir de la cual la disminución del giro de la cimentación es marginal. El perfil del terreno y su parametrización son los descritos en el

apartado anterior. Los pilotes se modelizan con sus dimensiones reales, como un medio elástico de hormigón y conectados al terreno con una interfase (figura 6).

Dicha condición corresponde a 25 pilotes de 1.8 m de diámetro de 26 m de profundidad bajo el encepado. El asiento medio estimado en el encepado era de 1 cm y el giro de 1/3000.

El grupo de pilotes se comporta como un pozo rígido que se deforma en bloque. En el interior del pozo no se producen desplazamientos relativos significativos entre los pilotes. Las cargas verticales provocan el asiento del pozo, transmitiendo las cargas al terreno mediante un bulbo de tensiones situado en su base. El confinamiento lateral del pozo en el terreno disminuye el giro provocado por la combinación de la excentricidad de la carga vertical con las cargas horizontales. En la figura 7 se representan los incrementos de deformaciones verticales debidos a las cargas de las Torres, que se concentran bajo la punta de los pilotes. La excentricidad de las cargas provoca mayores asientos y deformaciones horizontales en los pilotes frontales situados a la derecha de la imagen.

Las deformaciones del grupo de pilotes son menores que los de una cimentación directa superficial gracias a la combinación de dos mecanismos. En primer lugar, la deformación en la profundidad del propio pozo corresponde únicamente a la resultante de la rigidez de los pilotes. En segundo lugar, el asiento del terreno corresponde a la deformación movilizada por el bulbo de presiones situado en la base del pozo. Las tensiones transmitidas por éste son menores que las del bulbo de una cimentación directa. Además, la rigidez del terreno a la cota de la base del pozo es mayor que en la superficie. Por tanto, los asientos resultantes son menores que en el caso de la cimentación directa.

La transmisión de tensiones verticales al terreno descrita es el principio del modelo de zapata equivalente contemplado en la mayoría de los códigos y recomendaciones para el diseño de un grupo de pilotes. En esta situación, la resistencia individual de cada uno de los pilotes no es dimensionante. Se puede considerar que los pilotes se comportan como un refuerzo de rigidización del terreno y no como una cimentación

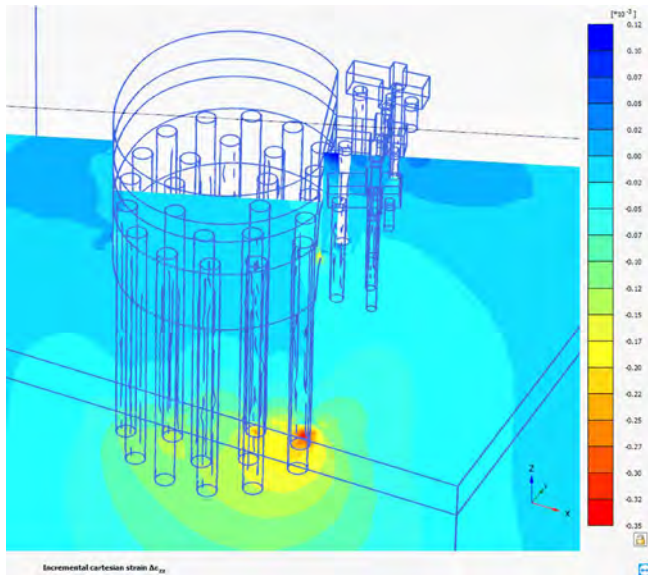


Figura 7. Torres, MEF 3D. Bulbo de presiones en base del grupo de pilotes.

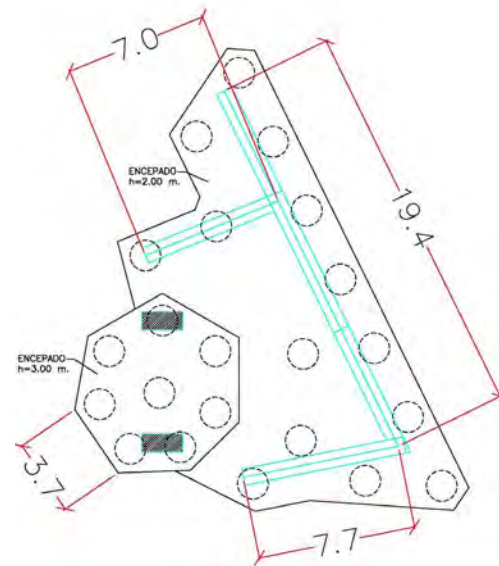


Figura 8. Péndulo Norte. Planta de cimentación.

profunda convencional. Como en el caso de una losa pilotada para controlar asentamientos (“piled raft” [5]), se puede adoptar un coeficiente de seguridad frente al hundimiento del pilote aislado próximo a la unidad. En la próxima revisión del Eurocódigo 7 se prescribirá que la “verificación del estado límite último de los pilotes individuales de una losa pilotada puede omitirse siempre que no se supere el estado límite último de la cimentación conjunta”.

A partir de los resultados del modelo numérico descrito se obtuvo una rigidez equivalente de la cimentación para su empleo en el modelo tridimensional estructural de las Torres y de la corona de la cubierta. Con este modelo estructural se realizó un análisis de sensibilidad de la influencia de la rigidez de la cimentación en los esfuerzos de la estructura. Para ello se determinó un rango de rigideces considerando dos modelos adicionales de cálculo de la cimentación. El cálculo de referencia es el descrito caracterizando el terreno con un modelo hiperbólico. Para definir un límite inferior de la rigidez se desarrolló un modelo numérico 3D caracterizando el terreno con un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Se adoptó un módulo de deformación creciente con la profundidad a partir de un valor en superficie de 60 MPa, con un incremento de 1 MPa/m. El límite superior de rigidez correspondió a una cimentación infinitamente rígida.

3.2. Cimentación de los péndulos

Los péndulos se alojan en la estructura del Edificio Este, que se demolía parcialmente para liberar el espacio necesario. Los péndulos no están conectados con la estructura del edificio. La limitación de espacio impedía adoptar una cimentación directa de las dimensiones adecuadas para limitar los asentamientos del péndulo. La limitación de espacio también afectaba al diseño de la cimentación de los nuevos muros de carga del edificio situados próximos a los péndulos. El espacio disponible imponía que ambos elementos apoyaran en una cimentación profunda. El encaje geométrico de las cimentaciones de estos

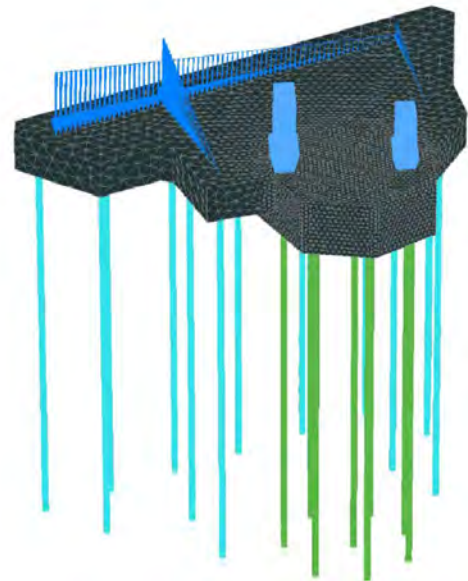


Figura 9. Péndulo Norte, modelo elementos finitos 3D. Vista de los pilotes, la losa encepado común y la transmisión de cargas estructurales.

dos elementos estructurales, que son independientes entre sí, se resolvió adoptando una cimentación solidaria. Por tanto, el objetivo del dimensionamiento de la cimentación era compatibilizar las deformaciones de ambas estructuras.

El encepado del péndulo Norte tiene forma de heptágono irregular, parcialmente embebido en la losa de cimentación de los muros de carga. El péndulo se cimenta con 8 pilotes y los muros con 14 pilotes. Los pilotes son de 1.5 m de diámetro y 20 ó 21 m de profundidad, dependiendo del canto de su losa (figura 8).

Para analizar la compatibilidad de ambas cimentaciones y limitar la magnitud de los asentamientos, se desarrolló un modelo de elemento finitos tridimensional de la cimentación. El perfil del terreno y su parametrización es la descrita en el apartado 2. Los pilotes se modelizan con sus dimensiones

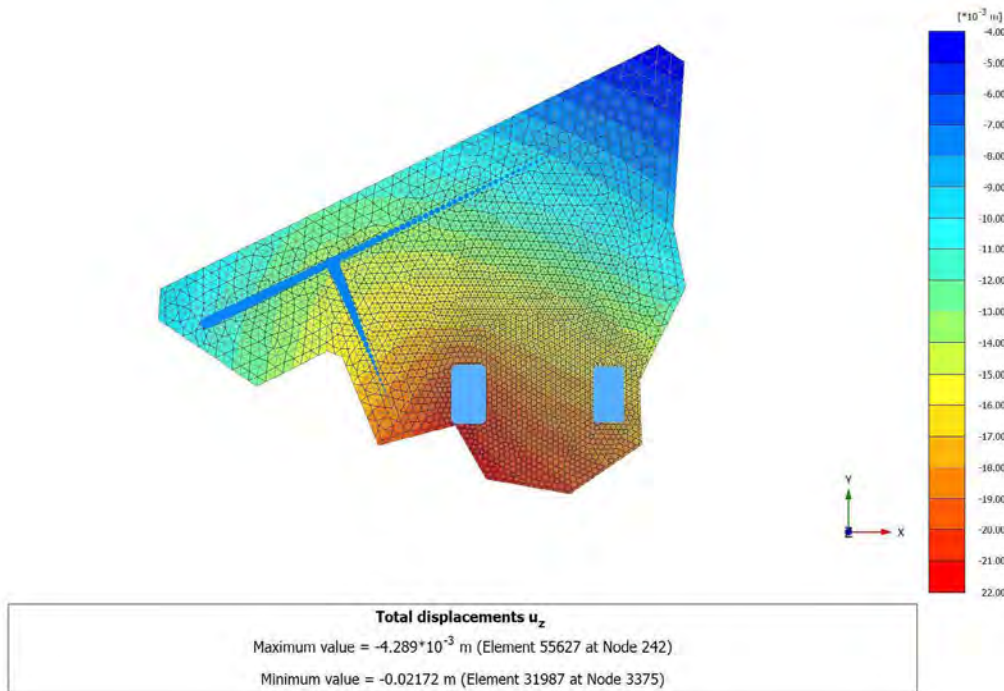


Figura 10. Péndulo Norte, MEF 3D. Asientos.

reales, como un medio de igual elasticidad que el hormigón y se conectan al terreno con una interfase (figura 9).

El asiento diferencial entre los dos apoyos del péndulo y a lo largo del muro paralelo al mismo es milimétrico. El asiento diferencial obtenido a lo largo de los dos muros transversales, de 7 m de longitud, es de 10 mm (figura 10). Estos movimientos eran compatibles con el comportamiento de ambas estructuras.

En el péndulo Sur fue necesario adoptar una geometría complicada para sortear los anclajes de la pantalla del aparcamiento. Para ello se combinaron pilotes de 1.2 y 1.5 m de diámetro con una distribución claramente irregular. En este caso se desarrolló un modelo estructural tridimensional, en el que se consideró las rigideces vertical y horizontal de los pilotes obtenidas a partir de los resultados del modelo de la cimentación del péndulo Norte (figura 11).

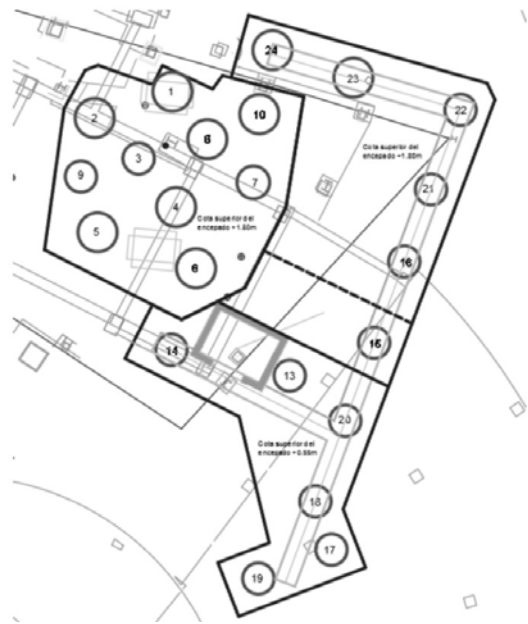


Figura 11. Péndulo Sur. Planta de cimentación.

4. CONTENCIÓN DE LAS EXCAVACIONES DEL NUEVO APARCAMIENTO

Se ha construido un nuevo aparcamiento en las calles Padre Damián y Concha Espina, ocupando el espacio del centro comercial y el edificio multiusos existentes, que se demolieron. En ambos casos se han incrementado sus niveles de sótano, pasando de tres a cinco en el centro comercial y de uno a tres en el edificio multiusos, para lo que se ha construido una pantalla perimetral. Además, como la distribución interior del número de sótanos es escalonada, se ejecutaron pantallas de contención intermedias a diferentes cotas en el interior del edificio. En el edificio del antiguo centro comercial se recalzó la pantalla continua existente con nuevos anclajes y se

ejecutó una pantalla de pilotes en su intradós desde la cota de máxima excavación original. En el edificio multiusos, que estaba contenido por una pantalla de pilotes que trabajaba en voladizo, se ejecutó una nueva pantalla de pilotes en su intradós.

Para comprobar la interacción entre las pantallas existentes y las nuevas pantallas frontales, así como dimensionar las pantallas nuevas y sus anclajes provisionales, se desarrollaron modelos bidimensionales de elementos finitos. Igualmente se empleó un modelo de elementos finitos para dimensionar la pantalla trasdosada con la cimentación del graderío.

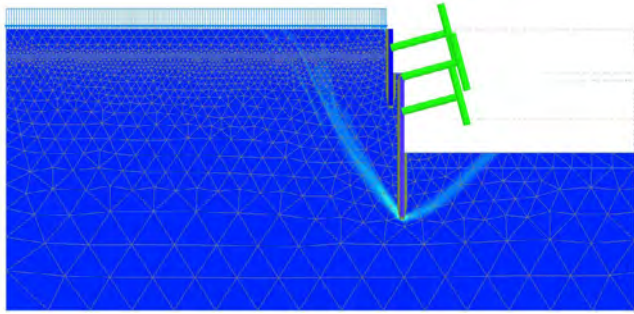


Figura 12. Pantalla aparcamiento, modelo elementos finitos 2D. Apoyos flexibles.

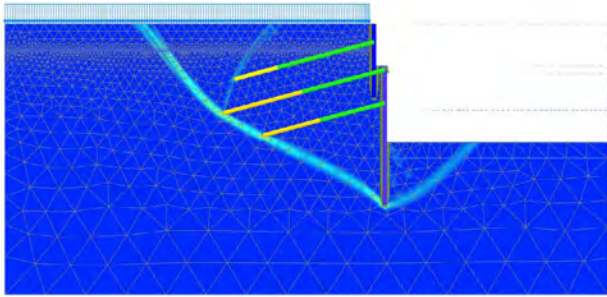


Figura 13. Pantalla aparcamiento, modelo elementos finitos 2D. Anclajes.

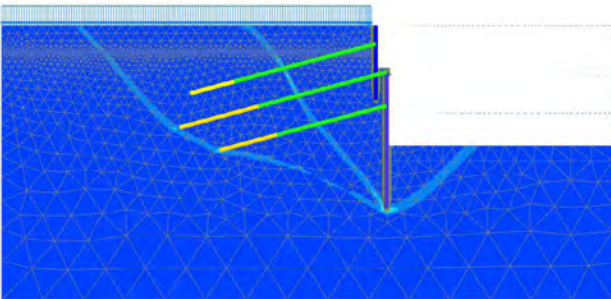


Figura 14. Pantalla aparcamiento, modelo elementos finitos 2D. Anclajes largos.

En los cálculos tradicionales de equilibrio límite de pantallas, los anclajes se modelan como apoyos elásticos cuya rigidez corresponde a la de los anclajes. En un modelo de elementos finitos se puede adoptar igualmente este sistema. También es posible modelar los anclajes con elementos que discretizan las longitudes libre y de bulbo. En un cálculo bidimensional estos elementos son necesariamente una simplificación, dado que en un cálculo plano no se puede representar fielmente una fila de elementos tridimensionales. Por este motivo se realizó un análisis de sensibilidad de ambos modelos de anclajes en varias secciones de pantalla.

Se presentan los resultados de una sección en la que se incrementa la profundidad de excavación de 5.4 a 13.5 m. La pantalla existente y la adosada frontalmente se contienen con 3 filas de anclajes. La carga de los anclajes estaba comprendida entre 350 y 700 kN, la longitud libre entre 7.5 y 11 m y la longitud de bulbo entre 5 y 9 m. El diámetro de perforación fue de 150 mm y la adherencia última del bulbo de 300 kPa.

La diferencia más significativa correspondía a las cuñas de rotura o empuje del terreno. En el modelo con apoyos las cuñas de trasdós e intradós corresponden sensiblemente con las de activo y pasivo (figura 12); mientras que en el modelo que discretiza los anclajes la cuña del trasdós se desarrolla por detrás de su extremo distal (figura 13). Ante este resultado, se analizó el efecto de incrementar en 5 m la longitud libre, obteniendo dos superficies de rotura simultáneas en el trasdós, una semejante a la de activo y otra por detrás de los anclajes (figura 14). El cálculo no era sensible al método de modelización de los anclajes, seguramente debido a la rigidez tanto del terreno como del conjunto de pantallas y anclajes. Estos resultados pudieran ser diferentes en estructuras y terrenos de menor rigidez.

Hay que destacar el empleo por primera vez en España de anclajes recuperables, ejecutándose esta operación con éxito. Los cables del anclaje se fijan en su extremo distal más profundo en un cabezal con cuñas. Una vez destesado el anclaje, el diseño del cabezal permite desconectar los cables y extraerlos. En un anclaje al terreno habitual, la tracción de los cables solicita el bulbo en su extremo frontal. En los anclajes recuperables el bulbo entra en carga por la compresión ejercida desde el cabezal distal.

5.

ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN DE LOS GRADERÍOS EXISTENTES

La remodelación del estadio ha supuesto la modificación de las cargas transmitidas a las cimentaciones existentes. Los graderíos del estadio están cimentados con pozos de diámetro y profundidad variable, hormigonados contra el terreno. Para el estudio de la reforma estructural era relevante estimar la capacidad portante de los pozos existentes y su comportamiento frente al incremento de cargas previsto. El diámetro de los pozos estaba comprendido entre 2 y 3,5 m y la profundidad de empotramiento entre 2,5 y 7.5 m, separados entre 4 y 5 m. A partir de esta geometría, en un cálculo analítico se obtienen valores de coeficiente de seguridad frente al hundimiento admisibles. Ahora bien, los asientos resultantes de las nuevas cargas podían no ser admisibles para una estructura porticada de hormigón armado.

Para analizar el incremento de carga asociado a las deformaciones diferenciales admisibles de cada pórtico la estructura, se realizaron modelos de elementos finitos bidimensionales axil-simétricos de cada pozo. El objetivo era determinar la relación tensión-asiento de cada caso.

En la figura 15 se muestran las curvas resultantes para pozos de 5.1 m de empotramiento y diámetros variables de 2.1, 2.5 y 3.4 m. En principio la carga de hundimiento correspondería a la asíntota de las curvas tensión asiento, superior a 1000 kPa en los tres casos. Con un círculo rojo se indica el asiento probable que produjo la carga estimada que transmitía la estructura existente. Para el diseño estructural se compatibilizaron las nuevas cargas incrementadas con los asientos admisibles, a partir de la estimación de su relación que proporcionan las curvas.

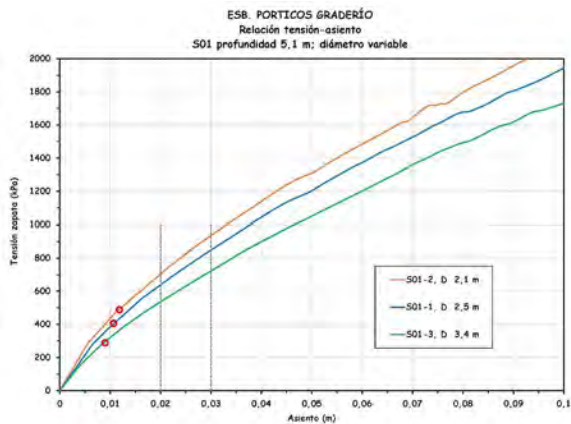


Figura 15. Cimentación existente de los graderíos. Curvas tensión-asiento pozos.

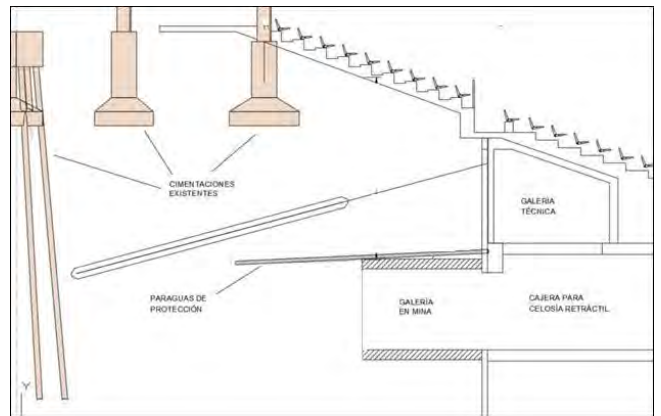


Figura 16. Galerías en mina. Sección longitudinal.

6. HIPOGEO BAJO CAMPO

6.1. Excavación de las galerías en mina

Las celosías retractiles que trasladan las losas del campo se desplazan en el interior de 12 galerías. En 10 casos el final de la galería se excavó en mina bajo la galería perimetral y la cimentación de los graderíos (figura 16). Las galerías en mina tienen una sección de excavación de 3.8 m de ancho y 4.16 m de alto. Debido a la curvatura de la galería perimetral, su longitud es variable entre 2.8 y 4.8 m. La sección estructural, de hormigón en masa, tiene 45 cm de canto en clave y 65 cm en hastiales. Las galerías se ejecutaron al amparo de paraguas de micropilotes. Los micropilotes, de 200 mm de diámetro y armados con tuberías de acero de 114.3 x 9 mm, tenían longitudes variables entre 6.2 y 8.6 m.

La excavación se ejecutó con el método belga, que conjuga medios de entibación tradicionales con secciones rígidas de hormigón en masa y dispone el revestimiento en el frente del avance. Es un método de excavación rígido que minimiza tanto el riesgo de inestabilidad del frente, como las deformaciones del terreno. El método permite ejecutar con seguridad túneles excavados en suelos rígidos con recubrimiento estricto, sin deformaciones apreciables. Además, en este caso se ejecutó un paraguas de micropilotes previo a la excavación, que incrementa la estabilidad del frente.

Las galerías se construyen en dos fases principales, avance para ejecutar la bóveda, y destroza para ejecutar los hastiales. La excavación se entiba con medios manuales tradicionales. En ambas fases, se ejecuta el revestimiento definitivo mediante hormigón bombeado en masa. Por lo que al final de cada pase el revestimiento se sitúa en el frente. Simultáneamente con el último pase se ejecuta el tape frontal de la galería. La destroza se inicia mediante excavación de una zanja central, que permite excavar y hormigonar los hastiales en bataches alternos y contrapeados respecto a los anillos de la bóveda. Finalmente se ejecuta la solera.

El avance se ejecutó en 2 ó 3 pases de 1.1 a 1.6 m de longitud, dependiendo de la longitud de cada galería. Esta modulación fijaba a su vez las dimensiones de los bataches de la destroza (figura 17).

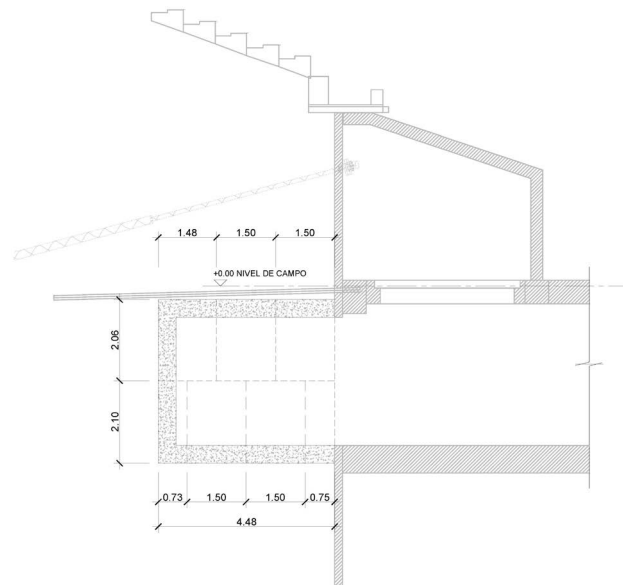


Figura 17. Galerías en mina. Dimensiones bataches de excavación.

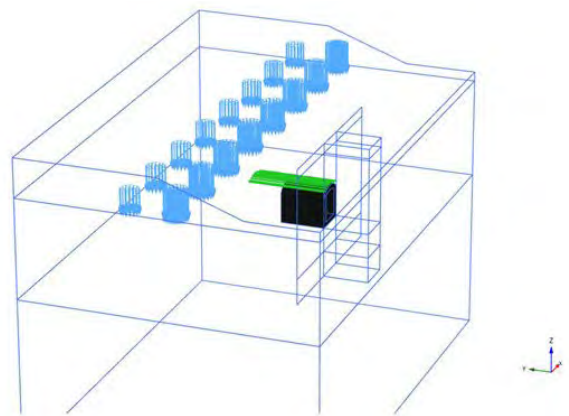


Figura 18. Galerías en mina. Modelo de elementos finitos 3D.

Debido a la complejidad geométrica del entorno de las galerías se estudió el posible efecto de su excavación en las estructuras existentes. Para ello se desarrolló un modelo de elementos finitos tridimensional en el que se reprodujo el proceso constructivo completo de una galería (figura 18). En el modelo se realizaron las siguientes comprobaciones:

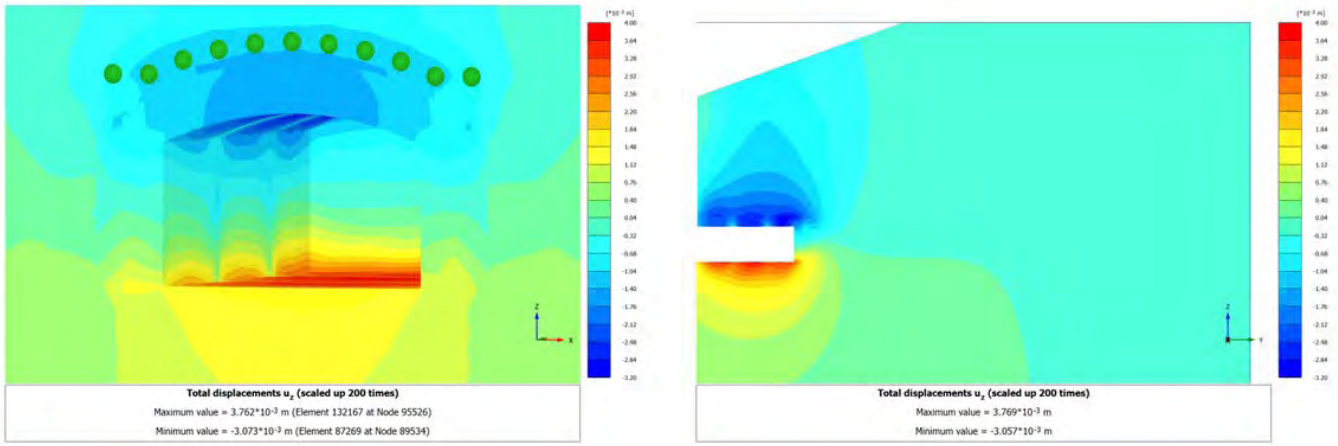


Figura 19. Galerías en mina. Deformaciones verticales al final del avance.

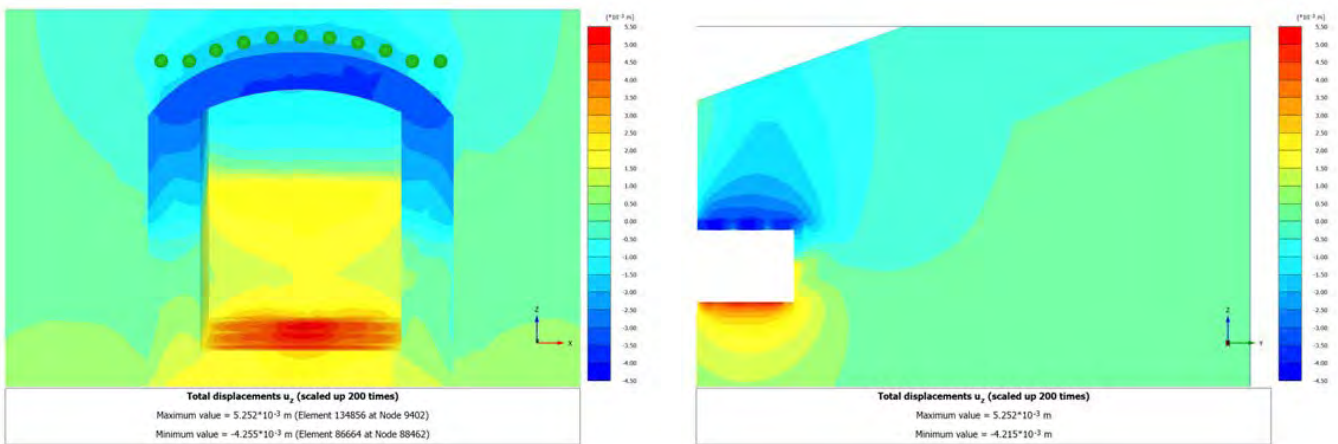


Figura 20. Galerías en mina. Deformaciones verticales al final de la destroza.

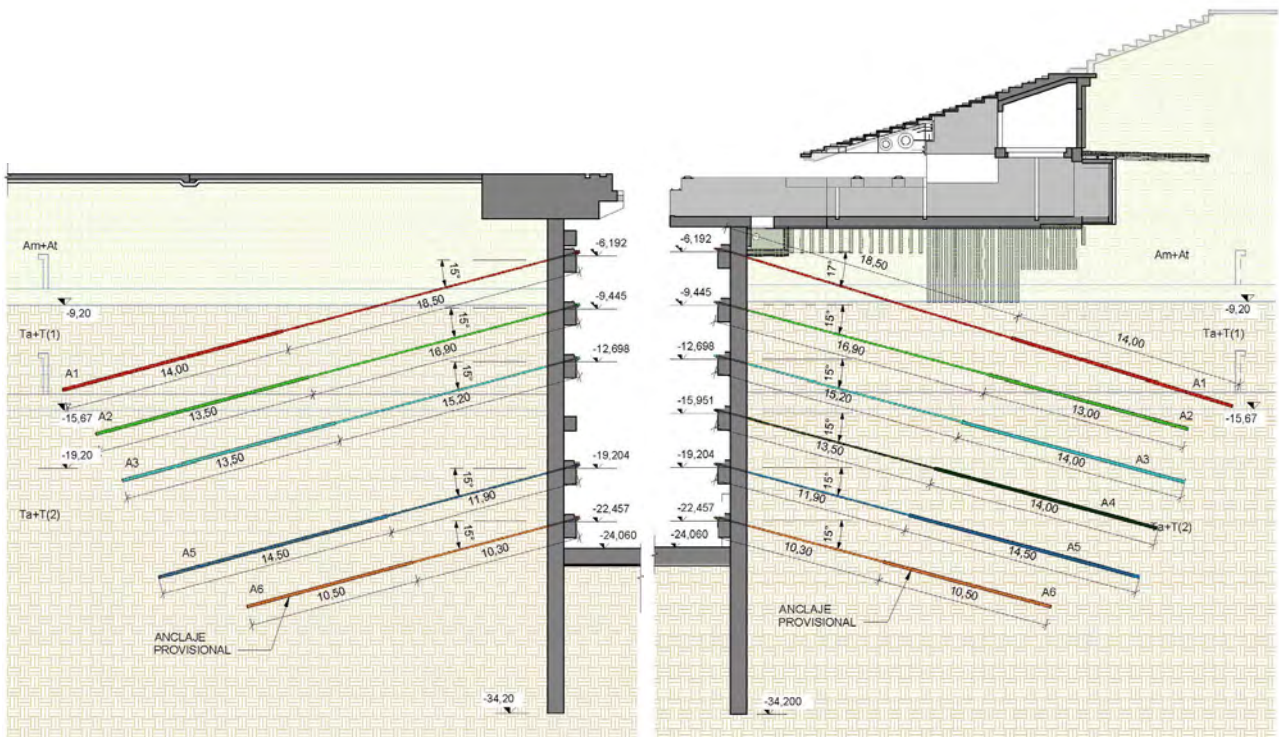


Figura 21. Pantallas hipogeo. Sección tipo de pantallas y anclajes.

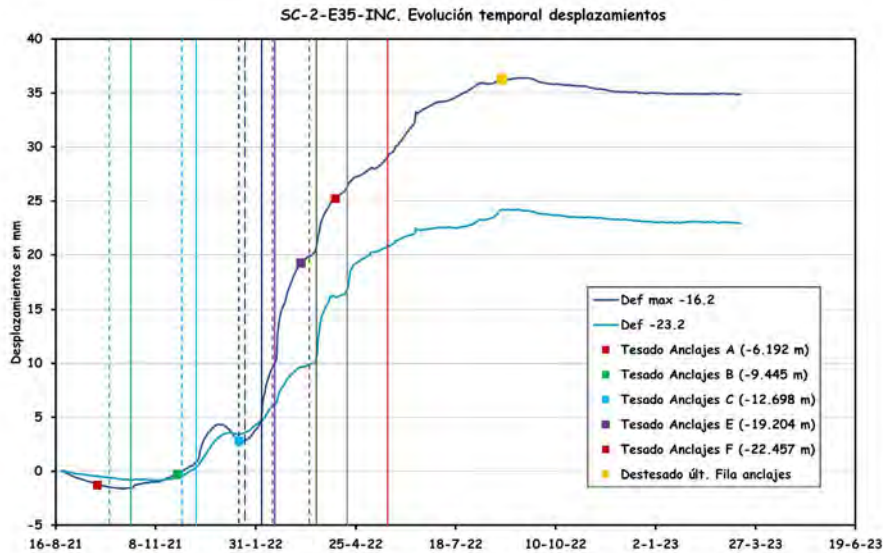


Figura 22. Pantallas hipogeo. Control de deformaciones.

- La estabilidad del frente en cada fase constructiva.
- La evolución de las deformaciones a lo largo del proceso. Las deformaciones máximas una vez finalizada la galería son milimétricas y se desarrollan en el entorno del túnel, por lo que no afectaban ni al graderío ni a las cimentaciones próximas (figuras 19 y 20).
- Las dimensiones de la corona de plastificación, que no se solapaban, por lo que no hay interacción entre galerías contiguas.
- Las tensiones en el revestimiento eran admisibles para la sección de hormigón en masa.

6.2. Excavación del recinto de pantallas

El hipogeo es un recinto de 132.6 x 19.4 m² en planta y 25.2 m de profundidad situado bajo el campo en su lado oeste. Su excavación se ejecuta al amparo de un recinto de pantallas continuas de 1 m de canto de 34 a 40 m de profundidad total. Los cabeceros norte y sur de 12.6 m de longitud se arriostran con 6 niveles de forjados.

El tramo central de pantallas de 107.4 m se estabiliza con anclajes. En la pantalla que linda con el graderío oeste se ejecutaron 5 filas de anclajes permanentes y una fila inferior de anclajes provisionales, con 48 anclajes cada una. La pantalla del lado campo se estabiliza con 4 filas de anclajes permanentes y

una fila inferior de anclajes provisionales, de 40 anclajes cada una. La carga de tesado de los anclajes varía entre 800 y 1200 kN y las longitudes totales entre 21 y 35 m. Los bulbos se perforaron con 200 mm de diámetro y se dimensionaron para una adherencia última de 350 kPa considerando inyecciones repetitivas (figura 21).

Durante la excavación se monitorizaron las pantallas con inclinómetros y los anclajes con células de carga. La instrumentación mostró como la velocidad de deformación de la pantalla era directamente proporcional a la velocidad de excavación. Los movimientos se estabilizaron una vez alcanzada la excavación máxima (figura 22).

Referencias

- [1] Ventura Escario (1985). Síntesis geotécnica de los suelos de Madrid y su alfoz. Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones.
- [2] Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div., 96, 1629–1653.
- [3] PLAXIS (2024). Material models manual 3D.
- [4] MINTRA (2005). Procedimientos de diseño geotécnico y parámetros a tener en cuenta en los proyectos de las obras de ampliación del metro de Madrid.
- [5] O'Brien, A.S., Burland, J.B., Chapman T., (2012) Rafts and piled rafts. Manual of geotechnical engineering, Chapter 56. Institution of Civil Engineers.

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la estructura de la cubierta fija

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Design and Construction of the Fixed Steel Roof

José Martínez Salcedo^{a,*}, José Enrique Muñoz García^a y Santiago del Río Rodríguez^a

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Servicio Obras Especiales FCC Construcción, S.A. (Madrid, España)

Recibido el 28 de octubre de 2024; revisado el 30 de diciembre de 2024, aceptado el 4 de mayo de 2025

RESUMEN

En este artículo se describen los aspectos más singulares del diseño de la estructura de la cubierta fija del Estadio Santiago Bernabéu, así como sus estructuras de apoyo: en el oeste, las dos nuevas torres de la Castellana, y en el este, los dos péndulos biarticulados. El esquema estático que se configura permite trasladar el conjunto de las nuevas cargas a la cimentación sin hacer intervenir a la estructura del estadio preexistente. El diseño lo ha condicionado el proceso de montaje concebido para evitar toda interferencia con el normal funcionamiento del estadio. Se describen la secuencia de operaciones: avances en voladizo, izados de cerchas, traslado de paneles completos, etc. así como los medios necesarios, desarrollados para lograr su construcción desde fuera del estadio.

PALABRAS CLAVE: Cubierta fija, acero de alta resistencia, heavy lifting, avance en voladizo, traslado de módulos.

©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

This article describes the most unique aspects of the design of the fixed roof structure of the Santiago Bernabéu Stadium, as well as its supporting structures. In the West, the two new towers of Castellana, and in the East, the two biarticulated pendulums. The configured static layout allows the transfer of the new loads to the foundation without affecting the pre-existing stadium structure. The design has been conditioned by the assembly process conceived to avoid any interference with the normal operation of the stadium. The sequence of operations is described: cantilever erection, lifting of trusses, translation of complete panels, etc. as well as the necessary means developed to achieve its construction from outside the stadium.

KEYWORDS: Fixed roof, high strength steel, heavy lifting, cantilever erection, roof panel translation.

©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: jmartinez@fcc.es (José Martínez Salcedo)

Cómo citar este artículo: Martínez, J., Muñoz, J.E., 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>

1. INTRODUCCIÓN

El estadio Santiago Bernabéu ha sido testigo de una total transformación con la instalación de la nueva cubierta fija junto con su cubierta retráctil. Este innovador techo, no solo protege a los espectadores de las inclemencias del tiempo, sino que también permite una mayor versatilidad en el uso del estadio. Con una estructura de acero que pesa más de 9000 toneladas y unas cerchas principales de 177 metros de longitud, la cubierta es un hito de la ingeniería moderna. Además de la mejora en la experiencia de los aficionados, esta

nueva cubierta también posiciona al Bernabéu como uno de los estadios más avanzados del mundo.

El hecho de llevar a cabo este proyecto permitiendo el uso del campo durante su ejecución fue uno de los mayores retos de la obra. Esto fue posible gracias a que el sistema de montaje formó parte del diseño de la estructura desde su inicio, influyendo y condicionando la concepción de la estructura en sí, es decir, la estructura fue diseñada para ser montada de este modo.

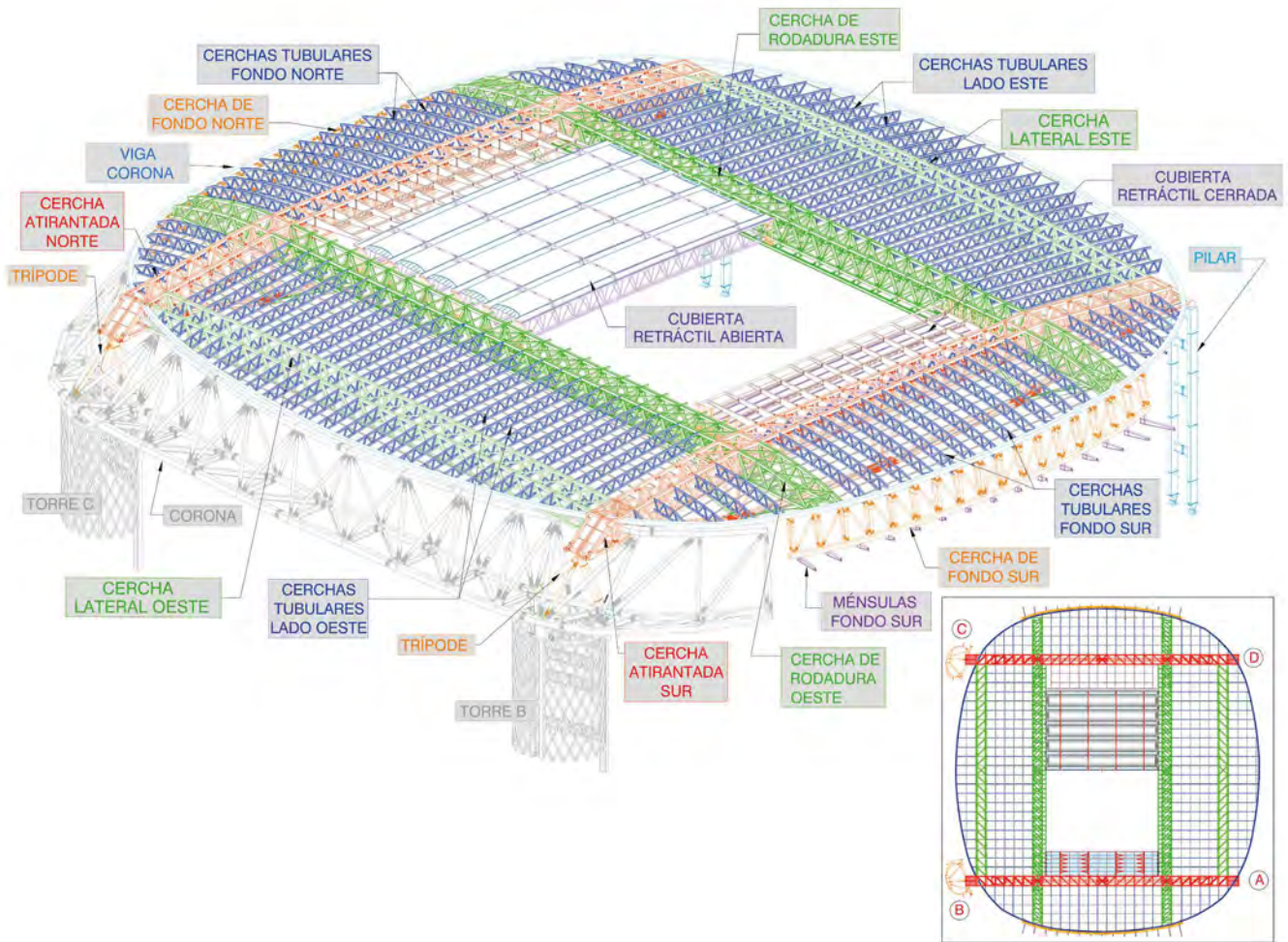


Figura 1. Vista general de la estructura metálica del estadio.

2. CRITERIOS BÁSICOS DEL DISEÑO

Dos son los criterios básicos que han dirigido este proyecto en relación con la propuesta original.

En primer lugar, este diseño permite que la totalidad de las cargas de la nueva cubierta se transmitan a elementos de nueva ejecución, evitando cualquier aumento de cargas en los elementos ya existentes del estadio. De este modo se evita la realización de refuerzos significativos de elementos estructurales incluyendo sus cimentaciones que ya han sido objeto de diversas modificaciones a lo largo de la vida del estadio.

En segundo lugar, la alternativa estructural finalmente desarrollada buscó asegurar/incrementar la operatividad de las instalaciones del estadio con respecto al diseño preexistente, en particular las relacionadas con el campo de juego y las gradas de espectadores, durante la ejecución de las obras, incrementando la continuidad de los trabajos y evitando puntos críticos, todo ello manteniendo la esencia arquitectónica del proyecto: la envolvente.

Para conseguir este objetivo, el montaje de la estructura de cubierta se realizó sin intervención en el campo ni en las gradas, llevándose a cabo completamente desde el exterior del estadio.

Es indudable que cuantos mayores son los condicionantes, más debe estar presente el proceso constructivo en la selección de la tipología estructural.

Todo lo indicado llevó a un esquema resistente que no solo fuese eficaz a estructura terminada, sino que también lo fuese en las etapas intermedias de construcción.

Es completamente imposible dissociar el diseño de la estructura del proceso constructivo.

3. UTILIZACIÓN DE ACEROS DE ALTA RESISTENCIA

En una cubierta de gran luz, como esta, la acción principal es el peso propio de la estructura, por lo que desde el principio se ha planteado la utilización de materiales y criterios de diseño que permitiesen optimizar dicho peso, lo que también redundó en una optimización de los medios de montaje requeridos que, aún de este modo, fueron muy importantes.

Se enumeran a continuación algunos de los aspectos de la fabricación que permitieron ajustar en el diseño y obtener una reducción del peso.

Tanto en el cordón superior de la cercha atirantada como en su tirante, los espesores alcanzan los 65mm. Tal y como se indicó en los planos y especificaciones, el material tendría un límite elástico y carga de rotura garantizados hasta este espesor, evitando de este modo la reducción con el espesor indicada en el EN 1993. Esto supone aproximadamente un 10% en estos espesores y aplica tanto a tracción como a compresión.

Todas las uniones en obra se realizaron mediante tornillos pretensados. En todos los elementos principales se utilizaron uniones mediante doble cubrejuntas. La comprobación de la sección resistente puede mejorarse en un 10% si la ejecución de los taladros garantiza una superficie libre de entallas. Esto se recoge en las nuevas versiones del EN 1993, aunque en aquel momento no estaba formalmente aprobado. Esta mejora aplica lógicamente a las uniones en tracción.

En compresión, se puede seleccionar una curva de pandeo más favorable asegurando que los bordes de las chapas empleadas en las alas de los cordones, secciones en H, estén oxicrotados, no admitiéndose bordes que coincidan con los propios de la laminación.

Este oxicrote da lugar a que en los bordes de las alas existan tensiones residuales de tracción.

Es bien conocido que las curvas de pandeo son la forma en que EN 1993 introduce la distribución de tensiones residuales en el cálculo. Aunque las tablas siempre consideran lo más desfavorable bordes con tensiones residuales de compresión, en los ensayos y documentos de respaldo que sirvieron a su elaboración también se analizaron ambos casos.

Table 3.1.3.1

Column curve selection table for thick-walled Sections with $t > 40$ mm

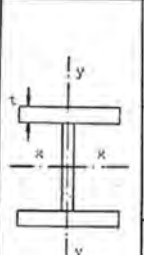
Type of Section	Column Curve
 Rolled H-Shapes - Buckling about x - x - Buckling about y - y	d d
Welded H-Shapes built-up from rolled plates - Buckling about x - x - Buckling about y - y	c d
Welded H-Shapes built-up from flame-cut plates - Buckling about x - x - Buckling about y - y	c c

Figura 2. Curvas de pandeo.

En diferentes componentes de la estructura se utilizan aceros de diferente límite elástico: S355, S460 y S690.

- En chapas de cerchas principales, tirante y pilares:

S355J2 [EN10025-2] $\sigma_u=490\text{N/mm}^2$ $\sigma_y= 355\text{N/mm}^2$ $t \leq 40\text{mm}$

S460M [EN10025-4] $\sigma_u= 540\text{N/mm}^2$ $\sigma_y= 460\text{N/mm}^2$ $t \leq 65\text{mm}$

S690QL1 [EN10025-6] $\sigma_u= 770\text{N/mm}^2$ $\sigma_y= 690\text{N/mm}^2$ $t \leq 65\text{mm}$

- En cerchas tubulares secundarias:

S355JOH [EN10219] $\sigma_u= 490\text{N/mm}^2$ $\sigma_y= 355\text{N/mm}^2$

- En tubos de arriostramiento y diagonales cercha retráctil:

S460NH [EN10210] $\sigma_u= 540\text{N/mm}^2$ $\sigma_y= 460\text{N/mm}^2$

Para hacer frente al riesgo de rotura frágil se consideró como temperatura mínima de servicio -10°C , por lo que el acero es-

tructural S355J2 se considera adecuado hasta espesores de 65 mm, y los aceros S460M y S690QL1 hasta el mismo espesor.

El adecuado aprovechamiento de estos aceros de alto límite elástico (se entiende por HSS $\sigma_y \geq 420\text{N/mm}^2$), en secciones armadas de espesor fuerte (se entiende por espesor fuerte $t > 40$ mm) requiere de esbelteces adimensionales reducidas (< 0.60), en las que tiene una marcada influencia la adecuada selección de la curva de pandeo.

Por otra parte, se tiene la influencia del propio límite elástico del material; es conocido que el límite elástico no incide en la distribución y magnitud de las tensiones residuales, y como, por otra parte, la influencia de las tensiones residuales depende de la relación entre las mismas y el límite elástico, es fácil concluir que las curvas de pandeo han de mejorar con el incremento del límite elástico.

Compression tests on Q690 steel slender H-sections
Centrally loaded columns: Back analysis to EN 1993-1

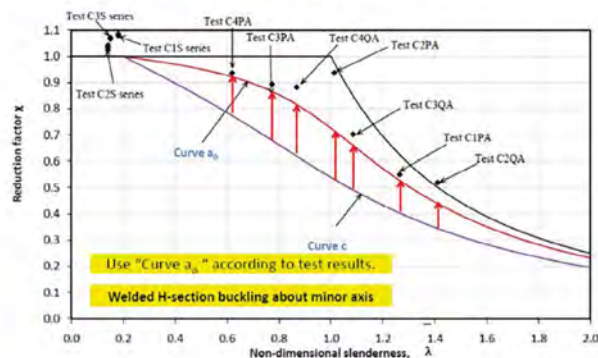


Figura 3. Test de compresión S690.

Del lado de la seguridad, no se ha considerado este efecto en este tipo de secciones, aunque existen estudios pasados y recientes al respecto que indican una gran mejora.

Es evidente que la combinación de estos criterios de diseño, asociado a procesos de fabricación más rigurosos y costosos y de materiales de alta resistencia ha permitido reducir muy significativamente el peso propio, la principal acción vertical en un estadio de gran luz.

Es conveniente indicar que, aunque se desarrolle más en el artículo sobre la cubierta retráctil, en este mismo sentido puede enmarcarse la utilización de composite híbrido, de CFRP (HS Carbon) y GFRP (E-Glass) (fibra de carbono/fibra de vidrio) en los cordones de las cerchas de la cubierta retráctil. [1]



Figura 4. Fibra de carbono.

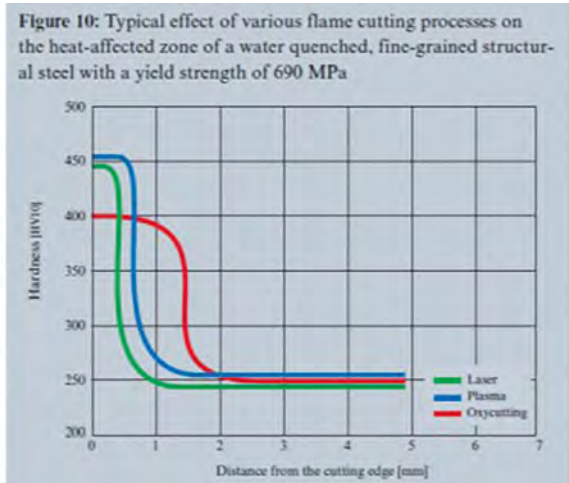


Figura 5. Tablas soldadura S690.

La utilización de este material muy resistente y ligero, pero costoso y con indudables complicaciones de fabricación y cálculo ha permitido una notable reducción de peso en la retráctil, del orden del 50% con respecto al diseño preexistente, pero sólo se justifica por cómo afecta a toda la estructura de la cubierta fija, sobre la que se apoya.

En cuanto a la utilización del acero S690 QL1, muy significativa, 3000t en espesores de 40, 50 y 65mm, es completamente novedosa.

Este acero que se obtiene por temple y revenido es soldable, pero requiere precauciones adicionales a las requeridas en aceros obtenidos por laminación controlada o termomecánica.

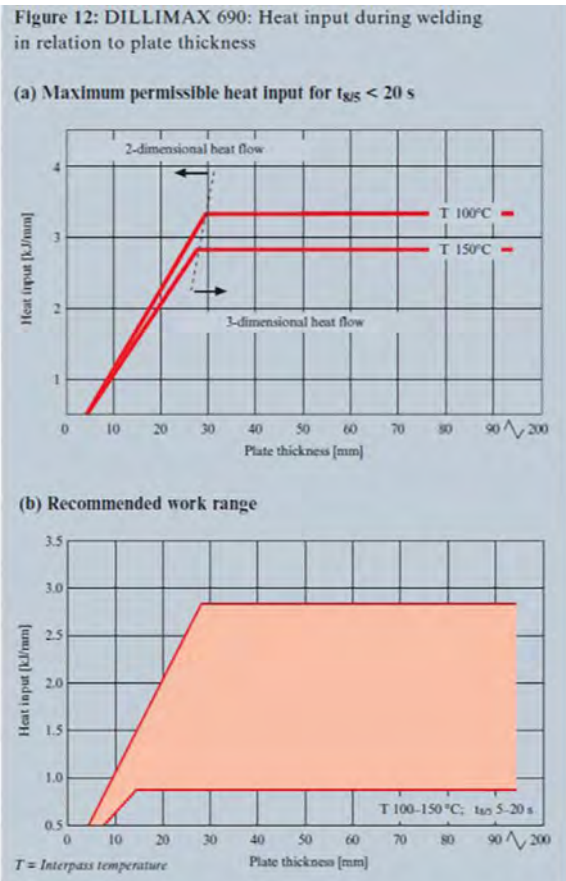


Figura 6. Tablas soldadura S690.

Paseada/ Pass	Proceso soldado/ Welding process	Tamaño metal de aporte/ Filler metal size (mm)	Comando/ Current			Velocidad avance/ Travel Speed (cm/min)	Aporte térmico/ Heat input (KJ/mm)
			Amperios/ Amps (A)	Volts Volts (V)	Polaridad/ Polarity		
Raíz / Root (1 pass)	135	1,2	230	22,5	DC (E+)	13,3	1,86
2 - 26 pass	121	4	500 - 550	28 - 32	DC (E+)	50,0 - 55,8	1,13 - 2,64

Ensayos de tracción/Tensile Test						
Nº probeta / Sample Nº	Re (N/mm²)	Rm (N/mm²)	A%	Z%	Situación rotura/ Break location	Observaciones/ Comments
Requisitos/Requirements	660	770 a 940	—	—	—	—
Nº1	664	822	—	—	Soldadura - Dúctil/ Welding - Ductile	Informe / Report Nº 57431.20
Nº2	695	827	—	—	Soldadura - Dúctil/ Welding - Ductile	Informe / Report Nº 57431.20

Ensayos de impacto/Notch impact test							
Nº probeta/ Sample Nº	Localización entalla/ Temperature	Temperatura /Temperature	Valores/Values (KJ)			Promedio/Average (KJ)	Observaciones/Comments
			1	2	3		
Nº7	Weld	-60°C	65	57	63	62	Informe / Report Nº 57431.20
Nº8	HAZ	-60°C	48	47	41	45	Informe / Report Nº 57431.20

Ensayos de dureza: HV10/Hardness Test HV10						
Nº línea/Línea Nº	Localización/Location	Valores/Values			Promedio/Average	Observaciones/Comments
		1	2	3		
I	MB1	251	251	253	251,7	Informe / Report Nº 57431.20
	ZAT1	277	290	302	289,7	Informe / Report Nº 57431.20
	SOL	306	292	301	299,7	Informe / Report Nº 57431.20
	ZAT2	309	293	279	293,7	Informe / Report Nº 57431.20
	MB2	252	248	251	250,3	Informe / Report Nº 57431.20
II	MB1	248	246	247	247,0	Informe / Report Nº 57431.20
	ZAT1	262	278	289	276,3	Informe / Report Nº 57431.20
	SOL	300	286	294	294,0	Informe / Report Nº 57431.20
	ZAT2	297	284	271	284,0	Informe / Report Nº 57431.20
	MB2	247	244	253	248,0	Informe / Report Nº 57431.20
III	MB1	244	250	249	247,7	Informe / Report Nº 57431.20
	ZAT1	270	281	296	282,3	Informe / Report Nº 57431.20
	SOL	293	299	289	293,7	Informe / Report Nº 57431.20
	ZAT2	301	286	272	286,3	Informe / Report Nº 57431.20
	MB2	249	252	251	250,7	Informe / Report Nº 57431.20

Figura 7. Procedimientos soldadura.

Table 1. Slip factor test results

Test to determine slip factor EN 1090-2:2008 Annex G				File 115-22734
Client	Hempel	Test bolt preload Fp (kN)		171.9
Test no.	Test slip load		Test slip factor	
	F _{s1} (kN)	F _{s2} (kN)	μ ₁	μ ₂
1	364.2	342.8	0.530	0.499
2	340.5	381.1	0.495	0.554
3	354.1	343.7	0.515	0.500
4	339.7	365.9	0.494	0.532
5	333.6	355.5	0.485	0.517
Mean slip factor value				0.512
Standard deviation				0.022
Coefficient of variation				4.2%
Required number of tests				1
Number of tests				5
5% fractile constant				2.05
Characteristic 5% fractile value				0.468



Figura 8. Ensayos coeficiente de rozamiento unión atornillada.

Sample 20087CON-4							
Torque (N-m)	LVDT	LVDT Displacement (mm)	F _s Slip load at 0.15mm LVDT displacement (kN)	F _{sm} Slip load on each plane (kN)	μ Test slip factor		
454	Top	0.15	1	472.0	461.7	0.610	
			2	463.5			
			3	449.5			
			4	461.9			
	Bottom		5	437.0	450.8		0.596
			6	454.7			
			7	454.7			
			8	456.9			

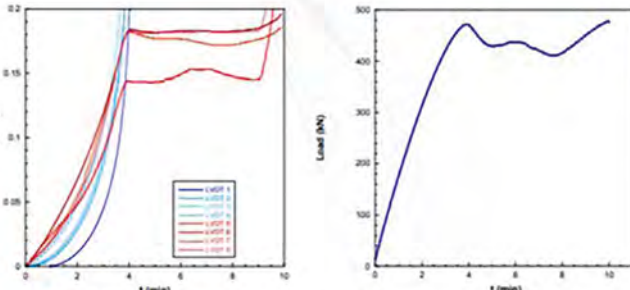


Figure 8. LVDT's Displacement-time and Load-time representation on sample 20087CON-4

Figura 9. Ensayos coeficiente de rozamiento uniones atornilladas.

Delayed slip test								
Sample 20087CON-5								
Torque (N-m)	LVDT	90%F _{sm} (CON-1 to 4) (kN)	LVDT Displacement after 5 min.	LVDT Displacement after 180 min.	Mean displacement on each plane	Difference (<0.002mm)		
454	Top	409.4* 413.0**	1	0.00	0.0023	0.0018	OK	
			2	0.00	0.0008			
			3	0.00	0.0028			
			4	0.00	0.0013			
	Bottom		5	0.00	0.0009	0.0010		OK
			6	0.00	0.0002			
			7	0.00	0.0012			
			8	0.00	0.0015			

*Calculated

**Estimated during the tests and used in the creep test

Figura 10. Ensayos coeficientes de rozamiento diferidos.

nicos tipo S355 K2 o S460M durante su fabricación: oxicorte y soldadura.

En concreto durante la soldadura, la temperatura de precalentamiento y el input térmico, deben asegurar que la velocidad de enfriamiento, medida por t_{8/5}, se mantiene en un margen acotado tanto superior como inferior en conformidad con las instrucciones del proveedor.

La velocidad de enfriamiento t_{8/5} ha de estar entre 10 y 25 seg, por debajo se corre el riesgo de fisuración en frío en la ZAT (Zona Afectada Térmicamente), como en cualquier material más convencional, pero por encima el riesgo que se corre es que se produzca en la ZAT un cierto reblandecimiento, que impida alcanzar la carga de rotura especificada. Ha de controlarse el ciclo térmico que se impone en la ZAT.

En conformidad con la AWS D1.1, el A514 es un material base aprobado, pero no existen procedimientos precualificados, por lo que cualquier procedimiento ha de ser cualificado mediante ensayos.

No todos los fabricantes producen aceros con iguales propiedades, por lo que, una vez homologados los procedimientos con dichos fabricantes, el pliego no admite cambio de proveedor. Todo el acero S690QL1 fue suministrado por Dillinger.

Desde un primer momento, ya antes de la adjudicación, se realizaron con el taller y empresas suministradoras de electrodos en chapas de 50mm, ensayos con distintos procedimientos con objeto de homologar procedimientos plenamente satisfactorios.

Durante la fabricación en taller, no se ejecutó ninguna soldadura en obra, se ejecutaron en todas las uniones run-off plates. De estas chapas se ensayaron un 25% con resultados plenamente satisfactorios.

Además, en todos los empalmes transversales a tope de chapas S690 se inspeccionaron al 100% el perfil de durezas en ZAT en uno de los dos laterales, en cada ala y en el alma antes de componer el perfil. El procedimiento con equipos portátiles precisó de una homologación previa con equipos convencionales.

Todas las uniones son atornilladas, con tornillos pretensados calidad 10.9 HB, con uniones de categoría B en conformidad con EN1993-1-8, es decir en ELS no se admite deslizamiento, y en ELU se calculan por cortante y aplastamiento.

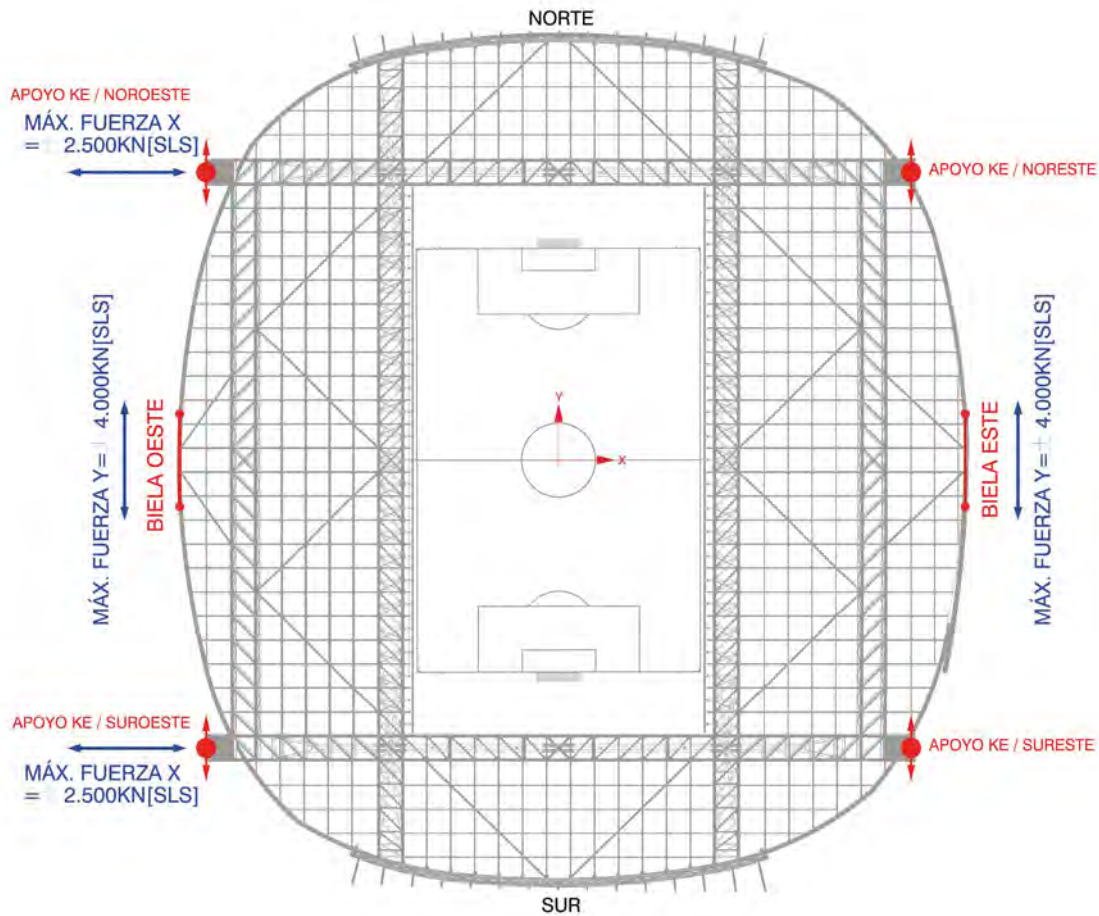


Figura 11. Esquema estático.

Como coeficiente de rozamiento se adoptó según necesidades:

$$\mu=0.45 \text{ con silicato inorgánico de zinc,}$$

$$\mu=0.55 \text{ con superficies granalladas Sa2-1/2}$$

Los coeficientes fueron verificados con [3], particularmente el ensayo de deslizamiento diferido es complicado.

Una vez más, se adoptaron coeficientes más ajustados de lo habitual para reducir el número de tornillos, pero para ello se homologaron tanto el procedimiento de par de apriete como el propio coeficiente de deslizamiento.

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA CUBIERTA.

4.1. Esquema estático.

La solución estructural ejecutada utiliza como elementos básicos dos cerchas atirantadas dispuestas en dirección este/oeste y cuatro cerchas transversales dispuestas en dirección norte / sur. Las cerchas atirantadas transfieren las cargas verticales a cuatro elementos de nueva construcción. En el lado oeste las cargas se transfieren a las dos nuevas torres de evacuación y en el lado este a dos pilares biarticulados, péndulos, situados en los torreones existentes.

Las cargas horizontales se transmiten a las torres de evacuación de la Castellana y al nuevo edificio del este de modo isostático permitiendo el movimiento inducido por las acciones de origen térmico. [2]

Las acciones horizontales en dirección norte / sur se transmiten mediante sendas bielas al centro del edificio del este y del oeste.

Las acciones horizontales en dirección este / oeste se transmiten íntegramente a las torres de evacuación del oeste.

Con este esquema se logra transmitir la totalidad de las cargas de la cubierta a elementos de nueva construcción eliminando de raíz los graves inconvenientes que planteaban las soluciones anteriormente propuestas.

El esquema mencionado se materializa en la disposición de cuatro apoyos esféricos, uno en cada una de las dos torres de evacuación de la Castellana, y uno en cada uno de los dos péndulos biarticulados del este.

Este esquema estático es el correspondiente a la estructura final. Durante el proceso constructivo es necesario modificarlo para tener esquemas estáticos parciales determinados.

4.2. Cerchas atirantadas.

La cercha atirantada, desempeña un papel esencial tanto en el esquema final de la estructura como durante el proceso constructivo. Se trata de una cercha espacial de 177m de luz

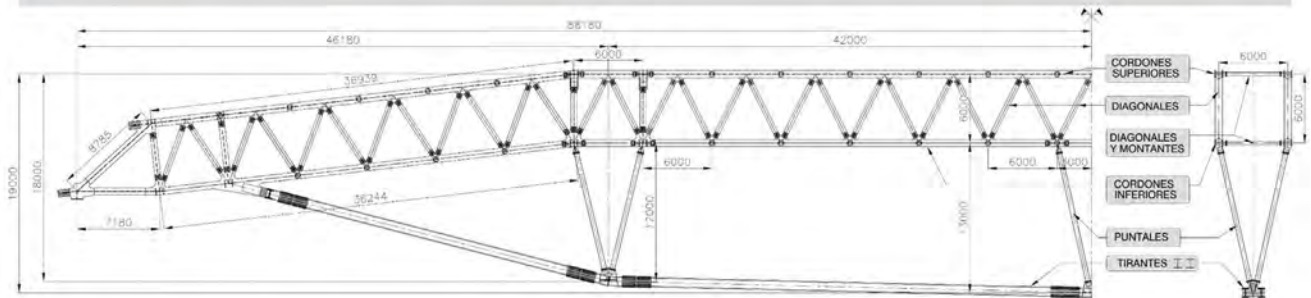


Figura 12. Vista cercha atirantada.

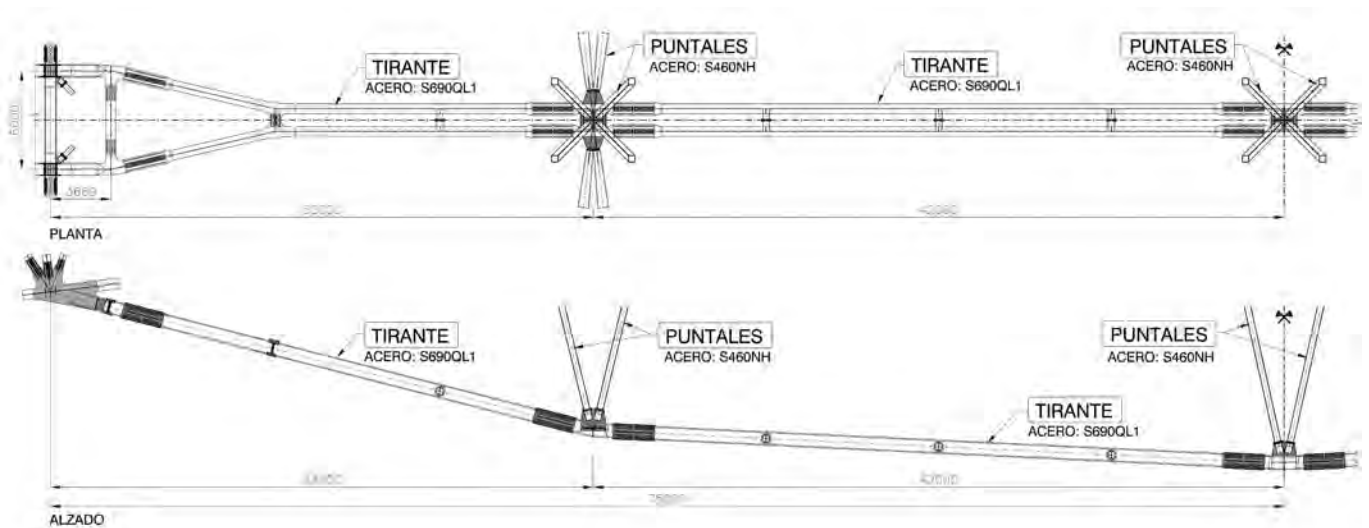


Figura 13. Tirantes cercha atirantada.

con cuatro cordones configurados por perfiles en H armados de 6 x 6 m y un tirante también configurado por dos perfiles armados en H.

El tirante de tracción descuelga 13m desde el cordón inferior de la cercha y dota a la cercha de un canto total de 19m. Este tirante está dividido en 4 partes que se unen entre sí mediante uniones atornilladas con cubrejuntas. Los dos cordones que lo forman están separados 1380mm, salvo en la parte inicial donde se quiebran en planta para conectar con los planos de las cerchas verticales que están separados 6m.

Los quiebrros del tirante en alzado están resueltos mediante cuatro pilares metálicos o puntales que lo unen a la cercha transmitiendo su carga de desvío.

En cuanto a los apoyos de la cercha atirantada, sólo cuenta con un apoyo en cada extremo. Esto hace necesario disponer unos diafragmas en los extremos que transmitan la carga del apoyo central a los planos laterales de las cerchas. Se han dispuesto diafragmas tanto en el plano inclinado final como en el plano horizontal inferior.

La complicada geometría del envoltorio de la cubierta no se puede conseguir directamente con el trazado de las cerchas atirantadas. Aun así, para adaptarse lo más posible a esa envolvente, la geometría de la cercha presenta un primer tramo ascendente correspondiente a la zona de la grada. Posteriormente, encima del terreno de juego, pasa a ser horizontal. La geometría final del envoltorio se consigue con una estructura

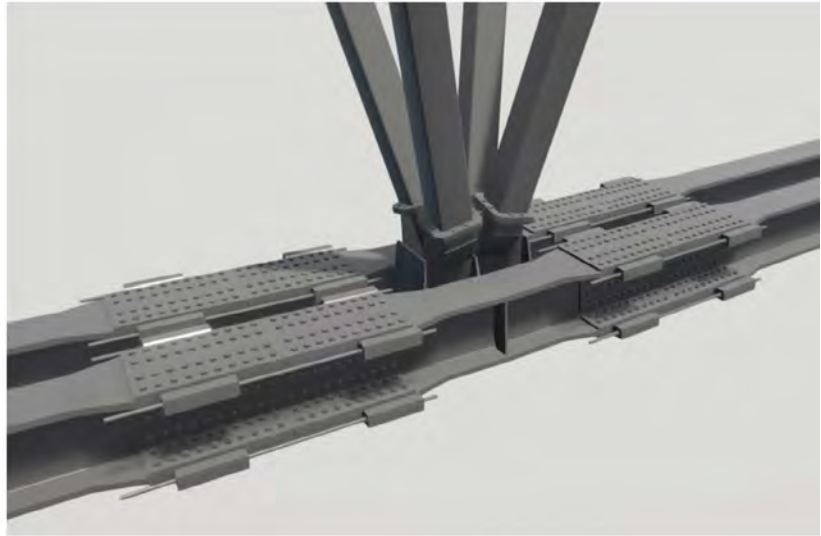


Figura 14. "Floreros" cercha atirantada.



Figura 15. Diafragmas de apoyo cerchas atirantadas.

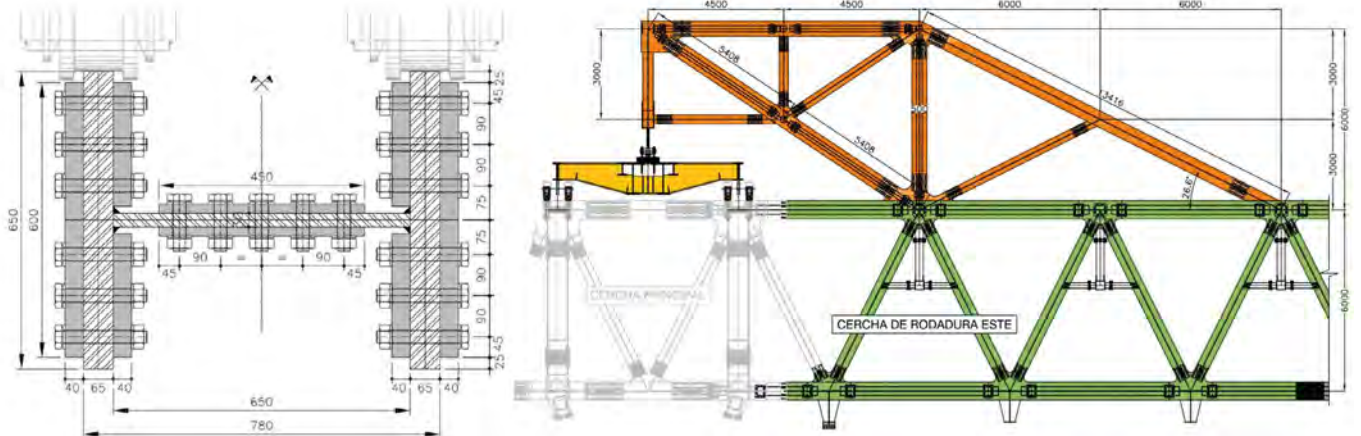


Figura 16. Uniones atornilladas cerchas atirantadas.

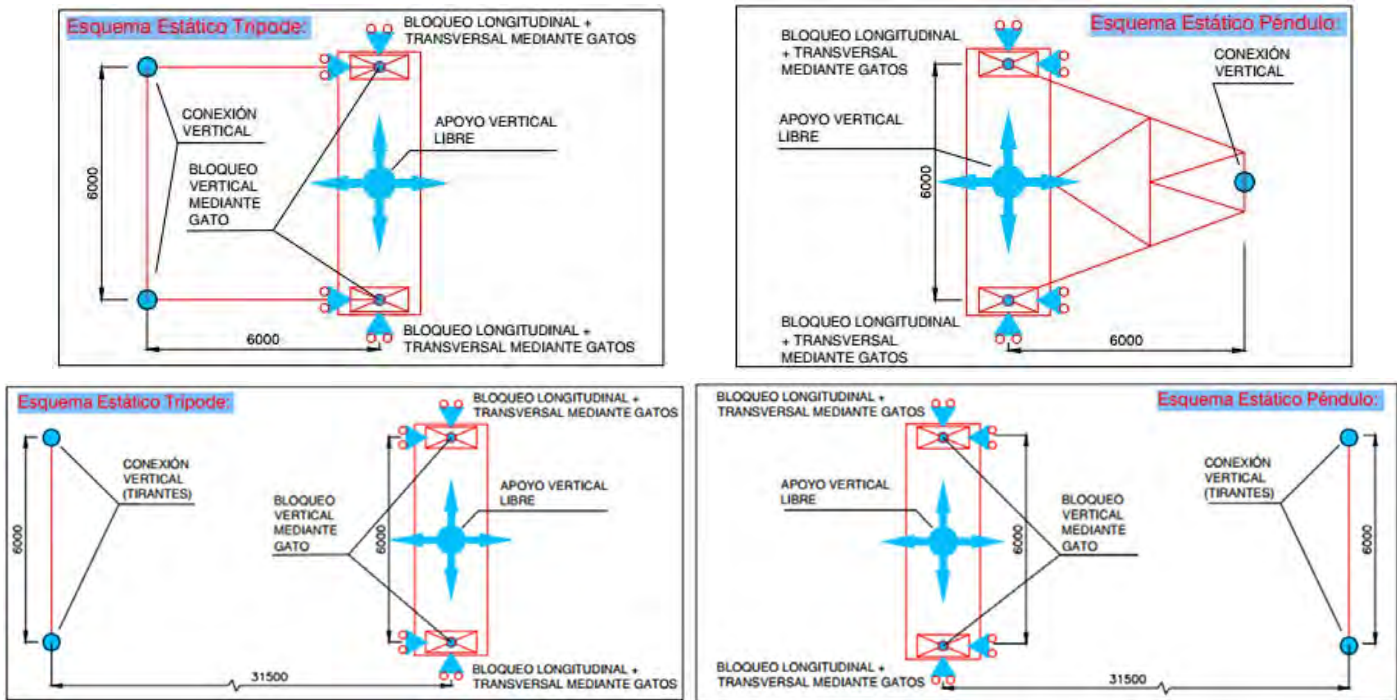


Figura 17. Esquema estático apoyos durante las primeras fases del montaje.

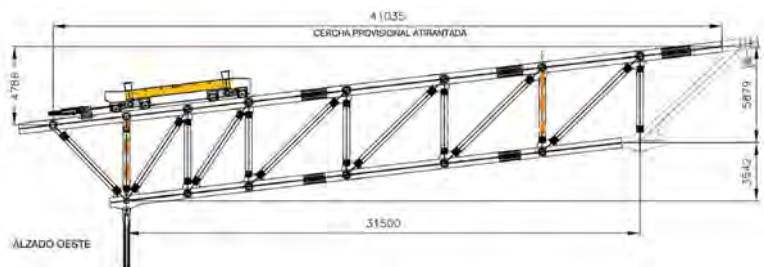


Figura 18. Vistas apoyos y bloqueos provisionales primeras dovelas y prolongación cercha atirantada.

de relleno que se va apoyando en el cordón superior de todas las cerchas con altura variable para conseguir el contorno solicitado.

El diseño de estas cerchas atirantadas está totalmente condicionado por su sistema de montaje. Como se verá más adelante, se instalaron montando dovelas en voladizos sucesivos desde los apoyos. Esto obligó a disponer uniones atornilladas en los cordones cada 2 módulos o 12m ya que con esas dimensiones las dovelas alcanzaban el peso máximo que podían soportar las grúas que las iban a montar para las posiciones más alejadas.

Las uniones en obra, atornilladas, se realizan en todos los elementos principales mediante cubrejuntas dobles; las del cordón superior por el que se han de desplazar los carros de montaje de los paneles de la cubierta, están diseñadas para permitir el paso de las pestañas de las ruedas de los bogies.

El esquema estático de las cerchas atirantadas es diferente en la situación definitiva que en la situación de montaje. En la situación definitiva el apoyo en ambos extremos se realiza mediante un único apoyo central con una rótula metálica, la necesaria estabilidad torsional se consigue mediante la continuidad con las cerchas transversales, de rodadura y lateral.

En cambio, en situación provisional, para permitir el avance en voladizo, fue necesario dotarla de una prolongación de 30m hacia el exterior del estadio en cada extremo hasta alcanzar la vertical de unos contrapesos dispuestos en el suelo con los que se unían mediante unos tirantes verticales. Además, para el montaje, mediante desplazamiento de los paneles de los laterales por su cordón, la cercha atirantada disponía en cada extremo de dos apoyos y bloqueos, en correspondencia con cada uno de los cuchillos laterales.

4.3. Cerchas transversales de rodadura.

Las cerchas de rodadura transmiten a la cercha principal, además de las cargas propias de la cubierta, las cargas aplicadas a la fachada de los fondos norte y sur que se recogen por medio de las cerchas de fondo, y las cargas de la cubierta retráctil.

Son también cerchas espaciales de 144m de luz, de cuatro cordones y sección 6x6m, lo que les confiere gran estabilidad durante las maniobras de montaje previstas para las mismas.

En la intersección con la cercha atirantada se disponen unos puntales que permiten recoger con mayor eficacia las acciones inducidas por las cargas de las fachadas de los fondos.

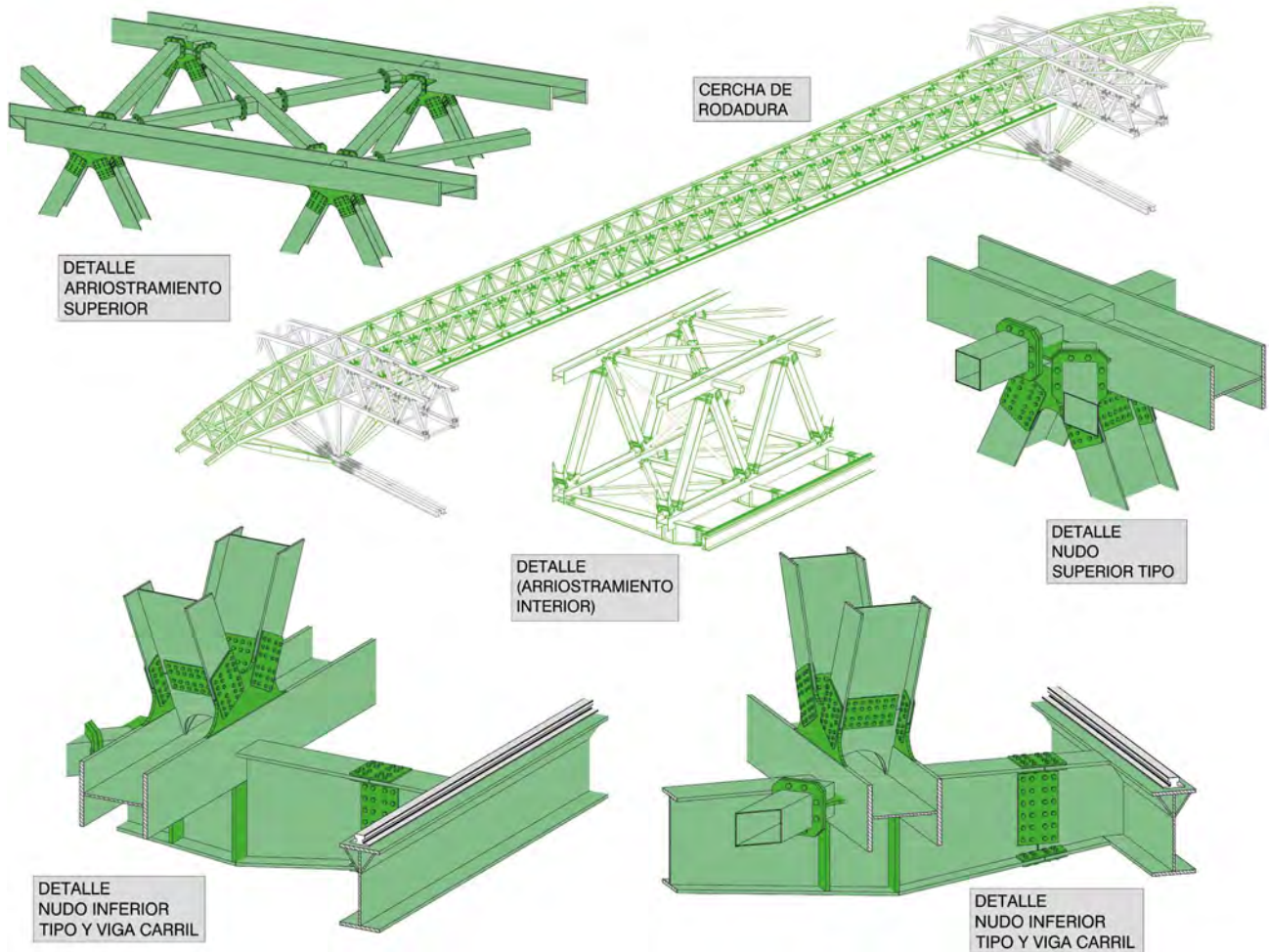


Figura 19. Detalles tipo cercha transversal de rodadura.

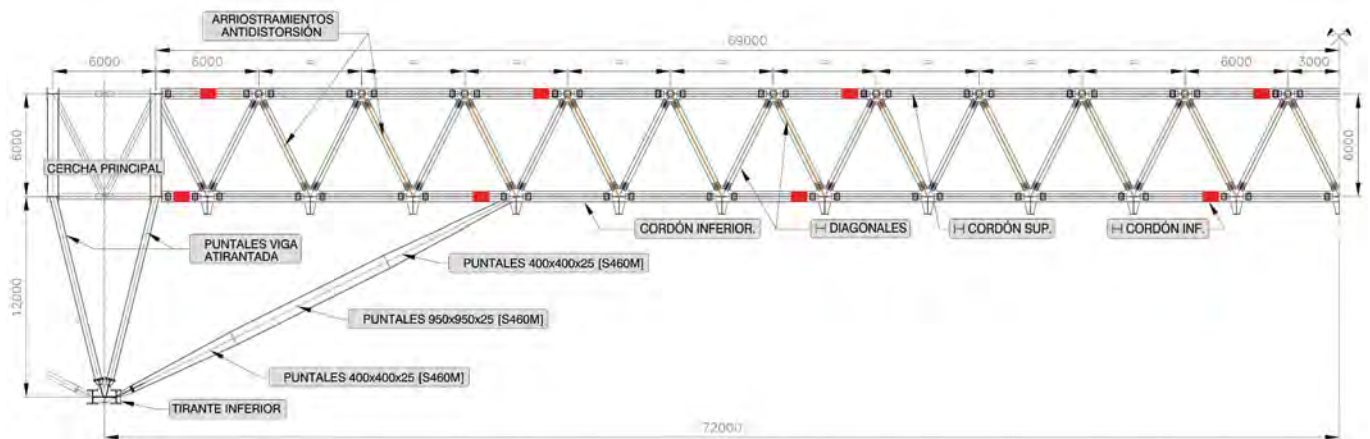


Figura 20. Geometría cercha transversal de rodadura.

Las cerchas de rodadura se prolongan más allá de las cerchas atirantadas hacia el exterior del estadio. Esta prolongación sirve para recoger las cerchas de fondo y el correspondiente peso de las fachadas norte y sur.

Otro aspecto esencial de estas cerchas es la rigidez que aportan al conjunto de la cubierta retráctil, no es posible exagerar la importancia de esta rigidez para un correcto funcionamiento de la cubierta móvil.

La traslación de la cubierta móvil se realiza sobre un único carril, dispuesto junto al cordón inferior de cada una de las cerchas de rodadura. Esta disposición permite un buen acceso para mantenimiento a la totalidad de los mecanismos de la cubierta móvil. [1].

Como se verá más adelante, estas cerchas se ensamblaron, con uniones atornilladas, sobre una plataforma elevada en el lado de la Castellana, se izaron mediante heavy lifting a los

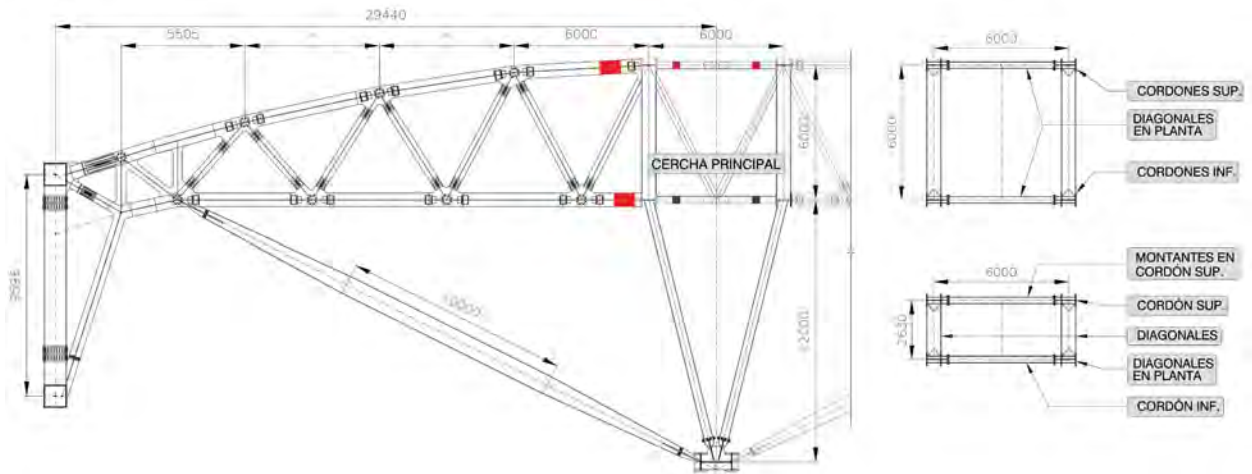


Figura 21. Prolongación cercha transversal de rodadura.

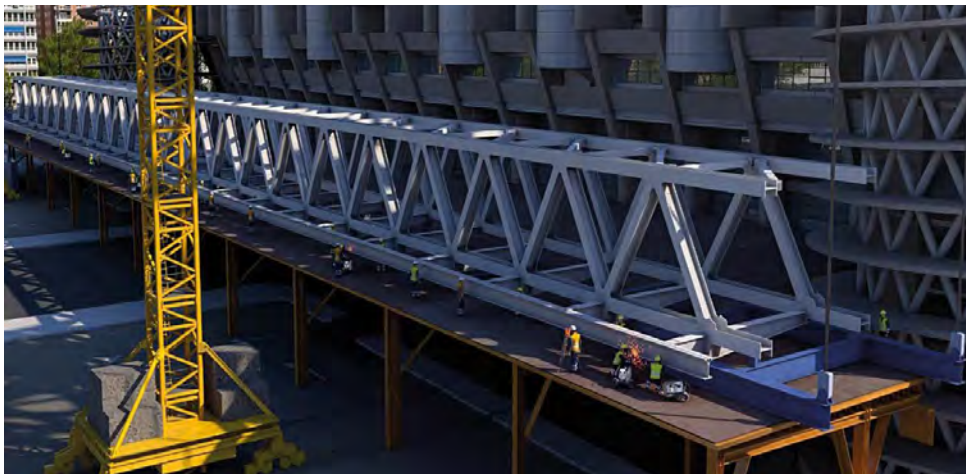


Figura 22. Montaje cercha transversal de rodadura.

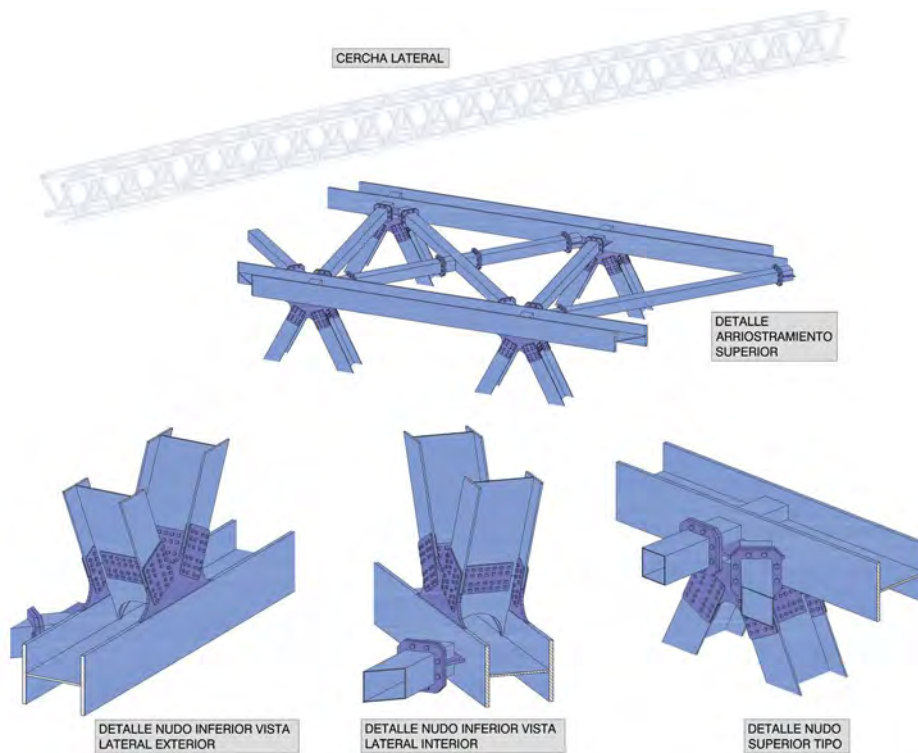


Figura 23. Detalles tipo cerchas transversales laterales.

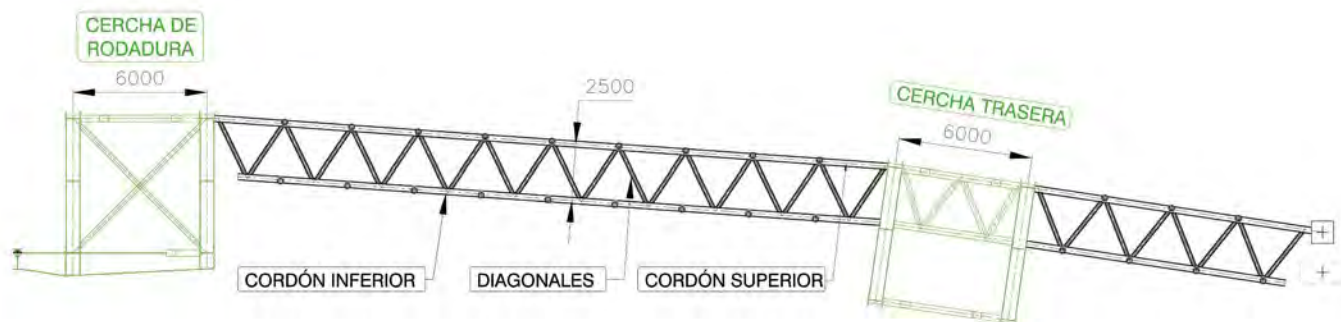


Figura 24. Sección perpendicular a cerchas transversales.

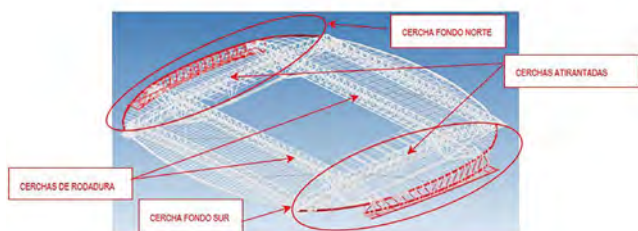


Figura 25. Localización cerchas de fondo.

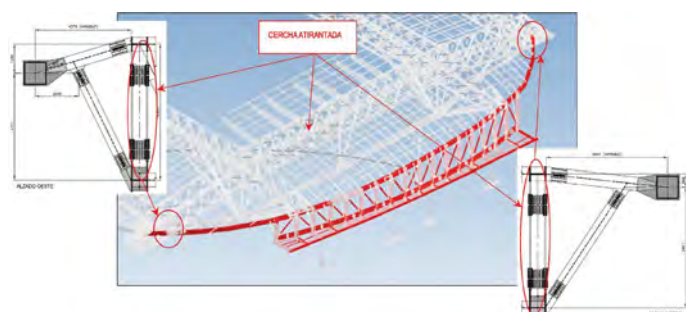


Figura 26. Conexiones cerchas de fondo.

carros de desplazamiento de las vigas atirantadas, y se trasladaron sobre estas hasta su posición definitiva.

4.4. Cerchas transversales laterales.

Se trata, al igual que las otras cerchas principales de la cubierta, atirantada y de rodadura, de una cercha espacial de 144m de luz con cuatro cordones configurados por perfiles en H armados de 6 x 6 m, con uniones atornilladas mediante cubrejuntas.

Estas cerchas transversales laterales forman junto con las transversales de rodadura los elementos sobre los que se apoya todo el relleno de cerchas tubulares que conforman los paños este y oeste de la cubierta.

A diferencia de las cerchas transversales de rodadura, estas cerchas no tienen sus caras en un plano vertical. Esto se debe a que se unen con la atirantada en la zona ascendente de la misma.

4.5. Cerchas de fondo.

Dada la limitada capacidad de las costillas preexistentes y sus cimentaciones, ha sido necesario suspender las fachadas norte y sur de la propia cubierta fija a efectos de cargas verticales, esta función de cuelgue de las fachadas la cumplen las cerchas de fondo; a efectos de cargas horizontales (viento), la fachada se apoya en las costillas en su parte inferior y en la cercha de fondo en la parte superior.

Esta es la principal función de las cerchas de fondo, pero, además, cumplen las siguientes funciones:

- Servir de apoyo a las cerchas secundarias de cubierta en los fondos, en su extremo exterior, en el extremo interior se apoyan en las cerchas principales.
- Apoyo del *skywalk* en la zona de fondo para lo que se disponen

ménsulas en el cordón inferior coincidiendo con cada montante de la cercha.

- La visera de fachada por encima del *skywalk* también va unida al cordón superior y montantes de la cercha de fondo.

La cercha de fondo se sitúa entre las dos cerchas de rodadura en las que se apoya. A partir de estas, se prolonga solo el cordón superior que forma parte del cordón perimetral que delimita toda la cubierta, apoyándose en la cercha atirantada sobre cartabones en ambos extremos; a continuación de los apoyos, se disponen juntas de dilatación en dicho cordón perimetral.

Las cerchas de fondo están formadas por cordones en cajón armados, los montantes son secciones doble T armados y las diagonales son tubos. Los montantes y las diagonales se unen a los cordones mediante uniones atornilladas con cubrejuntas. El canto de las cerchas es variable, en el norte, desde 5.67m, en el este, a 10.15m en el oeste; en el sur, desde 8.36m, en el oeste, a 10.0m en el este.

Las cerchas secundarias, formadas por perfiles huecos cuadrados, se unen a ambos cordones con uniones atornilladas con chapas de testa. Las ménsulas donde apoya el *skywalk* son secciones armadas en T de canto variable cuyas luces son también variables para adaptarse al contorno de la fachada; salen de las prolongaciones de los montantes a los que se unen con uniones atornilladas con chapa de testa.

La fachada de los fondos cuelga de un perfil hueco cuadrado que une todos los extremos de las ménsulas del *skywalk* mediante uniones articuladas. Está afectada por movimientos verticales importantes debidos a las cargas sobre la cubierta (fija y móvil) que hay que tener en cuenta; como ejemplo, indicar que debido a la apertura (cierre) de la cubierta retráctil produce un desplazamiento vertical de la fachada del orden de 100mm.

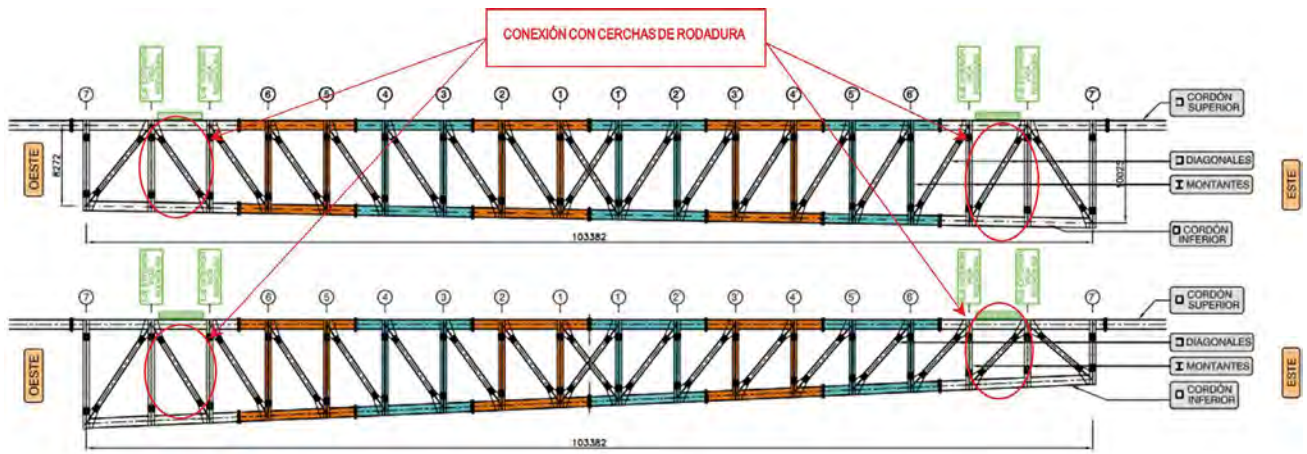


Figura 27. Módulos cerchas de fondo.

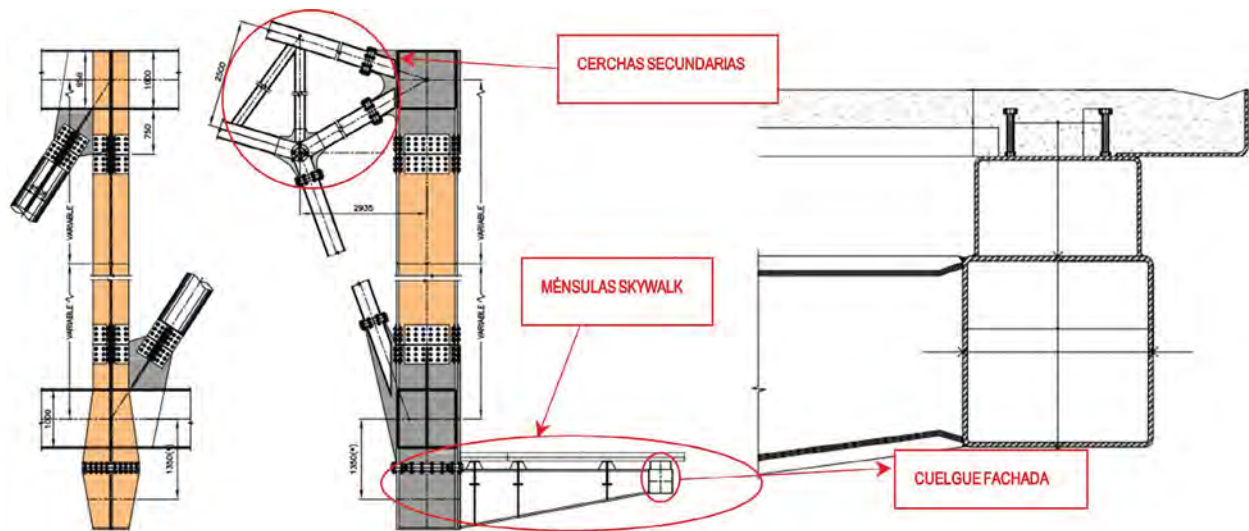


Figura 28. Secciones cerchas de fondo.

Esta fachada está independizada de las fachadas adyacentes, la del edificio del este y la de la corona del oeste cuyas estructuras también son independientes de la de la cubierta fija; estas juntas tienen movimientos relativos importantes.

Lo mismo sucede con el skywalk, que debe tener continuidad en todo el perímetro del estadio, por lo que se han dispuesto losas de transición entre el tramo de fondo y los adyacentes, que tienen que absorber estos movimientos relativos manteniendo su funcionalidad.

4.6. Péndulos en lateral este.

Estos pilares de 50m de altura se ubican en correspondencia con los torreones del este y constituyen los dos apoyos de la cubierta fija del lado este del estadio.

En situación final reciben la carga vertical de las cerchas atirantadas en el lateral este. Para cumplir con el esquema estático de la cubierta, se configuran como elementos pendulares en sentido longitudinal a la cercha atirantada. Esto se materializa disponiendo en cabeza un apoyo metálico esférico análogo al utilizado en el oeste, y en la base una articulación.

Esta articulación permite el giro alrededor de un eje norte-sur e impide el perpendicular.

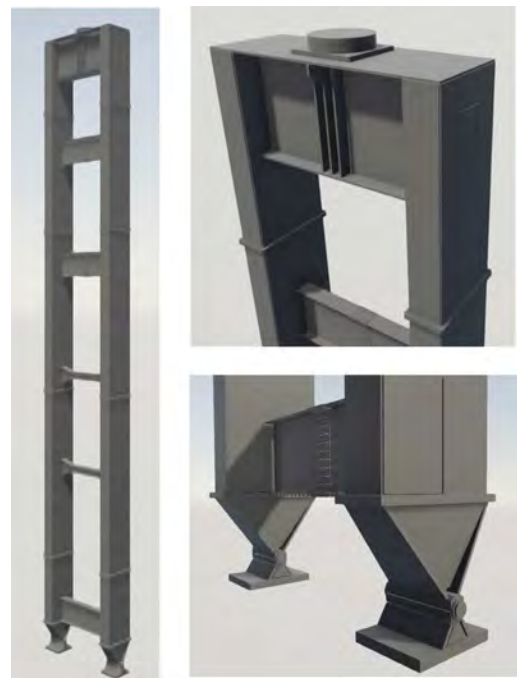


Figura 29. Vista péndulo este.

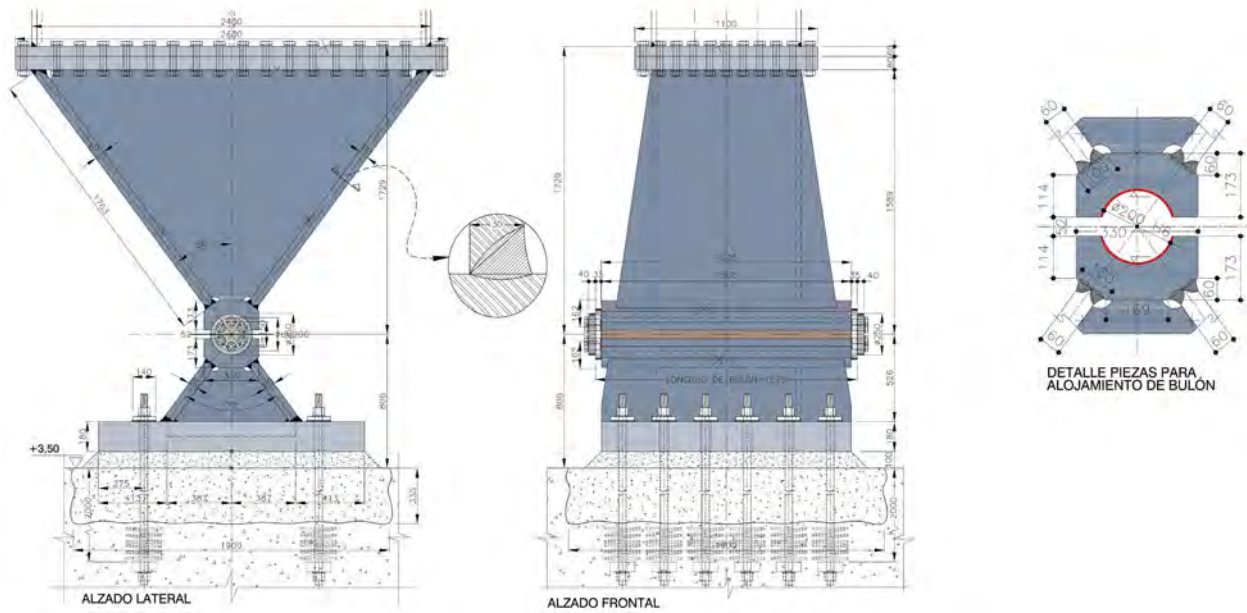


Figura 30. Detalle rótula péndulo este.

- Chorroado Ra1 a realizar no antes de 8h del resto del tratamiento.
- Pulverización con EVERLUBE 620 C de 12µm de espesor.
- Curado durante 1h a 200°C.

Figura 31. Detalle especificación en pliego lubricación rótula.

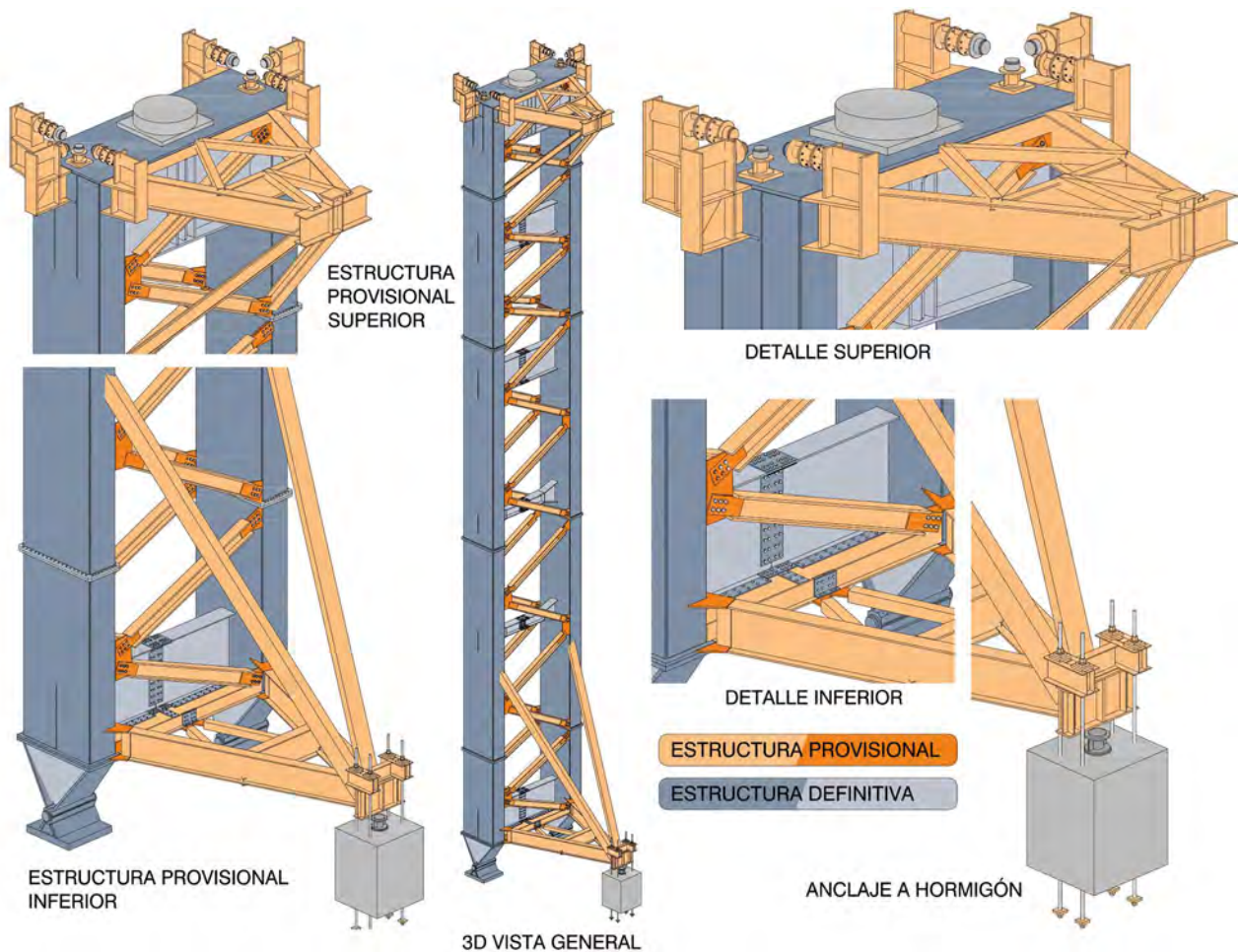


Figura 32. Estructura auxiliar péndulos este durante la construcción.

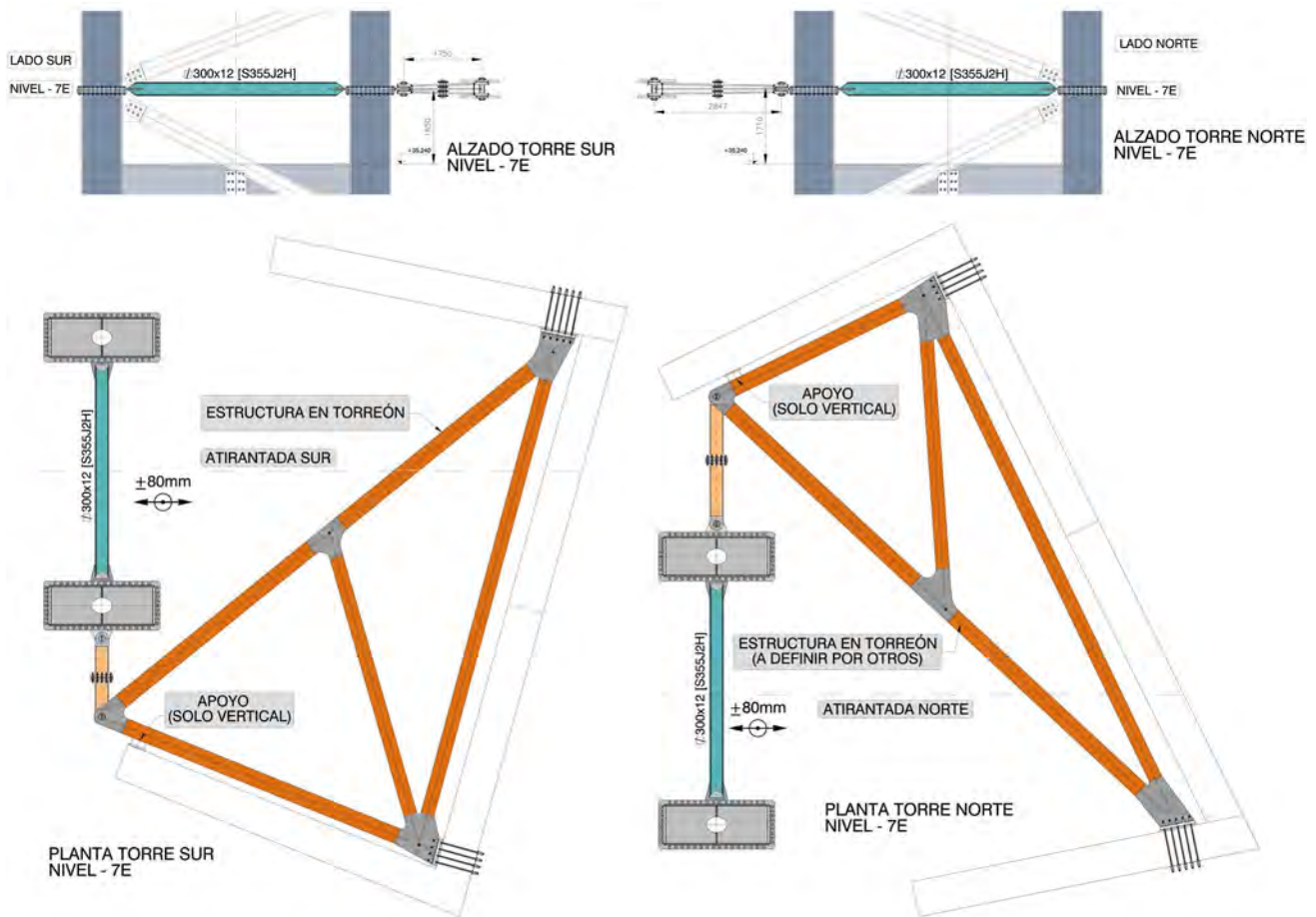


Figura 33. Anclajes péndulos este a torreones durante la construcción.

Cada péndulo está compuesto por dos patas separadas 6m entre sí. Cada pata es un cajón de 2mx0,9m con chapas de 30mm en el sentido largo y chapas de 60mm en la dimensión corta.

Las dos patas están unidas entre sí mediante presillas de 1.8m de canto distanciadas entre sí entre 12 y 10m en función de los requerimientos de uso de los torreones donde quedarán envueltas.

Por cada una de las patas de cada péndulo llegan 4000t mayoradas a la cimentación. Esto implica que la articulación de cada pata tiene que funcionar soportando dicha carga de compresión.

Con el fin de que el bulón de la rótula no se bloquee bajo una carga tan importante, las especificaciones de la cuna y el bulón que conforman la articulación tuvieron que ser muy restrictivas. Toda la zona de la articulación y cunas se fabricaron en acero S690QL y el bulón de 200mm de diámetro y 1500mm de longitud era de 36CrNiMo16+QT. Un aspecto esencial del diseño de este detalle era que la presión a la que estaba sometido el bulón impedía la lubricación de este con productos líquidos tradicionales teniendo que recurrir a soluciones más especiales como los lubricantes sólidos empleados en la industria aeroespacial. Se desarrolló un procedimiento de aplicación y ensayos para garantizar el correcto funcionamiento de la rótula.

Durante la construcción del estadio, el péndulo pasó por varios esquemas estáticos diferentes. Primero, durante su pro-

pio montaje, donde se le añadió una tercera pata formando un triángulo en planta para que fuese estable convirtiendo de este modo el péndulo en una ménsula. Este empotramiento inferior también fue necesario para poder montar la cercha atirantada desde ese lado. Esta tercera pata a su vez era regulable en altura, lo que permitía ajustar longitudinalmente la inclinación del péndulo y mover así las cerchas atirantadas en esa dirección en las últimas fases de su montaje. Una vez conectadas las dos mitades de las cerchas atirantadas se procedió a soltar esta tercera pata del péndulo volviendo a estar articulado en su base.

También hubo que añadir un tercer punto de apoyo superior para empotrar las primeras dovelas de la cercha atirantada que se montaban encima del péndulo. Esta configuración se mantuvo hasta que se llegó con la prolongación de la cercha atirantada hasta la vertical del atirantamiento trasero y se aseguró que el centro de gravedad del conjunto de cercha montado estaba hacia el centro del campo traccionando de este modo dichos cables trasero.

Por otra parte, la carga horizontal de la cubierta fija norte-sur en el lateral este se transmite al edificio este en la configuración definitiva de la estructura. Pero durante el montaje de la cubierta, el edificio del este todavía no se había construido por lo que el esquema debía ser distinto. Esto obligó a disponer en los péndulos arriostamientos adicionales, para transmitir con mayor rigidez los esfuerzos norte-sur a la propia cimentación, conectándose además longitudinalmente al torreón adyacente que se iba construyendo al mismo tiempo.

5. PROCESO CONSTRUCTIVO Y ESTRUCTURAS AUXILIARES

El proceso constructivo previsto combina, técnicas de avance en voladizo, heavy lifting y desplazamiento transversal de paños para conseguir montar toda estructura resistente desde el exterior.

En cada fase se ha asegurado un esquema resistente adecuado, pues aún no se había configurado el esquema final, de modo que en todas las fases intermedias el nivel de seguridad fuese igual, si no superior, al de la situación final.

En el esquema resistente final del proyecto se utilizan como elementos básicos dos cerchas atirantadas orientadas en dirección oeste-este y que transfieren sus cargas a cuatro puntos de apoyo. Estas cerchas son también esenciales en el proceso constructivo previsto para la totalidad de la cubierta.

5.1. Avance en voladizo de las cerchas atirantadas y montaje de las cerchas de fondo.

El propio montaje de estas cerchas se realizó completamente desde el exterior del estadio, mediante avance en voladizo desde ambos extremos, confluyendo en el centro.

Para que este montaje fuese posible, los pilares del este, biarticulados longitudinalmente se referenciaron durante estas fases a sus torreones y en el oeste el apoyo articulado final se empotró transversalmente.

En el plano de las cerchas, la necesaria estabilización de cada voladizo se consiguió disponiendo una prolongación de la cercha atirantada hasta alcanzar la vertical de un contrapeso dispuesto a 30.0m de la torre de apoyo. Antes de llegar a dicho contrapeso, para que las primeras dovelas fuesen estables, hubo que proporcionarlas un punto de apoyo adicional, tanto en los trípodos del oeste como en los péndulos del este.



Figura 34. Vista montaje cerchas atirantadas.

La grúa utilizada para el avance en voladizo era una grúa en celosía LR600, que montaba sucesivamente dovelas de 12.0m de longitud con uniones atornilladas para asegurar el ritmo de montaje requerido. Además, se simultaneó el montaje de las dos cerchas con dos equipos independientes.

Tras la confluencia aproximada en el centro, se debía colocar la dovela de cierre pieza a pieza. Para realizar la aproximación definitiva, se actuó en el gato vertical de la tercera pata del péndulo que permitía que éste pudiese inclinarse longitudinalmente hasta conectar las primeras piezas de la dovela de cierre. Posteriormente, se realizó la igualación de tangencia entre los dos lados de la cercha, actuando sobre los cables verticales de atirantamiento traseros, lo que permitió terminar de montar la dovela de cierre y restituir los esfuerzos previstos en el cálculo de esta cercha.

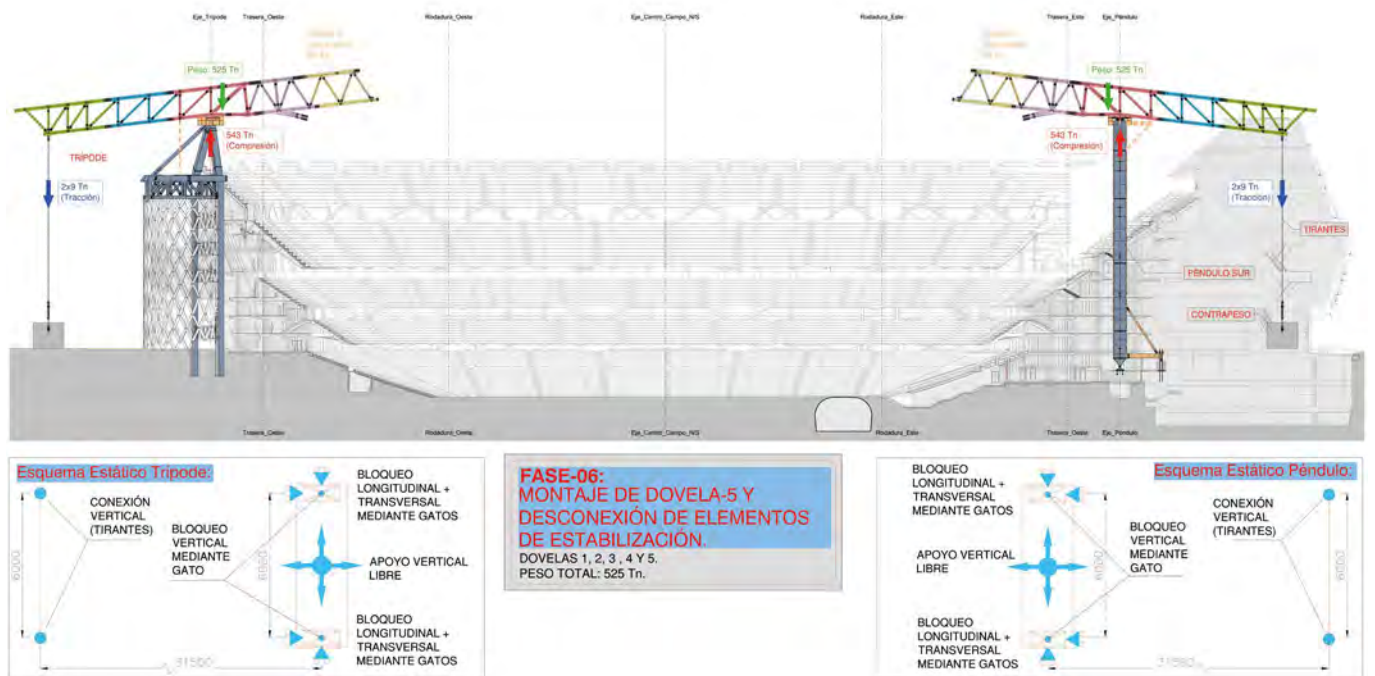


Figura 35. Esquema estático al llegar al tirante trasero.



Figura 36. Vistas montaje cerchas atirantadas.



Figura 37. Vista aérea montaje cerchas atirantadas.

A continuación, se completó el sistema de atirantamiento inferior de la cercha que se puso en carga actuando de nuevo sobre el sistema vertical de atirantamiento trasero.

Una vez realizada esta operación, se retiraron los atirantamientos traseros verticales y sus contrapesos. Para conseguir el esquema isostático deseado, también se liberó en este momento las articulaciones de la base de los péndulos, quedando en sentido este/oeste, fijas en las torres de la Castellana y libres en los péndulos de la Calle Padre Damián.

Para poder continuar con el montaje de todos los elementos transversales, era necesario completar en esta fase la estabilización transversal de las cerchas atirantadas con objeto de poder servir de carriles para trasladar los paños de la cubierta.

La idea era proporcionar unos apoyos verticales auxiliares en una alineación distinta de la formada por cada cercha atirantada. Para ello, se continuó con el montaje de la estructura de cubierta de los fondos norte y sur, que a través de las prolongaciones de las cerchas transversales se apoyaban en unas torres provisionales situadas en los fondos.

Una vez montadas las prolongaciones de las cerchas transversales de rodadura conectándolas a la cercha atirantada y a sus torres de apeo, se procedió al montaje de la cercha de fondo situada entre dichas prolongaciones. Estas cerchas de fondo, además de servir de apoyo para las cerchas de relleno en los fondos, sirven como soporte de la estructura de fachada en esta zona.



Figura 38. Vista cierre cercha atirantada.

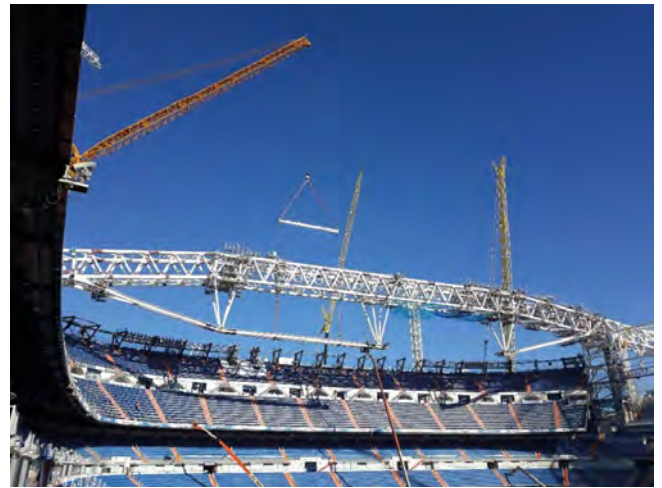


Figura 39. Vista montaje tirantes.

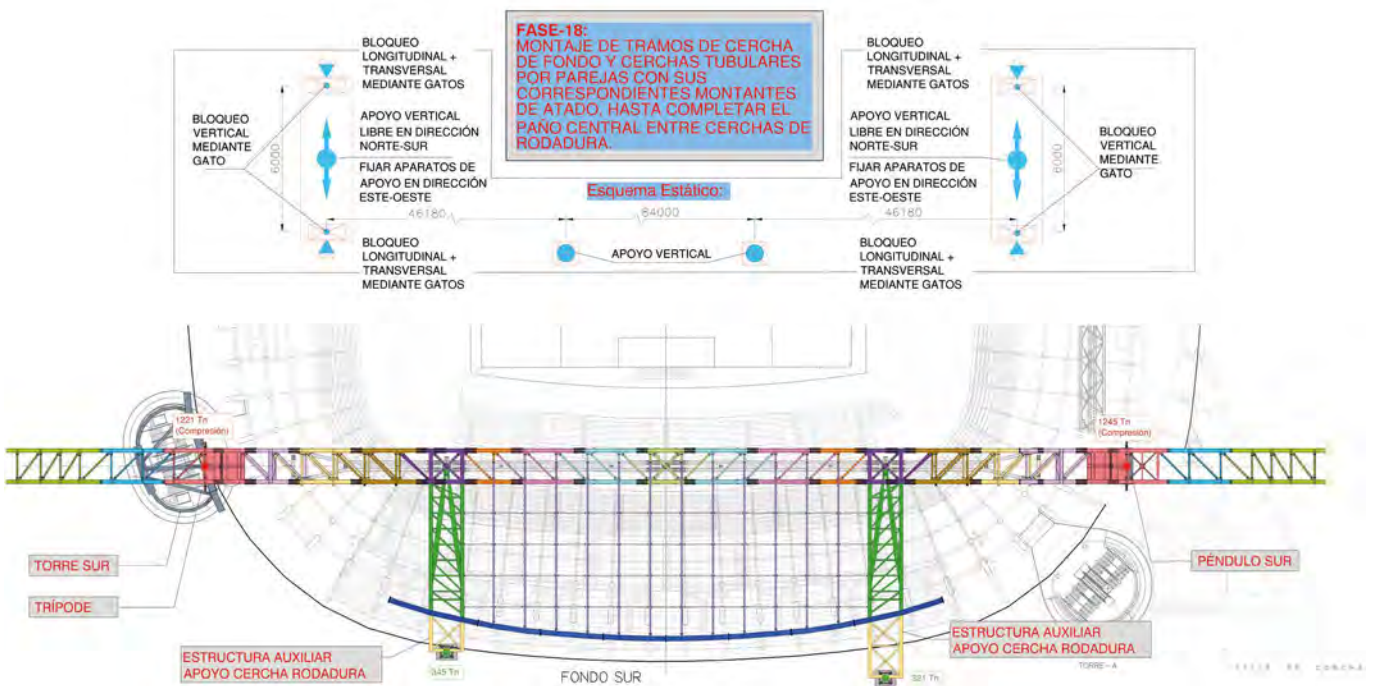


Figura 40. Esquema estático durante la construcción.

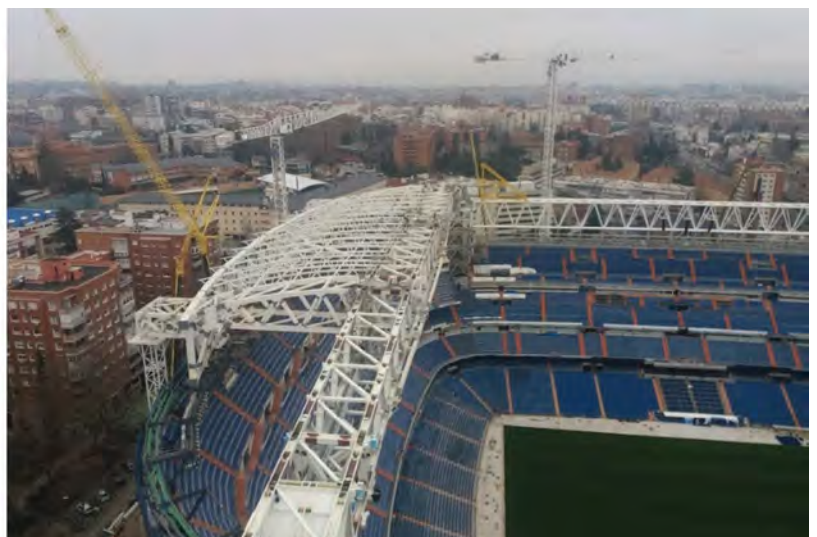
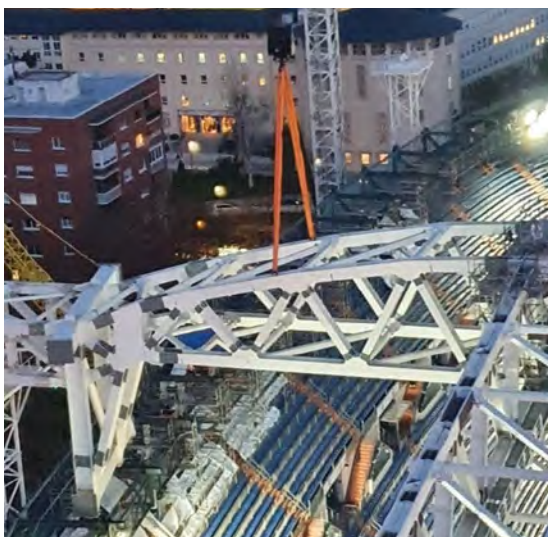


Figura 41. Montaje prolongación cercha transversal de rodadura y cercha de fondo.

Tras estas operaciones, las cerchas principales estaban en disposición de convertirse en medio auxiliar de montaje para gran parte de la cubierta del estadio, incluso se utilizaron en el desmontaje de la cercha actual del lateral este.

Este importante medio auxiliar permitió trabajar de modo continuo y siempre desde el exterior del estadio, sin afección al campo y/o a las gradas.

Como las cerchas transversales embrochalaban en las atirantadas a su mismo nivel hubo que diseñar y fabricar unos carros de traslación que permitiesen esa conexión. Estos carros se movían utilizando las alas de los perfiles como carril y estaban dotados de dispositivos de ajuste de posición de las piezas transportadas. Se hablará de ellos en el apartado de estructuras auxiliares. Todas las uniones atornilladas de las cerchas atirantadas debían llevar los cubrejuntas retranqueados con respecto al borde del ala del cordón superior para permitir el paso de las ruedas de los carros de traslación.



Figura 42. Unión atornillada cercha atirantada y paso de carretones.

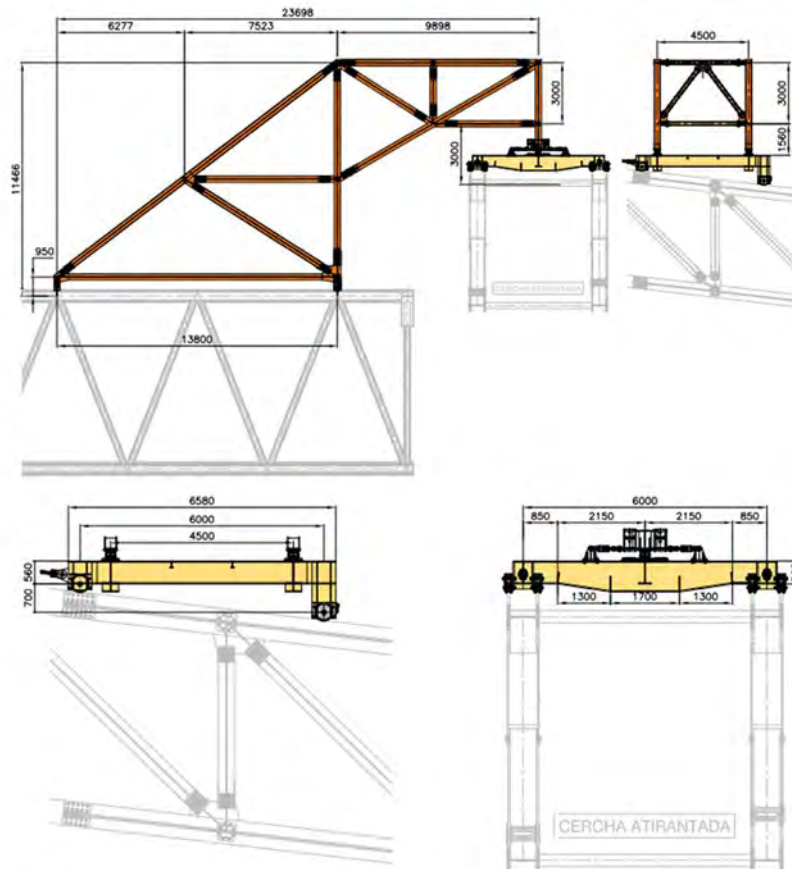


Figura 43. Elementos retirada cercha del este.

5.2. Retirada cercha lateral este

Llegado este punto, no se podía continuar con el montaje de la cubierta sin retirar la antigua celosía del este que sujetaba la cubierta de ese lateral. Para ello, también se utilizaron las cerchas atirantadas como carriles para el desplazamiento de esta cercha hasta su punto de descenso. Se diseñaron unos carros de apoyo y deslizamiento que mediante unos gatos cogían la antigua cercha, la apoyaban en el carro que se desplazaba a su vez sobre las cerchas atirantadas recién colocadas.

Sin embargo, dado el frenético trabajo alrededor del campo fue complicado encontrar un espacio disponible para depositarla en el suelo. Inicialmente se había pensado sacarla por el lateral de la Castellana, obligándola a recorrer toda la longitud de las cerchas atirantadas. Pero, finalmente, se encontró una posibilidad de poderla bajar por el lado este compatibilizando la operación con la construcción del parking y del edificio este. Hasta que llegase el momento justo en el que se pudiese bajar la cercha al suelo, se optó por desplazarla hasta una posición de parking provisional sobre las propias cerchas atirantadas donde no molestase con el montaje del resto de los paños de la cubierta. Finalmente, cuando hubo espacio en el suelo para depositarla, se trasladó hasta el borde de las prolongaciones de las cerchas atirantadas donde fue cogida por dos grúas (LR600 y LR750) y descendida al suelo para desmontarla.

5.3. Elevación y traslado de paños de cubierta.

Para completar la cubierta, era necesario rellenar el espacio entre las dos cerchas atirantadas. Esta era la misión de los dos paños compuestos por dos cerchas transversales cada uno. Estas cerchas se armaron sobre una plataforma elevada que se dispuso en el lateral de la Castellana. La plataforma permitía montar dos cerchas a la vez mientras se continuaba con el uso habitual del estadio y disponía de un sistema de ripado con el que se podía mover la segunda cercha que se estaba montando en paralelo a su posición de izado una vez levantada la primera.



Figura 44. Elevación cerchas transversales.

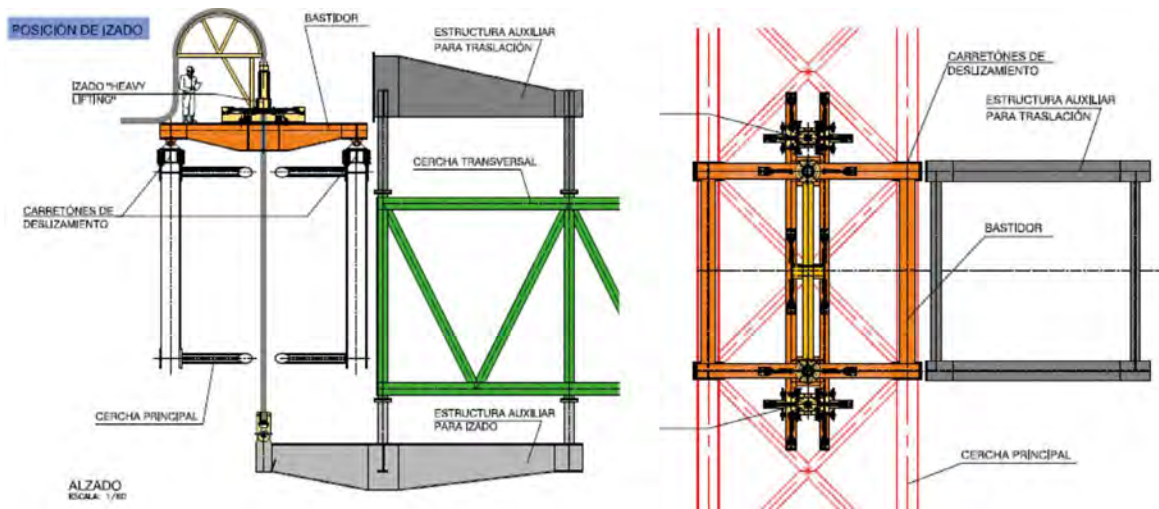


Figura 45. Sistema de izado cerchas transversales.



Figura 46. Desplazamiento paño del este.



Figura 47. Vista aérea montaje de la cubierta.

Una vez armada cada cercha transversal de 144.0m se levantaba mediante equipos de heavy lifting hasta los carros de traslado dispuestos sobre las cerchas principales. En ese momento se realizaba la transferencia de carga desde los gatos de heavy lifting a los carros de desplazamiento.

A continuación, se desplazó la cercha horizontalmente hacia el este, hasta una posición que permitía, tras el izado análogo de otra cercha transversal, la configuración del paño este de la cubierta rellenándolo con cerchas tubulares de 2.5m de canto colocadas mediante grúas. Una vez acabado, se trasladó como conjunto hasta su posición definitiva.

Este proceso de traslado transversal del paño este desde la Castellana hasta su posición definitiva fue probablemente una de las operaciones más complejas de todo el proceso de montaje. En primer lugar, la cercha atirantada no era toda recta ya que en su primera parte forma una rampa que hay que subir y luego bajar en su parte final. Eso implica tener que hacer dos transiciones de pendientes con una estructura rígida.

Para que la estructura no se viese afectada durante el desplazamiento y siempre estuviese isostáticamente apoyada en los carros de deslizamiento estos disponen de una barra de conexión articulada entre ellos. Además, cuentan con un gato con un apoyo esférico en la conexión entre gato y estructura que permite girar las cerchas para adaptarlas a su posición definitiva. De todo esto se hablará más adelante en el apartado de estructuras auxiliares.

Así es como el montaje de la parte de la cubierta del este se independizó de la demolición y ejecución de los edificios de este lateral, evitando cualquier tipo de interferencia con los mismos.

El paño del oeste, con sus dos cerchas transversales, se montaron de modo análogo, pre-armándolas en la plataforma de la Castellana, izándolas, y trasladándolas, completando de este modo la estructura principal de la cubierta fija. Los voladizos laterales y las esquinas de la cubierta que completaban su forma se montaron con grúa desde el exterior del estadio.

5.4. Montaje cubierta retráctil.

El montaje de las cerchas de la cubierta retráctil se efectuó mediante dos grúas en celosía LR800 y LR600, que actuaron desde el fondo norte. Las cerchas híbridas acero-composite, se armaron en una plataforma dispuesta en dicho lateral, incluyendo sus equipos de traslación/elevación y se izaron sucesivamente hasta una misma posición sobre las cerchas de rodadura, lo que permitió acortar el radio requerido.

Las cerchas del fondo sur se trasladaron hasta su posición haciendo uso de su propio sistema de rodadura.



Figura 48. Montaje cerchas cubierta retráctil.

5.5. Medios auxiliares.

Para el proceso de montaje de la cubierta fija, hubo que diseñar gran cantidad de estructuras auxiliares. Las más significativas fueron las empleadas en los montajes y traslados de los paños del este y oeste. En particular, se utilizaron un conjunto de tres estructuras auxiliares principales: una estructura de izado, una estructura de cuelgue y un conjunto de carretes deslizantes para desplazar todo el paño a su posición definitiva.

Estructura de izado.

Para entender el concepto planteado para el izado, primero hay que especificar que todas las uniones definitivas entre cerchas atirantadas y cerchas transversales se producen en el mismo plano horizontal, es decir, las cerchas van embrochadas unas con las otras.

Además, para que sobre las cerchas atirantadas solo actúen cargas verticales, el único modo de izar las cerchas transversales era situar el eje de izado en el centro de la separación entre los dos cordones de las cerchas atirantadas.

Esto obligó a diseñar una estructura que fuera capaz de salvar la distancia horizontal entre este eje de izado y la conexión con las cerchas transversales (3m estrictos a borde de cordón). Esta estructura se denominó “estructura de izado”. Se trata de una pareja de vigas arriostradas entre sí situadas bajo las cerchas transversales y que sobresalen hasta alcanzar la vertical del punto de izado. En el extremo de cada una de estas vigas se conecta un punto de izado.

El motivo por el que esta estructura se colocó bajo las cerchas transversales es que en la parte superior de las mismas se situaba la “estructura de cuelgue” que es la que conectaba las cerchas transversales con los carretes de traslación. Por ello, fue necesario colocar esta estructura de izado en su posición antes de empezar con el montaje de las cerchas a izar ya que éstas iban colocadas sobre ella.

En los nudos de las cerchas transversales es donde se conectaba esta estructura de izado. El nudo delantero, debido a la compresión que producía la excentricidad del punto de izado en este primer apoyo, estaba unido al cordón inferior de la cercha transversal. La unión trasera estaba por lo tanto a tracción por lo que se decidió colgar dicha conexión de un nudo superior de la cercha a izar mediante barras.

Estructura de cuelgue.

Una vez izada la cercha transversal y llegada a la altura correspondiente al plano de los cordones, fue necesario apoyar la cercha izada sobre los carretes que la desplazarían a su posición definitiva. Esta es la función de la estructura de cuelgue.

Al igual que sucede con la estructura de izado en referencia al punto de izado, el peso de las cerchas transversales debía reposar en el eje longitudinal de la cercha atirantada para ser repartido por los carros de traslación a partes iguales a los dos cordones superiores por los que rueda. Esta era la misión de la estructura de cuelgue. Esta estructura se conectaba a los nudos superiores de la cercha transversal y se alargaba hasta llegar al centro de los carros de deslizamiento. Para asegurar un perfecto apoyo articulado sobre los carros, la estructura de cuelgue se apoyaba sobre el carro mediante un gato ENER-PAC ® de 700Tons. Dicho gato contaba con una rótula en

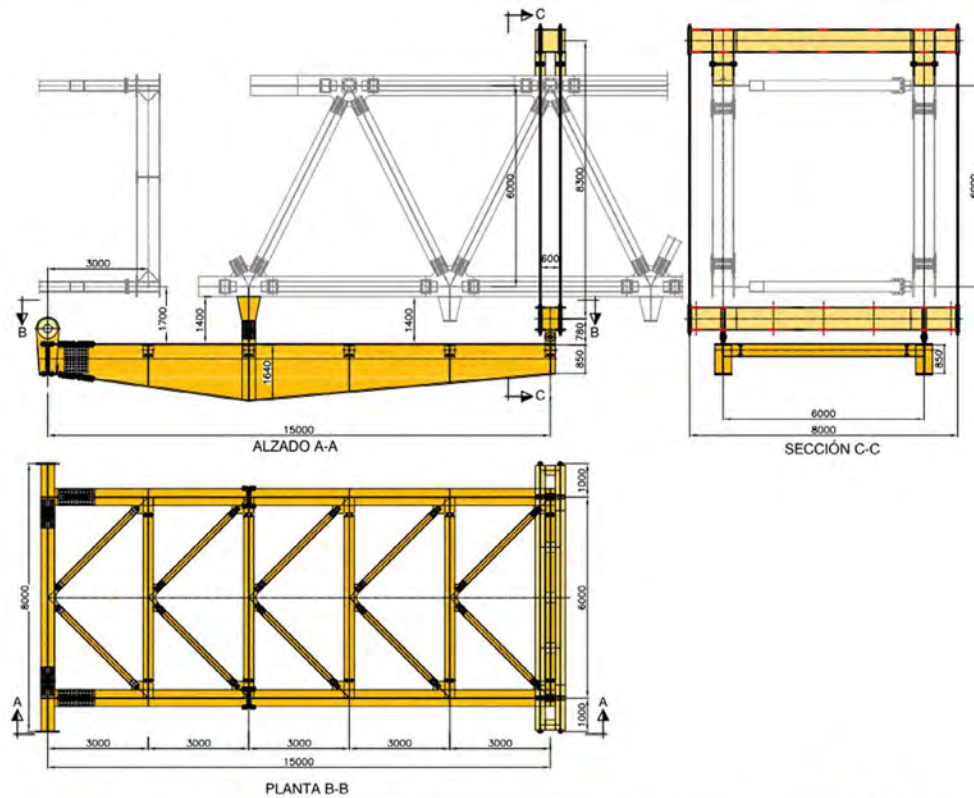


Figura 49. Vista estructura de izado.

cabeza y con una regulación en cota de $\pm 50\text{mm}$, así como de un sistema de ajuste transversal mediante una superficie deslizante con un gato de eje horizontal y $\pm 75\text{mm}$ de carrera.

Adicionalmente, la estructura de cuelgue disponía de un sistema que permitía rotar y bloquear en su eje longitudinal la cercha transversal. Este sistema estaba compuesto por dos gatos separados 4,6m conectados al carro de traslación. Actuando sobre uno de ellos y gracias a la articulación del gato, se podía modificar este giro longitudinal de la cercha transversal. Esto era necesario ya que las cerchas transversales se montan y se izaban con sus caras laterales verticales, pero ésta no era su posición definitiva ya que las cerchas transversales

laterales embrochalaban en la cercha atirantada en la parte inclinada de ésta lo que provocaban que las cerchas transversales debían tener este mismo giro para poder conectarse.

Carros de izado y traslado.

Los carros de izado y traslado fueron los encargados de repartir la carga de las cerchas transversales isostáticamente a los cordones de las cerchas atirantadas ya sea durante el izado o el traslado. Cada carro estaba compuesto por un bastidor que apoya en cuatro bogies dobles articulados con un total de 16 ruedas de 40cm de diámetro que encajaban en las alas de 65mm de los cordones.

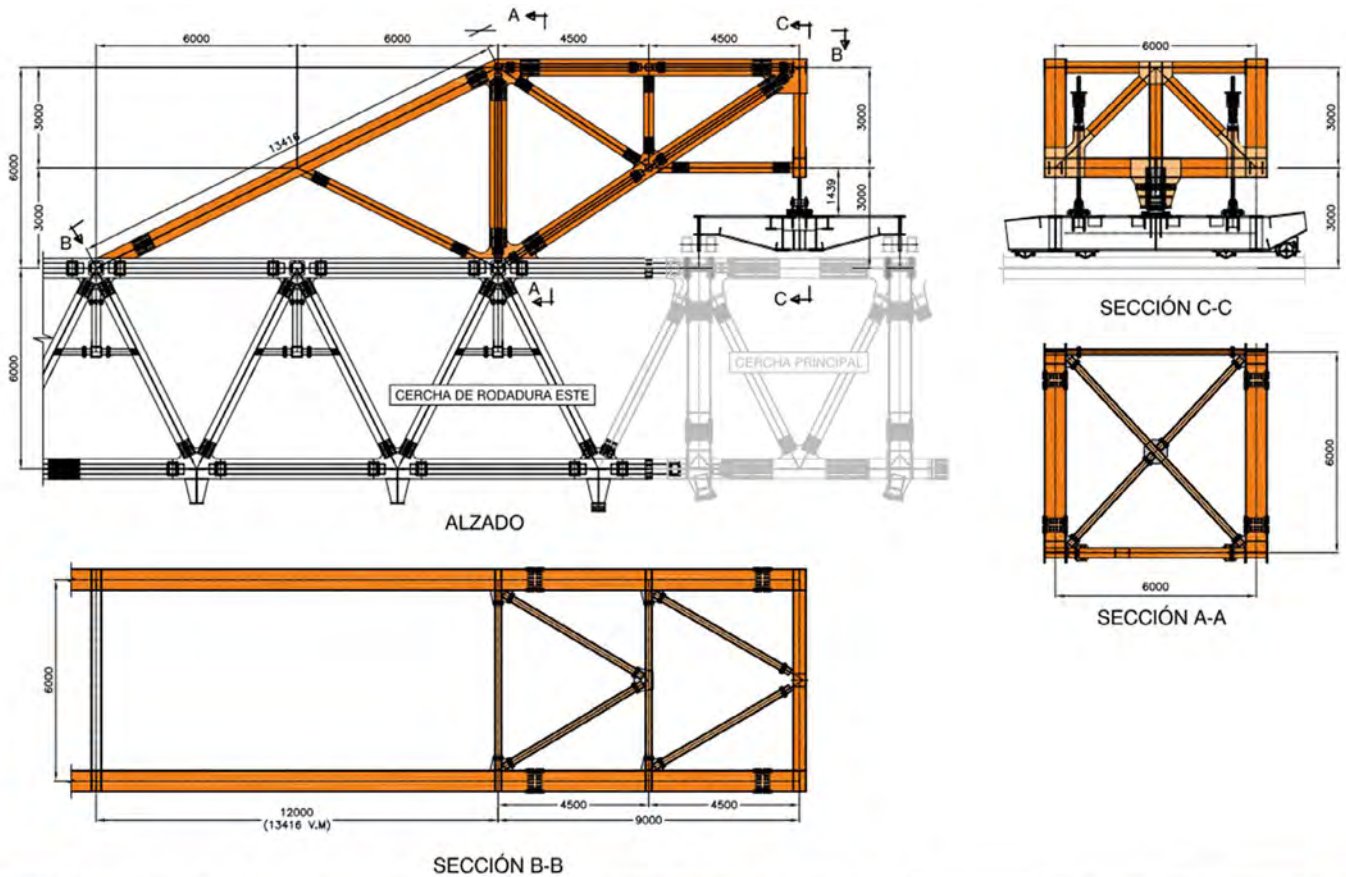


Figura 50. Vista estructura de cuelgue y gato de apoyo.

Estos carros se usaban durante todo el proceso, ya que, en primer lugar, son desde los que se izaron las cerchas transversales. Para ello, los dos gatos de izado del heavy lifting estaban dispuestos en el eje longitudinal del carro, separados 8m, uno en su parte delantera y otro en la trasera. Estos gatos contaban a su vez con un dispositivo de ajuste de posición para poder corregir pequeños movimientos en planta.

Tras el izado, su función cambiaba y servían de apoyo a la estructura de cuelgue situando el gato de conexión en el centro del carro de traslación. También se utilizaban como punto de apoyo para el sistema de giro y bloqueo longitudinal de las cerchas transversales.

Para la fase de traslado, el paño quedaba apoyado en 4 carros, uno en el extremo de cada cercha transversal. Con el fin de que no se transmitiese ningún tipo de carga adicional al paño de la cubierta, los carros delanteros y traseros de cada cercha atirantada se unían mediante una cadena con “eslabones” que transmitía el tiro desde el carro delantero hasta el trasero. Estos eslabones de la cadena eran necesarios ya que en el camino a recorrer había dos quiebros correspondientes a los cambios de pendiente de la cercha atirantada. Cuando el carro delantero pasaba el quiebro, pero el trasero todavía no, la cadena que los unía debía poder quebrarse.

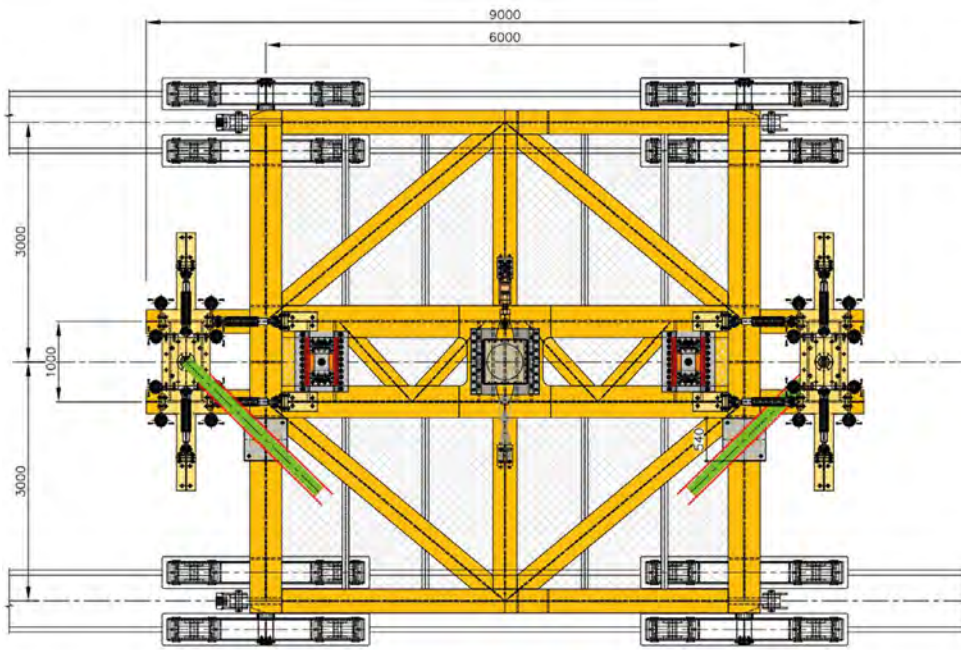


Figura 51. Vista carros de izado y traslación.

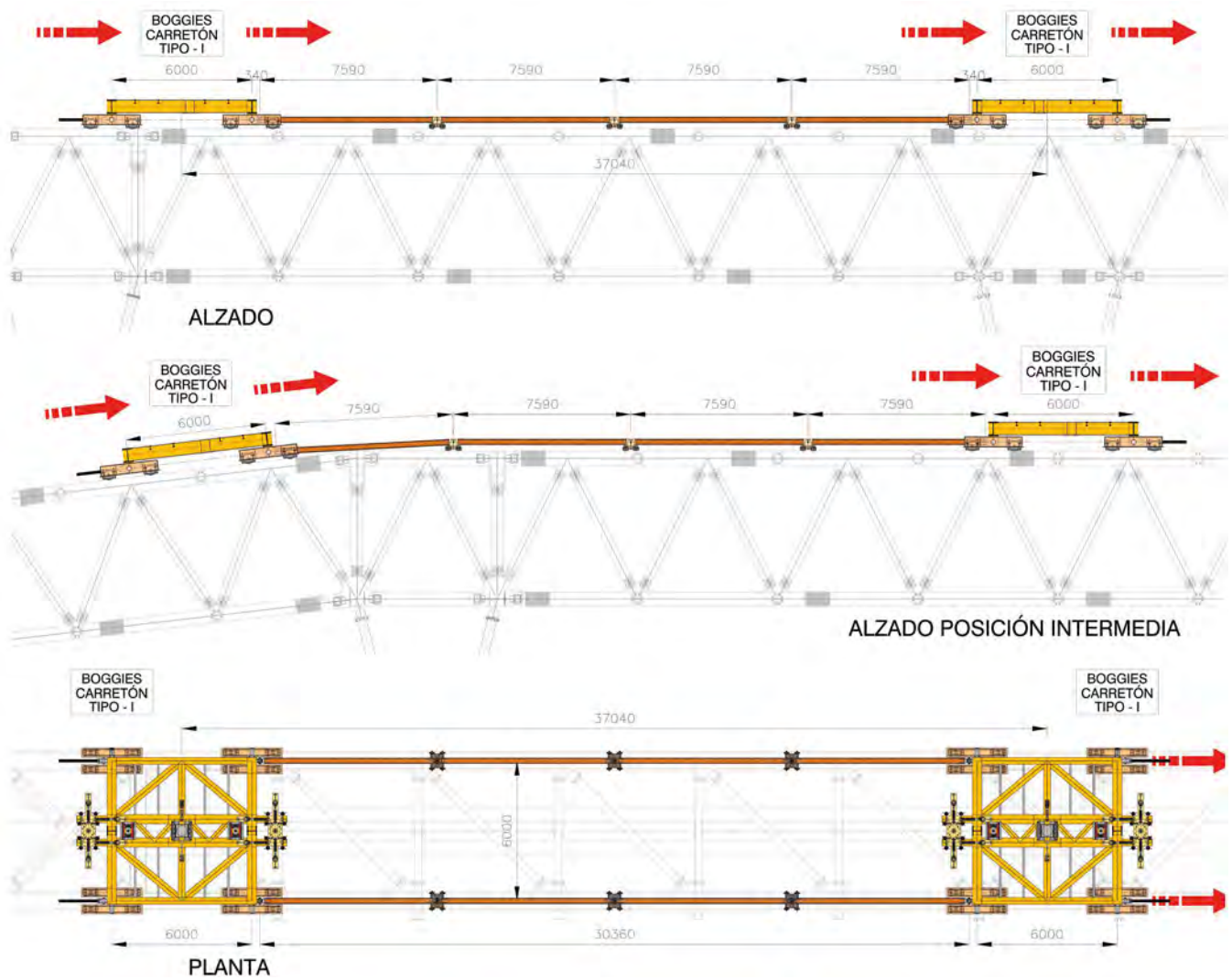


Figura 52. Sistema de atado carros de traslación.

Para poder realizar el movimiento, todo el conjunto estaba unido a una central de tiro por uno de los extremos y a una central de retenida por el extremo contrario. Dicha unión se materializaba por un conjunto de 7 cables. Tirando de dichos cables se desplazaba cada paño hasta su posición definitiva. Los gatos de tiro/retenida estaban unidos mediante un elemento al cordón superior de la prolongación de la cercha atirantada.

6. DISEÑO DE ALGUNOS ELEMENTOS SINGULARES

6.1. Losas basculantes y dispositivos de centrado mecánico en skywalk.

Uno de los elementos singulares de la cubierta fueron las losas de transición en el nivel de Skywalk que hubo que diseñar para compatibilizar los movimientos entre los fondos norte y sur y las estructuras de los edificios este y oeste.

Como ya se ha comentado en este documento, las fachadas norte y sur van colgadas de la cubierta a través de las cerchas de fondo que sirven a su vez como base a la estructura de Skywalk de los fondos y que rodea todo el estadio. Los movimientos de la cubierta son diferentes a los de los edificios laterales y además varían considerablemente en función de las distintas posiciones de la cubierta retráctil.

Los movimientos diferenciales entre laterales y fondos podían llegar a los $\pm 250\text{mm}$ en dirección norte/sur, $\pm 100\text{mm}$ en dirección este/oeste y $\pm 300\text{mm}$ en vertical.

Con el objetivo de absorber los movimientos en las dos direcciones en planta, los cuatro forjados de las losas basculan-

tes se materializaron divididos en piezas alargadas a modo de bandejas independientes que podían deslizar unas respecto a las otras. En la interfaz entre bandejas se dispuso una junta capaz de absorber movimientos de acercamiento o separación entre las mismas, y movimientos de cizalla entre dos piezas consecutivas.

En las conexiones a los edificios se diseñaron a nivel de la estructura, unos detalles mediante bulones y rótulas esféricas que podían entrar o salir de la losa para adaptar dichos movimientos longitudinales y transversales en planta.

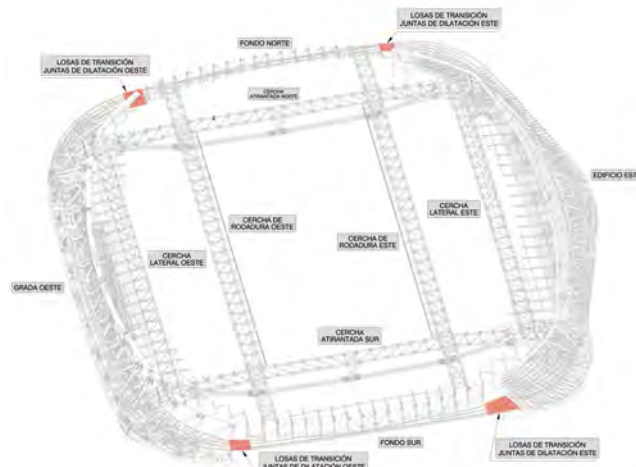


Figura 53. Posición puentes basculantes.

El problema surgía entonces en cómo disponer un punto fijo longitudinal en la estructura si ambos extremos presentaban anclajes móviles en sentido longitudinal. Para ello se diseñó un sistema de centrado mecánico. Este sistema mediante una serie de barras y levas con distintas geometrías provocaba que

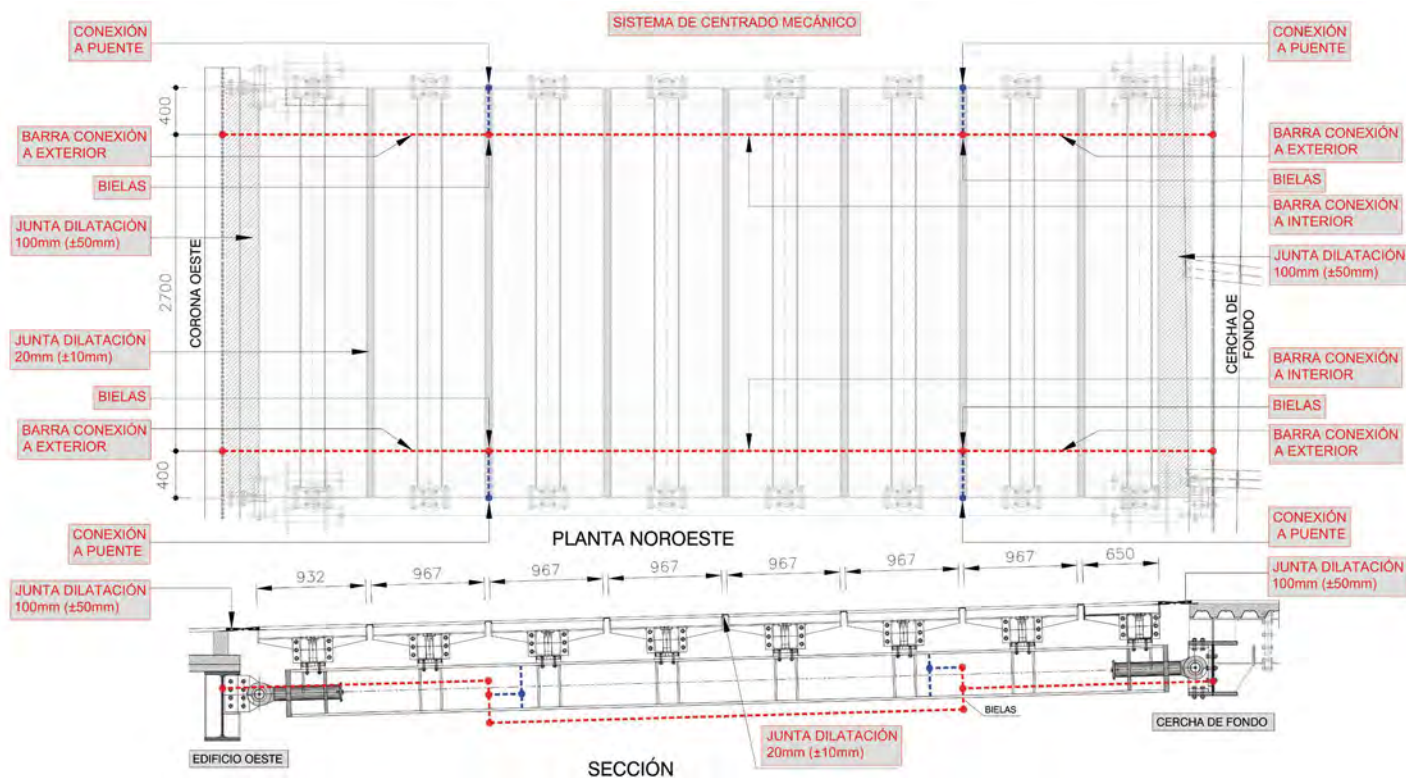


Figura 54. Esquemas puentes basculantes.

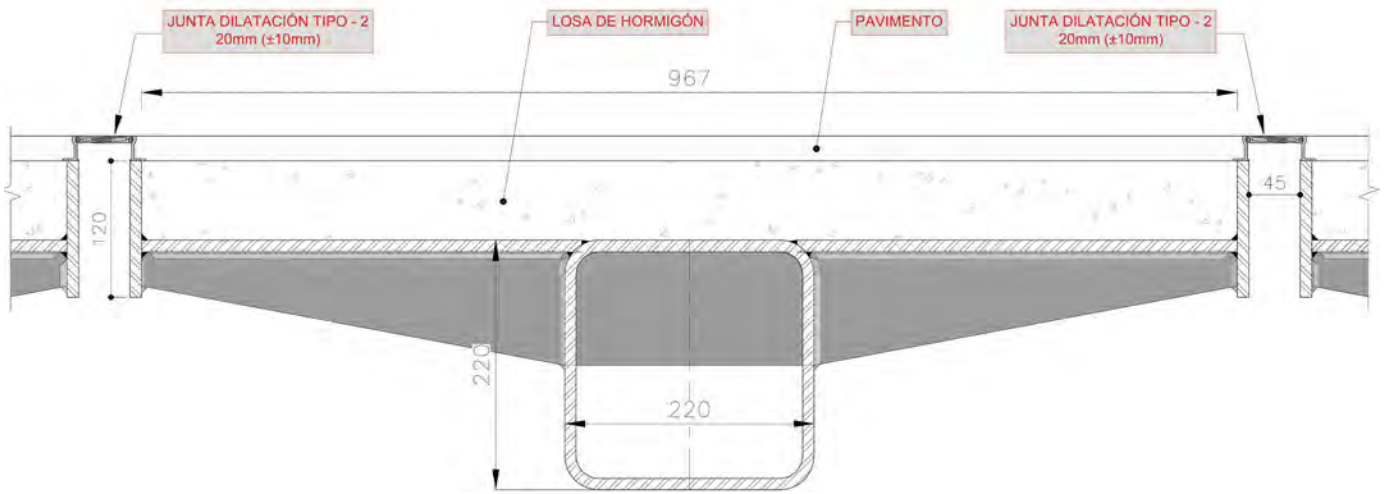


Figura 55. Sección bandeja puente basculante.



Figura 56. Prueba de funcionamiento puentes basculantes.

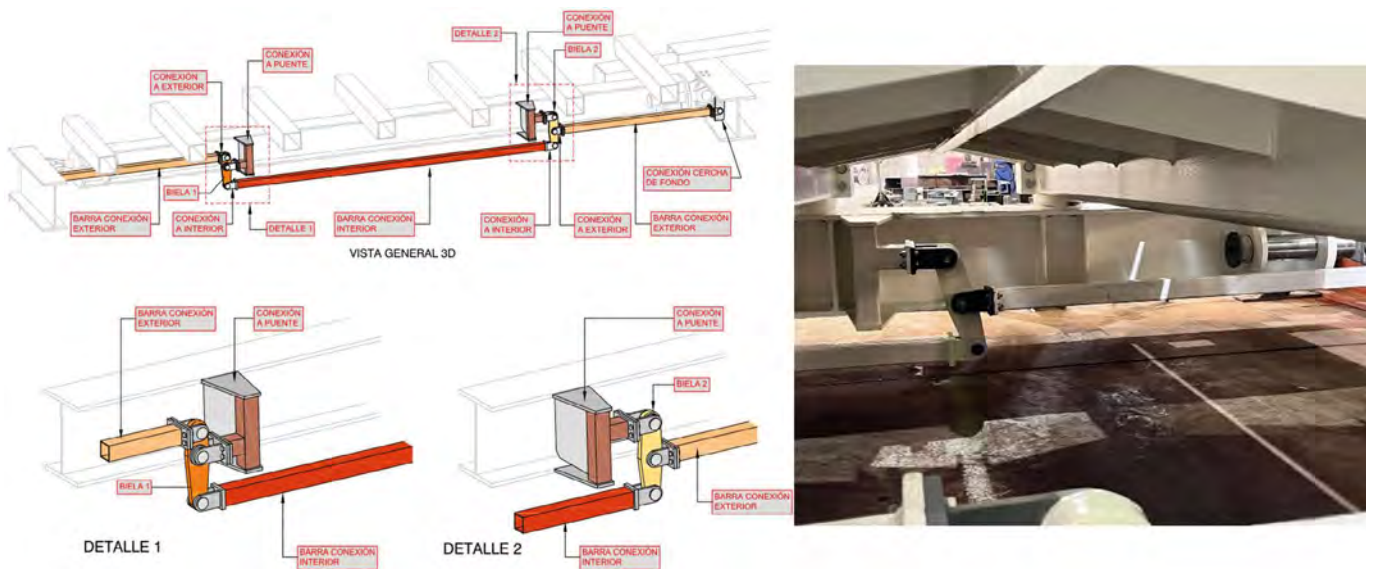


Figura 57. Sistema de centrado mecánico puentes basculantes.

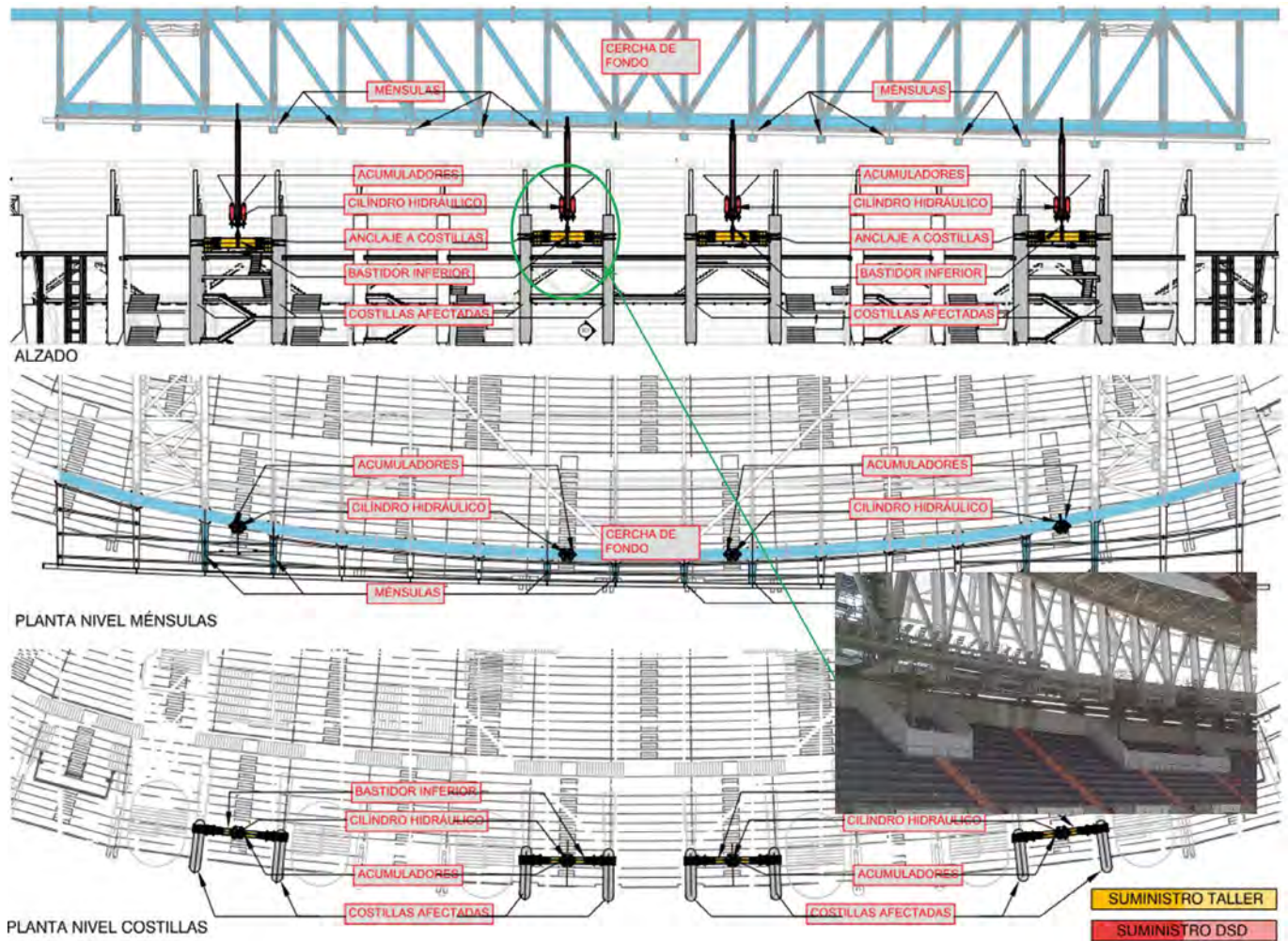


Figura 58. Vista general sistema en fondos.

cualquier desplazamiento horizontal se repartiese equitativamente entre los dos lados de la losa, consiguiendo que, a efectos prácticos, el punto fijo longitudinal se situase en el centro de vano de la losa.

De esta estructura se realizó un montaje en blanco completo en taller para comprobar su correcto funcionamiento.

6.2. Dispositivo de apoyo controlado en fondos.

6.2.1. Objeto del sistema.

Durante la propia ejecución de la obra, se produjeron continuos incrementos de cargas, por requisitos arquitectónicos, con respecto a las utilizadas en el diseño de elementos ya fabricados, en particular en la zona adyacente a los fondos. Para compensar dichas desviaciones hubo que buscar soluciones imaginativas no previstas inicialmente.

Por cada fondo, el incremento de carga podía estimarse en unas 400t. Por ello, algunos elementos de la estructura ya montados veían su coeficiente de seguridad reducido.

La idea fue apoyar en las costillas de los fondos una cantidad de carga equivalente a este aumento, pero sin modificar la respuesta de la estructura frente a sobrecargas de uso o viento. Frente a estas sobrecargas, la cubierta funciona como si no existieran estos apoyos. De este modo, las costillas, que

habían sido liberadas de la cubierta preexistente, no experimentan ningún incremento adicional no controlado.

En definitiva, el objetivo del sistema es que las costillas reciban una carga básicamente constante e igual al incremento de peso experimentado y que no se ve modificada, aunque la cubierta experimente desplazamientos positivos o negativos en el punto de conexión.

6.2.2. Descripción general.

Se han dispuesto en cada fondo cuatro dispositivos de apoyo controlado DAC, basados cada uno en un conjunto de cilindro hidráulico más dos acumuladores de vejiga. Cada acumulador de vejiga se complementa con dos botellas de Nitrogas, lo que amplía el rango de desplazamientos posible sin modificar sensiblemente la carga transmitida.

Cada unidad consta de un cilindro de émbolo con una brida de tubo de soporte montada directamente en la parte superior para extender la altura de apoyo. El cilindro tiene una carrera útil de 500 mm. Para asegurarse de que la presión y la fuerza de actuación se mantengan dentro de los límites requeridos, se proporcionó una pequeña unidad de potencia hidráulica.

La unidad de potencia hidráulica permanece en modo de espera durante el funcionamiento normal y no interfiere

con el procedimiento pasivo, sólo se activa cuando se acerca a los límites del rango de presión permitido y administra la cantidad de aceite dentro del sistema para mantenerse dentro de esos límites.

La parte superior del tubo de soporte y el extremo inferior del cilindro están conectados a la estructura circundante con cojinetes esféricos radiales para permitir un poco de movimiento en todas las direcciones.

Cada una de las unidades del sistema DAC puede operar de forma independiente. Los datos de los sensores de estas unidades se recopilan en un PLC central desde donde es posible el acceso remoto a los datos.



Figura 59. Vista del sistema.

6.2.3. Descripción del sistema DAC.

El sistema funciona tanto de forma activa como pasiva para mantener la fuerza en un rango de desviación de $\pm 5\%$. Está diseñado para funcionar pasivamente durante la mayor parte del tiempo y sólo se activa cuando se acerca el final de la carrera, en condiciones de temperatura cercanas al límite del rango de funcionamiento y en combinaciones desfavorables de carrera y temperatura.

La transición entre el procedimiento activo y pasivo se realiza según los sensores de presión. En el rango de 190 bar a 210 bar, el sistema funciona pasivamente utilizando los acumuladores de vejiga:

- Si la estructura del techo que se mueve hacia abajo aumenta la presión del aceite hidráulico en el cilindro, esto obliga al aceite a salir del cilindro y entrar en la sección de fluido de los acumuladores de vejiga, lo que permite que el cilindro se retraiga; el volumen creciente de aceite en la sección de fluido comprime el nitrógeno en la sección de gas de los acumuladores.
- Si la estructura del techo se mueve hacia arriba, se alivia la presión del aceite en el cilindro. Esto hace que el nitrógeno comprimido empuje el aceite de los acumuladores hacia el cilindro y, por lo tanto, lo extienda.

Ambos procesos continúan hasta que se logra un equilibrio de presión entre la sección de gas y fluido de los acumuladores de vejiga.

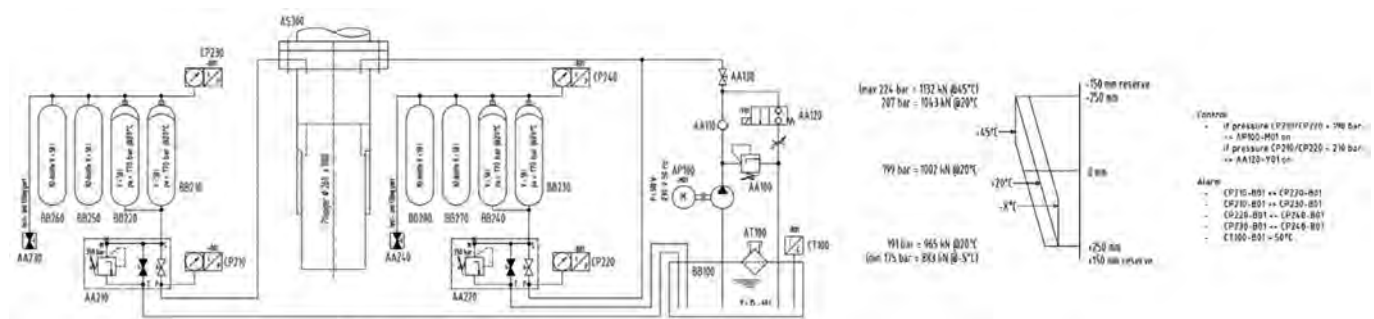
El cambio a un sistema activo ocurre cuando se alcanza uno de los límites de presión del procedimiento pasivo:

- Si la presión cae por debajo de 190 bar, el motor -M01 se activa y hace girar la bomba para suministrar más aceite al sistema, esto eleva la presión nuevamente por encima de 190 bar.
- Si la presión aumenta por encima de 210 bar, la válvula -Y01 se abre para dejar que el aceite pase del sistema al tanque para bajar la presión nuevamente por debajo de 210 bar.

El sistema regresa al procedimiento pasivo una vez que la presión vuelve a estar dentro del rango deseado.

6.2.4. Estructura soporte.

Cada cilindro se monta sobre un tubo de soporte y el conjunto se une mediante bulones al cordón inferior de la cercha de



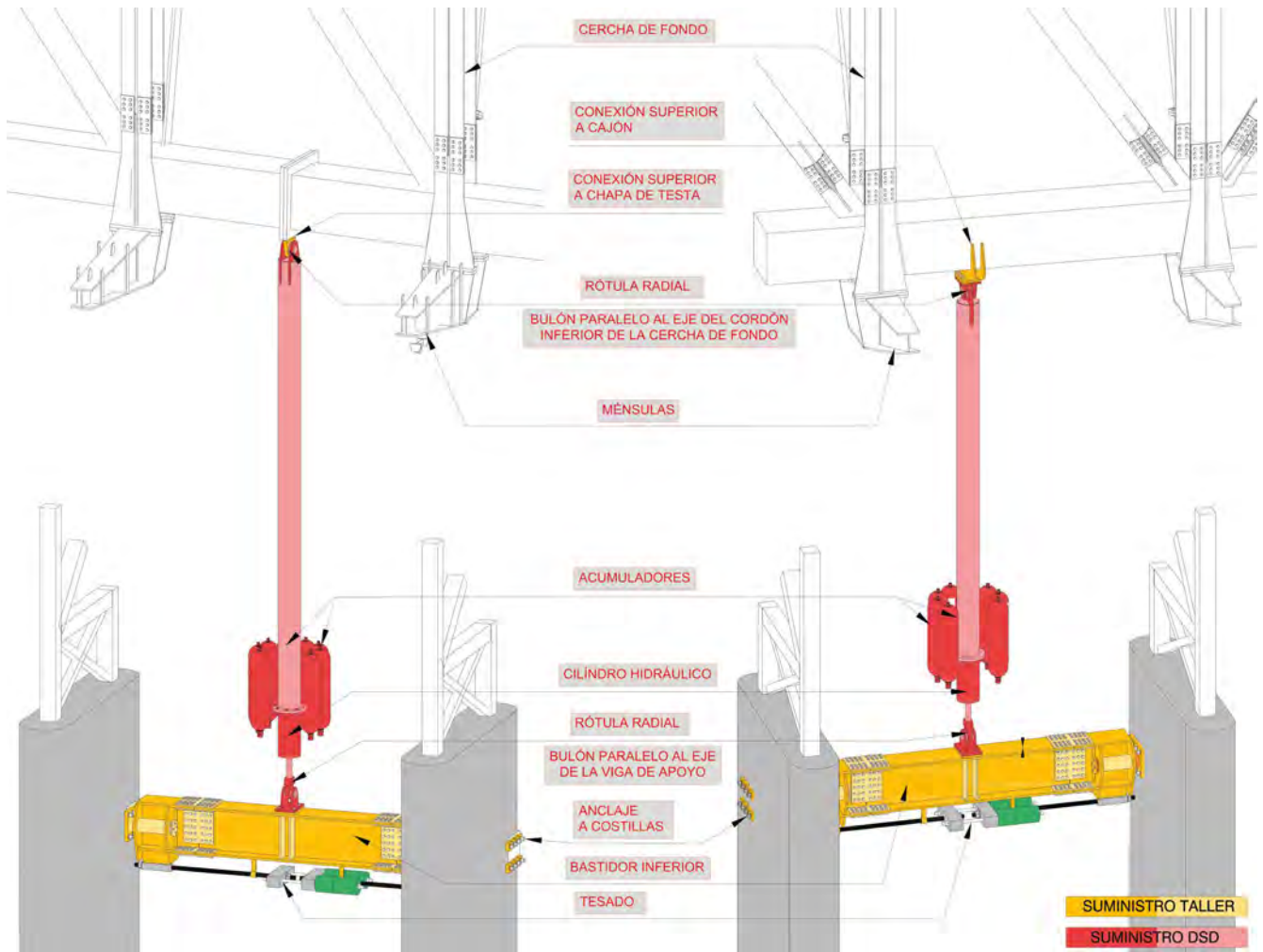


Figura 61. Vistas generales estructura de apoyo.

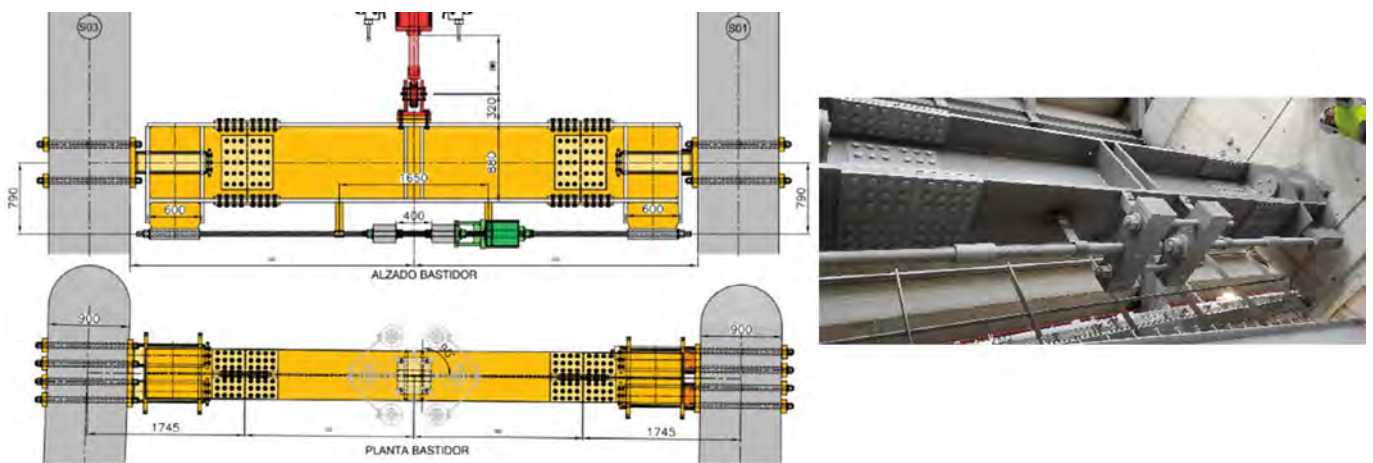


Figura 62. Viga de conexión entre costillas.

fondo de cubierta, en la parte superior y a la viga metálica de apoyo, en la parte inferior.

La viga metálica de apoyo se ancla a las costillas del graderío; dada la limitada capacidad de la costilla de hormigón existente, para evitar que la viga le transmita momento flector debido a la excentricidad de la reacción (en la cara de la

costilla), se dispone un sistema de tesado en la parte inferior de la viga que compense dicho momento flector.

La puesta en carga de los cilindros se realizó por escalones de 25t (100t de carga total) y simultáneamente al tesado del tirante inferior de la viga de apoyo, con escalones de 37.5t (150t de carga total)

7.

CONCLUSIÓN

Se ha intentado explicar en este artículo la definición de proyecto y la construcción de esta estructura novedosa.

En una obra tan singular es necesaria la confianza mutua entre todas las personas que participan en su diseño y construcción. Muchas personas han tenido una participación fundamental en este proceso: en particular, además de la colaboración con el equipo de arquitectura de TYPSA, queremos agradecer el apoyo de la asistencia de obra, Antonio Molina (Ayesa), del gerente José Luis Fernández Sánchez-Largo y sin duda de la obra, personalizada en Manuel Rodríguez San Juan y Ángel Lanusse.

La estructura metálica de la cubierta fue fabricada y montada por los talleres Horta, los péndulos del oeste por Inbersa, y para todas las maniobras de izado y traslado de módulos fue imprescindible la colaboración de Juan Manuel Linero de BBR/FCC.

Referencias

- [1] Martínez, J., & del Río, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la cubierta retráctil. *Hormigón y Acero*. 76(307):175-197. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3995>
- [2] Martínez, J., Yustres, A., Curbelo, A., & del Río, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El edificio oeste: las torres - la corona - la viga museo. *Hormigón y Acero*. 76(307): 131-152 <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3987>
- [3] EN 1090-2:2008: Annex G.

CASO DE ÉXITO

“Protección Pasiva de Élite en el Nuevo Bernabéu”

CISA fue seleccionada por FCC en la transformación del icónico estadio del Real Madrid, siendo clave en la provisión de soluciones **técnicas avanzadas en protección pasiva contra el fuego**. Hemos superado los más altos estándares de seguridad y exigencias arquitectónicas, demostrando nuestra experiencia en proyectos de gran envergadura.



SOLUCIONES TÉCNICAS:

- Limpieza de forjados de hormigón y estructura metálica.
- Pintura intumescente.
- Mortero de cemento para protección estructural.
- Mortero de lana de roca para aislamiento térmico.
- Sellados de instalaciones, collarines, conductos EI120 y EI180.
- Protección frente a la corrosión.
- Compartimentación con placas de silicato cálcico.
- Juntas de dilatación.
- Mortero de vermiculita base yeso.

MATERIALES:

Mortero de cemento (Tespa), mortero de lana de roca Isotherm (Eurisol Ibérica), mortero de base yeso Perlifoc HP y Pinturas intumescentes Firefilm FC2 (Carboline), Placas Promatect (Promat), Collarines y Sellados (Hilti).

CLIENTE:



MARCAS DESTACADAS:



**¿QUIERES MÁS INFORMACIÓN
SOBRE ESTE CASO?**
controlignifugo@controlignifugo.es
+34 91 828 69 58
www.controlignifugo.es



Mahorsa

GreenMix

AYUDAMOS A CONSTRUIR SUEÑOS

Flota de camiones Euro 6 en
continua renovación



Central de hormigón de Hortaleza asignada al
proyecto Estadio Santiago Bernabéu



- ❖ Energías renovables para el funcionamiento de la central
- ❖ 2 vías de dosificación
- ❖ 1 vía por amasado
- ❖ Producción de 3.000 m³ al día
- ❖ Suministrados 30.000m³ de hormigones y morteros al proyecto Estadio Santiago Bernabéu

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos estructurales relevantes en los torreones del lado este y en las nuevas torres de acceso del lado oeste

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Relevant Structural Aspects in the East Turrets and in the New Access Towers

Pietro Bartalotta^a y Ginés Ladrón de Guevara Méndez^a

^a *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería S.L. (Madrid, España).*

Recibido el 20 de noviembre de 2024; revisado el 2 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

En este artículo se describe la remodelación de los torreones del lado este y el diseño estructural del interior de las nuevas torres de acceso lado oeste, con especial atención a la interacción de estos elementos con las estructuras adyacentes, existentes o nuevas.

Los torreones existentes situados en las dos esquinas este del estadio constituían originalmente el apoyo de la antigua cercha de la cubierta, desmantelada en la nueva configuración. La estructura metálica de los torreones, constituida por 4 soportes arriostrados entre sí, se reutiliza tanto para realizar los nuevos forjados en continuidad con el edificio este, como para realizar dos nuevos niveles de gradas, uno en voladizo desde el torreón y otro por encima del mismo, siempre en continuidad con las gradas existentes del lado este del estadio. La estructura se mantiene independiente del nuevo edificio, materializándose una serie de juntas con el mismo. Los nuevos forjados mixtos, realizados con chapa plegada colaborante apoyada en viguetas, se encuentran a cota diferente de los forjados originales, debido a los cambios de niveles en el nuevo edificio. Las gradas prefabricadas apoyan en una estructura metálica nueva constituida por dos grandes vigas de borde alineadas con los soportes del torreón. Se ha realizado un análisis de vibraciones en las gradas considerando la posible excitación dinámica procedente del público.

En el interior de la estructura metálica de las nuevas torres lado oeste, se desarrollan una serie de forjados de hormigón y elementos metálicos que garantizan la comunicación vertical y horizontal del estadio, materializando ascensores, escaleras convencionales, escaleras mecánicas, pasarelas y una rampa perimetral. La configuración de los nuevos forjados, constituidos por una losa maciza de hormigón armado, se ha planteado con objeto de evitar su apoyo en las costillas radiales existentes del estadio y, de este modo, no incorporar cargas adicionales a las mismas. La cimentación principal de las torres está constituida por un encepado de 25 pilotes de 1800 mm de diámetro, dispuestos de forma optimizada para recoger la carga procedente de los soportes principales de la torre y de la cesta metálica. En la fase de excavación hasta llegar a la cota del encepado, se realizó una pantalla discontinua de pilotes de diámetro 450 mm, dispuestos en un perímetro ovalado, y arriostrados por un apuntalamiento metálico provisional.

PALABRAS CLAVE: Estructura metálica arriostrada, análisis dinámico de gradas, forjados de hormigón, cimentación de pilotes, contención de tierras.

©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

This article describes the remodelling of the east side towers and the structural design of the interior of the new west side access towers, with particular reference to the interaction of these elements with the adjacent structures, both existing and new.

The existing towers, located at the two east corners of the stadium, originally supported the old roof truss, which was dismantled in the new configuration. The steel structure of the towers, made up of 4 braced columns, is reused both to create new floors in continuity with the east building and to form two new levels of stands, one cantilevered from the tower and the other above it, always in continuity with the stands on the east side of the stadium. The structure remains independent of the new building, with a series of joints between them. The new composite floors, made of steel plates supported by beams, are at a different level from the existing floors due to the changes in elevation in the new building. The prefabricated stands rest on a new metal structure consisting of two main edge beams aligned with the tower columns. A vibration analysis was carried out to assess the dynamic excitation of the stands.

Inside the steel structure of the west towers, a series of concrete floors and metal elements are developed to ensure vertical and horizontal communication within the stadium, including lifts, conventional stairs, escalators, walkways, and a perimeter ramp. The configuration of the new concrete slab floors has been designed to avoid supporting them on the existing radial ribs of the stadium, thus avoiding additional loads. The main foundation of the towers consists of a pile cap with 25 piles, each 1800 mm in diameter, optimally positioned to support the load from the tower main columns and the steel skin truss. During the excavation phase to reach the pile cap level, a retaining wall of 450 mm diameter piles was installed in an oval perimeter, braced by temporary steel shoring.

KEYWORDS: braced steel structure, dynamic analysis of stands, concrete floors, pile foundation, earth retaining wall.

©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: pietro.bartalotta@mc2.es (José Luis Martínez)



Figura 1. Posición de las nuevas torres en el lado oeste y de los torreones en el lado este, en la configuración original del estadio.

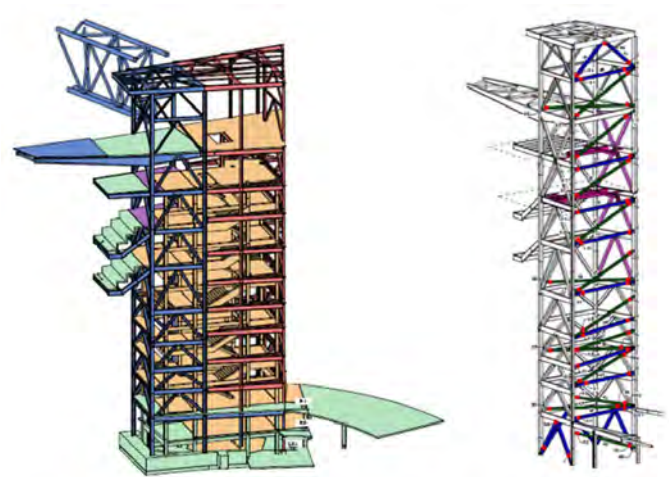


Figura 2. Esquema de elementos a demoler (en rojo metálicos y naranja de hormigón) y a mantener (en azul metálicos y verde de hormigón), en la primera fase de remodelación.

1. INTRODUCCIÓN

En el ámbito de la remodelación del estadio Santiago Bernabéu, se describen a continuación los aspectos más relevantes en el diseño de las estructuras de las torres y torreones situados en las 4 esquinas del estadio, que constituyen un núcleo vertical importante para la evacuación y, más en general, el movimiento de los espectadores.

En específico, los 2 torreones existentes de las esquinas este (denominados Torreón Norte y Torreón Sur) se mantienen y se adaptan a la nueva geometría del estadio, albergando dos nuevas gradas y los forjados de comunicación entre la estructura existente y el nuevo edificio este. El artículo desarrolla los aspectos más interesantes de esta estructura, como las fases constructivas, el diseño de las juntas y el análisis dinámico de las gradas.

En el lado oeste, las dos nuevas torres metálicas (denominadas B y C), construidas al lado de las existentes, encierran una serie de forjados de hormigón y elementos metálicos que garantizan la comunicación vertical y horizontal del estadio. En este artículo se describen las estructuras interiores de dichas torres, incluyendo los forjados de hormigón, las pasarelas, la cimentación y las fases constructivas de la contención perimetral.

2. REMODELACIÓN DE LOS TORREONES LADO ESTE

2.1. Fases de las actuaciones estructurales

La estructura original de cada torreón estaba constituida por un esqueleto metálico de 16 soportes, arriostrados entre sí, incluyendo unas gradas o palcos VIP, y una escalera de hormigón en su interior. Los torreones, en esta configuración original, cumplían las siguientes funciones:

- Constituían el apoyo de la cercha este de la cubierta del estadio, recogiendo su carga vertical y dando estabilidad horizontal a la cubierta misma.

- Materializaban la comunicación vertical y horizontal del estadio con una escalera de emergencia de hormigón, que ayudaba además a la estabilidad horizontal de los soportes metálicos, a través de conexiones puntuales.
- Albergaban unas gradas y unos palcos VIPs, en voladizo desde la huella principal de los torreones.

El diseño del nuevo estadio prevé un cambio completo de la configuración de ambos torreones, que se realiza en dos fases.

En la primera fase, se mantiene todavía en funcionamiento la cubierta, y se empieza a actuar en la parte posterior de los torreones, demoliendo los 4 soportes más exteriores, los forjados interiores y las escaleras de hormigón. Básicamente se conservan únicamente 4 de los 8 soportes que constituían su esqueleto resistente, que tienen que seguir resistiendo a las cargas de la cubierta y que al mismo tiempo pierden el plano trasero de arriostramiento. Por eso, en esta primera fase, es necesario añadir previamente unos arriostramientos tanto en el plano vertical de corte (el plano donde se define la división entre la estructura a mantener y la estructura a eliminar), como en ciertos planos horizontales en algunos de los niveles.

La disposición de estos arriostramientos garantiza el comportamiento estructural adecuado del sistema, tanto desde el punto de vista resistente como en relación al control de las deformaciones en servicio y rigidez horizontal y torsional, durante el tiempo en que permanezca esta torre funcionando de forma aislada e independiente con las cargas de la cubierta.

Las siguientes figuras muestran a modo indicativo, a la izquierda el estado inicial del torreón Sur (indicando en rojo y naranja los elementos a demoler) y a la derecha la vista general tras la actuación. En esta segunda figura se pueden apreciar también los elementos de arriostramiento adicionales citados anteriormente.

Para la comprobación de las fases constructivas, se ha considerado una presión de viento y una variación térmica reducidas, ajustada al periodo de vida útil de esta configuración provisional, inferior al año, según los coeficientes establecidos por el Código Técnico y el Eurocódigo.



Figura 3. Torreón Sur, el nuevo péndulo de la cubierta a la izquierda, y el torreón tras la primera fase de demolición, a la derecha. Se aprecia como el torreón está encajado entre gradas del estadio.

Esta actuación en la parte trasera del torreón, en las fases más tempranas de la obra, surge de la necesidad de disponer los dos péndulos este, donde se apoya la nueva cubierta fija, siendo elementos críticos para poder avanzar con la ejecución de la cubierta misma. Estos mega soportes se denominan péndulos porque están liberados en el giro en ambos extremos. Para ulteriores detalles se haga referencia al artículo específico de esta misma publicación.

En la siguiente imagen se ve, en el Torreón Sur, el nuevo péndulo de la cubierta a la izquierda, y el torreón tras la primera fase de demolición, a la derecha.

En la segunda fase de la actuación:

- Se desmantela completamente la cercha este de la cubierta.
- Se reconstruyen los forjados interiores según las nuevas exigencias de comunicación entre edificio existente y nuevo edificio este, modificando los arrostros verticales, algunos con cruces excéntricas para permitir el paso de personas.
- Se añaden dos niveles de gradas, un nivel superior en coronación, con un voladizo hacia el exterior del estadio, y un nivel inferior sobre dos vigas en voladizo hacia el interior del estadio. Estas vigas se apoyan a su vez en dos soportes delanteros, uno de los cuales es existente.

La siguiente imagen muestra en azul y verde la nueva estructura del torreón Norte.

2.2. Esquema estructural de la solución final y planteamiento de los refuerzos.

Cada torreón se desarrolla a partir de los 4 soportes existentes, introduciendo unos nuevos arrostros verticales, en forma de V, V invertida o V excéntrica, según las necesidades

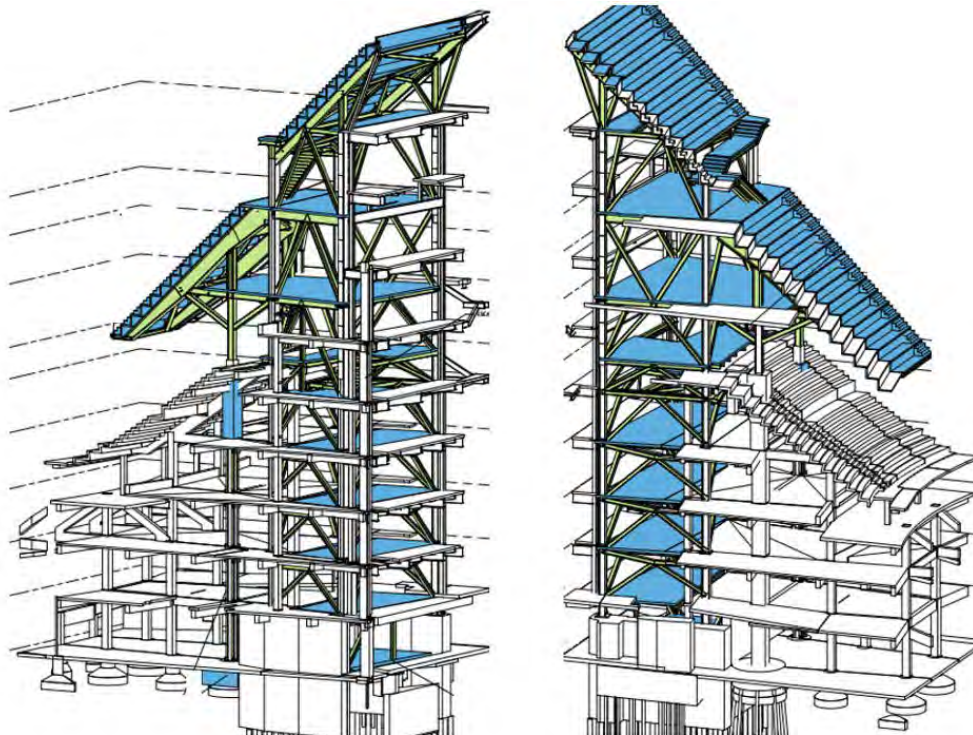


Figura 4. Esquema de los nuevos elementos metálico y de las dos nuevas gradas.

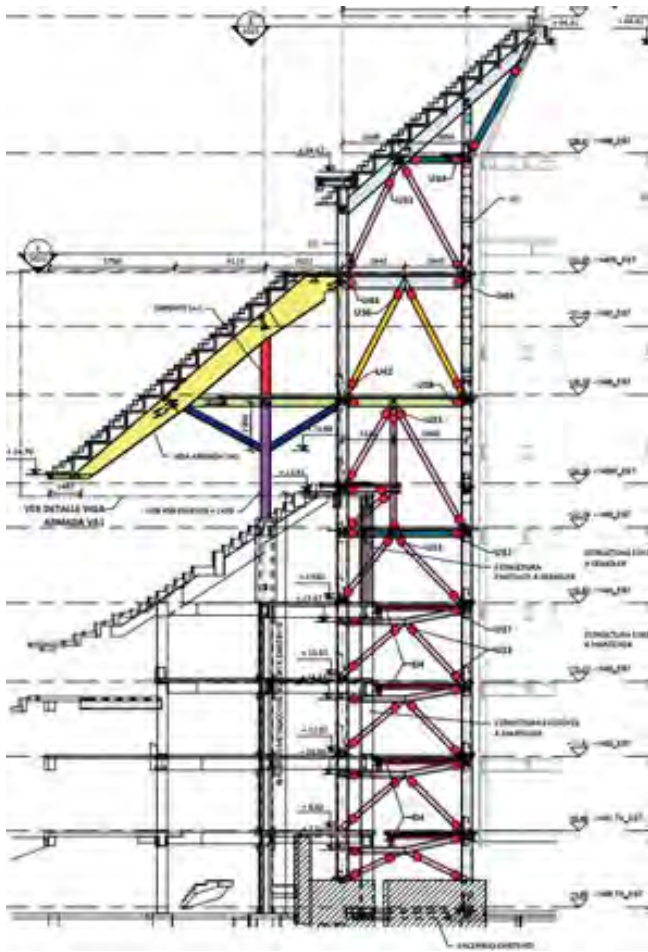


Figura 5. Alzado del torreón Norte.

arquitectónicas y de paso de las personas en cada nivel. Los nudos de las nuevas diagonales coinciden con las nuevas cotas de los forjados interiores, realizados con chapa plegada colaborante sobre viguetas mixtas. Las mismas losas definen también unos planos de rigidización horizontal de los torreones frente a la torsión de los mismos.

Las nuevas gradas están constituidas por elementos prefabricados en L, que apoyan sobre vigas radiales alineadas a los soportes existentes. En una vista en planta, la grada superior resulta prácticamente incluida en la huella del torreón, con un voladizo hacia el exterior del estadio. La grada inferior se desarrolla hacia el interior del estadio y se apoya en dos soportes delanteros, uno de los cuales es existente. Ambas nuevas gradas mantienen la continuidad con las gradas existente del estadio, formalizando una junta que se describirá más adelante.

En fase de diseño se estudió la posibilidad de conectar los torreones al nuevo edificio este, sobre todo para ganar estabilidad horizontal. Finalmente, esta solución se desestimó debido tanto a la presencia del péndulo de cubierta, que dificultaba esta conexión, como a las fases constructivas, que necesitaban mantener el torreón en funcionamiento mientras se construía el Edificio Este. Consecuentemente, el torreón resulta independiente de las estructuras a su alrededor, a excepción de algunos encepados comunes y de los dos soportes delanteros de la grada inferior.

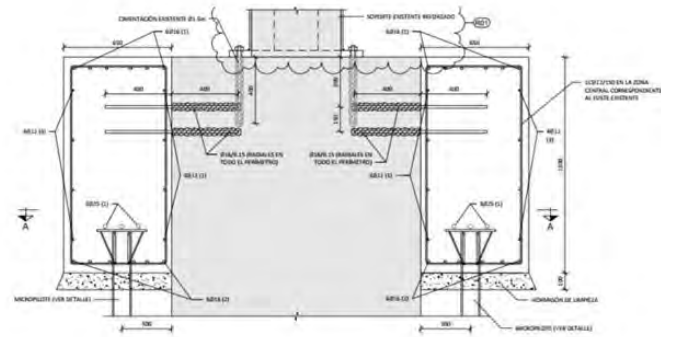


Figura 6. Alzado y planta del recreido de la cimentación existente de los soportes delanteros de grada.

La cimentación existente de los 4 soportes principales del torreón está compuesta por micropilotes (cuya geometría es conocida al disponer del proyecto original del 2003) y no necesita refuerzo.

Por otro lado, es necesario reforzar la cimentación y los soportes de hormigón donde se apoyan los nuevos soportes delanteros de la grada inferior. Para el soporte se prevé un refuerzo convencional con empresillado metálico. La cimentación se refuerza con 4 micropilotes en las esquinas de un recreido alrededor del dado existente de hormigón. Nótese que el dado existente es cilíndrico y que los 4 micropilotes están en las esquinas, con lo cual el tirante horizontal de equilibrio de la biela se crea entre micropilotes, en los 4 lados del recreido.

2.3. Configuración y diseño de las juntas

El análisis de los movimientos relativos entre los torreones y el estadio existente o el nuevo Edificio Este tiene como objetivo definir el recorrido de las juntas entre estas estructuras, debido a que se mantiene la comunicación horizontal entre estos edificios y entre gradas.

Dado que el Torreón Sur es más alto y deformable que el Norte, los movimientos en el primero son más significativos. Se evalúan los movimientos tanto en la dirección radial

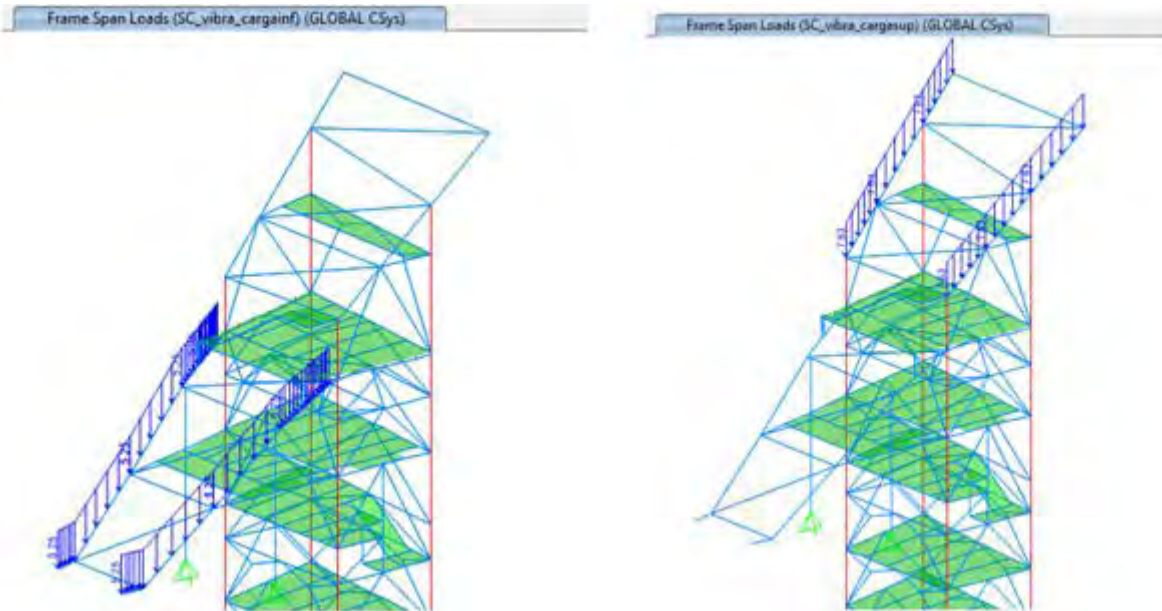


Figura 7. Posición de la sobrecarga para el análisis modal.

como circunferencial y vertical, debido a las cargas verticales, al viento y a las variaciones térmicas. Al mismo tiempo se estiman los movimientos en las 3 direcciones para las estructuras existentes, y finalmente se determinan los movimientos relativos, bajo estas consideraciones:

- Para el efecto de la sobrecarga, se considera el valor máximo entre ambos lados, puesto que la sobrecarga puede estar únicamente en un solo lado de la grada/edificios.
- Para el efecto del viento, del lado de la seguridad, se considera también el valor máximo, considerando que el efecto en una esquina podría ser no concomitante con el movimiento del frente principal del estadio.
- Para la temperatura, se suman los movimientos circunferenciales, por ser opuestos.

Como referencia, a nivel de grada, salen unos movimientos diferenciales de 22mm en vertical, 18mm en radial y 12mm en circunferencial.

2.4. Análisis dinámico.

Debido a la configuración en voladizo de las gradas, sobre todo de las inferiores, en fase de diseño se ha estudiado la sensibilidad de la estructura frente a las vibraciones, empezando con un análisis de frecuencias propias y definiendo finalmente las aceleraciones debidas a una sollicitación dinámica de las gradas.

Este análisis es relevante para determinar la respuesta dinámica de la estructura cuando se produce una sollicitación por saltos coordinados de personas, sobre todo en caso de conciertos por ser una sollicitación a frecuencia constante. Según la bibliografía de referencia para este tema, el rango posible de frecuencias de salto para individuos resulta de 1,5 a 2,8 Hz, mientras que en el caso de grandes grupos dicho rango realista se establece entre 1,5 y 2,3 Hz, considerando el grado de sincronización correspondiente.

En el capítulo 5, se detallan algunas referencias técnicas

sobre este asunto, remarcando el uso de la ISO 10137 [1] como normativa de referencia.

El análisis de las frecuencias naturales para los torreones se desarrolla utilizando dos configuraciones de sobrecarga, consideradas dimensionantes: una con carga únicamente en la grada inferior, otra con sobrecarga únicamente en la grada superior.

Las frecuencias propias de vibración se confirman con un análisis de tipo “Steady state” (“estado estacionario” en español), aplicando cargas oscilantes (simulando un grupo de personas saltando) y examinando la respuesta en términos de aceleraciones cuando la oscilación ha alcanzado una respuesta estable, es decir cuando las condiciones transitorias han desaparecido. Es un análisis simple que permite hacer un barrido de frecuencias, en el rango crítico establecido por la norma, y evaluar bajo cuales frecuencias la aceleración resulta máxima.

Finalmente, para el análisis en el tiempo (“Time History”), se estudian las frecuencias de 1.70 y 3.0 Hz para el torreón norte y 1.55 y 3.0 Hz para el torreón Sur, valores que corresponden a los picos de aceleración en el análisis Steady State, y que se acercan mucho a las frecuencias críticas del análisis modal.

La fuerza dinámica debida a la acción del público sobre el graderío se determina, de manera genérica, conforme a la metodología indicada en el Anejo A de la norma ISO 10137 [1], superponiendo los 3 primeros armónicos de la frecuencia propia elegida, obteniendo por ejemplo la sollicitación cíclica mostrada en la siguiente figura, referente a un segundo de sollicitación y una frecuencia de 1.7 Hz.

Las cargas sollicitantes se mantienen durante un tiempo de referencia, establecido en 15 segundos, con un valor nulo posterior hasta 20 segundos. Los resultados han demostrado que estos tiempos de sollicitación y análisis son suficientes para estudiar tanto el periodo transitorio de sollicitación como el periodo posterior de amortiguamiento.

La finalidad del análisis Time History es evaluar las aceleraciones resultantes sobre los espectadores, tanto a nivel de

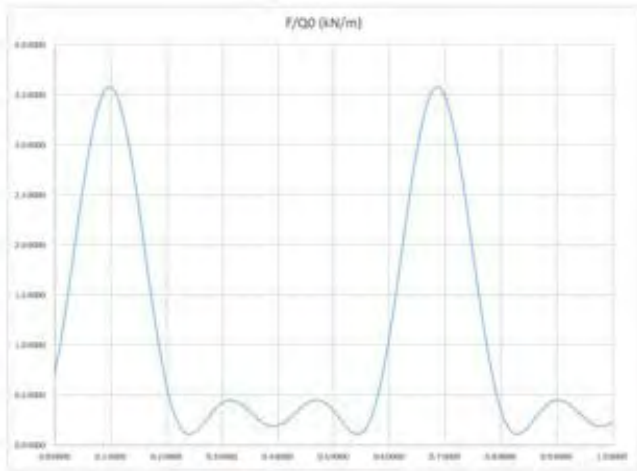


Figura 8. Solicitación de Fuerza (en ordenada) variable en el tiempo (en abscisa), para el análisis Time History.

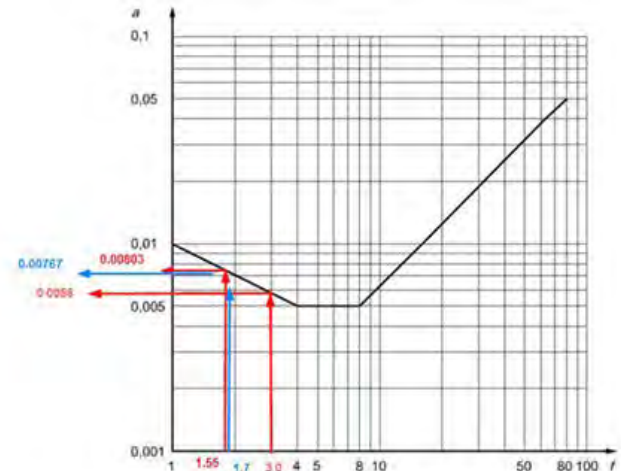


Figura 9. Aceleración límite de referencia según la frecuencia, a multiplicar por un factor 200 o 400.

confort (para los usuarios sentados) como de posibles reacciones de pánico (para los usuarios saltando), evaluadas en los puntos más críticos, como los extremos de los graderíos inferior y superior de los torreones.

A partir de las aceleraciones resultantes del modelo de cálculo, se ha realizado una media en un tiempo de 1 segundo para el criterio de pánico, y de 10 segundos para el criterio de confort, tal y como establecido en la normativa de referencia ISO 10137 [1]. La aceleración media resultante se compara con las aceleraciones límite de la normativa, obtenidas multiplicando una aceleración básica (función de la frecuencia según el siguiente gráfico) por un factor 200 para confort o 400 para pánico.

Todas las aceleraciones resultantes se quedan por debajo de las aceleraciones límite, que para el criterio de confort se sitúan entre 1.16 y 1.60 m/s^2 , y para el criterio de pánico entre 2.32 y 3.21 m/s^2 . Dichos valores límites se han obtenido a partir del gráfico anterior, para las frecuencias elegida para el análisis dinámico; por ejemplo, para una frecuencia de 3.0 Hz, se obtiene un factor de aceleración de 0.058, que luego se multiplica por 200 para la comprobación de confort ($alim = 0.0058 \cdot 200 = 1.16 \text{ m/s}^2$) y por 400 para la comprobación de pánico ($alim = 0.0058 \cdot 400 = 2.32 \text{ m/s}^2$).

A continuación, se muestra un ejemplo de aceleración resultante en el extremo de voladizo del Torreón Norte para una frecuencia de 1.70 Hz.

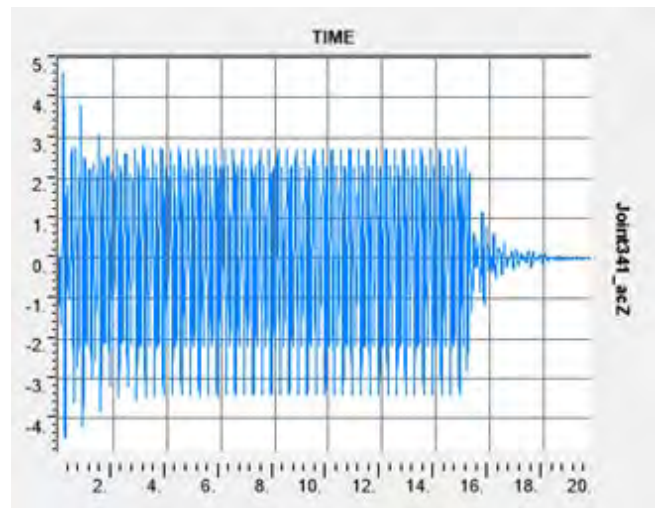


Figura 10. Aceleración resultante en el Torreón Norte para una frecuencia de 1.70 Hz.

3. NUEVAS TORRES DE ACCESO LADO OESTE

Las nuevas torres de acceso B y C constituyen el núcleo principal de comunicación vertical y horizontal para el público en estas esquinas del estadio, y por eso incluyen en su interior ascensores, escaleras convencionales, escaleras mecánicas, pasarelas y una rampa perimetral helicoidal.

Adicionalmente, la estructura metálica de las torres constituye el apoyo de la cubierta fija y representa los soportes del mega pórtico que incluye todo el lado oeste del estadio, tal y

como se explica en otro artículo de esta publicación. De aquí en adelante se describirán los elementos en el interior de estas cestas metálicas y la cimentación de toda la torre, en conjunto con la contención perimetral para realizarla.

3.1. Cimentación

La cimentación de las torres está formada por un conjunto de 25 pilotes de tipo CPI-7, es decir, por barrenado de tierras mediante sistema mecánico, sin entubación, y hormigonados in situ, de 1,8 m de diámetro y 26.5 m de profundidad. Los pilotes se ejecutaron íntegramente desde la cota superior de calle y siempre anteriormente a la realización de la excavación. Se previó el relleno de los últimos metros del pilote mediante grava, luego retirada durante la fase posterior de excavación hasta alcanzar el tramo de descabezado del pilote mismo.

El encepado, que vincula el conjunto de pilotes antedicho, tiene una altura total de 4.0 m y se realiza en dos fases de hormigonado de 1.85 y 2.15 m de altura, siendo la segunda

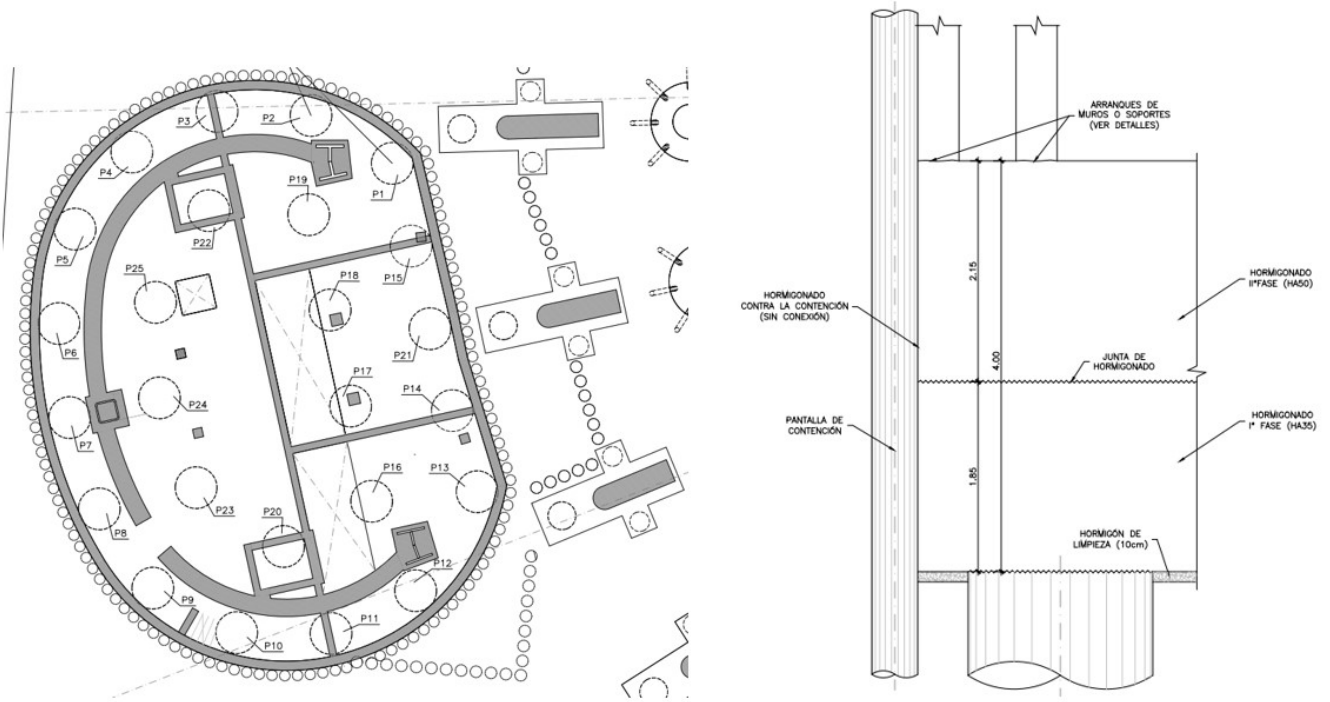


Figura 11. Planta y alzado del encepado de pilotes.



Figura 12. Vista de la nueva cesta metálica de la torre y del arranque de los elementos de hormigón en el sótano.
Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

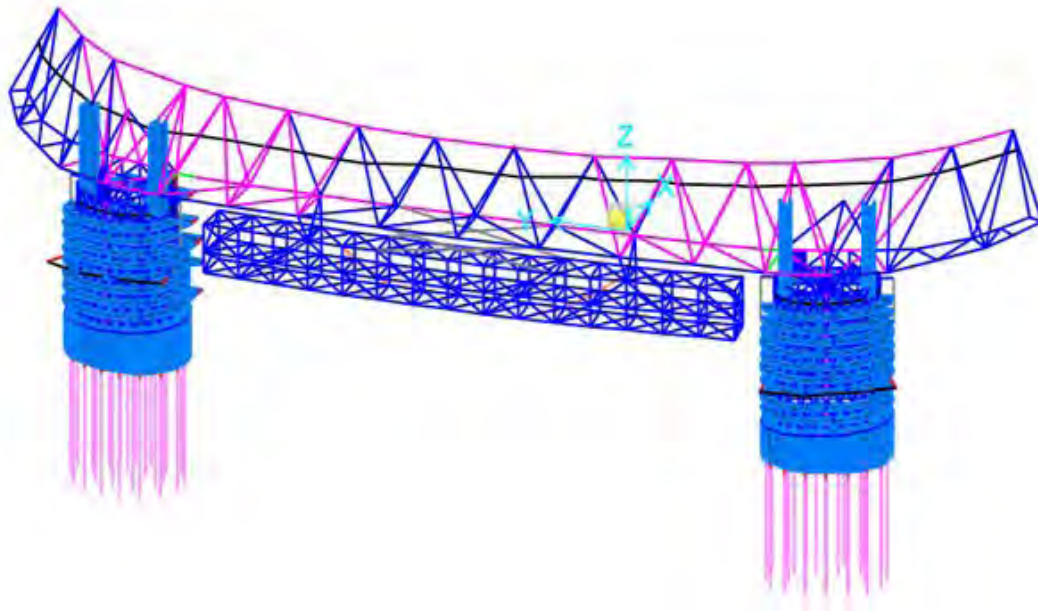


Figura 13. Modelo de cálculo para diseñar los elementos de hormigón de las torres.

dimensión lo que se necesitaba para facilitar la geometría de la armadura en la zona de arranque de los soportes de la cesta.

Con el fin de calcular la cimentación de las dos torres B y C y la colaboración de la estructura interior de hormigón, se ha desarrollado un modelo global de la estructura de las torres, la viga corona, la viga museo y las cimentaciones, modelo mostrado en la siguiente imagen.

El encepado se ha modelado mediante la disposición de elementos tipo "Shell" situados en el plano medio del encepado. Se incorporan al modelo los elementos rígidos correspondientes que vinculan el plano medio del encepado con los elementos que arrancan en su plano superior (muros y pilares) y, asimismo, los elementos lineales correspondientes al tramo inferior del encepado en su vinculación con la cabeza de los pilotes.

Los pilotes se han modelado empleando elementos lineales (tipo beam), empotrados en cabeza. Se ha estudiado el efecto de la inercia fisurada en los tramos superiores del pilote: evaluando todas las parejas de esfuerzo axil-momento, es posible establecer un valor de inercia fisurada máxima, a utilizar para todas las combinaciones, para obtener consecuentemente el máximo momento flector en la cabeza del pilote. Dicha inercia fisurada máxima resulta igual al 54% de la inercia bruta, y se ha extendido en los primeros 5 metros del pilote.

En cuanto a las condiciones de contorno, se añaden muelles horizontales y verticales que representan el empotramiento elástico de las torres en el terreno. Dicha interacción suelo estructura se materializa a través de 3 grupos de muelles:

- rigidez del terreno para cargas horizontales aplicadas en eje de encepado.
- rigidez del terreno para cargas horizontales en el pilote.
- rigidez vertical del pilote calculada en su cabeza.

Del lado de la seguridad, no se han considerado:

- Muelle horizontal a nivel de planta baja, despreciable por la presencia del terreno de relleno, bastante deformable, en los primeros 3-6 metros de profundidad.

- Muelle vertical del terreno debajo del encepado. La carga vertical va directamente y únicamente a los pilotes.

Para la determinación de estos muelles se han desarrollado en el programa PLAXIS dos modelos del terreno, Mohr Coulomb (MC) y Hardening Soil (HS), con el fin de tener controladas posibles variaciones de los parámetros del terreno. Los resultados muestran que el modelo Mohr Coulomb es más deformable que el Hardening Soil, dando movimientos del orden del triple.

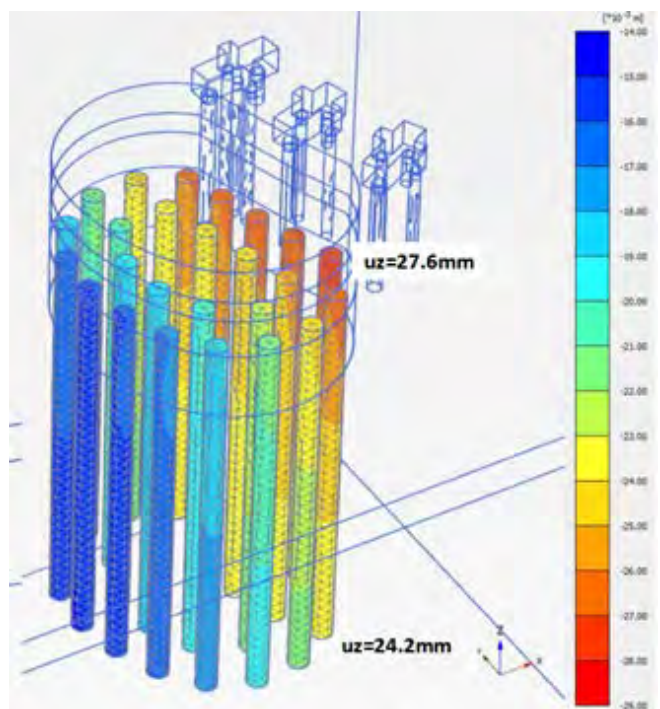


Figura 14. Ejemplo de resultados de movimientos verticales en los pilotes, en una combinación en ELS, en el modelo de PLAXIS.

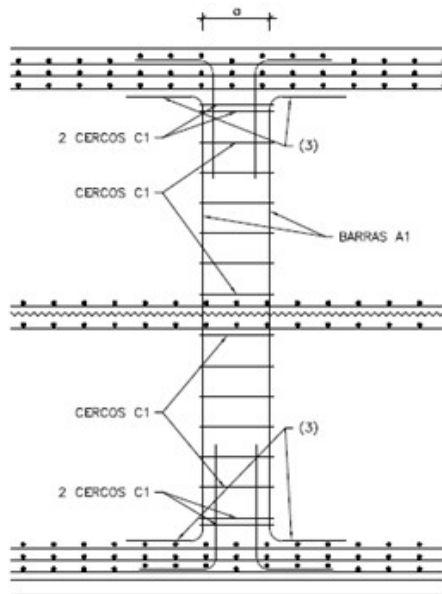


Figura 15. Torres de refuerzo para el rasante.

Según la experiencia de proyectos anteriores, se estima que el modelo Hardening Soil es el más adecuado para el suelo de Madrid. Consecuentemente, considerando el modelo Hardening soil como valor medio de referencia, se definen para el programa SAP dos posibles grupos de muelles, con el fin de considerar todo el abanico de deformabilidad del terreno:

- modelo de mínima rigidez (Mohr Coulomb), equivalente a un tercio de rigidez del Hardening Soil.
- modelo de máxima rigidez (Hardening Soil, multiplicando la rigidez del terreno por un factor de 10, establecido en base a la experiencia en situaciones parecidas).

El muelle del modelo es lineal, debido a la baja sensibilidad del modelo a dicha variación, y teniendo en cuenta que las reacciones obtenidas se encuentran lejos del agotamiento.

En las pruebas de sensibilidad realizadas con el modelo global, se ha observado que los resultados generales no muestran una dependencia significativa en el rango de valores de rigidez anteriormente indicado, salvo lo que se comenta a continuación. Los modelos Hardening Soil tienen axiles en los pilotes superiores respecto al modelo Mohr Coulomb, porqué:

- El modelo rígido redistribuye menos las fuerzas concentradas procedentes de soportes y muros.
- El modelo rígido empotra más las torres, incrementando el momento flector global en la dirección del pórtico.

Como resultado final de todos los modelos considerados, la reacción máxima de compresión en los pilotes es de 14159 kN, y ningún pilote llega a traccionarse.

El armado del encepado se determina a través de los resultados de momentos flectores del modelo de cálculo, aunque para la zona de apoyo de los dos soportes principales de las torres se chequea la armadura con un modelo local de bielas y tirantes.

Los pilotes en el encepado no necesitan refuerzo por punzonamiento, pero se disponen unas torres de armadura

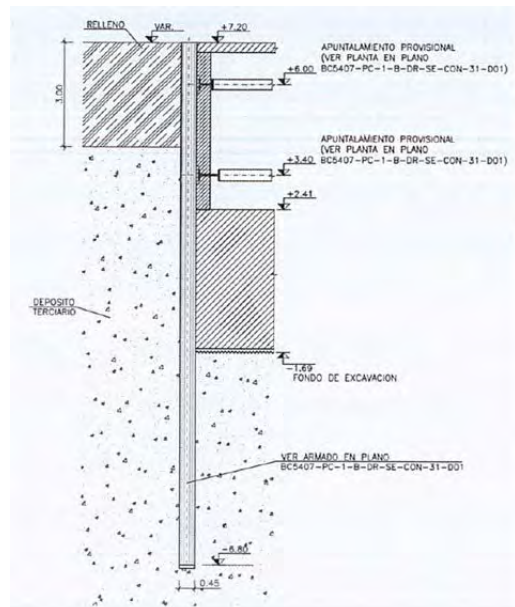


Figura 16. Esquema en alzado de los principales elementos de apuntalamiento para la Torre B.

vertical, oportunamente ancladas, según la siguiente imagen.

Estas piezas resisten el rasante en la junta de hormigonado, rasante debido a la flexión global o a la componente horizontal de las bielas de hormigón (por la carga local procedente de los soportes o de los muros, estudiada con el método de bielas y tirantes).

3.2. Contención perimetral

El proceso de excavación para alcanzar el nivel inferior del encepado incluía la ejecución de una pantalla de contención de pilotes de 450 mm de diámetro y longitud 14 m, ejecutados cada 550 mm. Estas pantallas se disponen en la totalidad del perímetro de las Torres B y C, para una excavación máxima de 9m. Se requieren dos niveles de arriostramiento que limiten el desplazamiento de las pantallas en los puntos críticos.

La elección del sistema de excavación mediante el empleo de pantallas de contención y elementos de arriostramiento en la totalidad del perímetro excavado, en lugar de realizar procedimientos más convencionales mediante la disposición de taludes, responde a los siguientes criterios y condicionantes constructivos:

- Reducir las afecciones al entorno de la actuación reduciendo el espacio ocupado al mínimo.
- Eliminar interferencias con los servicios afectados situados en el entorno de la actuación.
- Asegurar un plazo de ejecución acotado al reducir incertidumbres.

La peculiaridad de este sistema estaba en la asimetría de empujes de tierra, debido a la presencia de sótanos cercanos y a alturas de tierras diferentes, además de la forma ovalada del perímetro de contención. Por eso el sistema de apuntalamiento no es regular, si no que está optimizado para reducir la flexión en la viga de apuntalamiento, utilizando parcialmente el efecto arco de la forma ovalada.

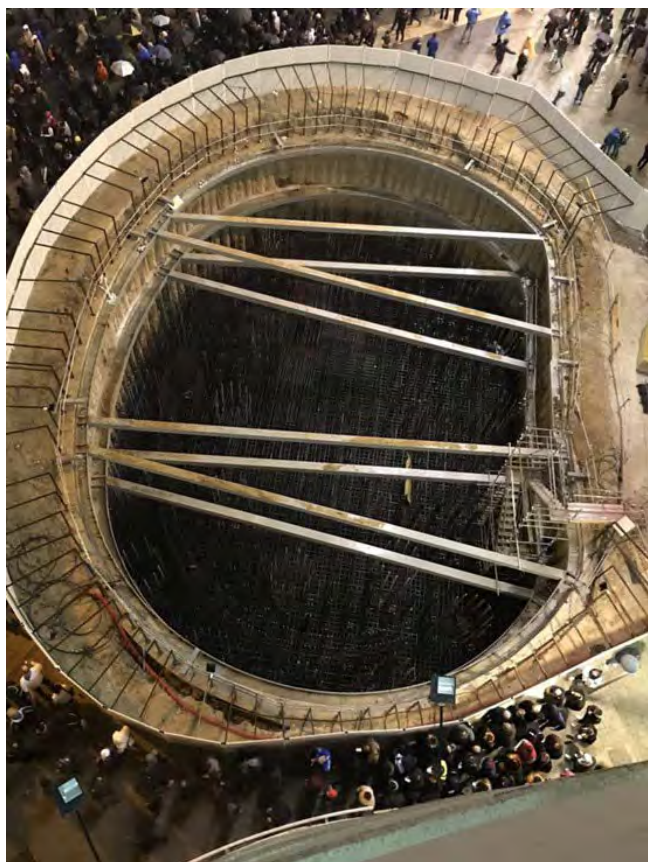


Figura 17. Vista del doble nivel de apuntalamiento, en un día de uso del estadio. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

El estudio de las pantallas se hace con el programa RIDO en el que se establecen las propiedades de la pantalla y las fases de excavación, apuntalamiento y ejecución de cimentación y forjados. Se realizan dos modelos de cálculo, uno con apuntalamiento considerado como apoyo fijo y otro como muelles oportunamente tarados. Estas hipótesis representan los extremos de las posibles configuraciones de trabajo de las pantallas, a lo largo de la contención. Finalmente, se estudia el efecto de la fuerza horizontal a nivel de encepado, empujando contra el terreno y deformándolo hacia el estado pasivo. Con la envolvente de esfuerzos y desplazamientos se obtiene el dimensionamiento de la contención.

Por otro lado, se hace un modelo en ANSYS para el análisis de los dos niveles de apuntalamiento teniendo en cuenta las rigideces de los distintos elementos empleados. De dichos modelos se obtiene tanto el dimensionamiento de la viga de arriostramiento como de los puntales, así como el muelle de apoyo que meteremos posteriormente en el modelo de la pantalla correspondiente.

Adicionalmente, durante la obra, surgió la necesidad de eliminar un puntal provisional del nivel superior, en una fase donde ya se había realizado la cimentación, pero anterior al hormigonado de los forjados que arriostran definitivamente la contención.

Para esta situación, se realiza un análisis no lineal por fases, eliminando el elemento en un modelo de partida ya cargado y deformado. Los muelles utilizados en el programa

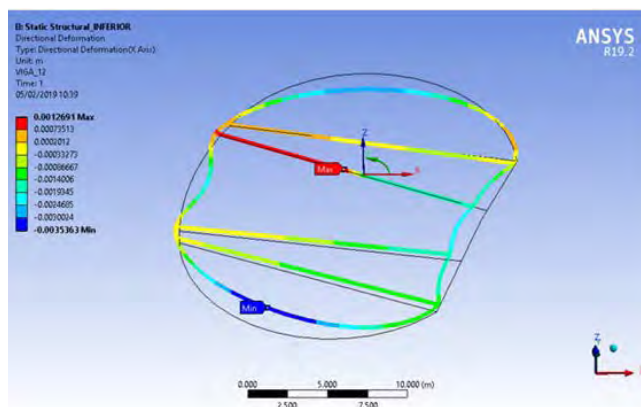


Figura 18. Deformación escalada del sistema de apuntalamiento.

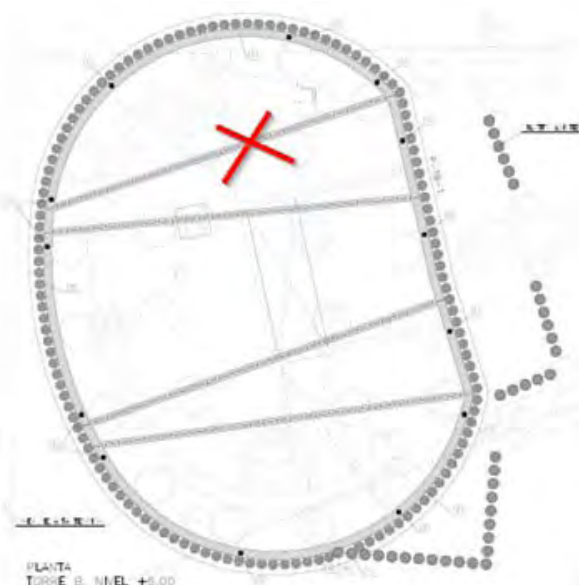


Figura 19. Puntal que se elimina en el apuntalamiento de la Torre B. Planta.

ANSYS están calibrados en el programa RIDO, modificando la fuerza aplicada a la cota del arriostramiento en la fase con puntal, y midiendo el movimiento correspondiente para obtener un muelle equivalente. Con dicho muelle no lineal se recoge la variación de rigidez, según la contención se mueva hacia dentro o hacia fuera. Además, se asegura una correspondencia unívoca de deformaciones y fuerzas entre los dos modelos.

Debido a la variación de rigidez del sistema metálico, el modelo ANSYS encuentra una nueva situación de equilibrio: los movimientos diferenciales resultantes crean variaciones de fuerzas aplicadas en el sistema metálico, según el muelle del terreno, y de esta forma el modelo ANSYS tiene aplicada la fuerza actual de empuje del terreno. Finalmente, la variación de movimiento del ANSYS se aplica al RIDO, para evaluar los efectos en las pantallas.

En este caso, no fue necesario ningún refuerzo adicional por el incremento de esfuerzos en el arriostramiento o en los pilotes, debido a que se habían dimensionado por otra fase de construcción, más restrictiva.

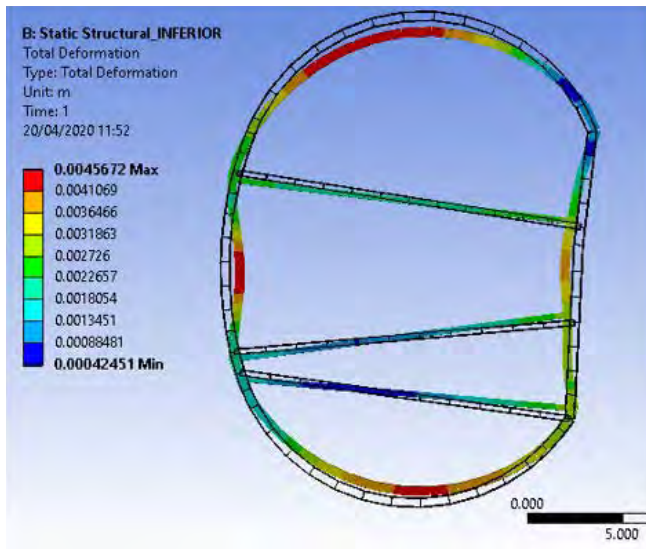


Figura 20. Movimiento diferencial por la eliminación del puntal.

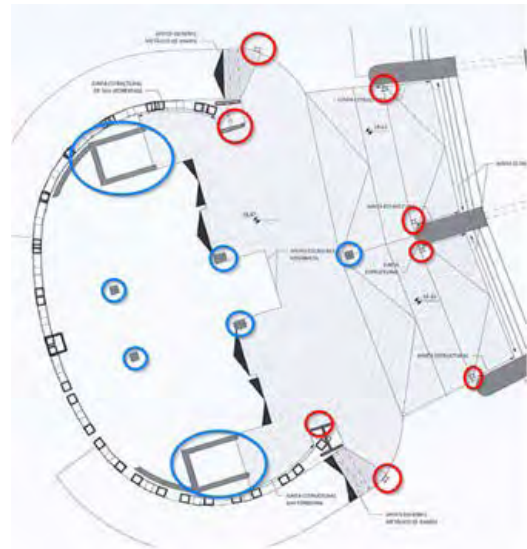


Figura 21. Planta tipo. Apoyos en elementos verticales de hormigón y metálicos.

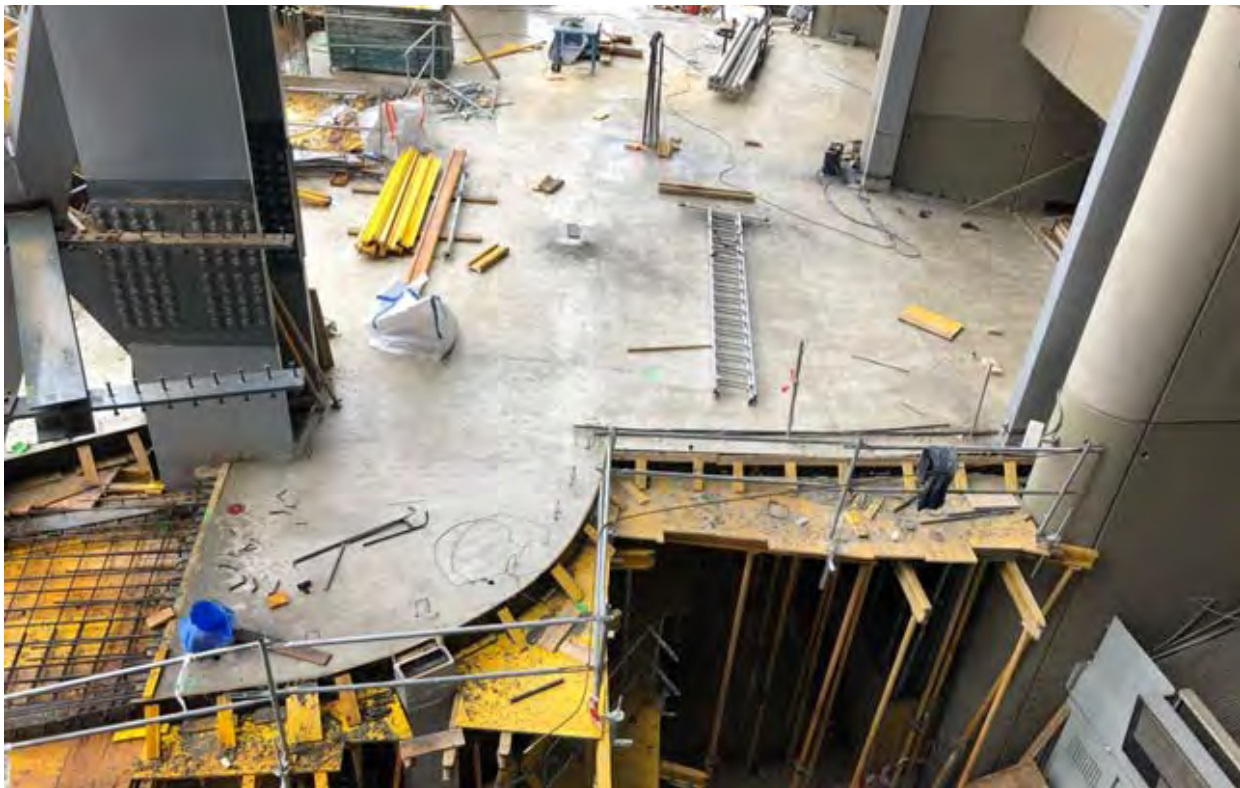


Figura 22. Geometría de la planta tipo. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

3.3. Elementos interiores de las torres de acceso.

En el interior de las cestas metálicas de las torres B y C, los forjados de hormigón unen los elementos de comunicación vertical (ascensores, escaleras convencionales, escaleras mecánicas, rampa helicoidal) con los diferentes niveles interiores del estadio actual.

Los forjados de hormigón, formados por una losa maciza de espesores diferentes según las necesidades (28 cm, 30 cm y zonas de 35 cm), deben adecuarse en planta a la forma curva

de las cestas metálicas y a los huecos disponibles entre las citadas escaleras y entre las costillas existentes.

Por otra parte, la configuración de los forjados prescinde en todo momento de apoyar en las costillas existentes del estadio, evitando así incorporar cargas adicionales en estos elementos existentes y sus cimentaciones.

De este modo, los forjados se apoyan en los siguientes elementos verticales en cada torre:

- Cesta metálica y celosías frontales que conectan los soportes principales metálicos.

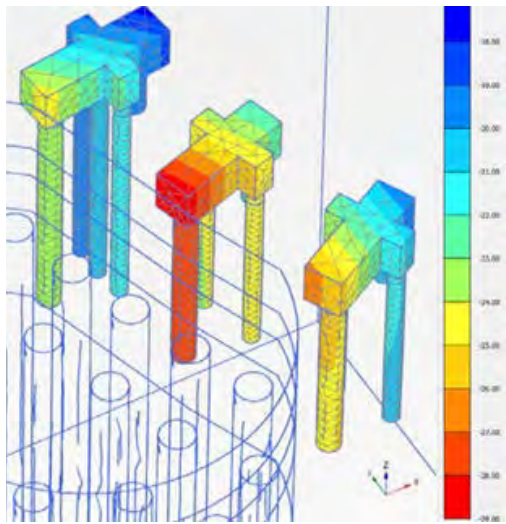


Figura 23. Asientos de arrastre provocados por el asiento de la torre según el programa Plaxis.

- 5 soportes de hormigón, de los cuales cuatro se encuentran dentro de la huella de la torre, y otro en el exterior, en el eje radial de la torre.
- 6 soportes metálicos, dos cercanos a los soportes principales de la cesta, y 4 soportes adyacentes a las costillas, que evitan la incorporación de cargas adicionales en las mismas.
- Dos núcleos de hormigón en el interior de cada torre.

A continuación, se muestra una figura y una foto con los citados apoyos de una planta tipo en elementos verticales de hormigón (círculo azul en la planta) o metálicos (círculo rojo en la planta). A la izquierda se aprecia la cesta metálica de la torre, la rampa helicoidal y los mega soportes metálicos de la torre, mientras que a la derecha se ve la rampa de conexión al estadio actual y los nuevos soportes metálicos, exentos de las costillas.

Como se ha indicado, la estructura de hormigón se conecta a los elementos metálicos de la cesta colaborando con la misma en el funcionamiento global de la estructura, recogiendo fuerzas horizontales y consecuentemente momento flector. De este modo, los núcleos y soportes mencionados colaboran parcialmente con la estructura metálica de las cestas en función de su rigidez en cada caso.

Por la elevada concentración de esfuerzos, los elementos de hormigón se fisurarán y en consecuencia bajará el nivel tensional de los mismos, redistribuyendo los esfuerzos hacia

una configuración más realista para todo el modelo, incluso para la cesta. Por lo tanto, en el modelo de cálculo se introduce un multiplicador de las propiedades de los elementos, chequeado con los esfuerzos reales de cada elemento, e igual a:

- Fisuración en dirección circunferencial del forjado que colabora con las celosías lado estadio: factor 50%.
- Fisuración a flexión de la losa: factor 20%.
- Fisuración a flexión de los soportes: factor 55%.
- Para el núcleo no se considera una reducción de propiedades.

Mientras que la mayoría de estos elementos verticales apoyan en la misma cimentación de las torres, los nuevos soportes metálicos más cercanos al estadio se apoyan en un nuevo encepado de micropilotes, independiente de las cimentaciones actuales de las costillas. Esta zona de cimentación tiene un efecto de arrastre en deformaciones verticales causado por el asiento del conjunto de la torre, como se observa en la siguiente imagen del estudio geotécnico. Por eso se ha considerado un estado de carga de asiento de estos apoyos, debido a este efecto.

De forma análoga a los torreones, se diseñan las juntas entre nuevas torres y forjados existentes del estadio de forma que puedan permitir movimientos en dirección radial de hasta 62mm, circunferencial de hasta 45mm y vertical de hasta 34mm.

Las juntas definitivas se disponen después de la aplicación de la carga muerta del edificio oeste y de toda la cubierta, puesto que dichas cargas están dispuestas de forma excéntrica respecto a las torres, y crean unos movimientos adicionales en fase de construcción que no es necesario garantizar en fase de servicio.

3.4. Pasarelas

En la coronación de cada torre, por la diferente geometría de los últimos 3 niveles en correspondencia con la corona del edificio oeste, se sitúan 6 pasarelas que conectan la rampa helicoidal con el interior del estadio. En específico, al costado de cada una de las torres se ubican dos grupos de pasarelas, dos superpuestas en el costado norte y tres en el costado sur, con otra pasarela hacia el estadio que permite conectar ambos lados de la torre.

Las pasarelas son estructuras prácticamente isostáticas, de aproximadamente 12.50 metros de luz, formadas por un tablero y una pareja de celosías laterales tipo Warren de 1.20 metros de canto, que funcionan también de barandilla.

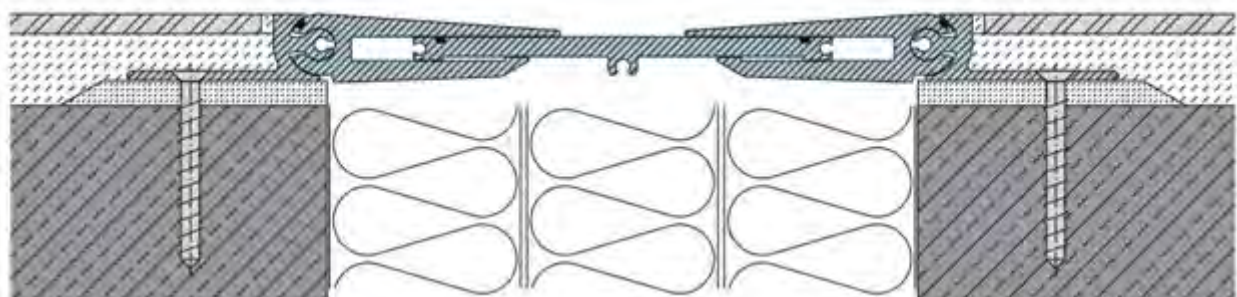


Figura 24. Esquema de junta utilizada en forjados de hormigón entre nuevas torres y estadio.



Figura 25. Acabado final de una planta tipo. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

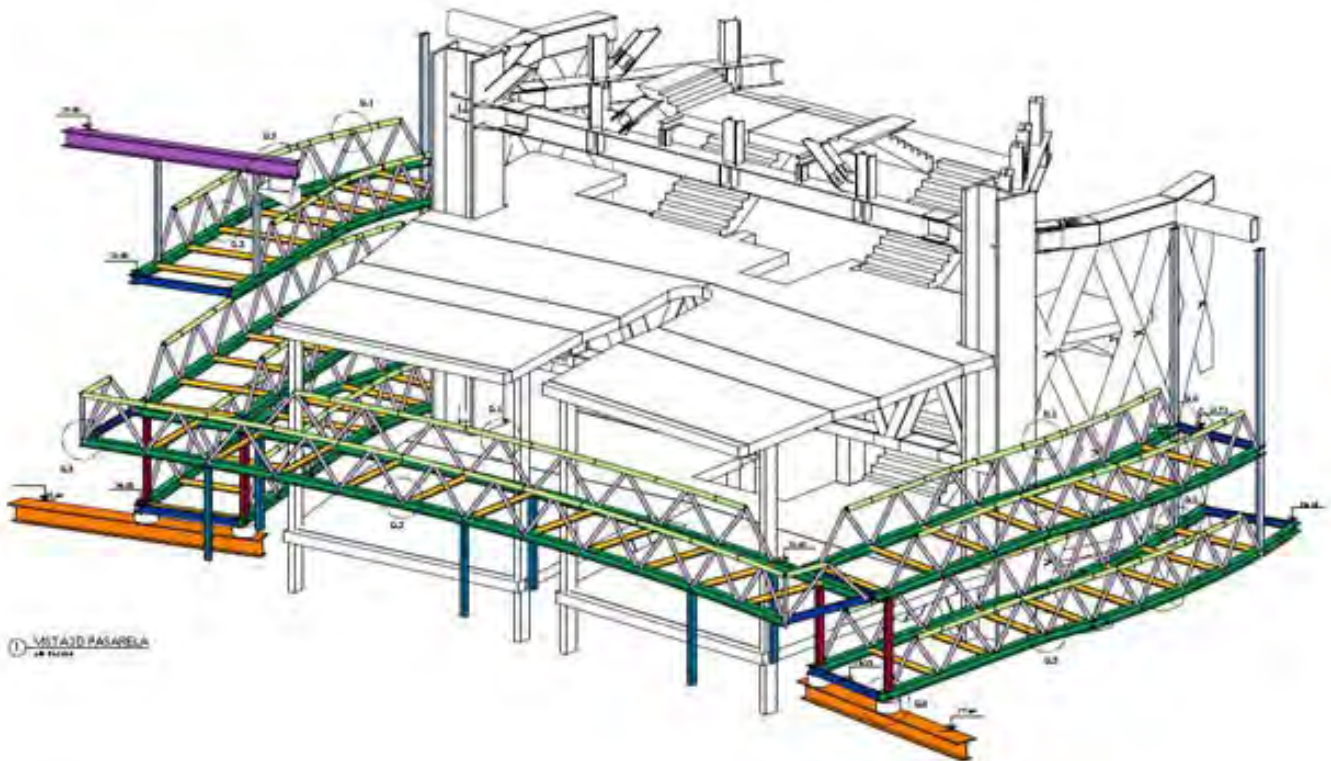


Figura 26. Vista 3D de la zona de pasarelas.

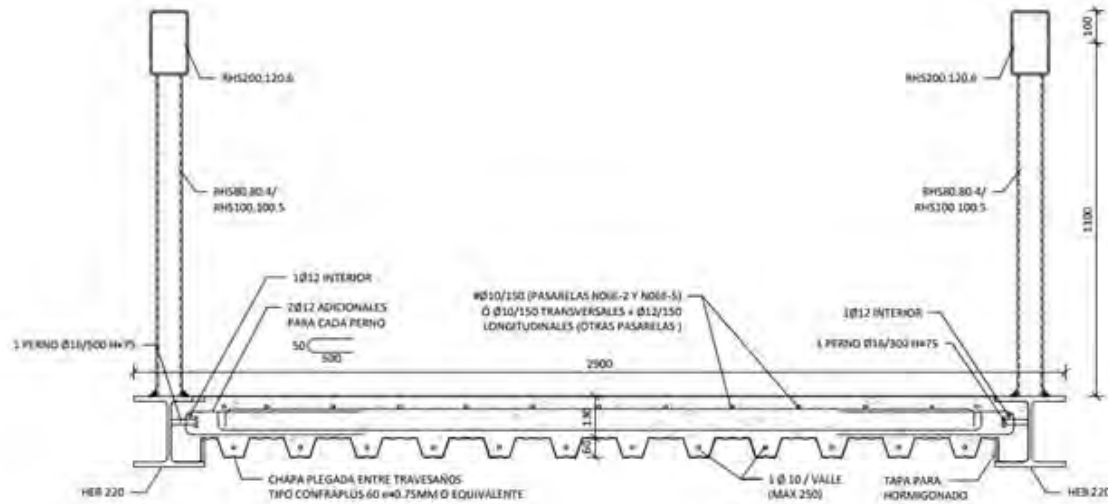


Figura 27. Sección tipo de las pasarelas.

El cordón inferior de las celosías es un perfil laminado tipo HEB220, en tanto que el cordón superior y las diagonales están compuestos por perfiles tubulares rectangulares.

El tablero está compuesto por travesaños metálicos formados por 1/2 HEA300 dispuestos en forma de T invertida y apoyados sobre el ala inferior del HEB220 y una losa de hormigón de 190 mm de canto, ejecutada sobre chapa plegada, que se apoya sobre el ala de los travesaños. Tanto en el alma de dichos perfiles como en el de los HEB220 como sobre el ala de los travesaños se disponen pernos conectadores para obtener un comportamiento solidario entre la losa de hormigón y los elementos metálicos.

Las condiciones de contorno buscan compatibilizar los movimientos diferenciales que pueden producirse entre la coronación de la torre y el edificio preexistente, calculados en 77mm. En general las pasarelas se mueven conjuntamente a la torre, y la junta se materializa lado estadio existente, utilizando unos oportunos apoyos de neopreno.

4. CONCLUSIONES

El artículo describe los aspectos más relevantes en el diseño de las estructuras de las torres y torreones situados en las 4

esquinas del estadio Santiago Bernabéu, como, por ejemplo:

- Afección de las fases constructivas en los refuerzos de los torreones.
- Análisis dinámico para estudiar la sensibilidad de las gradas a las vibraciones debidas a las personas.
- Diseño de las cimentaciones de las torres y elección de los parámetros del terreno.
- Diseño de la contención perimetral de las torres.
- Apoyo de los forjados interiores a las torres, con una solución para evitar cargas adicionales en la estructura existente.

Referencias

- [1] ISO 10137:2007: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations. Es la normativa utilizada en el análisis dinámico.
- [2] Ellis B. R., Ji T., Loads generated by jumping crowds: numerical modelling, *The Structural Engineer*, 35-40, 2004.
- [3] Ellis B. R., Ji T., Littler J. D., The response of grandstands to dynamic crowd loads, *Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs*, 355-365, 2000.
- [4] Tatara T., Ptasznik B., Vibrations of sports stadium grandstand structure due to crowd-jumping loads. 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2015.

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructura de aparcamientos y plaza

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Parking and Square Structure

Daniel Calleja Morales^a, Arturo Gonzalez Anchuela^b, Jaime Salafranca Gamo^c

^a *Arquitecto. FCC Construcción S.A.*

^b *Arquitecto Técnico. Jefe de Obra. FCC Construcción S.A.*

^c *Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción S.A.*

Recibido el 30 de octubre de 2024; revisado el 10 de enero de 2025, aceptado el 28 de mayo de 2025

RESUMEN

En el marco de la Remodelación del Estadio Santiago Bernabéu, se ha construido un nuevo aparcamiento y la plaza de los Sagrados Corazones entre las calles Padre Damián y Concha Espina, en el espacio previamente ocupado por un centro comercial y un edificio multiusos, incrementando sus niveles de sótano, llegando a cinco en la zona sur y a tres en la zona norte, con cimentación directa y losas de hormigón armado. En la planta primera y en el sótano 1 se emplean sistemas de postesado para controlar la deformación de voladizos y cumplir con las restricciones de espesor, teniendo en cuenta que tienen que soportar cargas elevadas y además se permitirá el acceso de vehículos pesados.

PALABRAS CLAVE: Remodelación, cimentación, sistemas de postesado, pantallas de contención, anclajes extraíbles, análisis estructural.

©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

As part of the renovation of the Santiago Bernabéu Stadium, a new parking lot and the Sagrados Corazones square have been built under Padre Damián and Concha Espina streets, in the space previously occupied by a shopping center and a multi-purpose building, increasing its basement floors to five in the south area and three in the north area, with direct foundations and reinforced concrete slabs. On the second floor and basement 1, post-tensioning systems are used to control cantilever deformation and comply with thickness restrictions, taking into account that they will support heavy loads and allow access by heavy vehicles.

KEYWORDS: Remodeling, foundation, post-tensioning systems, retaining walls, removable anchors, structural analysis.

©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*: jsalafranca@fcc.es (Jaime Salafranca Gamo)

Cómo citar este artículo: 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>

1. INTRODUCCIÓN

La Remodelación del Estadio Santiago Bernabéu incluye la construcción de un nuevo aparcamiento entre las calles Padre Damián y Concha Espina. Antes de la remodelación existían dos edificios en esta parcela, un Centro Comercial al sur y un Edificio Multiusos al norte. El nuevo aparcamiento abarca el espacio de ambos edificios y añade nuevas plantas subterráneas.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura del nuevo aparcamiento está constituida por losas de hormigón armado y postesado de diversos cantos en función de los usos y luces entre pilares de las distintas zonas, las cuales se describen más adelante en detalle. Parte de la superficie en planta se prolonga sobre rasante en el denominado Edificio Este, que cierra dicho lateral del estadio y recibe en su coronación cargas horizontales de la cubierta principal [1].



Figura 1. Desniveles sótanos 5, 4 y 3.

En la esquina sureste se ubica la ampliación de la Plaza de los Sagrados Corazones.

Para la contención de tierras -necesaria para la creación de los nuevos sótanos- se ejecutó una segunda fila de pantallas de pilotes adosadas al intradós de las existentes, las cuales fueron convenientemente estabilizadas [2] para acometer el proceso de demolición del Centro Comercial. En apartados posteriores se describen detalladamente las citadas pantallas, tanto desde el punto de vista de su cálculo como de su posterior ejecución.

2.1. Cimentación

La cimentación se diseñó de tipo directa, transmitiendo al terreno una tensión no mayor a 0.40 MPa (4 kp/cm²) [2]. Se diferenciaron dos tipologías: losa de cimentación en la zona en que se cimentan los pilares que continúan sobre rasante en el Edificio Este [3] (con mayores cargas), y zapatas aisladas bajo los pilares predominantemente pertenecientes al aparcamiento bajo rasante y la plaza. Con carácter general, la losa de cimentación presenta un canto de 1.50 m, incrementándose en aquellos casos en que la magnitud de la carga a cimentar o la disposición poco centrada del pilar dentro de la losa lo requirieran.

Cabe destacar la disposición parcial de una losa de cimentación de 3 m de canto que cumplía la función de contrapeso

de los tirantes provisionales planteados para el montaje de la viga sur de la cubierta [1]. Esta losa también sirvió como cimentación de una de las grúas empleadas en obra y de varios pilares definitivos del aparcamiento.

La disposición de los sótanos sigue un patrón escalonado: la parte sur con cinco sótanos, una pequeña parte del centro oeste con cuatro sótanos, y la zona norte con tres sótanos (figura 1). La cimentación se adapta a este escalonamiento mediante la ejecución de pantallas de contención de tierras que permiten el cambio entre niveles (figura 2).

2.2. Plantas de sótano 5 a sótano 2

Como se ha indicado, el número de sótanos varía en la superficie del aparcamiento, llegando hasta el nivel sótano 5 en la zona sur (figura 3) que coincide con la superficie que inicialmente ocupaba el Centro Comercial demolido. Gran parte de este sótano 5 está cimentado mediante zapatas y sobre ellas se ejecutó una solera de hormigón armado de 200 mm de espesor, manteniendo su cota superior (-12.45m respecto al terreno de juego) uniforme y enrasada con la cara superior de las losas de cimentación.

Los niveles de sótano 4 y 3 (cotas -9.30 y -6.15 respectivamente) están diseñados para el estacionamiento de vehículos ligeros, conviviendo en ellos losas de cimentación y forja-



Figura 2. Planta de cimentación.

dos. Estos se resuelven mediante losas macizas de hormigón armado de 250 mm de canto, con la salvedad la zona sur del sótano 3 en la que, debido a las mayores cargas de instalaciones previstas, se amplió a 300 mm.



Figura 3. Sótanos del 5 al 1 ejecutados en lado sur y ejecución del resto de zapatas y pilares del sótano 5 en lado norte.

En el forjado de sótano 2, la necesidad de soportar mayores sobrecargas debido al paso de vehículos pesados, unidades móviles y disposición de instalaciones pesadas (figura 4), hace necesario que el canto de la losa aumente a 370 mm. Además, se aumenta la altura libre para permitir el paso de estos vehículos. La zona norte, a partir de la sala de prensa, se resuelve con losa de canto de 300 mm.

La estructura de la mayor parte del aparcamiento se ejecuta mediante pilares dispuestos formando una cuadrícula de 7.8 x 7.8 m aproximadamente. Esta cuadrícula se mantiene desde el sótano 5 hasta el sótano 2, donde mueren algunos de los pilares para permitir el paso de los camiones y autobuses.



Figura 4. Paso de camiones en sótano 2

2.3. Plantas sótano 1 y primera

La estructura de los niveles de Sótano 1 (+3.30) y Planta Primera (+7.70) se resuelve mediante diversas soluciones tipológicas en función de los usos y de los condicionantes geométricos derivados de la distribución de pilares y muros portantes (la planta del nivel 0 no existe en la zona de intervención, correspondiendo su designación al interior del estadio existente). En la planta Primera se sitúan los accesos del Lateral Este, quedando parte de la losa en el exterior del Edificio. En la Planta Sótano 1 se ubica, en su zona sur, la plaza de acceso público situada en la confluencia de las calles Concha Espina y Padre Damián, y en su zona norte espacios interiores de usos diversos.

En los espacios exteriores de ambos niveles se debían contemplar cargas elevadas por ocupación y acceso de bomberos, así como la presencia de parterres de dimensiones considerables (figura 5). En dichos parterres se dispusieron bloques de poliestireno expandido de alta densidad (figura 6) que per-



Figura 5. Sótano 1 y Planta Primera. Vista general de la plaza pública.

mitían el desarrollo de los volúmenes definidos en el proyecto de Urbanización, evitando los incrementos de carga que supondrían espesores excesivos de tierras.

metros en dirección N-S. Resto mediante losa maciza de hormigón armado de 500 mm de canto (luz máxima entre pilares del orden de 16.00 metros) (figura 7).



Figura 6. Poliestireno expandido para formación de volúmenes en parterres de Plaza Pública.

Adicionalmente, la línea de pilares que soporta el borde oriental de la Planta primera nace sobre la losa de Sótano 1, lo que también condiciona el planteamiento estructural.

En términos generales se definieron los siguientes sistemas de forjado:

- Planta Primera: losa maciza de 500 mm de canto con postesado no adherente [4] en dos direcciones. Luces máximas del orden de 17.00 metros en sentido N-S y voladizos de hasta 5.00 metros en sentido E-O.
- Planta Sótano 1: Losa aligerada postesada [4] en dos direcciones de 1 m de canto en zona exterior, con luces entre pilares del orden de 24.00 metros en dirección E-O y 16.00

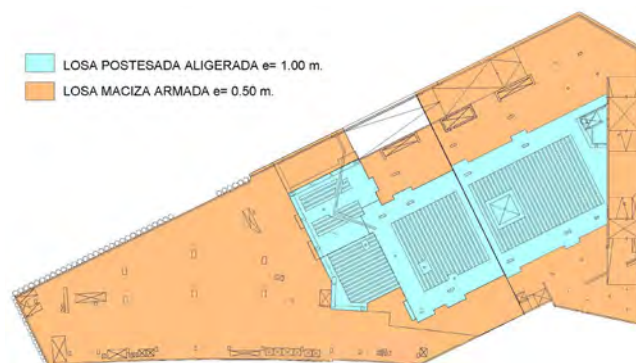


Figura 7. Distribución de tipologías en forjado de sótano 1.

Los aligeramientos empleados en la losa postesada bajo la plaza pública están formados por cilindros de porexpan de 700 mm. de diámetro, separados 1 m (figura 8). Entre aligeramientos se disponían nervios estribados con tendones de pretensado de vaina circular. Perpendiculares a dichos nervios se definieron vigas embebidas, de aproximadamente cinco metros de ancho, en las que se disponían entre cinco y siete tendones de pretensado (figura 9).

El empleo de sistemas no adherentes de postesado [4] en el nivel de Planta Primera se eligió debido a las restricciones en el canto de la estructura en diversas zonas por problemas de gálibo; restricciones que imposibilitaban el cumplimiento de los límites de fisuración especificados para sistemas adhe-

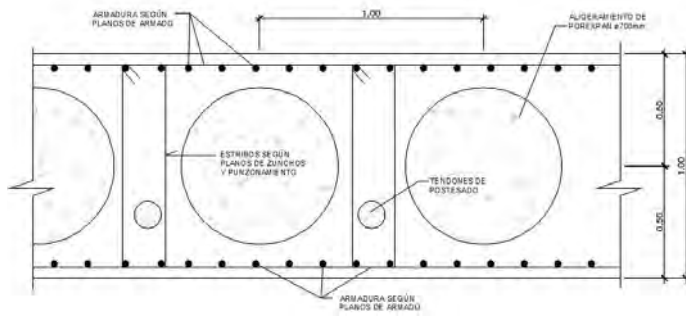


Figura 8. Sección transversal de losa aligerada en sótano 1.



Figura 9. Ejecución de losa aligerada.

rentes, más exigentes conforme a las prescripciones del Eurocódigo [5] (UNE EN 1992-1-1:2004) y del actual Código Estructural [6]. Tal y como se puede apreciar en la tabla 7.1N del Eurocódigo, para una clase de exposición XC2 el límite de apertura de fisura es de 0.3 mm. para armaduras activas no adherentes (con la Combinación de cargas Cuasipermanente), mientras que es de 0.2 mm. para armaduras activas adherentes (con la combinación Frecuente).

En la planta primera los cables de tesado se dispusieron únicamente en aquellas alineaciones de pilares que lo requerían, bien por la magnitud de las luces entre pilares (del orden de 16 metros en los vanos centrales), bien para controlar la deformación de los voladizos, situados tanto en la línea de conexión con el edificio existente como en el lateral de la plaza pública (figura 10).



Figura 10. Detalle de pretensado en forjado de Planta Primera.

3. CÁLCULO

3.1. Pantallas de contención del centro comercial

El centro comercial existente en la esquina de las calles Concha Espina y Padre Damián disponía de 3 plantas de sótano que se excavaron, en su día, al amparo de una pantalla continua anclada. En el momento de acometer la reforma, esta pantalla se encontraba arriostada por los forjados de la estructura del aparcamiento. En esta zona se proyectaban 2 plantas de sótano adicionales, para lo que era necesario la ejecución de una nueva pantalla por el intradós de la existente.

Para calcular la nueva pantalla y su interacción con la existente, así como para dimensionar los nuevos anclajes provisionales, se desarrolló un modelo de elementos finitos bidimensional mediante el programa PLAXIS 2D. El terreno se caracterizó con un modelo tenso-deformacional hiperbólico, que permite proporcionar mayor precisión en los procesos de descarga asociados a la excavación [2].

Se consideró una sobrecarga uniforme en superficie de 10 kN/m². Los anclajes se modelaron como elementos de apoyo flexibles exteriores al terreno, con una rigidez elástica equivalente a la longitud libre más medio bulbo.

La carga de los anclajes se determinó de manera que la carga de tesado se incrementara menos de un 15% en las si-

guientes fases constructivas. Los forjados también se modelaron con elementos de apoyo externos, asumiendo un punto fijo en el punto medio del forjado entre dos pantallas.

En cuanto a la interacción entre la pantalla existente y la nueva pantalla de pilotes, se supuso que operarían de manera independiente, rellenando el hueco entre ambas con hormigón en masa. Esta situación se modeló mediante un material elástico situado entre la viga de coronación de la nueva pantalla y la pantalla existente.

En las zonas destinadas a la excavación de zapatas para la cimentación de pilares, se añadió una fase de cálculo con el fondo de la excavación a la cota de fondo de zapata, adoptando un enfoque conservador debido al efecto tridimensional de dicha situación.

Se realizó el cálculo para cada una de las secciones en las que, o bien se modificaba alguna característica de la pantalla existente, o bien se producían modificaciones en cotas de excavaciones, forjados, etc., considerando todas las etapas de cada fase.

En los casos en los que se situaban cimentaciones cercanas que pudieran afectar a las pantallas (como los pozos de cimentación de los pilares de la grada del estadio) se incluyó la carga transmitida por estas. Para ello, se realizó una estimación de la carga, de la dimensión de los pozos y de su distancia a la pantalla (figura 11 y figura 12). La carga introducida en Plaxis era de tipo uniforme, del mismo ancho que la cimentación, y se modificó de forma que transmitiera el mismo incremento máximo de carga en la pantalla que el equivalente a un pozo más los dos contiguos.

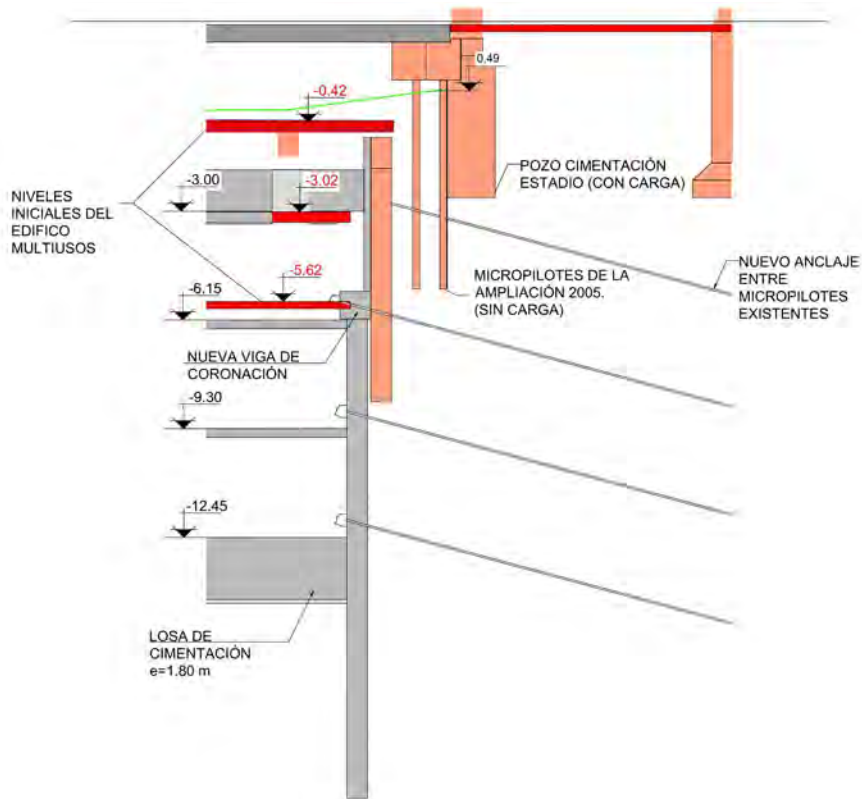


Figura 11 Cimentaciones del estadio junto a pantallas de contención de tierras.

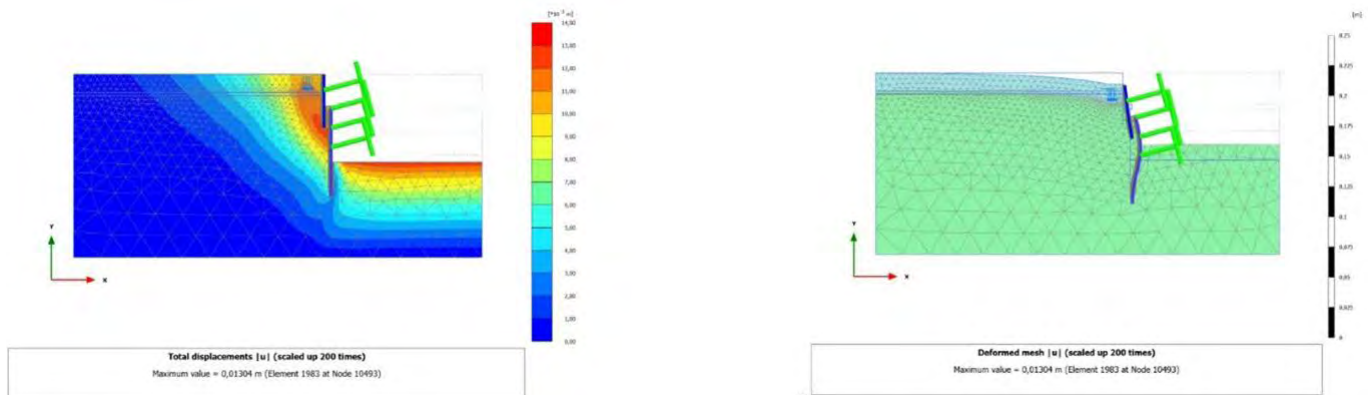


Figura 12. Deformaciones del terreno y de la pantalla. Resultados en Plaxis.

3.2. Pantalla de contención del edificio multiusos

Se emplearon dos métodos de cálculo según las características del trasdós de las pantallas: un modelo de elementos finitos 2D para aquellas en las que se conservaban pantallas existentes o cimentaciones del estadio (tal y como se hizo en las pantallas del centro comercial) y modelos analíticos elasto-plásticos mediante el programa RIDO 4.22 para las pantallas interiores que delimitaban los niveles de sótanos. En estas últimas se consideró una sobrecarga uniforme de 10 kN/m² en el interior del recinto durante la fase de construcción del aparcamiento, aumentando a 0.4 MPa en el estado definitivo (valor correspondiente a la máxima tensión admisible del terreno para las cimentaciones dispuestas en su trasdós).

3.3. Plantas sótano 5 a sótano 2

Como herramienta de cálculo se emplea el programa Cypecad Espacial, versión 2019.e, desarrollado por la casa CYPE Ingenieros (figura 13).

Mediante el programa CEDRUS se analizaron elementos singulares como rampas y la losa de contrapeso de los tirantes mediante el empleo de muelles no lineales. También sirvió para analizar el comportamiento como edificio largo sin juntas.

3.4. Plantas sótano 1 y primera

El análisis estructural de los niveles Sótano 1 y Planta Primera se realizó mediante diversos modelos de cálculo para

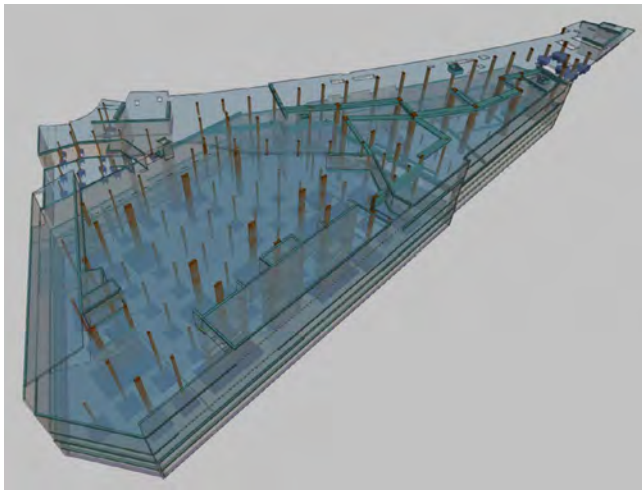


Figura 13. Vista general de modelo en Cypecad.

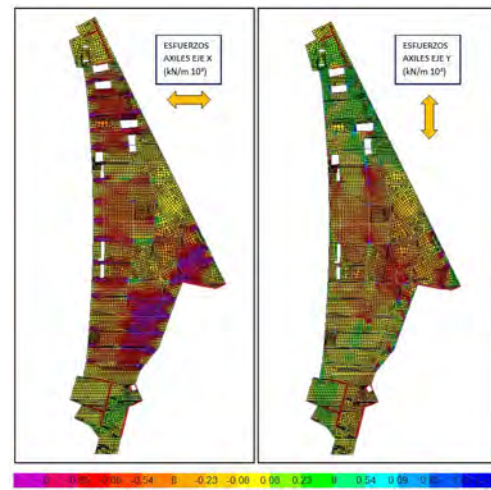


Figura 14. Esfuerzos axiales debidos al pretensado en ejes X e Y en Planta Primera (modelo ETABS).



Figura 15. Distribución de tendones de postesado en losa de Sótano 1.

contemplar los distintos aspectos involucrados en su diseño.

El estudio de las acciones gravitatorias se realizó mediante el programa CEDRUS. En estos modelos de cálculo se contemplaban las fuerzas de desvío debidas a las acciones de tesado, con las pérdidas por rozamiento, penetración de cuñas, etc. También se definía la posición de los acopladores de cables entre las distintas fases de ejecución.

Debido a la irregularidad geométrica de estas plantas, la distribución de las fuerzas axiales del postesado (fundamental para el correcto análisis de tensiones, fisuración, etc.) se determinó con un modelo de cálculo de Elementos Finitos adicional mediante el programa ETABS (figura 14), en el que se reproducía toda la estructura bajo rasante del Aparcamiento.

En la planta Sótano 1 se plantearon dos familias de tendones: una en la dirección de los nervios aligerados y otra perpendicular,

en la que se desarrollaban las vigas principales (figura 15). El trazado de los tendones estaba condicionado por las restricciones en el espesor de la losa (de 1 m. de canto) y las interferencias entre cables perpendiculares. Se estableció como familia principal la de las vigas en dirección norte-sur, de forma que los tendones en dirección este-oeste cruzaran siempre por encima de los anteriores. Esta circunstancia limita la excentricidad del trazado de los cables en las vigas, reduciendo su efectividad, lo que hizo necesario disponer cuantías elevadas de postesado en algunos casos.

En los nervios dirección este-oeste se dispusieron tendones simples de acero Y 1860 S7 en vaina corrugada circular, con sección variable entre 6 y 24 cables $\phi 0.6''$ (ajustando el dimensionamiento a los esfuerzos de cada tramo). Las vigas principales llegaban a tener, en el peor caso, siete tendones de 31 cables.

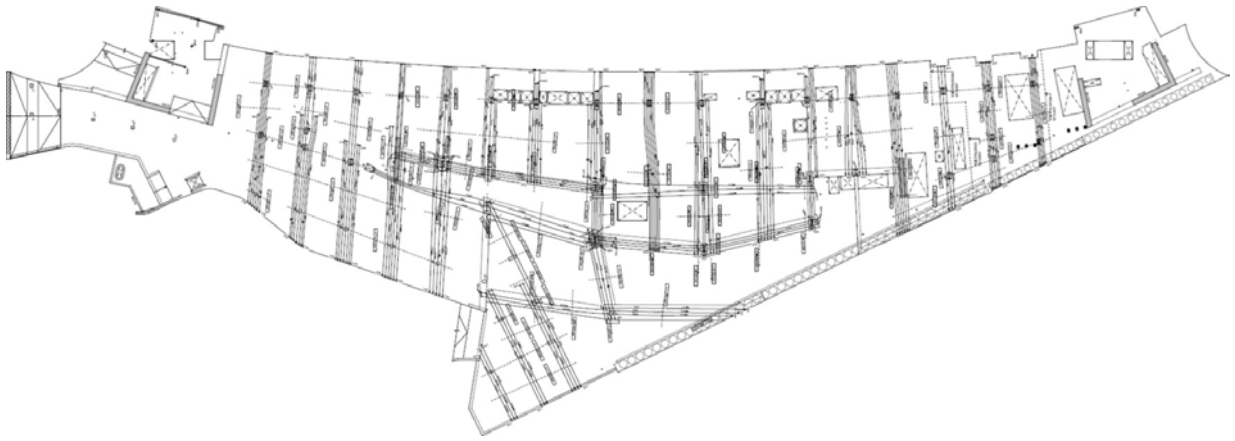


Figura 16. Distribución de cables de pretensado en losa de Planta Primera.

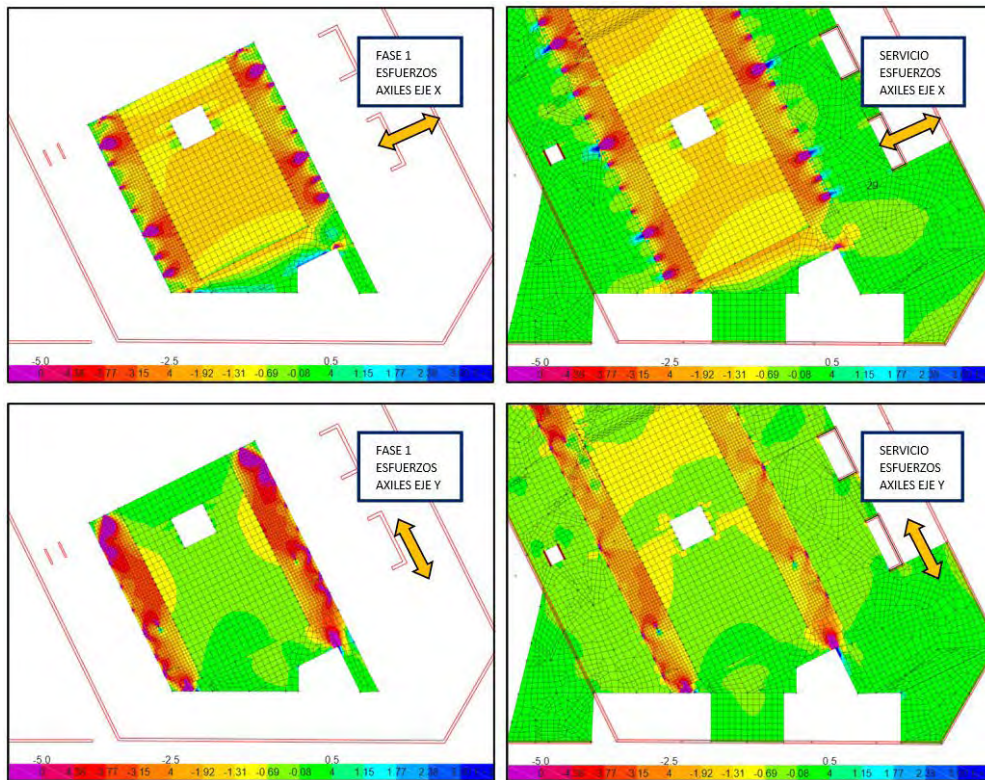


Figura 17. Variación de los esfuerzos axiales en la losa de Sótano 1 entre la etapa inicial de ejecución y el estado final, en ambas direcciones (modelo ETABS).

En la losa del nivel 1 se plantearon también dos familias de tendones (figura 16). El empleo aquí de un sistema no adherente de cables monocordón [4] permitía mayor flexibilidad en el trazado y en la realización de ajustes en obra, sin que los cruces entre las distintas familias redujeran la efectividad de los tendones de forma reseñable.

Tal y como se explica más adelante en el apartado del proceso de Ejecución, la zona central de la losa postesada del Sótano 1 se hormigonó y tesó previamente a la realización del resto de la losa. Esto suponía un cambio de las condiciones de contorno que afectaba a la distribución de la fuerza de tesado a largo plazo debido a los efectos de la fluencia. El análisis de esta transferencia de carga del tesado entre las distintas fases de ejecución de la losa de la plaza se realizó mediante la expresión del Coeficiente de Envejecimiento del artículo 25.2 de la EHE-08 [7] y un cálculo por etapas de la estructura.

$$S_{\infty} = S_0 + (S_c - S_0) \left(\frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + X\varphi(\infty, t_c)} \right)$$

Conforme a la formulación de la EHE-08, se combinan los esfuerzos obtenidos en los modelos de cálculo de las fases provisionales y de la estructura completa (figura 17), ponderándose sendos valores con los coeficientes derivados de la fluencia del hormigón, según las edades de ejecución.

A la vista de los cálculos realizados, se consideró suficientemente aproximada la siguiente expresión para todas las fases:

$$S_{\infty} = 0.45 \cdot S_0 + 0.55 \cdot S_c$$

Siendo S_0 la distribución de fuerzas calculada en la fase inicial de tesado y S_c la obtenida con la estructura completa.

Dadas las dimensiones de las losas y la ausencia de juntas de dilatación, en las losas armadas de 500 mm. de espesor se

dispuso una cuantía mínima de armadura de flexión del 4‰ (#ø16/0.15/0.15 superior e inferior) con objeto de disipar la fisuración producida por efectos de la temperatura y la retracción. Esta cuantía es la establecida en diversos artículos académicos al respecto [8].

4. EJECUCIÓN

4.1. Demolición del Centro Comercial.

Inicialmente existía bajo la rasante del Centro Comercial un aparcamiento con tres plantas de sótano, que se ha incrementado en dos (una de las cuales con doble altura para permitir el paso de camiones y autobuses). El vaciado del Centro Comercial (figura 18) ha provocado un cambio del nivel más profundo, inicialmente situado a cota -5.0 (-5.62 en la referencia del proyecto del Centro Comercial) que pasa a la cota -12.90, excavando 7.90m.



Figura 18. Demolición del lado sur del centro comercial.

Se diseñó una solución en la que se respetaba el perímetro de muros pantallas continuas existentes de 600mm de espesor, los cuales se estabilizaron durante la demolición de la estructura existente para, posteriormente, profundizar el recinto mediante pantallas de pilotes adosadas a las anteriores.

La demolición de los forjados del aparcamiento del centro comercial implicaba la instalación previa de anclajes provisionales en la pantalla existente, liberando a los forjados de la responsabilidad de transmitir los empujes del terreno y manteniendo así la estabilidad de la misma. Se conseguía, de este modo, ejecutar la obra inferior sin el constreñimiento que implicaría la existencia de parte de dichos forjados.

Se recopiló la información disponible de la construcción en el año 1990 del Centro Comercial, al tiempo que se realizó una campaña de calas en el intradós de las pantallas para poder cotejar las armaduras realmente dispuestas. Desafortunadamente, se comprobó que la información de los planos disponibles no se correspondía con la realidad observada.

Una vez retirada la cámara de fábrica de ladrillo del Centro Comercial se observó que los anclajes en algunos tipos de

pantallas no se correspondían con los que aparecían en los planos disponibles (en alguna zona existían marcas de dos niveles de anclajes pero en planos sólo figuraba uno, la armadura de planos no siempre correspondía con la observada en las calas, etc.). Estaba claro que la gestión documental de la época era mejorable. En la Revista Cauce 2000 n° 61 de enero/febrero 1994 existía una imagen de estas pantallas intercalada en el artículo escrito por J.M Fernández Alvarez sobre la Ampliación del Estadio Santiago Bernabéu [9]. Esta imagen fue de gran ayuda al igual que un croquis de obra referente a ancho de módulos, profundidades y fuerzas de anclajes facilitado por TERRATEST.

Se propuso un proceso de anclajes de las pantallas existentes previo a la demolición del Centro Comercial, contemplando los siguientes aspectos:

1. Disponer la separación de los anclajes en función de la longitud de los módulos de pantallas existentes, buscando, en la medida de lo posible, el equilibrio en cada uno de los módulos sin recurrir a la colaboración de los adyacentes.
2. Comenzar la ejecución de los anclajes (figura 19) con anterioridad a la demolición de los forjados que acodalaban las pantallas, siguiendo en orden inverso al que previsiblemente se procedió en la ejecución de las pantallas existentes. De esta forma se evitaban los voladizos excesivos que hubiera generado la demolición de forjados previamente a la ejecución de los anclajes. Esta disposición respondía a la incertidumbre acerca de la armadura realmente dispuesta en las pantallas existentes.
3. Disponer la cota de los anclajes para que se realizara con maquinaria ligera desde el forjado de Planta Baja (en las zonas donde existía este forjado) y desde el forjado del sótano.

El edificio existente presentaba una junta de dilatación, mediante doble pilar, que delimitaba lo que serían las distintas fases de organización de la obra.

En una primera fase únicamente se demolió completamente la estructura al sur de la junta de dilatación, conservando la cimentación y los forjados bajo rasante de la zona norte, más cercana al edificio multiusos. Una vez puestos en carga los anclajes sobre las pantallas existentes, se eliminaron los forjados, pilares y cimentaciones, para proceder a la ejecución de la nueva pantalla de pilotes (figura 21 y figura 20), su viga de coronación y la ejecución (figura 22) y tesado de los anclajes situados sobre ella. Posteriormente se realizó la excavación del terreno contando con filas intermedias de anclajes.

En el caso en que la nueva altura entre forjados sometía a la pantalla existente a esfuerzos mayores que los que resistió antes de la remodelación, se procedió al refuerzo de la misma. El refuerzo consistió en la creación de un “forro” de hormigón, adecuadamente armado, por el intradós de esta. Por facilidad de ejecución, se concibió desconectado estructuralmente de la pantalla existente y se realizó en la fase final de la construcción, justo antes de eliminar todos los nuevos anclajes provisionales, dejando unas ventanas en el muro para su posterior destesado y retirada (figura 23).

Por otro lado, los nuevos anclajes fueron ejecutados, en sus filas superiores, con anclajes extraíbles que se retiraron del terreno una vez destesados. Esta es la primera obra en la

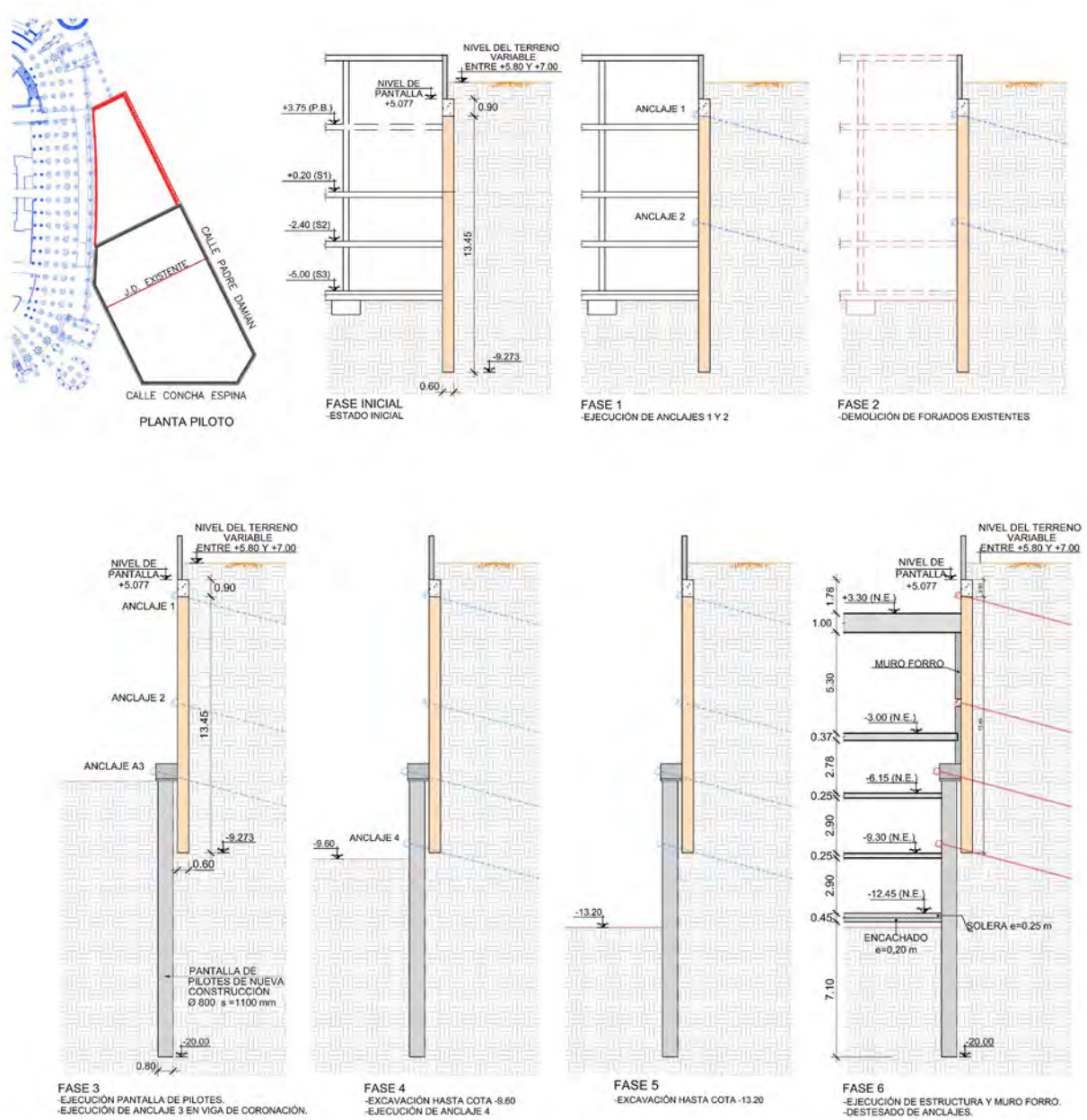


Figura 19. Proceso constructivo pantallas C/ Padre Damián.



Figura 20. Ejecución de pilotes en intradós de pantalla existente.



Figura 21. Vista de los pilotes ejecutados.



Figura 22. Ejecución de anclajes al terreno.



Figura 23. Destesado y retirada de anclajes con muro forro.

que se han empleado anclajes recuperables en España, ejecutándose esta operación con éxito.

Durante el proceso de redacción del proyecto constructivo de las pantallas se realizó una campaña de investigación de las posibles afecciones de los anclajes. Las afecciones detectadas eran a servicios en uso o abandonados, estructuras existentes (en general cimentaciones del estadio) y futuras cimentaciones que, en el momento de redacción del proyecto, no estaban completamente definidas al estar a su vez en proceso de diseño.

Tanto en servicios afectados, como en las futuras cimentaciones, debió considerarse simultáneamente el control espaciotemporal al tratarse de anclajes provisionales, por lo que podía ser que existiera interferencia geométrica en el espacio que, al no coincidir en el tiempo, no resultara relevante. El empleo de tecnología BIM [10] ayudó a resolver las posibles interferencias que se pudieron ocasionar

Los servicios afectados detectados fueron:

- Cl/ Padre Damián.
Existe una galería de pluviales en servicio que, discurre paralela a la pantalla. Esta galería ha obligado a reconsiderar los ángulos de los anclajes superiores forzados a pasar bajo ella al tiempo que producían interferencia con la segunda fila, que se ha resuelto disponiéndose al tresbolillo.
- Cl/Concha Espina.
Una galería de aguas pluviales en un tramo en la esquina Concha Espina con Padre Damián. El futuro desvío del colector, que inicialmente discurría por el interior del aparcamiento, se estudió llevarlo paralelo a la pantalla de Concha Espina, pero la dificultad del encaje de los anclajes entre la galería existente y la futura hizo que se optara por desplazarlo cruzando por la calle Concha Espina y alejándolo de los anclajes.
- Lado estadio.
El estudio de las interferencias con las estructuras del lado este del estadio se realiza mediante el modelo BIM

[10] del mismo, tanto en su estado actual como con las futuras cimentaciones. Se buscó minimizar las posibles interferencias considerando las cimentaciones que se encuentren trabajando en cada momento. Estas consideraciones obligan a que, durante la obra, se deban controlar las múltiples afecciones, desde un punto de vista global, de las distintas actuaciones que se acometen en la remodelación del Estadio.

4.2. Demolición del Edificio Multiusos.

El edificio Multiusos, ejecutado en año 2004, contaba con mayor calidad de la documentación de su proyecto, incluyendo tanto los planos como los cálculos de las pantallas de contención de tierras (figura 24). En este caso se trataba de tres tipos de pantallas de pilotes, según profundidades de excavación y muros de hormigón del lado del estadio. Los diferentes tipos se diferenciaban en el armado y diámetro de los pilotes, pero coincidían en que en todos los casos se trataban de pantallas trabajando en voladizo, incluso en el estado definitivo, dado que se habían dispuesto apoyos deslizantes con los forjados mediante neoprenos.

En este edificio existían dos plantas de sótano, de las que la más profunda ocupaba parcialmente la superficie entre el contorno exterior de las pantallas existentes. Con la remodelación estaba previsto incrementar el número de sótanos; hasta sótano 3 en la mayor parte de la superficie del mismo, hasta sótano 4 en su esquina suroeste y al sur del edificio, y en lo que fue el Centro Comercial, llegar hasta sótano 5. Se pasaba de la cota de cara superior de encepados existente a la -1.30, hasta la nueva profundidad de -6.15, excavando del orden de 4.85 m. más la diferencia de cantos de cimentaciones.

Debido a que las pantallas existentes se encontraban trabajando en voladizo, la demolición de los forjados pudo acometerse directamente sin comprometer la estabilidad de estas. Se evitaba así la disposición de anclajes en las pantallas

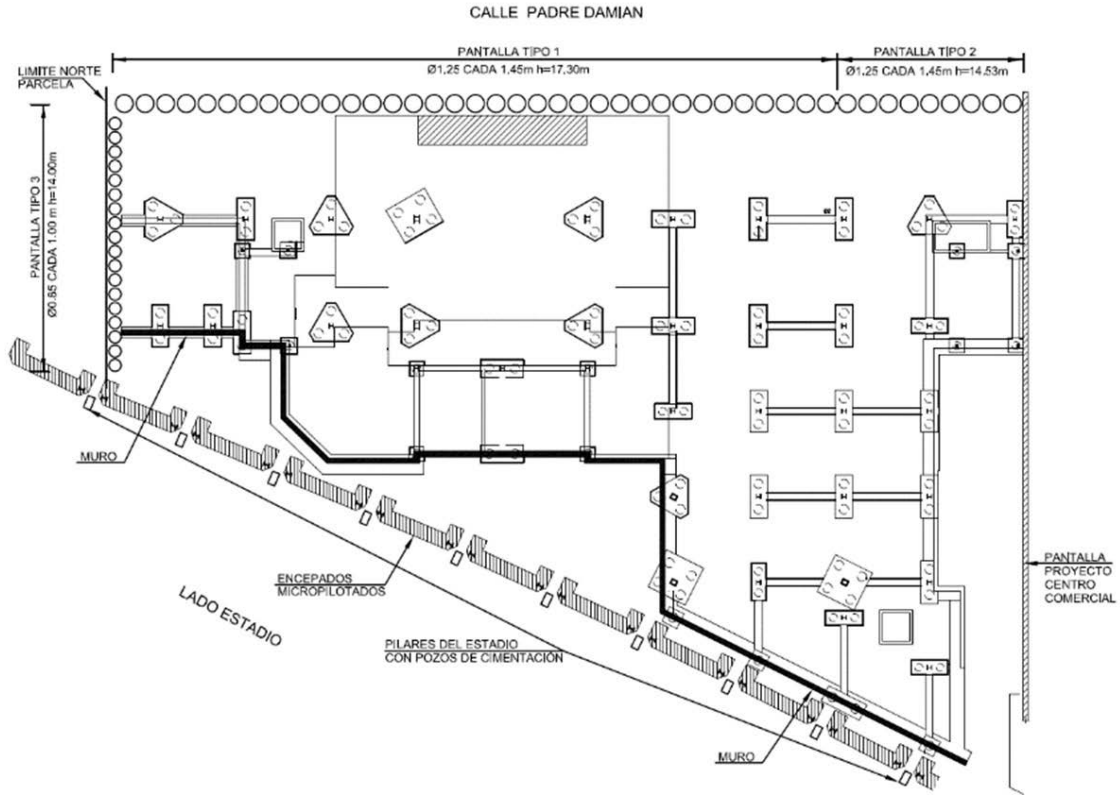


Figura 24. Cimentación existente del edificio multiusos.

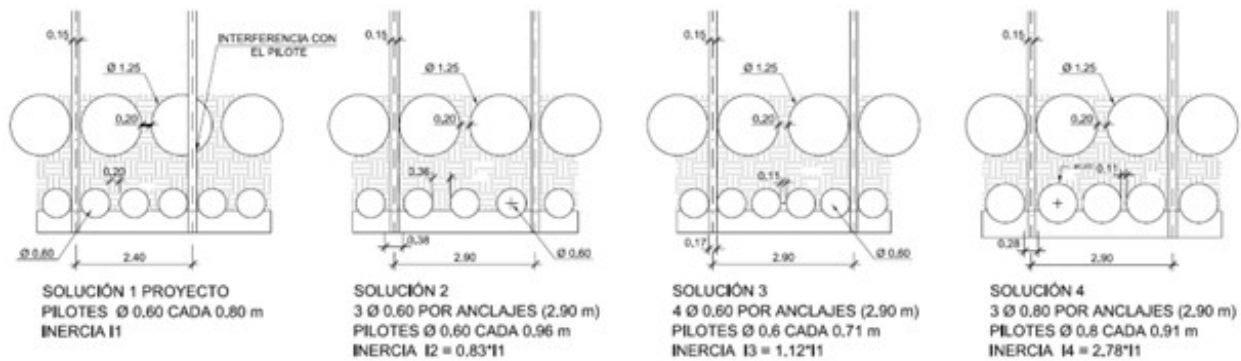


Figura 25. Estudio interferencias anclajes edificio multiusos.

existentes y su posible interferencia con el mástil de la pilotadora que ejecutaría las nuevas pantallas, lo que obligarían a una reducción de la superficie útil del aparcamiento al tener que aumentarse la separación entre ellas.

Una vez se llegó a las cotas del terreno natural, se procedió a la ejecución de las nuevas pantallas de pilotes en el intradós de las existentes y al anclaje a la cota de su viga de coronación, permitiendo continuar excavando hasta las cotas en las que ejecutar una nueva fila de anclajes, y así sucesivamente hasta llegar a la excavación final.

Para las nuevas pantallas de pilotes de lados Norte y Oeste se buscó una composición que permitiera disponer los anclajes de las distintas filas sin interferir con los pilotes existentes en su trasdós (figura 25).

En el lado este del estadio se demolieron los muros de contención de tierra existente y se reemplazaron por una pantalla de pilotes que permitiera aumentar la profundidad de la excavación. La alineación de la nueva pantalla de pilotes pasa por delante de los pilares de hormigón de la ampliación del estadio de 1954, con cimentación mediante pozos, así como de los pilares metálicos y sus cimentaciones mediante micropilotes, dispuestos en forma de U entre los pozos, que se añadieron en la posterior ampliación del graderío de 2005.

La ampliación del 2005 se desmontó antes de la ejecución de la pantalla, dado que estaba previsto que el nuevo edificio Este ocupara su lugar, pero sus micropilotes quedaban en el terreno y era necesario esquivarlos en el trazado de los nuevos anclajes provisionales (figura 26).

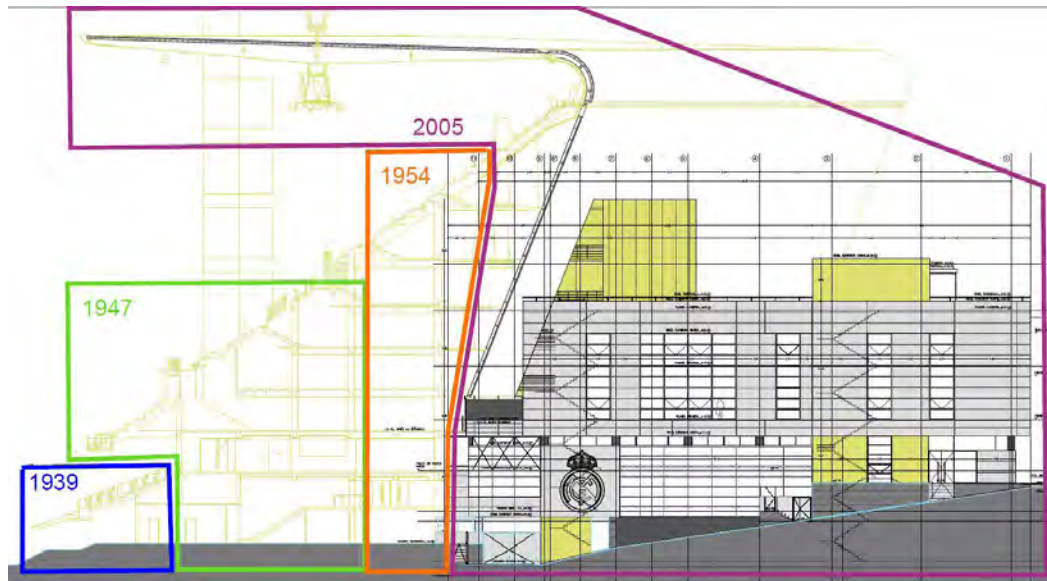


Figura 26. Esquema de distintas intervenciones históricas en el estadio.

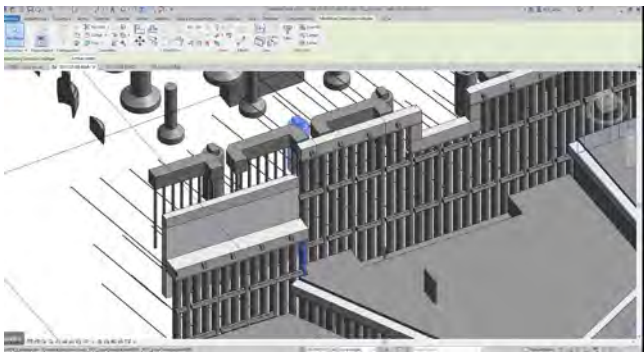


Figura 27. Estudio en BIM interferencias anclajes lado estadio.



Figura 28. Vista de la realización de anclajes lado estadio.

Nuevamente la tecnología BIM [10] (figura 27) fue de gran ayuda en esta tarea de esquivar micropilotes y pozos, así como para minimizar las posibles interferencias con las futuras cimentaciones (figura 28) del Edificio Este o del Túnel Logístico en función de los plazos de ejecución de los distintos elementos.

En el lado Sur, hacia el Centro comercial, se quería mantener la diferencia de altura entre el sótano 5 y el sótano 3 en la mitad Este y del Sótano 4 al Sótano 5 en la Oeste. Inicialmente existía una pantalla continua de 600 mm de espesor con altura variable perteneciente al centro comercial (figura 29).

Para reducir plazos se estudió la viabilidad de, en primer lugar, demoler los forjados del centro comercial, posteriormente excavar el trasdós de la pantalla existente hasta los nuevos niveles de sótano y finalmente demoler la citada pantalla. Dado que esta pantalla fue concebida en su día para una altura de tierra en su trasdós que más adelante fue modificada con la ejecución del edificio multiusos y que éste contaba con cimentación profunda, y la mayor parte de él retranqueado con respecto a la medianera, se comprobó la estabilidad de la misma mediante cálculos con las consideraciones anteriores, permitiendo llegar a nivel de solera del centro comercial con

la pantalla trabajando en voladizo. Desde este nivel de solera del centro comercial se pudieron ejecutar los pilotes de las nuevas pantallas que remplazarían a la existente salvando los desniveles desde sótano 5 a sótano 3 y de sótano 5 a sótano 4 respectivamente. Ambas fueron diseñadas para poder realizar la excavación de los sótanos en voladizo, aunque necesitaban encontrarse acodaladas con los forjados para resistir las tensiones que transmiten al terreno las respectivas losas de cimentación que se situaron en los respectivos trasdoses.

5. EJECUCIÓN DE SÓTANOS DEL APARCAMIENTO.

Una vez realizadas las demoliciones, la ejecución de los sótanos del aparcamiento se llevó a cabo en dos fases, comenzando por ejecutar hasta el nivel sótano 1 la zona sur y continuando en segunda fase la ejecución de la zona norte (figura 30). Se aprovechó para mantener abierta, el mayor tiempo que la planificación general lo permitió, una junta provisional de retracción entre ellas, con intención de reducir las tensio-



Figura 30. Ejecución de zapatas en extremo norte del sótano 5.

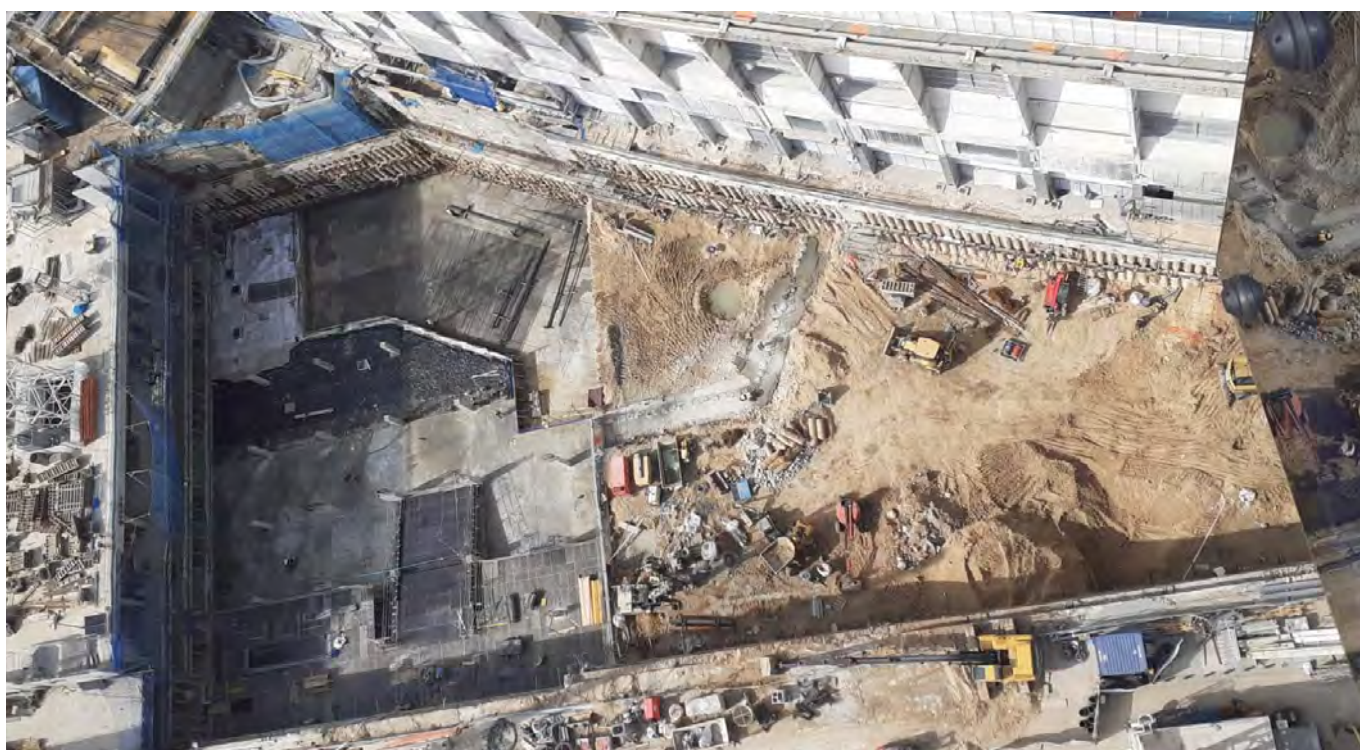


Figura 31. Vista desde el este del inicio de la segunda fase.

nes inherentes a un edificio largo sin juntas como del que se trata (figura 31).

5.1. Ejecución de sótano 1 y planta primera

Además de los condicionantes impuestos por las fases establecidas por el avance de la obra, en el caso de la estructura del nivel de Sótano 1 –en que coexisten zonas armadas y zonas postesadas– se estableció una secuencia de ejecución específica (figura 32) para la introducción efectiva de las acciones del postesado, determinando el tiempo mínimo que debía transcurrir entre el hormigonado de las distintas zonas para minimizar la pérdida de fuerza de tesado por efecto de la fluencia.

En general, los tiempos transcurridos en la ejecución de la estructura fueron mayores a los estimados en el cálculo estructural, lo que implica un incremento de los coeficientes de seguridad al quedar en las losas postesadas un remanente de compresión en servicio mayor que el previsto en el diseño.

Respecto a la losa del nivel 1 (con una dimensión de aproximadamente 180 metros en dirección norte-sur), además de las disposiciones adoptadas relativas a las cuantías de armado para controlar los efectos de fisuración por la ausencia de juntas de dilatación (comentado anteriormente), se definieron dos bandas de hormigonado diferido (figura 33) para reducir los esfuerzos de tracción debidos a fenómenos reológicos, ya que los extremos de este nivel se encuentran conectados a los muros de los torreones, de gran rigidez frente a esfuerzos horizontales, lo que impedía la dispersión de tensiones de tracción de la losa.

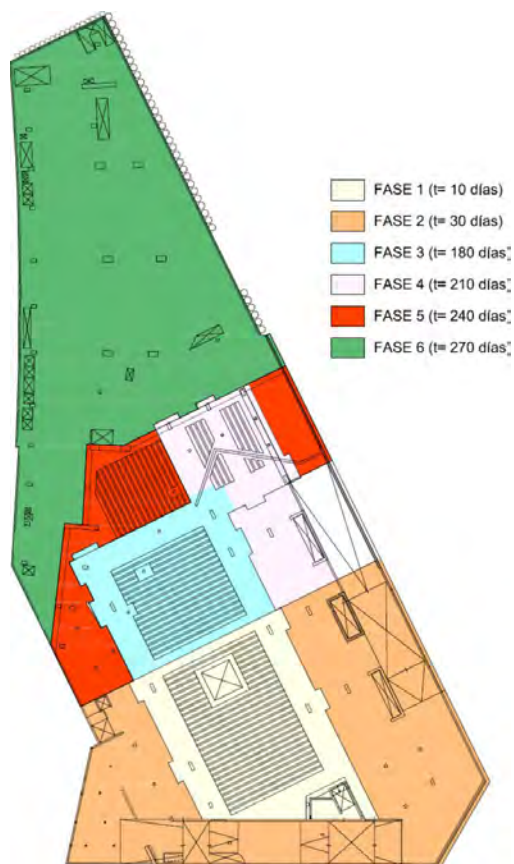


Figura 32. Fases de ejecución establecidas para la losa de Sótano 1.

Estas bandas se hormigonaron con un desfase del orden de seis meses respecto al resto de la losa. Figura 33. Situación de bandas de hormigonado diferido en losa de Planta Primera.

En la zona colindante con la calle Padre Damián se dispusieron filtros deslizantes para garantizar la correcta transmisión a la losa de la fuerza de compresión en el tesado (que, de otra forma, se hubiera distribuido parcialmente en la pantalla de pilotes) rellenándose posteriormente las vainas[4] previstas y sus conectores con mortero sin retracción (figura 34).



Figura 33 Situación de bandas de hormigonado diferido en losa de Planta Primera

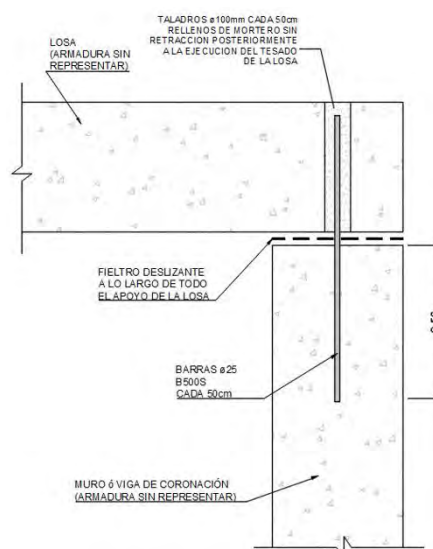


Figura 34. Detalle de conexión de muro perimetral a losa de Planta Primera.

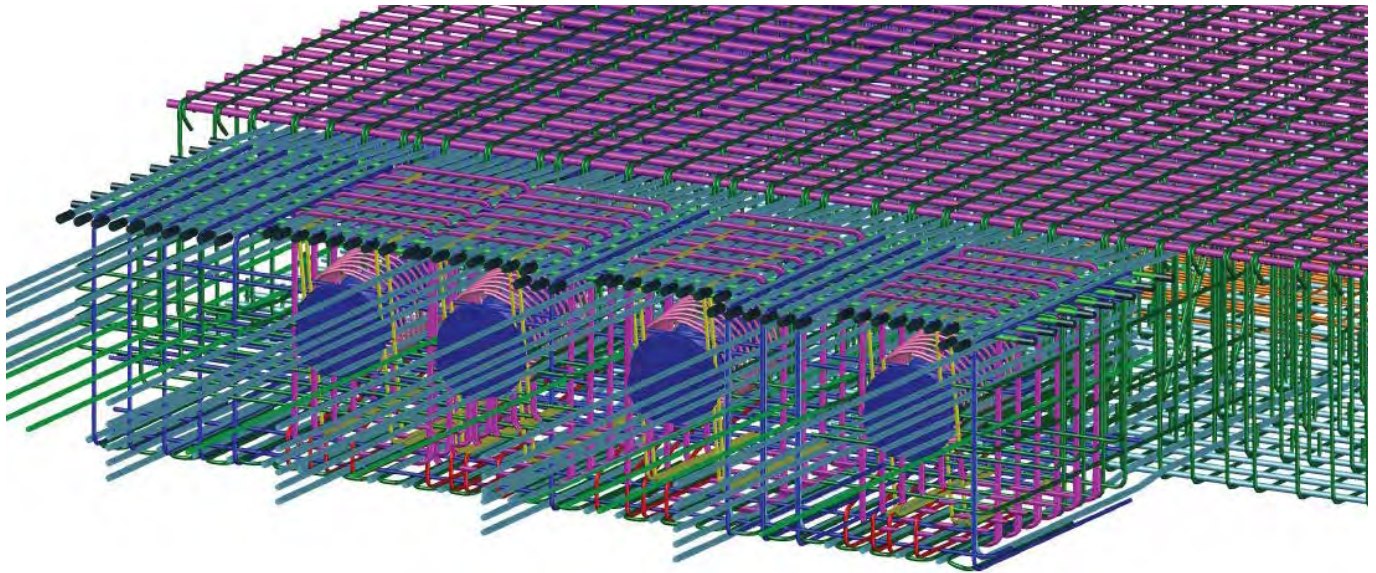


Figura 35. Ejemplo de modelo gráfico 3D en zonas de anclaje de tendones de postesado de la losa de Sótano 1.



Figura 36. Ejecución de zonas de anclaje de postesado en losa de Sótano 1.

En la losa de Sótano 1, debido al cruce de familias de cables con trazado perpendicular, se separaron las zonas de anclaje para evitar interferencias en las zonas de mayor densidad de armado, cercos y espirales de refuerzo bajo placas. Se realizaron análisis gráficos 3D (figura 35) de los nudos más comprometidos para verificar la viabilidad de la disposición del armado.

Los tendones de las vigas postesadas se plantearon con trazado ligeramente variable en planta, de forma que se concentrasen sobre los pilares (evitando la introducción de esfuerzos verticales de punzonamiento indeseables) y se separasen en las zonas de acopladores y anclajes, que requieren

habilitar un espacio mayor para su disposición (figura 36). Para acomodar la colocación de las armaduras transversales de las vigas a estos desvíos de los tendones se definieron en proyecto como horquillas independientes que permitieran libertad de colocación en obra.

Por otra parte, la coronación de las armaduras de pilares en las vigas postesadas (figura 37) se planteó a mitad de losa para evitar la interferencia con tendones y simplificar la ejecución del armado.

En términos generales, para dar continuidad a las armaduras pasivas en las distintas etapas de ejecución se dispusieron

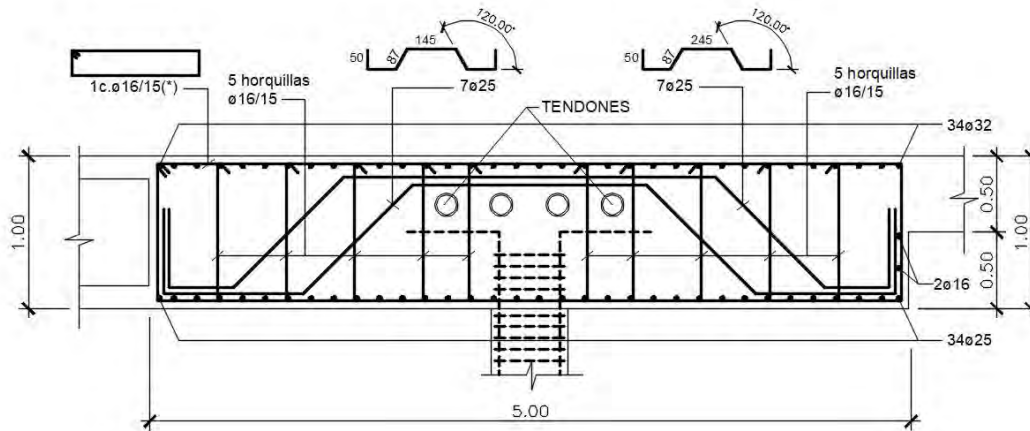


Figura 37. Ejemplo de esquema de armado en vigas postesadas de Sótano 1.

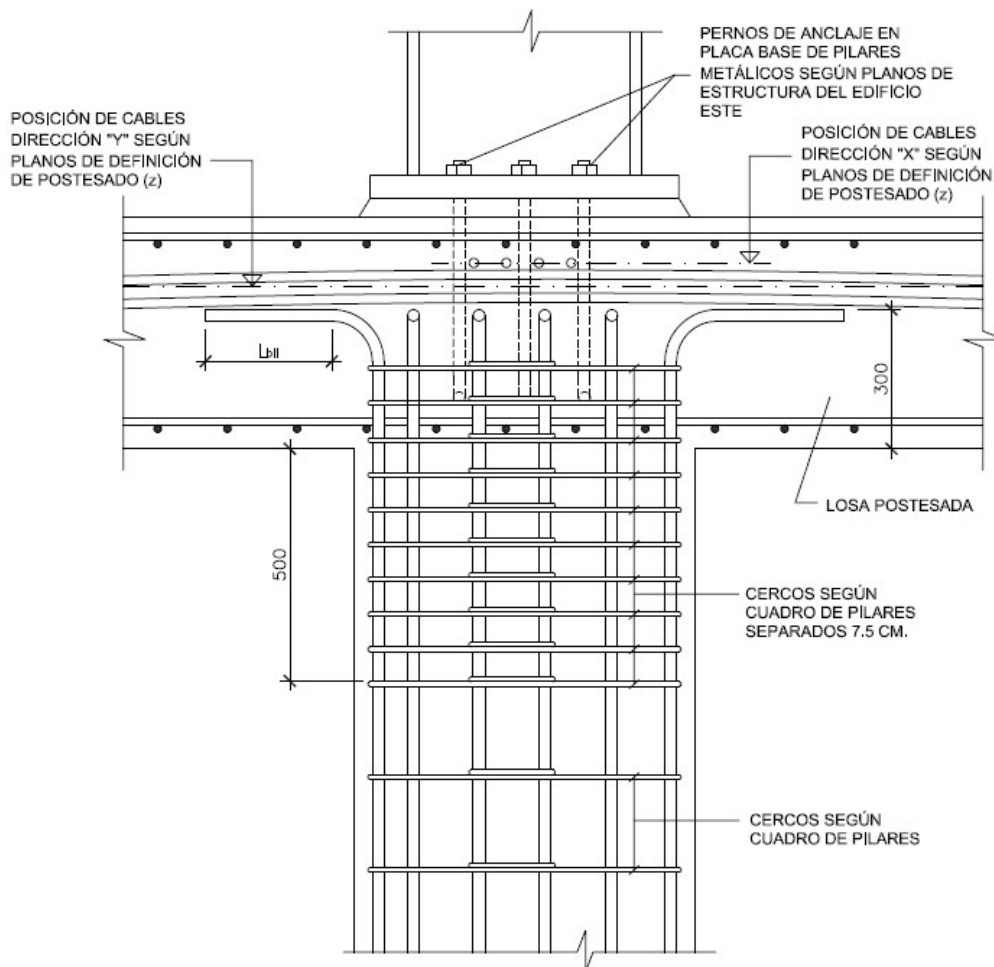


Figura 38. Detalle de armado en transición de pilares de hormigón y metálicos en la losa de Planta Primera.

manguitos roscados, con lo que se redujeron los excesos de armadura que hubiera supuesto el empleo de empalmes por solape, con el consiguiente riesgo de coqueas y deficiencias de hormigonado.

Sobre la losa del nivel 1 se produce el arranque de la estructura metálica del Edificio Este. Para evitar interferencias y simplificar el detalle de transición (figura 38), los pilares superiores metálicos se plantearon en cálculo articulados en la base. De esta forma se reducía el número de pernos en espera y se limitaba su compromiso estructural, admitiéndose

también el anclaje de las armaduras del pilar inferior a mitad de losa, al ser los momentos flectores en coronación menos relevantes.

La distribución de cables del nivel 1 (figura 39) también se ajustó tomando en consideración la transferencia de carga vertical entre las placas base de los pilares metálicos y la estructura de hormigón inferior, disponiéndose los cables en dirección norte-sur en grupos verticales para mantener una mayor sección de hormigón que, en caso contrario, habría sido insuficiente para resistir los esfuerzos locales de compresión.

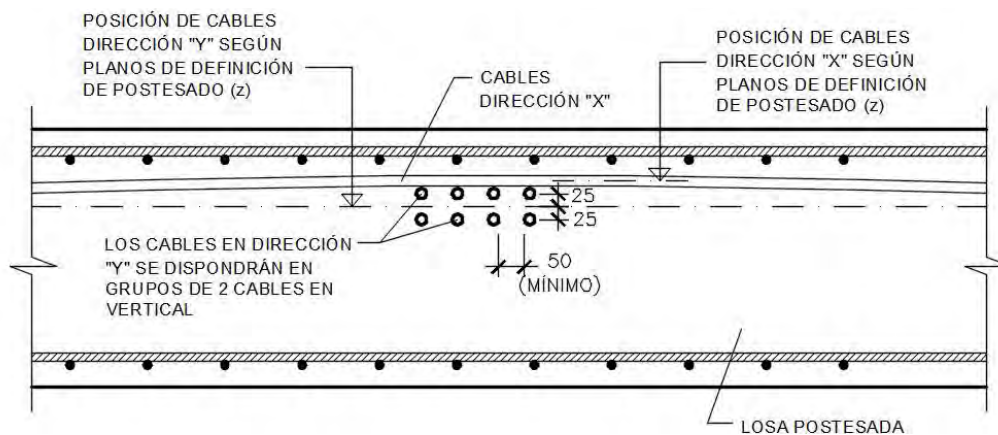


Figura 39. Detalle tipo de disposición de cables de pretensado en losa de Planta Primera.

6. RENDIMIENTOS Y CUANTÍAS

En los muros pantalla se ejecutaron 8.037 metros lineales de anclajes, de los cuales 1.081 eran recuperables y 6.956 no recuperables. Se realizaron 6.413 metros lineales de pilotes (2.491 en el Edificio Multiusos y 3.922 en el resto). Se dispusieron 31.173 m² de encofrado en forjados y losas. El volumen de hormigón fue de 7.903 m³ en cimentaciones (zapatas y losas) y 3.992 m³ en muros. La cuantía total de acero corrugado fue de 1.258.151 kg en Cimentación y 5.530.073 kg en el resto de estructura. La cantidad dispuesta de acero pretensado fue de 56.734 kg en los tendones adherentes (Sótano 1) y 19.488 kg en los no adherentes (Planta Primera). En términos generales, los rendimientos de ejecución fueron de 160.000 kg de acero y 815 m³ de hormigón en cada mes.

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] Leira, J.A. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos geotécnicos. *Hormigón y Acero*. 76(307): 55-64 <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3985>
- [3] Romero, E., Haro, J.M., & Hortigüela, E. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El nuevo edificio del este. *Hormigón y Acero*. 76(307):153-173. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4010>
- [4] ETA-06/0147, BBR VT CONA CMI internal post-tensioning system with bonded or unbonded strands
- [5] Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación (UNE EN 1992-1-1:2004), AENOR, 2004
- [6] Código Estructural (R.D. 470/2021), Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible, Secretaría General Técnica, Madrid, 2021.
- [7] Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, Madrid, 2008.
- [8] J. Cámara y R. Luis, Structural response and design criteria for imposed deformations superimposed to vertical loads.
- [9] J. M. Fernández Álvarez, Equilibrio en el Aire, CAUCE 2000, N°61, (ENERO-FEBRERO 1994).
- [10] Aldea, L. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Un templo digital contemporáneo. Metodología BIM en diseño, construcción y fabricación de un hito. *Hormigón y Acero*. 76(307):281-303. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4000>



Envolvente Estadio Santiago Bernabéu
L35 Architects, GMP Y RIBAS & RIBAS
FCC Construcción

MAKING IT HAPPEN

TECHNOLOGY
AND ENGINEERING
NO LIMITS

 ayesa

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El edificio oeste: las torres – la corona – la viga museo

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. The West Building: The Towers – La Corona – The Museum Beam

José Martínez Salcedo^a, Alejandro Yustres Real^b,
Alberto Curbelo Díaz^b y Santiago del Río Rodríguez^{*,a}

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Servicio Obras Especiales FCC Construcción, S.A. (Madrid, España).

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. MC2 Estudio de Ingeniería S.L. (Madrid, España).

Recibido el 28 de octubre de 2024; revisado el 30 de diciembre de 2024, aceptado el 4 de mayo de 2025

RESUMEN

En este artículo se describen los aspectos de diseño más importantes de la estructura principal que conforma el Edificio Oeste. Esta estructura está compuesta por una cercha espacial de canto 15.7 m y 144m de luz, denominada Corona, que junto con las dos nuevas torres de la Castellana constituyen el mega pórtico que soporta verticalmente dicho edificio y que proporciona, a su vez, apoyo horizontal y vertical al conjunto de la cubierta; y de la estructura de la envolvente de lamas exterior.

Además, en el interior de esta cercha se albergan dos forjados y de ella cuelga, mediante bielas, la viga museo donde se disponen tres forjados adicionales.

Entre las características más significativas de esta estructura destaca la elevada magnitud de las cargas a soportar debiendo hacer uso de aceros de alta resistencia, S460 y S690QL1; su complicada geometría y ejecución en taller, incluyendo un montaje en blanco tridimensional completo; y finalmente, el izado mediante heavy lifting de la viga museo desde la propia corona.

PALABRAS CLAVE: Torres del oeste, corona, viga museo, acero de alta resistencia, *heavy lifting*.

©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

This article describes the most important design aspects of the main structure that forms the West Building. This structure consists of a space truss with a depth of 15.7 meters and a span of 144 meters, called La Corona, which, together with the two new Castellana towers, constitutes the mega-portal that vertically supports the building and provides both horizontal and vertical support to the roof assembly and the exterior louvered envelope structure.

Additionally, inside this truss, there are two floors, and hanging from it, via struts, is the museum beam where three additional floors are located.

Among the most significant features of this structure are the high magnitude of the loads to be supported, requiring the use of high-strength steels, S460 and S690QL1; its complex geometry and workshop execution, including a complete three-dimensional trial assembly; and finally, the heavy lifting of the museum beam from La Corona itself.

KEYWORDS: west towers, corona, museum beam, high strength steel, heavy lifting.

©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: srior@fcc.es (Santiago del Río)

Cómo citar este artículo: Salcedo, J.M., Yustres, A., Curbelo, A., del Río, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El edificio Oeste: las torres - la corona - la viga museo. *Hormigón y Acero*. 76(307):131-152. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3987>

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los criterios básicos de diseño del estadio ha sido transmitir la totalidad de las nuevas cargas a elementos de nueva construcción. Con este objetivo se diseña el Edificio

Oeste. Además de sus propias funciones obvias, como torres de evacuación y generación de espacios para usos variados como *skywalk* o museo, este nuevo edificio está estructural-



Figura 1. Vista aérea del Edificio Oeste durante la construcción. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

mente relacionado con la cubierta del estadio ya que le sirve como apoyo principal, tanto vertical como horizontalmente.

Los tres elementos principales del Edificio Oeste son los siguientes:

- Nuevas torres de evacuación.
- Corona
- Viga museo

2. NUEVAS TORRES DE EVACUACIÓN DE LA CASTELLANA

Estas dos nuevas torres son elementos esenciales del Edificio del Oeste. Están situadas frente a la Castellana en los extremos Sur y Norte del estadio. Su funcionalidad principal es la evacuación del público, lo que condiciona la geometría, al tener que adaptar las nuevas rampas de evacuación helicoidales a los forjados existentes en el estadio. Sin embargo, estructuralmente tienen dos funciones igual de importantes: constituyen dos de los cuatro apoyos de la nueva cubierta; y forman, junto con la corona, un mega pórtico en sentido Norte/Sur trasladando tanto las cargas de la cubierta como de la corona a la cimentación.

2.1. Esquema estructural.

Como se acaba de mencionar, el esquema estructural de las torres está condicionado por las distintas necesidades que debe satisfacer.

- *Como apoyo de la cubierta fija*
En primer lugar, debe proporcionar apoyo vertical y horizontal a la cubierta. Los apoyos se sitúan sobre una estructura denominada Trípode, que distribuye la reacción del apoyo puntual a los pilares principales de la torre mediante sus dos patas traseras, como se explica posteriormente en el [apartado 2.3](#).
En cuanto a la reacción horizontal Este/Oeste, las dos torres son el único punto de bloqueo en esa dirección. Esto se debe a que en el lado opuesto de la cubierta se sitúan dos péndulos de 50m de altura de la calle de Padre Damián, los cuales están articulados en sentido Este/Oeste y no pueden asumir estas reacciones horizontales. La tercera pata del trípode es la encargada de transmitir dicha reacción desde el apoyo al pilar delantero de la torre.
En la dirección Norte/Sur, la cubierta se une a la corona en un punto situado en el centro de vano del cordón superior de esta última; transmitiéndose la reacción de este

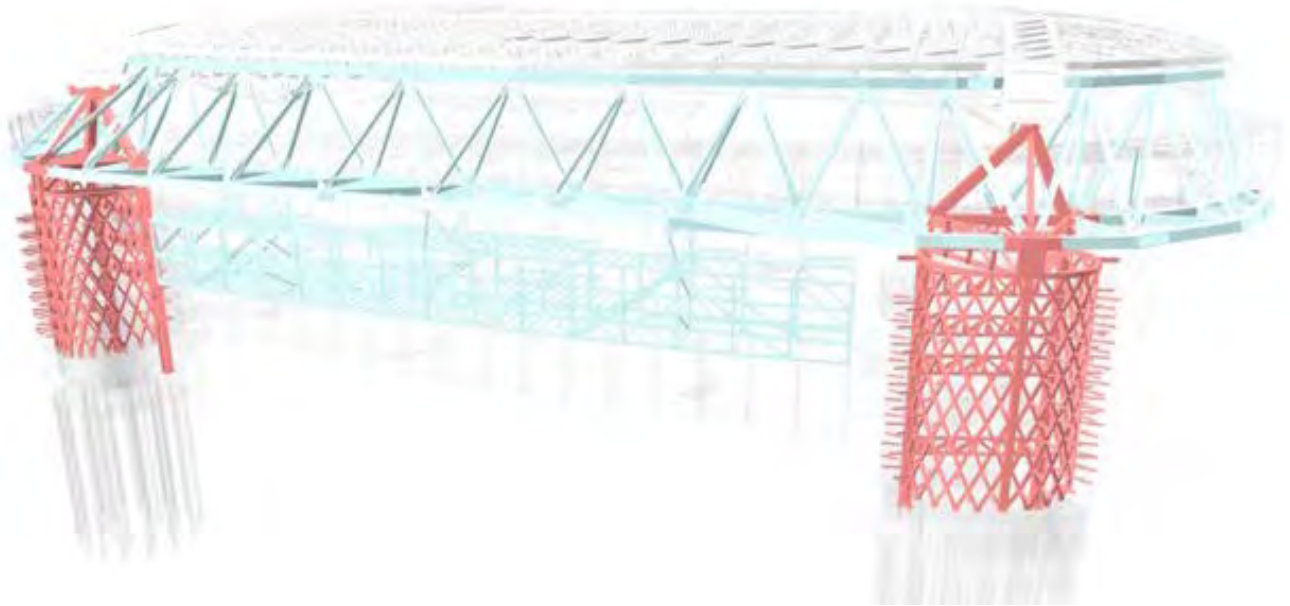


Figura 2. Vista espacial de la estructura de las torres.

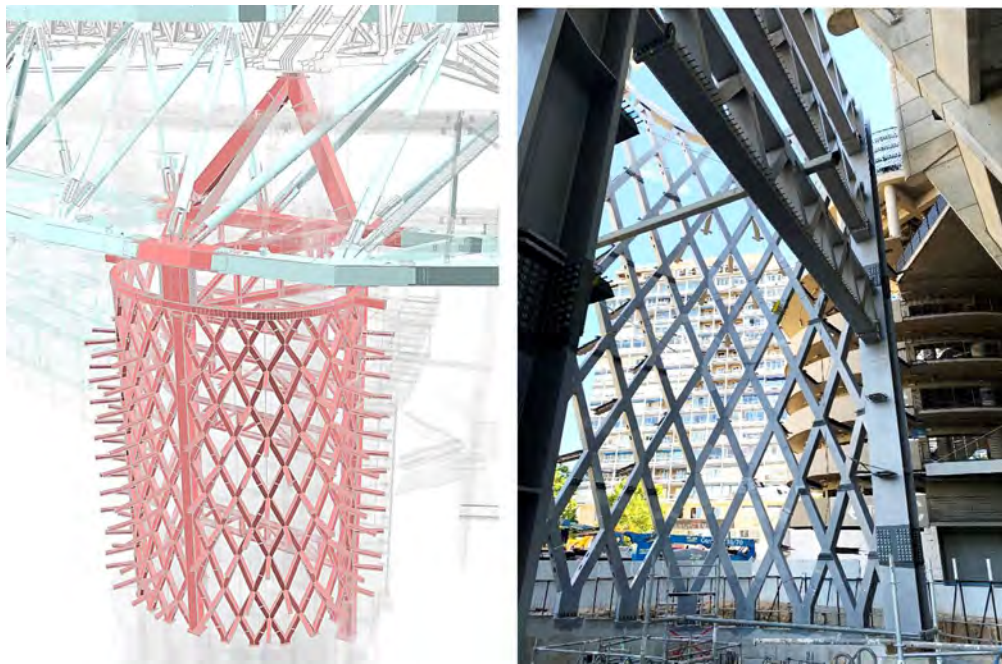


Figura 3. Vista espacial de la estructura de la torre B.

sentido a través de la corona hasta las torres, y de estas, hasta la cimentación.

- *Como pilares del mega pórtico del Oeste*
Todas las cargas provenientes de la corona y la viga museo deben llegar a la cimentación de las torres. Para ello, las torres y la corona forman un mega pórtico en sentido Norte/Sur. Este pórtico se materializa maclando las diagonales y cordones inferiores de la corona con los pilares principales de las torres, formando un único conjunto.
- *Como torres de evacuación*
Finalmente, tiene que cumplir su función como elemento de evacuación y acceso, conectándose a los forjados del

estadio existente. Para ello, alberga en su interior núcleos de ascensores y escaleras; y proporciona, en su parte exterior, el apoyo y la geometría adecuada a las rampas de evacuación que se conectan a los nudos de las diagonales que forman la piel o malla de la torre.

2.2. Aparatos de apoyo.

El apoyo de las cerchas atirantadas de la cubierta se realiza en las torres mediante una única rotula esférica por cercha. Con este aparato de apoyo también se transfieren las fuerzas horizontales en dirección Este-Oeste de la propia cubierta. En la dirección Norte-Sur tienen una capacidad de movimiento de +/- 100mm ya que, como se ha indicado anteriormente, los

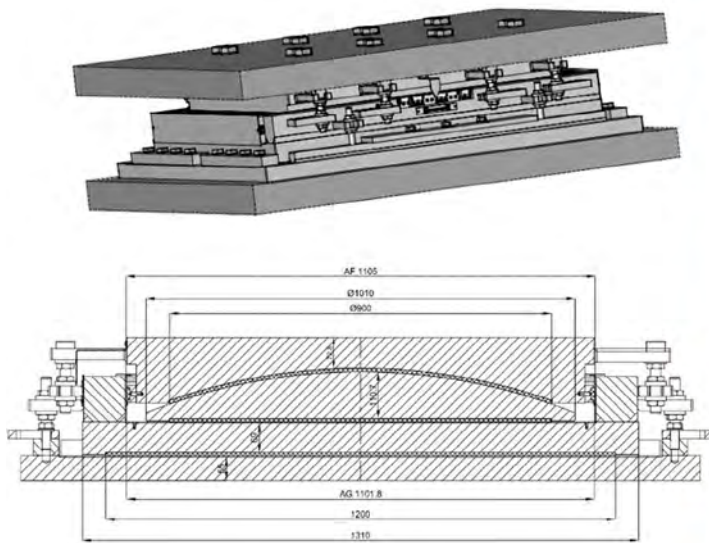


Figura 4. Apoyo esférico.

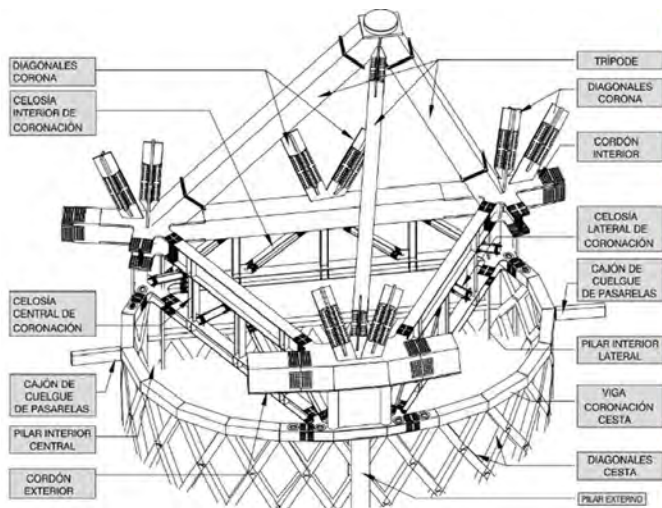


Figura 5. Trípede de conexión -izquierda- y nudo principal de conexión Corona-Torre-Trípede -derecha-.

bloqueos Norte/Sur de la cubierta están situados en el centro del cordón superior de la corona del edificio Oeste y de la del Este. Las dimensiones del apoyo son 1600x1600mm y la máxima carga vertical en Estado Límite Último transmitida por este apoyo es de 6700t, mientras que la máxima carga horizontal es de 375t. Cada apoyo pesa más de 4t.

Estos apoyos estaban preparados para estar liberados o bloqueados en todas las direcciones dependiendo de las necesidades de cada fase de montaje. Para ello cuentan con dos superficies de deslizamiento, la provisional, que permite el movimiento o bloqueo en todas las direcciones y la final sobre la que queda funcionando el aparato en su situación definitiva y que solo permite el movimiento en dirección Norte/Sur.

Para su instalación, el apoyo se subió con la primera dave de la cercha atirantada de la cubierta a la que iba atornillada. De cara a garantizar su correcto contacto con las chapas a las que va unido, éstas fueron mecanizadas en toda su superficie. Finalmente, los apoyos fueron soldados en su parte inferior contra la chapa superior del trípede.

2.3. Trípede.

El trípede es el elemento intermedio entre apoyo y torre por el que ha de transmitirse la gran carga concentrada que se recibe en los apoyos a través de los extremos de las cerchas atirantadas de la cubierta. Su geometría está condicionada por la posición del apoyo, situado en la intersección del plano que forman los dos pilares principales interiores de la torre con el plano vertical que pasa por el eje de la cercha atirantada.

El trípede está formado por dos barras traseras y una delantera, como se muestra en la figura 5. Las dos barras traseras están contenidas en el plano de los soportes principales interiores de la torre, por lo que reciben la totalidad de la carga vertical de la cubierta, mientras que la delantera o exterior únicamente tiene como misión la transferencia de las fuerzas horizontales.

Las barras traseras son cajones de 1200x1200x60 mm que se maclan bajo la chapa del aparato de apoyo. Tienen axiles de compresión que superan las 55 000 kN de compresión y momentos superiores a los 500 mt.

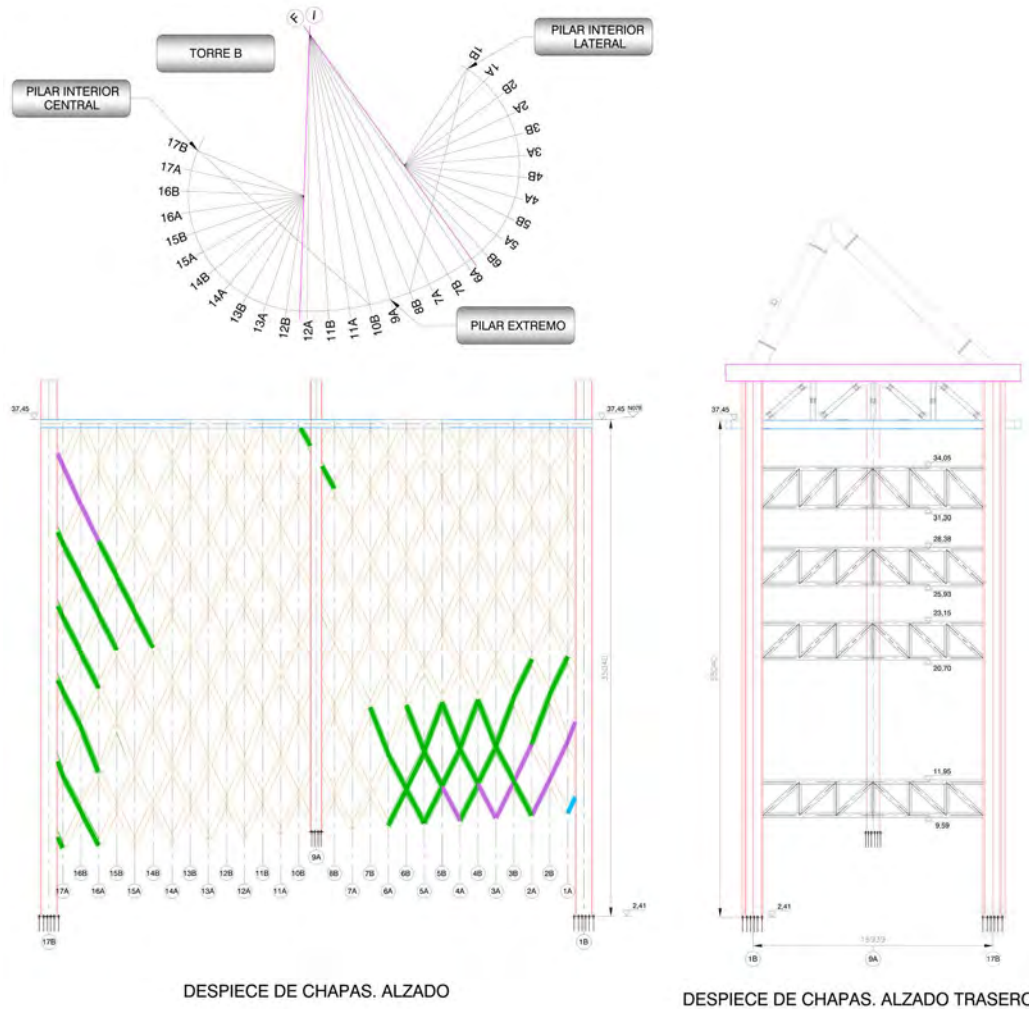


Figura 6. Pilares principales.

En cuanto a la barra delantera o exterior del trípode, se trata de un tubo circular de dimensiones 711x20 mm. Se consideró articulada al trípode y sus máximos axiles son de 6 000 kN, pudiendo ser de tracción o compresión dependiendo de las combinaciones de las distintas acciones variables.

Los nudos inferiores de las tres barras del trípode forman parte de los cordones inferiores de la propia corona dando lugar a nudos a los que acomenten hasta 8 barras. Son sin lugar a duda, los nudos más complejos de la corona.

Con el fin de introducir de manera más homogénea las cargas horizontales, se disponen tres cerchas verticales formando una planta triangular, cuyos cordones superiores son a su vez diagonales del plano inferior de la corona. De esta manera se consigue un diafragma que reparte las fuerzas horizontales de corona y cubierta, y las introduce en la viga superior y las diagonales de la cesta.

2.4. Pilares y malla.

La morfología de la cesta consiste en la unión de tres sectores tangentes de cilindro de diferente radio, cortados a su vez con un plano vertical en la cara interior de la torre. La forma global de la malla se consigue mediante diagonales contenidas en las caras de los cilindros. Uniéndolos los nudos de intersección

entre estas diagonales se genera una geometría helicoidal necesaria para empotrar en estos nudos las ménsulas que forman las rampas exteriores. En el plano vertical interior, se colocan unas celosías Warren, que además de generar un pórtico con los dos pilares principales interiores cierran el circuito de la torre, dando soporte a los forjados interiores.

En las aristas del corte de los cilindros por el plano vertical se colocan los soportes verticales principales interiores, que son los encargados de transmitir a la cimentación la mayoría de la carga de la cubierta y gran parte de la corona. El pilar exterior se sitúa en el punto central del segundo sector circular de la cesta.

Los pilares interiores tienen secciones dobles T armadas, con chapas de hasta 120 mm de espesor y un canto (a caras interiores de alas) y ancho de 1200 mm, empleando aceros S355K2, S460ML, S690QL1. Estas secciones son necesarias ya que por el pilar más cargado se transmiten hasta 100 000 kN. El pilar exterior es un cajón armado de 900x900 con chapas de 60 mm de espesor.

En cuanto a la malla formada por diagonales, tiene como misión principal la de absorber los esfuerzos tangenciales que aparecen en la cesta debido a su función como pilar del mega pórtico. El modo en el que estas fuerzas recorren la cesta determina la distribución de espesores de las diagonales, las cua-



Figura 7. Montaje en blanco de tramos consecutivos de las cestas.

les en todos los casos debían tener una dimensión exterior de 400x400 mm. Aún teniendo estas dimensiones fijadas se ha tenido que realizar un importante esfuerzo de uniformización de espesores de cara a facilitar la realización de los nudos.

Con vistas al cumplimiento de los plazos de ejecución acordados, la totalidad de la estructura se planteó con uniones atornilladas en Obra. Adicionalmente, los requisitos arquitectónicos de la malla, provocaron que estas uniones tuviesen que ser ocultas. Por ello, las uniones de las diagonales se materializaron mediante chapas de testa con tornillos interiores dispuestas en el punto medio de la barra, de manera que se minimizaban los momentos. La unión estaba compuesta por 12 tornillos que para poder ser apretados requerían de la ejecución de ventanas en las caras no frontales de los cajones de la malla. En los puntos donde se ejecutaban las ventanas se reforzaron las paredes de los cajones con objeto de recuperar el área perdida por la propia ventana. Estas uniones se dispusieron de manera que se dividían los cilindros en 9 sectores, separados en 2 alturas cada sector, por lo que cada cesta se dividía en 18 partes en taller. Una vez apretados los tornillos y comprobados sus pares de apriete se procedió a sellar las ventanas para garantizar su estanqueidad.

Para asegurar la correcta ejecución de la geometría de la malla, se realizaron en taller premontajes en blanco de paneles, y una vez comprobada dicha geometría se mandaron a obra donde se unieron a los pilares.

Las uniones de los pilares principales interiores se hicieron mediante cubrejuntas, mientras que el exterior se solucionó con una placa frontal.

2.5. *Proceso de montaje.*

El complejo sistema de montaje de la cubierta requería iniciar el avance en voladizo de las cerchas atirantadas en fase

muy temprana, por lo que era fundamental que la torre estuviera ejecutada hasta el trípode para poder comenzar con la ejecución de la cubierta.

El montaje se realizó colocando en primer lugar los pilares principales, cuyos tramos se iban subiendo a la vez que se unían las cerchas interiores del plano vertical de la torre. Una vez conformado este pórtico, se montaron los sectores cilíndricos de la cesta hasta llegar a coronación. Finalmente, se montó el trípode y los apoyos de cubierta, momento en el que se estaba en disposición de iniciar la construcción de la cubierta por avance en voladizo desde esta nueva estructura.

Como se ha mencionado anteriormente, todas las uniones fueron atornilladas y las piezas elevadas mediante grúas.

La parte superior de la cesta y el trípode ya llevaban preparados los muñones para la posterior conexión de los elementos de la corona, que se ejecutó en una fase muy posterior a la del montaje de la cubierta.

3. CORONA

La corona es el principal elemento del Edificio del Oeste. Se sitúa entre las dos torres de evacuación y tiene una luz que varía entre los 125 en su parte interior y los 145m en la exterior.

La arquitectura imponía una geometría compleja a este gran elemento, ya que su cordón inferior exterior estaba condicionado a la geometría de la fachada, el inferior interior por la posición de las costillas existentes del estadio y el superior debía coincidir con la huella de la cubierta.

A través de su función como pórtico junto con las torres de evacuación, la corona cumple con los siguientes propósitos:



Figura 8. Montaje de los sectores cilíndricos de la cesta -izquierda- y torre durante la construcción -derecha- Vista general -inferior-. Foto derecha e inferior cedidas por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

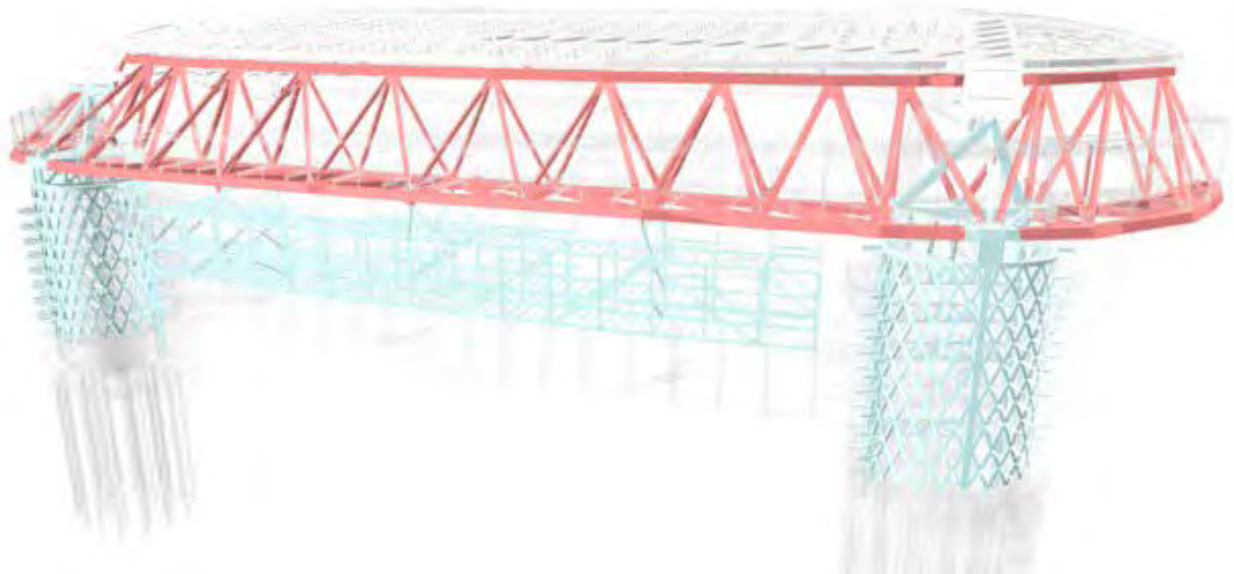


Figura 9. Vista espacial de la estructura de la Viga Corona.

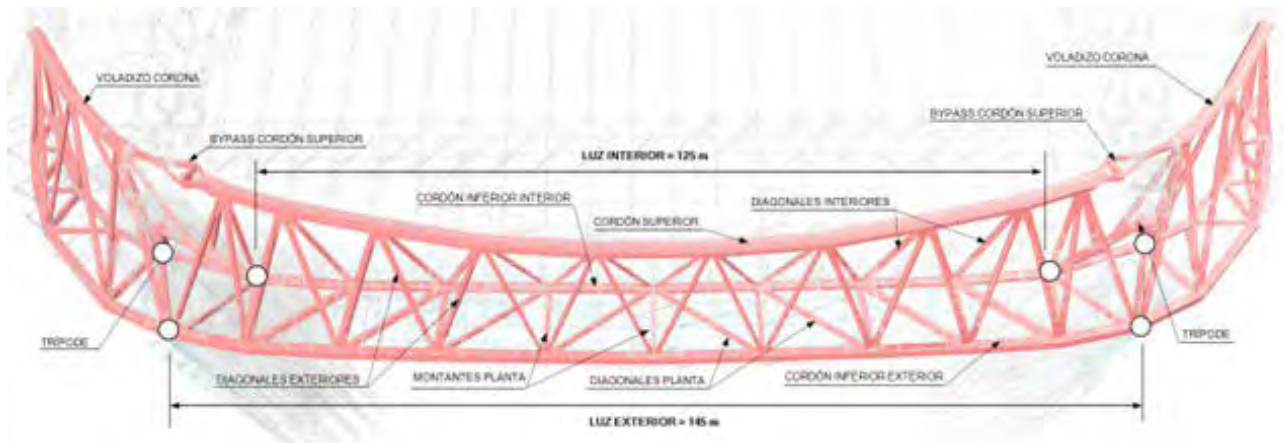


Figura 10. Luces de los cordones de la corona.

en primer lugar, sirve para recibir la reacción horizontal del apoyo norte-sur de la cubierta en el oeste. En segundo lugar, para albergar dos niveles de forjados en su interior. En tercer lugar, como elemento del que colgar la viga museo y finalmente, como punto de anclaje de la fachada. Todo ello integrándose en la geometría de la cubierta fija a la que tiene que esquivar puntualmente en su cordón superior en el entorno de los tripodes para permitir el apoyo de las cerchas atirantadas.

Finalmente, cabe destacar que la estructura presenta sendos voladizos que se prolongan a cada lado de las torres, y que se caracterizan por una acusada curvatura en planta impuesta por la geometría de la envolvente exterior. Estos voladizos se extienden hasta las cerchas de fondo de la cubierta y permiten el apoyo de los pórticos de los forjados del nivel superior, garantizando así la continuidad del Skywalk a lo largo de todo el perímetro del estadio.

3.1. Diseño de la corona.

Se configura una cercha espacial triangular de 15.7m de canto entre ejes, con un cordón superior en cajón rectangular

de 2.0 x 1.2m y dos inferiores de 1.20 x 1.20m, las diagonales en alzado son tubulares Ø711 y Ø914 con espesores de hasta 100mm, mientras las diagonales y montantes en planta entre cordones inferiores se resuelven mediante elementos armados en I de 1.20m de canto. Se emplea acero S355 en la mayoría de los elementos que componen la corona, salvo en determinados nudos que se emplean calidades superiores.

La luz de la corona no es igual en ambos cordones inferiores, dado que los soportes interiores se encuentran mucho más próximos que los exteriores. Esto provoca que los esfuerzos se concentren mucho más en las diagonales interiores que en las exteriores. Este hecho hace que la corona tenga, por cargas gravitacionales, una mayor deformación vertical en el cordón exterior, debida tanto a la torsión generada por la geometría curva en planta, así como la mayor luz del cordón exterior.

3.2. Nudos

Los nudos de la corona son elementos complejos a los que al menos llegan cuatro barras además del cordón. Para posibilitar la confluencia de barras y favorecer las uniones atornilladas de

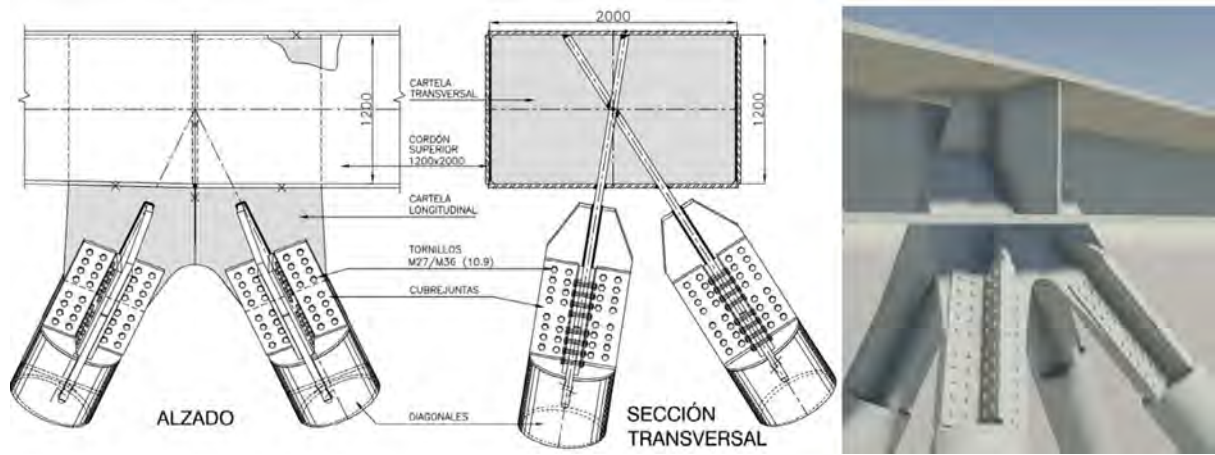


Figura 11. Nudos de la corona.



Figura 12. Ejecución de nudo corona en taller.

las diagonales con los cordones, se planteó la colocación de unas cartelas en el plano formado, por un lado, por las dos diagonales interiores, y por otro, por las dos exteriores. Los perfiles circulares de las diagonales se transforman en su extremo en secciones en forma de cruz, en las que una de las dos chapas es la que finalmente entra en el nudo del cordón de la corona. La unión de las diagonales con el nudo se produce mediante cubrejuntas dispuestos en las caras de esas cruces.

En las uniones entre tramos de los cajones, se definió una solución con cubrejuntas por ambas caras de cada chapa, tanto interior como exterior al cajón, por lo que ha sido necesario prever y diseñar pasos de hombre para el atornillado de estos elementos. Estos accesos presentan chapas de refuerzo para recuperar la sección perdida y posteriormente al apriete de la unión atornillada fueron selladas para garantizar la estanqueidad del cordón.

Dada la complejidad de los nudos y los esfuerzos tan importantes que se debían transmitir entre diagonales y cordones, los espesores de las chapas resultantes eran ya considerables. Para reducir al máximo esos espesores, se utilizó aceros de alta resistencia en dichas cartelas S460ML y S690QL1.

La geometría de cada nudo de la corona es única por lo que hubo que fabricar un sistema de utillajes propio para cada uno de los nudos que bloquease la geometría de las chapas mientras se realizaban las soldaduras entre ellas. Aunque el espesor de las chapas era importante, llegando a espesores de 100mm, se cuidó especialmente la geometría de las soldaduras de cada chapa, intentando minimizar en todo lo posible los volúmenes de soldadura a ejecutar.

3.3. Sensibilidad esfuerzos en función de los parámetros del terreno

Desde el equipo de geotecnia del proyecto se aportaron dos grupos de valores para la rigideces equivalentes del terreno a considerar en un modelo Winkler de la cimentación pilotada. Estas propiedades se denominaron “Mohr-Coulomb” y “Hardening Soil”, y representaban diferentes propiedades en función de las hipótesis en el cálculo tomadas por el equipo geotécnico.

Este hecho implicó tener en cuenta varios modelos simultáneamente, ya que si visualizamos el conjunto de torres y corona como un gran pórtico, el grado de empotramiento del

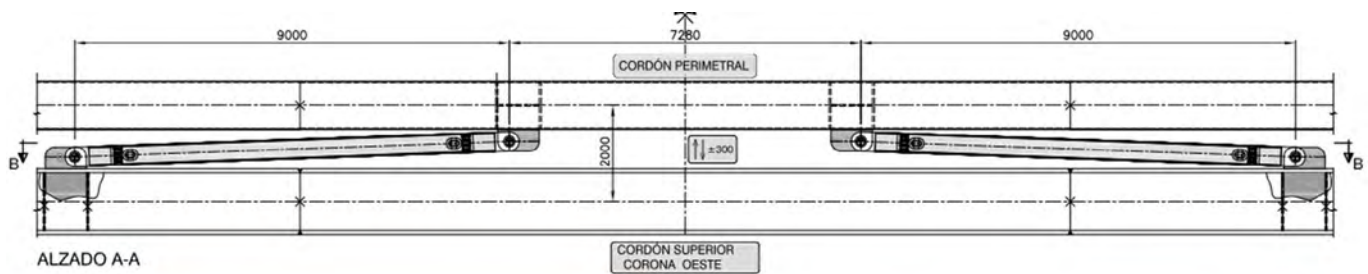


Figura 13. Bielas de bloqueo Norte/sur entre Corona y Cubierta.

mismo en sus apoyo, así como su grado de restricción horizontal eran diferentes en cada una de las hipótesis.

Para tener acotadas las implicaciones de estas diferencias de rigidez de los apoyos se hicieron cuatro modelos con las siguientes propiedades:

- Modelo Mohr-Coulomb
- Modelo Hardening Soil
- Modelo Hardening Soil x 10
- Modelo rígido, sin muelles y con apoyo vertical y horizontal en parte inferior del pilote, y horizontal en encepado.

De este análisis de sensibilidad se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Las reacciones horizontales globales (dirección N-S) no varían significativamente, siendo su diferencia máxima del 5% entre modelos. Fuera del pórtico (E-O) apenas se aprecia variación alguna.
- Hay una variación máxima del 40% en el momento del pórtico (eje hacia el interior del estadio) entre Mohr-Coulomb y Hardening-soil x10. La diferencia entre Mohr-Coulomb y Hardening-Soil es del 20 %.
- En el momento fuera del pórtico, la diferencia es menor del 8%.
- La variación de esfuerzos en cabeza de los soportes interiores de la cesta, así como en el centro de vano de la corona es muy baja.
- La diferencia máxima de movimientos en la corona, así como en la viga museo es del 5%.

Teniendo en cuenta estas conclusiones, parecía que las propiedades del terreno no tenían gran influencia salvo en los

esfuerzos de la corona, para lo que fue necesario hacer una verificación de la misma con diferentes modelos para cada una de las hipótesis de cimentación.

3.4. Bloqueo Norte/Sur de la cubierta en Corona.

Como parte del esquema estático de la cubierta, esta requiere unos bloqueos en dirección Norte/Sur que se sitúan a la altura del centro del campo tanto en la Corona Oeste como en el edificio Este.

En el caso de la Corona Oeste, esta coacción horizontal entre ambas estructuras se materializó mediante dos bielas situadas entre el cordón superior de la corona y la viga de borde de la cubierta fija. Estas bielas permiten el desplazamiento vertical relativo entre la corona y la cubierta. A su vez, rótulas esféricas situadas en los bulones extremos permiten que estas bielas se acomoden a movimientos diferenciales perpendiculares a su eje.

Para su montaje, las bielas se colocaron y unieron al cordón superior de la corona a la espera de que se montasen los voladizos perimetrales de la cubierta. Una vez montada la viga de borde de la cubierta, se levantaron los extremos de las bielas hasta proceder a su conexión mediante uniones atornilladas adyacentes a las rótulas de conexión, consiguiendo así que todos los bulones viniesen montados en sus rótulas desde taller.

3.5. Apoyo de la fachada.

Dentro de las funciones estructurales de la corona destaca su papel como elemento sustentador del revestimiento de lamas que actúa de envoltura exterior del estadio.

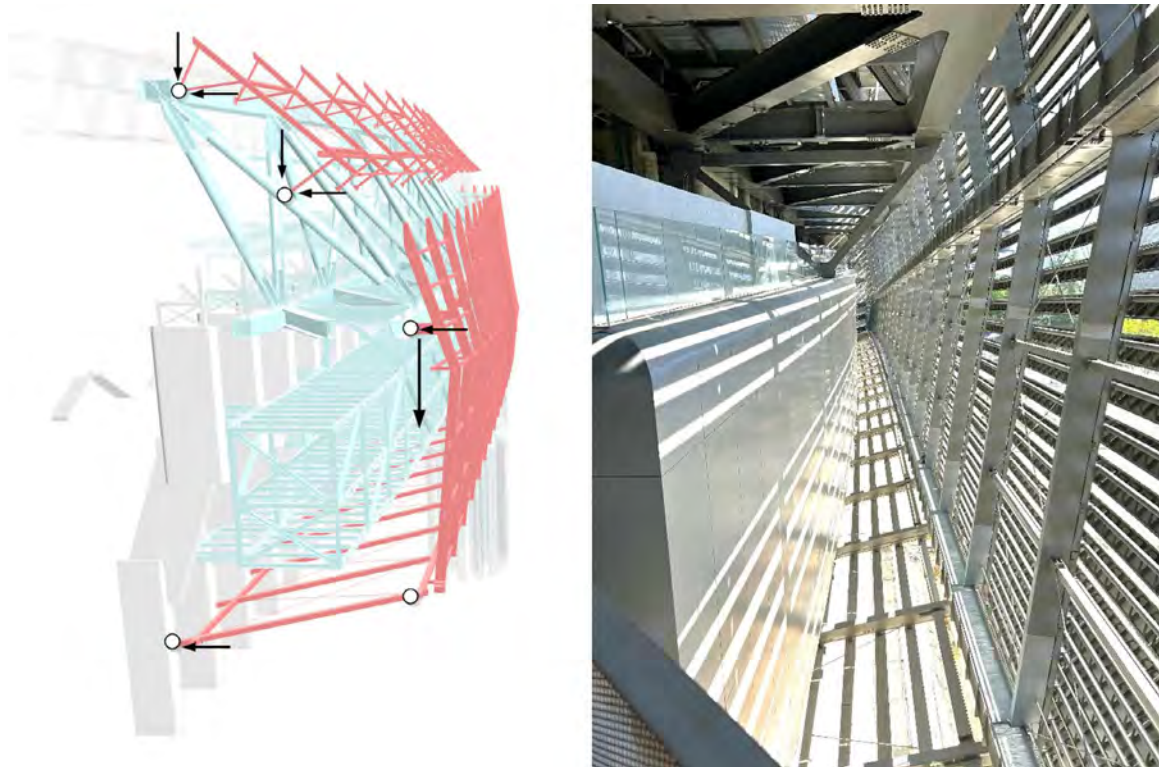


Figura 14. Esquema general conexión de la envolvente exterior del estadio con el Edificio Oeste.

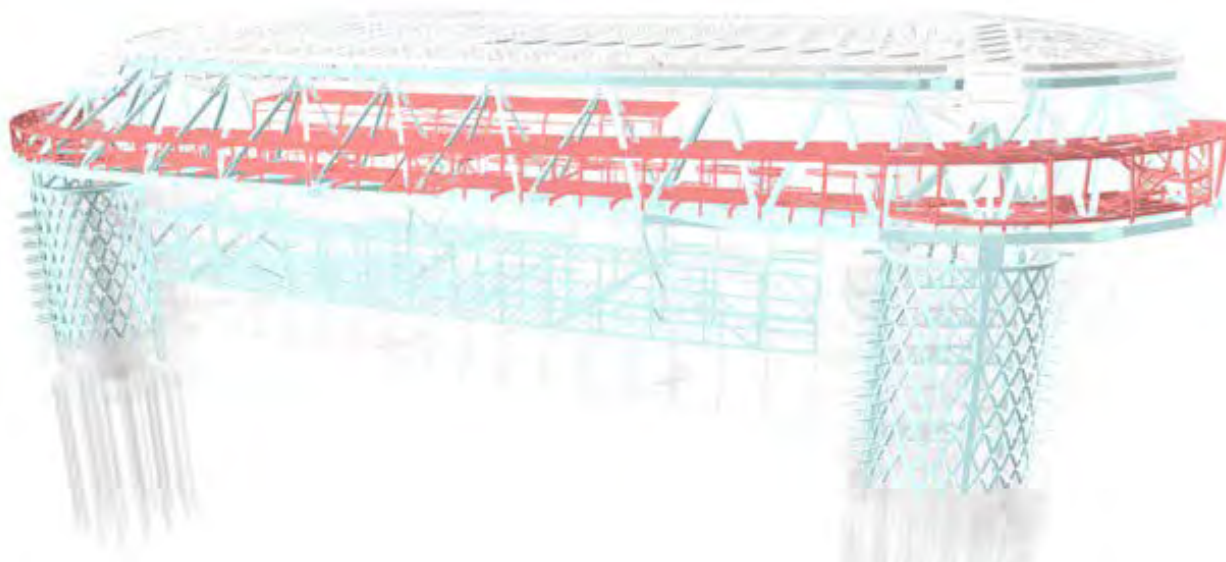


Figura 15. Vista espacial de los forjados en el interior de la corona.

La estructura principal de la fachada intermedia e inferior se resuelve mediante costillas que cuentan con un apoyo superior a nivel del cordón inferior de la corona encargado de recoger las fuerzas principales, tanto verticales y horizontales. Además, disponen de un apoyo inferior, dotado de una biela en su extremo, que se conecta a las costillas del estadio existente, transmitiendo solamente cargas horizontales. Ver figura 14.

Respecto a la fachada superior, la estructura principal se materializa como un pórtico biarticulado, que se conecta al cordón superior en su apoyo más elevado; y a un punto in-

termedio de las diagonales exteriores en su apoyo inferior, transmitiendo en ambos fuerzas verticales y horizontales.

En todos los casos, los puntos de conexión se diseñan como uniones bulonadas, garantizando el comportamiento isostático de las estructuras de fachada y evitando la transmisión de momentos flectores en estos puntos.

3.6. Forjados de la corona

En el interior de la corona se encuentran dos niveles de forjados, el N09 y el N10. El nivel inferior, destinado fundamen-

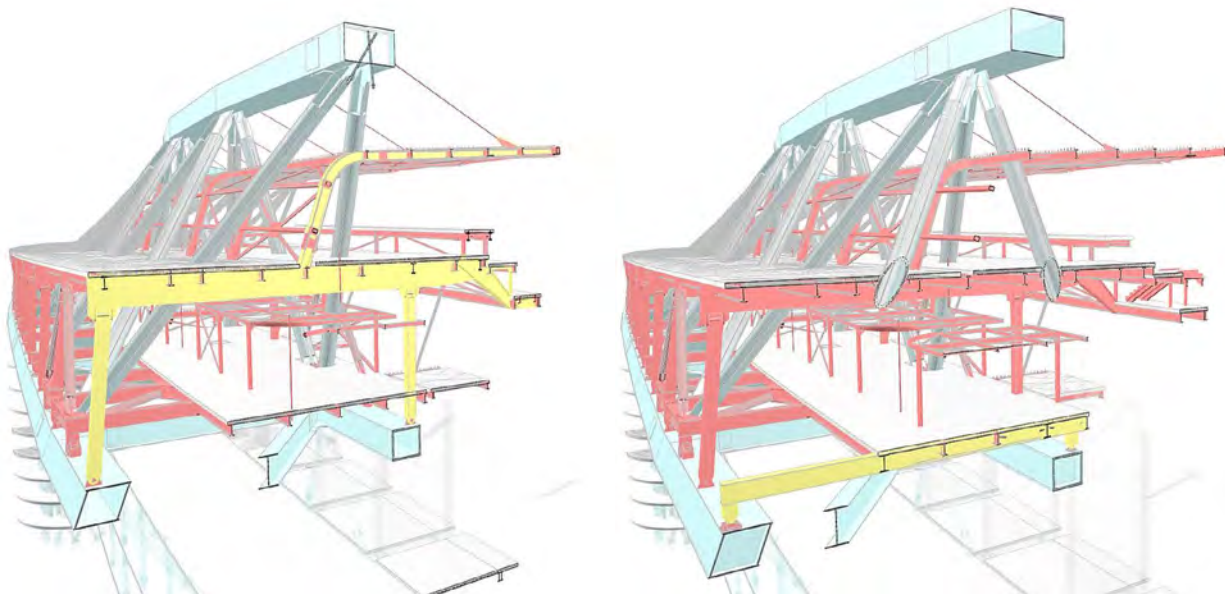


Figura 16. Forjados en el interior de la corona.

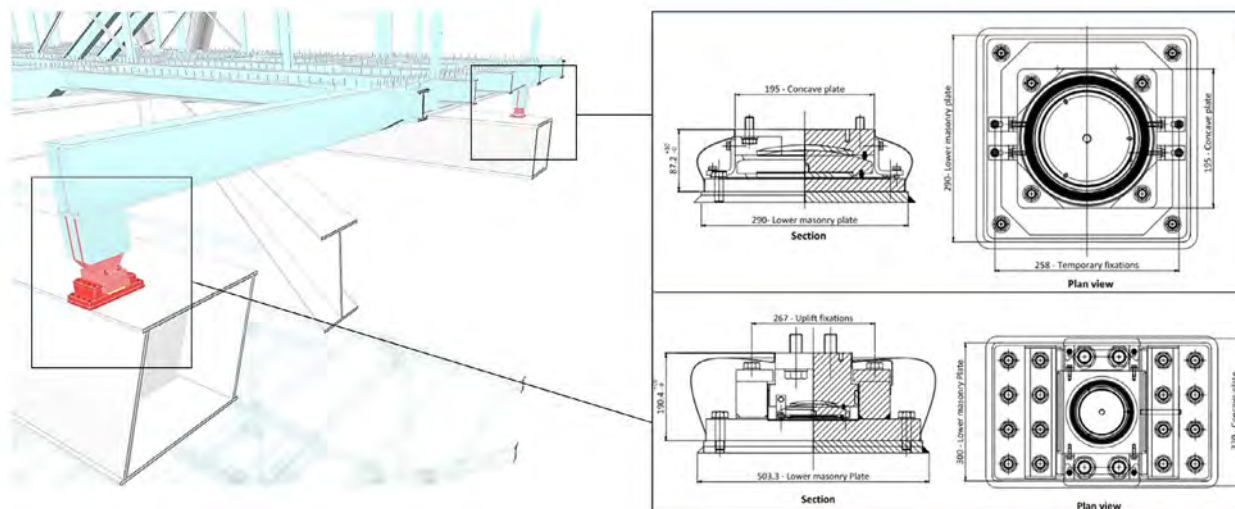
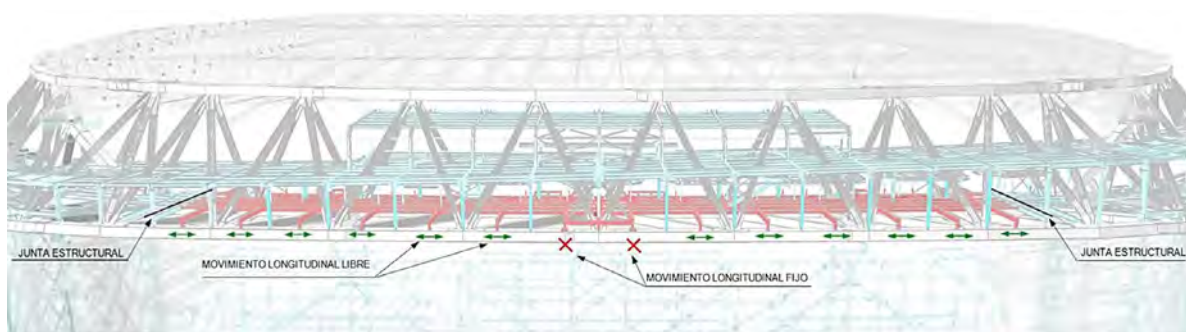


Figura 17. Apoyos de pórticos bajos.

talmente a servicios, y el superior, conocido como Skywalk, que es un forjado de cota variable que recorre perimetralmente el estadio. En su parte central, los dinteles de los pórticos de este nivel superior se prolongan en voladizo generando una viga de graderío. Además, en el centro de vano de dicho dintel nace una estructura de cubierta atirantada al cordón superior de la corona, que, junto con la extensión anterior, conforman el espacio denominado Skybar.

Como se observa en la imagen anterior, estos forjados se resolvieron con pórticos apoyados sobre los cordones de la corona, unos pórticos bajos para el nivel N09 y unos pórticos altos para el nivel N10. Se hicieron coincidir los pórticos altos con los nudos y con el centro de vano entre nudos de cordones, mientras que los pórticos bajos se situaron a cuartos y tres cuartos de la luz. Se decidió esta distribución alterna para evitar la interferencia del dintel del pórtico bajo con el nudo.

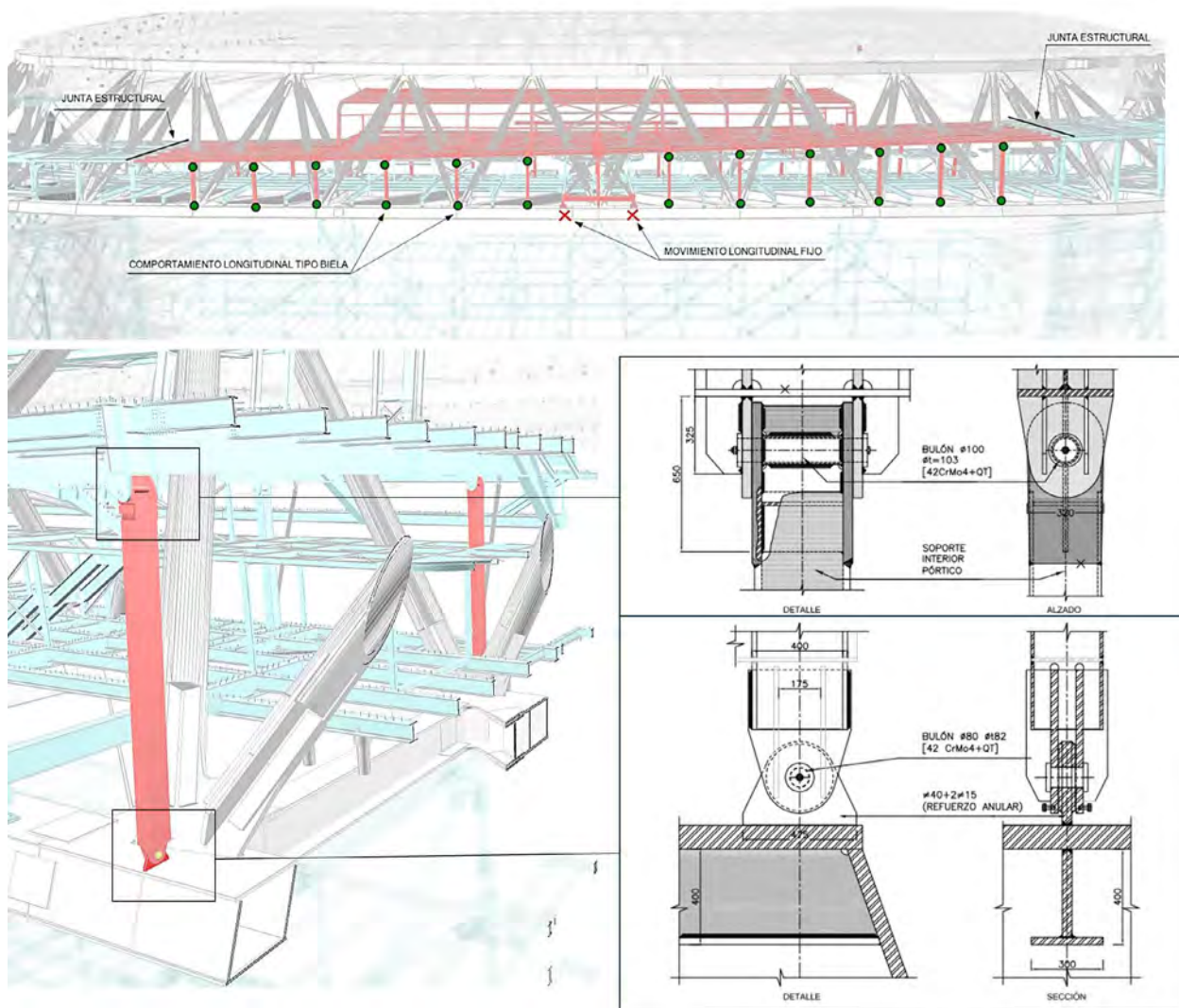


Figura 18. Apoyos de pórticos altos.

El mayor reto del diseño en estos pórticos era independizar estos forjados de las deformaciones de la corona, pues el orden de magnitud de éstas, del orden de 40 cm en centro de vano, impedía un dimensionamiento sensato de los pórticos. El objetivo era evitar la transmisión de rasante entre la corona y los forjados, efecto que haría inviable cualquier solución, sobre todo en el nivel inferior, el cual está muy próximo a su cordón inferior.

Adicionalmente, en la dirección del pórtico, se debía buscar una solución de apoyos que permitiera absorber el descenso diferencial que experimenta el cordón inferior exterior de la corona respecto al interior, como consecuencia de la diferente luz entre los apoyos descrita anteriormente.

En los pórticos bajos, se resolvió este problema con apoyos deslizantes en longitudinal, con un punto fijo central evitando de esta manera la transmisión de rasantes longitudinales por el descenso de la corona (ver figura 17). En la dirección del pórtico, se fijó el apoyo en el cordón exterior y se liberó en el cordón interior, estando también articulados para el giro en el plano del pórtico; de forma que el pórtico no se veía afectado por el descenso diferencial entre el cordón exterior y el interior de la corona (figura 18).

En los pórticos altos, en dirección longitudinal se resolvió con una doble biela con rótulas tanto en la parte inferior como en la superior, fijándose a la corona en el punto central con un apoyo en delta. En la dirección transversal, se articuló la base, pero se mantuvo el nudo rígido del pórtico en el nudo superior.

3.7. Premontaje en blanco

Como se ha visto en apartados anteriores, la complejidad geométrica de la estructura de la corona en general, y de los nudos en particular, fue una constante desde el inicio del diseño. A la hora de trasladar esto a la fabricación, el industrial tuvo que desarrollar un complejo sistema de posicionamiento y orientación para la colocación de nudos y cartelas. Para validar dicho sistema, se realizó en taller un montaje en blanco del módulo central de la corona comprobándose que se cumplía con las tolerancias exigidas para el montaje final.

Por motivos de accesibilidad a la estructura, dicho montaje se realizó con el módulo tumbado en horizontal. Una vez comprobada la correcta geometría del módulo completo, y que se podían introducir los tornillos en las uniones con cu-

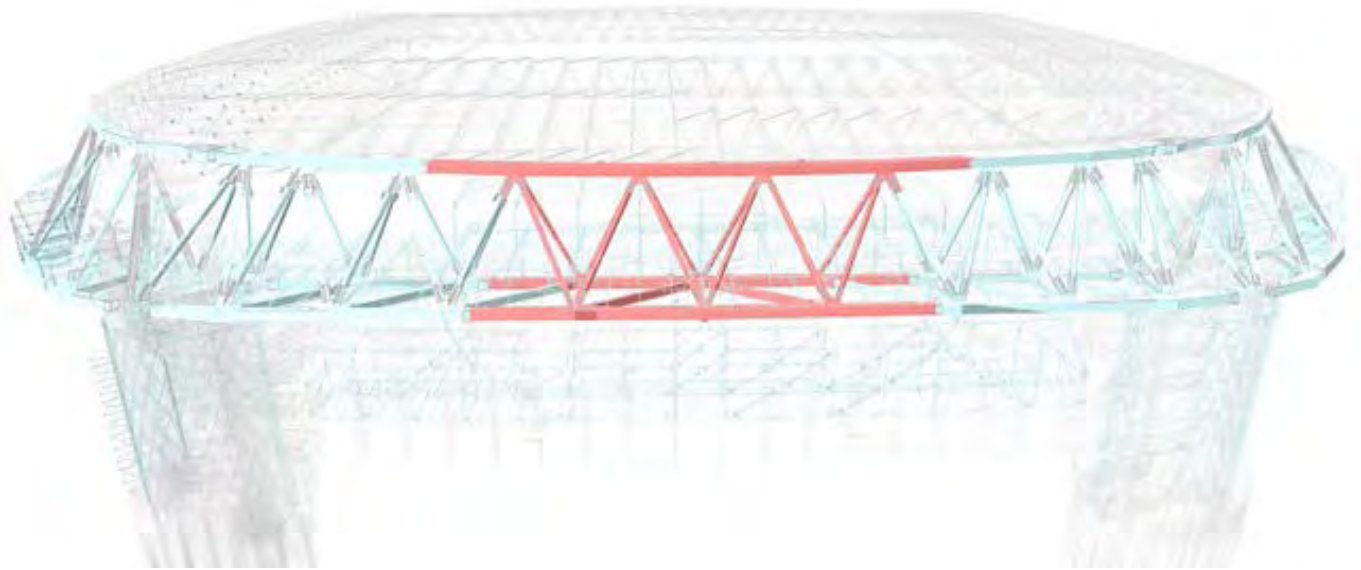


Figura 19. Módulo de corona con premontaje en blanco.



Figura 20. Premontaje en blanco de módulo de corona en taller.

brejuntas de todas las diagonales, se procede a su desmontaje y su traslado a obra para el ensamblaje definitivo.

3.8. Procedimiento de montaje.

El montaje de la viga corona se planteó para ser realizado utilizando torres de apeo para sus cordones inferiores. Para el tramo central se dispusieron 6 torres de apeo de 27m de altura, todas cimentadas directamente al suelo, pero las interiores debían esquivar la plataforma de montaje elevada. Tenían unas dimensiones en planta de 2,9x2,2m.

Todas las torres disponían en cabeza de unos yugos que permitían el apoyo articulado de las piezas de los cordones inferiores de la corona y además estaban provistas de gatos para el posterior desapeo y entrada en carga de la corona una vez finalizado el montaje.

En primer lugar, se constituyó la cercha horizontal que componen los cordones inferiores de la corona. Colocando piezas desde los muñones dejados en las cestas hacia el centro desde ambos lados. Finalmente, se cerró en el centro conectando los dos cordones con uniones atornilladas con cubrejuntas. Se habían previsto elementos de tiro anclados a cada cordón para poder realizar pequeños ajustes que facilitasen la unión final.

Una vez cerrada la celosía horizontal, se colocaron las diagonales inclinadas. Para ello, se utilizaron unos apeos en forma de árbol que permitían asegurar que la geometría superior de la confluencia de las cuatro diagonales era la correcta hasta que se instalase el cordón superior.

Como último paso, se conectaron los cordones superiores de la cercha. Este proceso se repitió en los voladizos laterales, apoyados sobre tres torres cada uno, los cuales se montaron íntegramente antes de proceder al desapeo.



Figura 21. Montaje corona. Izado de cordón superior mediante grúas. Foto cedida por cortesía de 'Nuevo Estadio Bernabéu' - Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu.

Para desapear la corona se pusieron en carga los gatos de los yugos de las torres de apeo para coger todo el peso y permitir la retirada de los apoyos provisionales. Una vez retirados, se fueron descendiendo los gatos hasta que se produjo el despegue de los cordones y la corona quedó en su posición definitiva.

Finalmente, una vez desapeada la corona, se procedió al montaje de los pórticos de los forjados de su interior.

4. VIGA MUSEO

Este conjunto arquitectónico consta de un volumen de 105 m de longitud, 10m de canto y 7.50m de ancho que alberga tres plantas colgadas de la corona, adoptando el nombre del uso previsto para este espacio. Este elemento debía tener un diseño que permitiera el acceso desde el estadio existente en la mayor parte de su longitud, a pesar de que las luces de su apoyo distaban enormemente de las luces entre costillas del estadio existente.

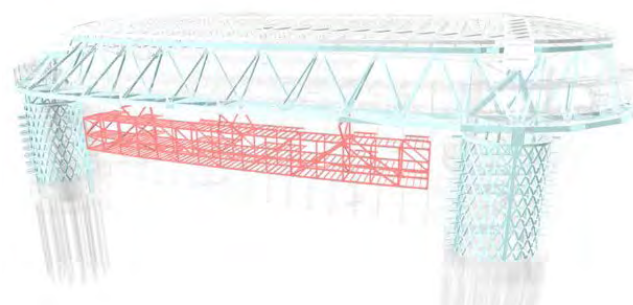


Figura 22. Vista general 3D de la Viga Museo.

4.1. Esquema estructural

La viga museo está formada por dos planos de mega-celosía Pratt, uno exterior y otro interior que conforman el perímetro de este elemento, presentando una ligera curvatura en planta para adaptarse a la geometría del estadio. Entre estas dos celosías se colocan tres niveles de forjados, correspondientes a los cordones inferiores, intermedios y superiores de esta celosía.

La distribución de montantes de las mega-celosías viene condicionada por la posición de las costillas existentes, para

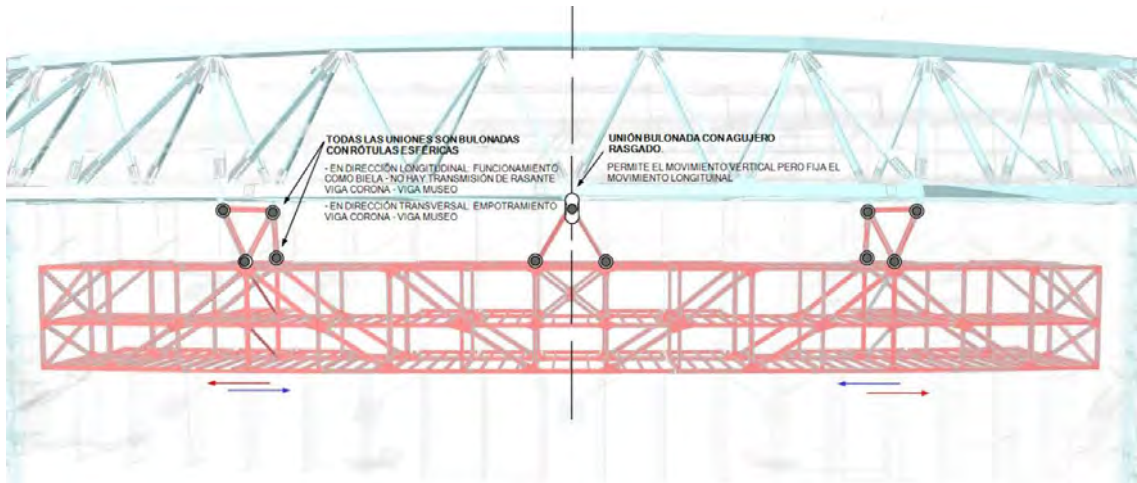


Figura 23. Esquema de grados de libertad de la estructura de cuelgue de la Viga Museo.

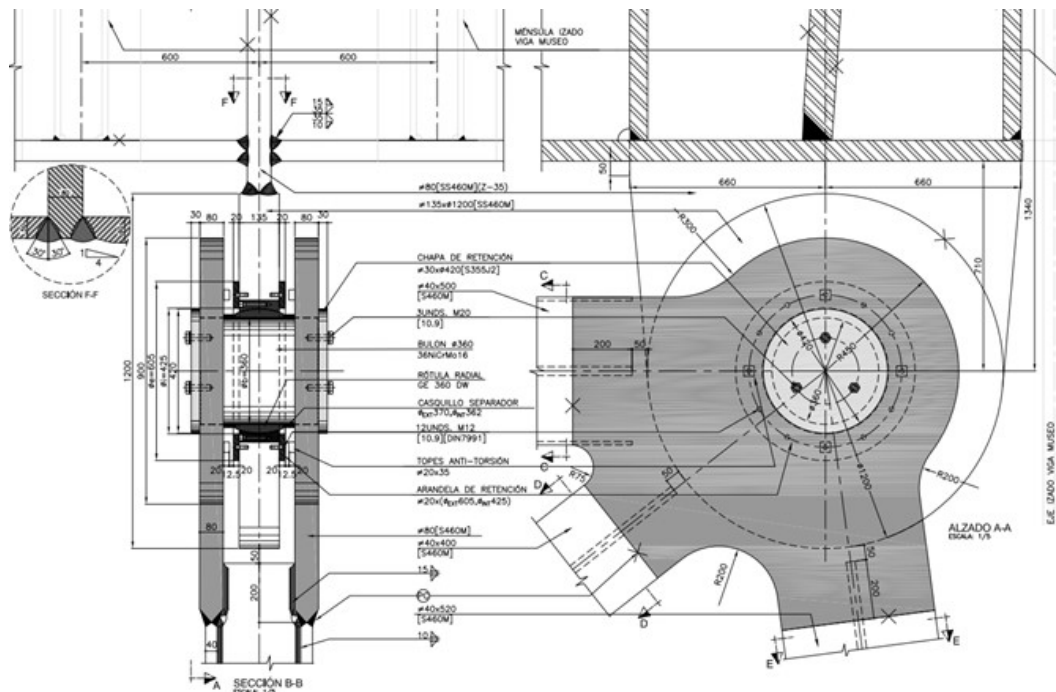


Figura 24. Cuelgue vertical y bloqueo transversal entre viga museo y corona.

mejorar la permeabilidad entre la estructura existente y crear amplios pasillos entre ambos elementos.

De cara a minimizar los esfuerzos en la misma, se colocaron los cuelgues a 1/5 de la longitud total coincidiendo con un nudo de la viga museo (determinado por las costillas existentes del estadio) y debiendo hacer coincidir en este caso el nudo de la corona, el cual tuvo que ajustarse ligeramente.

Como es la tónica general de la obra, este elemento se ha montado mediante uniones atornilladas. La mayoría de los cordones son perfiles HEB/HEM, que se unen mediante cubrejuntas a los nudos en las proximidades de estos últimos.

4.2. Cuelgue viga museo. Independencia de viga museo con Corona.

Para el cuelgue de la viga Museo, se ha buscado un diseño que independizara lo máximo posible el comportamiento de esta

respecto a la corona, asegurando un comportamiento puramente isostático.

El sistema elegido para resolverlo consiste en conectar las dos estructuras en dos puntos, que dan estabilidad tanto vertical como transversal, mientras que la coacción horizontal longitudinal de la viga museo se produce en un tercer punto en los nudos centrales de la corona.

Los cuelgues verticales se localizan en nudos de los cordones inferiores de la corona y aprovechan las chapas de rigidización interior utilizadas en cada nudo para descolgar en vertical los puntos de conexión. Todas las conexiones son bulonadas. Para asegurar la perfecta articulación de estos cuelgues, se han dispuesto rótulas esféricas libres de mantenimiento en cada uno de estos nudos, funcionando los cuelgues como una triangulación de barras articuladas.

En el bloqueo longitudinal central, para garantizar que no haya transmisión de cargas verticales, el detalle se realiza

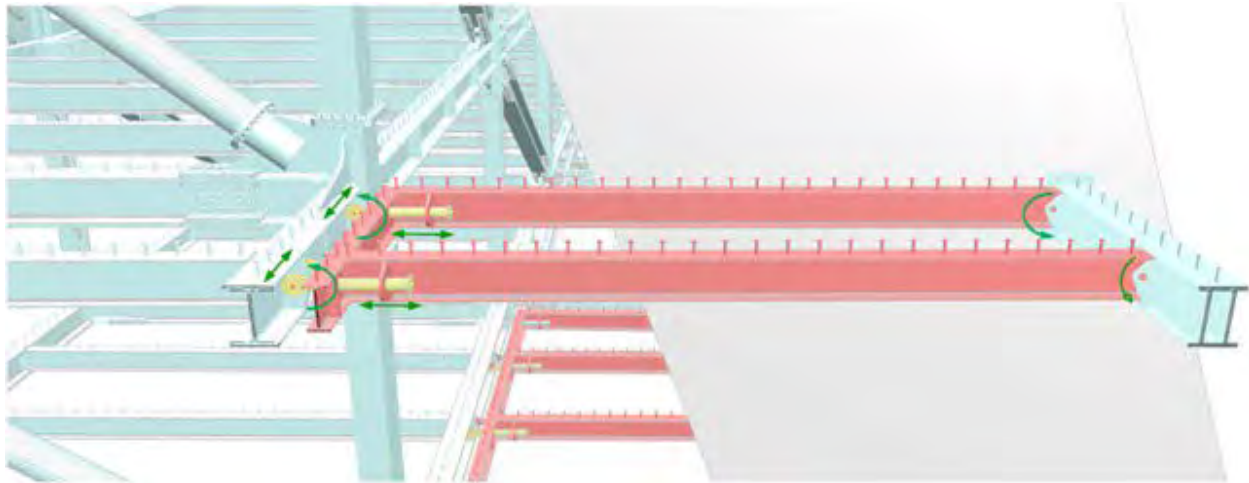


Figura 27. Forjados basculantes-deslizantes entre viga museo y forjados existentes.

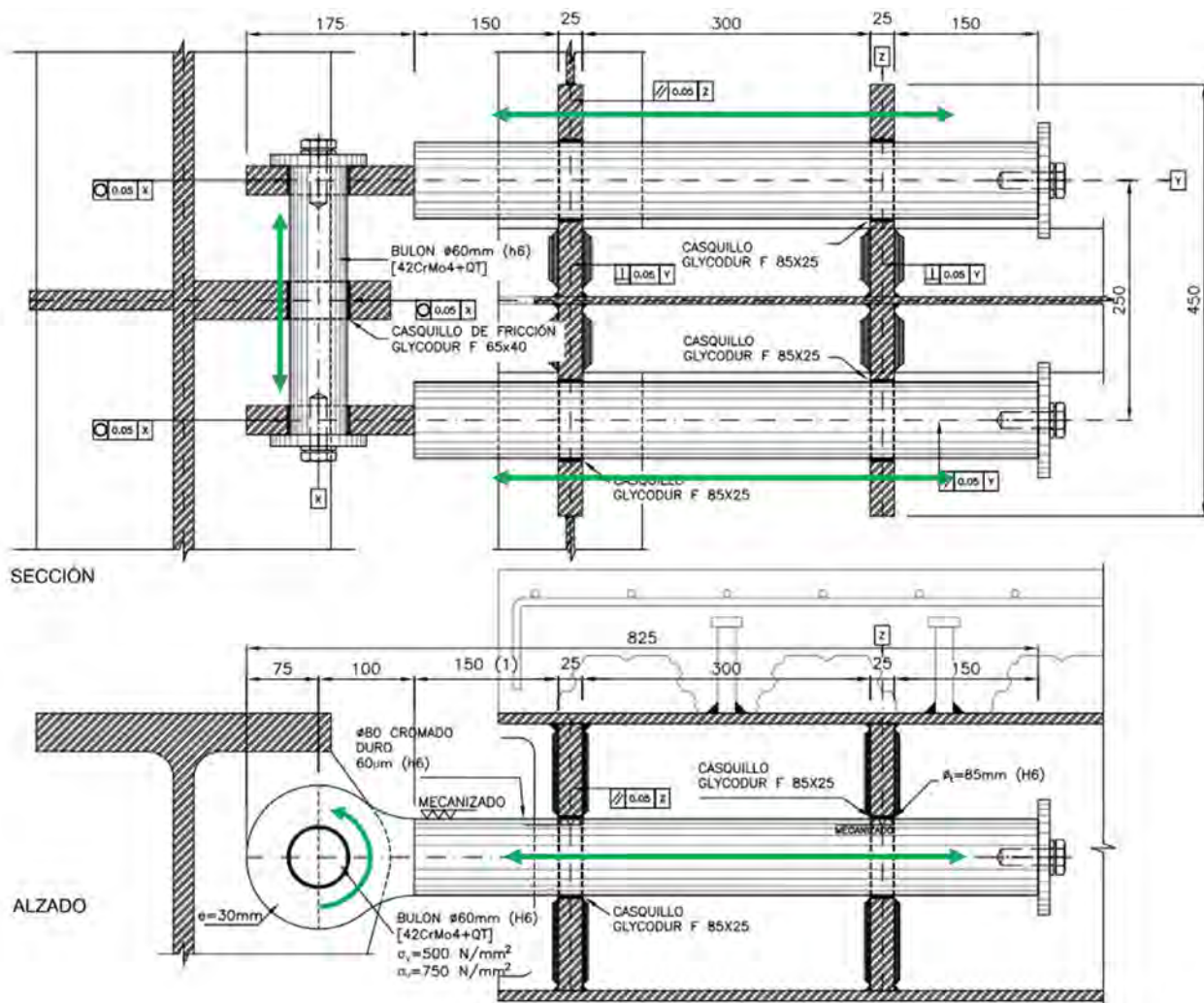


Figura 28. Detalle conexión forjados basculantes-deslizantes.

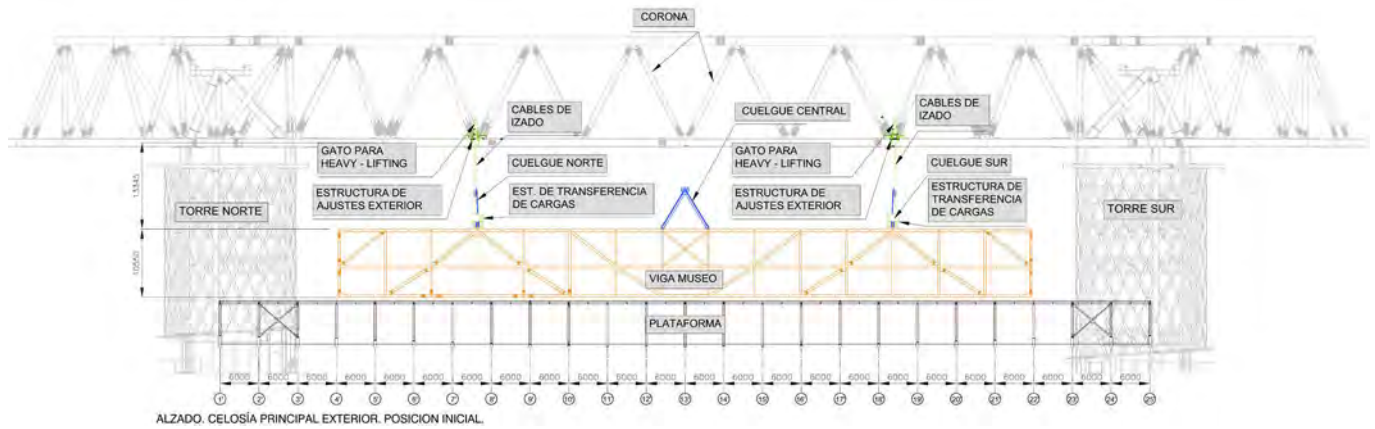


Figura 29. Esquema izado viga museo.

mediante bulones alojados en cartelas que bajan de la corona con taladro rasgado en la dirección vertical. La holgura vertical dispuesta fue de $\pm 100\text{mm}$ y es suficiente para absorber las deformaciones diferenciales provocadas por las sobrecargas tanto en la corona como en la viga museo.

Esta independencia entre los elementos tiene múltiples ventajas, como la separación entre las diferentes fases de construcción, evitando así posibles procesos de transferencia activa de carga, y adicionalmente simplifica el análisis estructural.

Como el ancho inferior de la corona es más grande que el ancho de la viga museo, estos cuelgues longitudinales no están en un plano vertical, sino que están en unos planos inclinados formados por cordones de corona y cordones de viga museo.

Todas las barras que forman los cuelgues horizontales y verticales son perfiles en H que permiten fácil acceso a las uniones atornilladas necesarias para un fácil montaje de las barras durante el izado de la viga museo.

4.3. Independencia de Viga Museo con los forjados existentes.

Uno de los principales retos del diseño de este elemento era la conexión entre los forjados del edificio existente y los de la viga museo, los cuales en cuanto a condiciones de apoyo son muy diferentes, y por tanto también en deformaciones. Para garantizar la conexión entre ambas estructuras se diseñan unos forjados basculantes, que son capaces de absorber los movimientos relativos de una y otra estructura.

Los movimientos verticales se absorben con giros mediante un sistema de doble rótula, dispuestas en cada uno de los extremos de los forjados (biela), mientras que los horizontales se permiten mediante el deslizamiento en un sistema de junta deslizante. La diferencia de cotas verticales por flechas que deben asumir los forjados basculantes va desde $+110/-40\text{mm}$ (positivo los descensos).

La magnitud del desplazamiento horizontal en dirección al estadio que debían asumir estas juntas era de $+145 / -45\text{mm}$ (positivo hacia el estadio) únicamente para sobrecargas. Sin embargo, el forjado se conectó antes de la colocación de cargas muertas en la corona y viga museo, por lo que finalmente el

corrido fue $+205 / -45\text{mm}$. En dirección longitudinal a la viga museo, los movimientos previstos son de $\pm 40\text{mm}$.

4.4. Procedimiento de montaje. Heavy lifting Viga Museo.

Para realizar el montaje de la viga museo se reutilizó la plataforma elevada que se había empleado en el montaje de las cerchas principales de la cubierta fija. Esto permitió trabajar en la estructura de la viga museo mientras se seguía teniendo acceso a los accesos oeste del estadio. Sobre esta plataforma se monta la estructura metálica de la viga museo mediante uniones atornilladas.

Una vez acabada la estructura metálica de la viga museo, así como la chapa plegada de los forjados colaborantes con la que se iba a levantar, se colocaron los gatos de izado sobre ménsulas ancladas a los cordones de la viga corona. A parte de realizar un cuidadoso replanteo para colocar estos gatos en la vertical de los puntos de izado, estos gatos estaban dotados de sistemas de ajuste de posición para poder realizar pequeños movimientos en planta y ajustar su posición de izado a la posición real de los puntos de cuelgue instalados en la viga museo. También permitían ligeros movimientos que facilitaron las conexiones finales a realizar.

Dado que la corona y la viga museo no tienen el mismo ancho entre cordones, fue necesario colocar una viga intermedia a modo de balancín en cada uno de los dos puntos de izado. Cada viga balancín recogía el cuelgue de dos de los gatos de izado. Por lo tanto, se utilizaron un total de 4 gatos de heavy lifting para realizar la operación. Por la posición del centro de gravedad de la viga museo con respecto a la corona, los gatos más cercanos al estadio recibían una carga 2.5 veces superior a la carga de izado de los gatos más exteriores al estadio. La horizontalidad de la estructura se garantizaba sincronizando el avance de los cables en cada uno de los 4 puntos.

El peso total de izado fue de 800t. La carrera total de izado fue de 14m.

Una vez llegada la viga museo a su posición definitiva, se procedió a conectar los cuelgues verticales y transversales. Para ello se extendieron las barras de los cuelgues que subían replegadas con la estructura de la viga museo. Se dispusieron

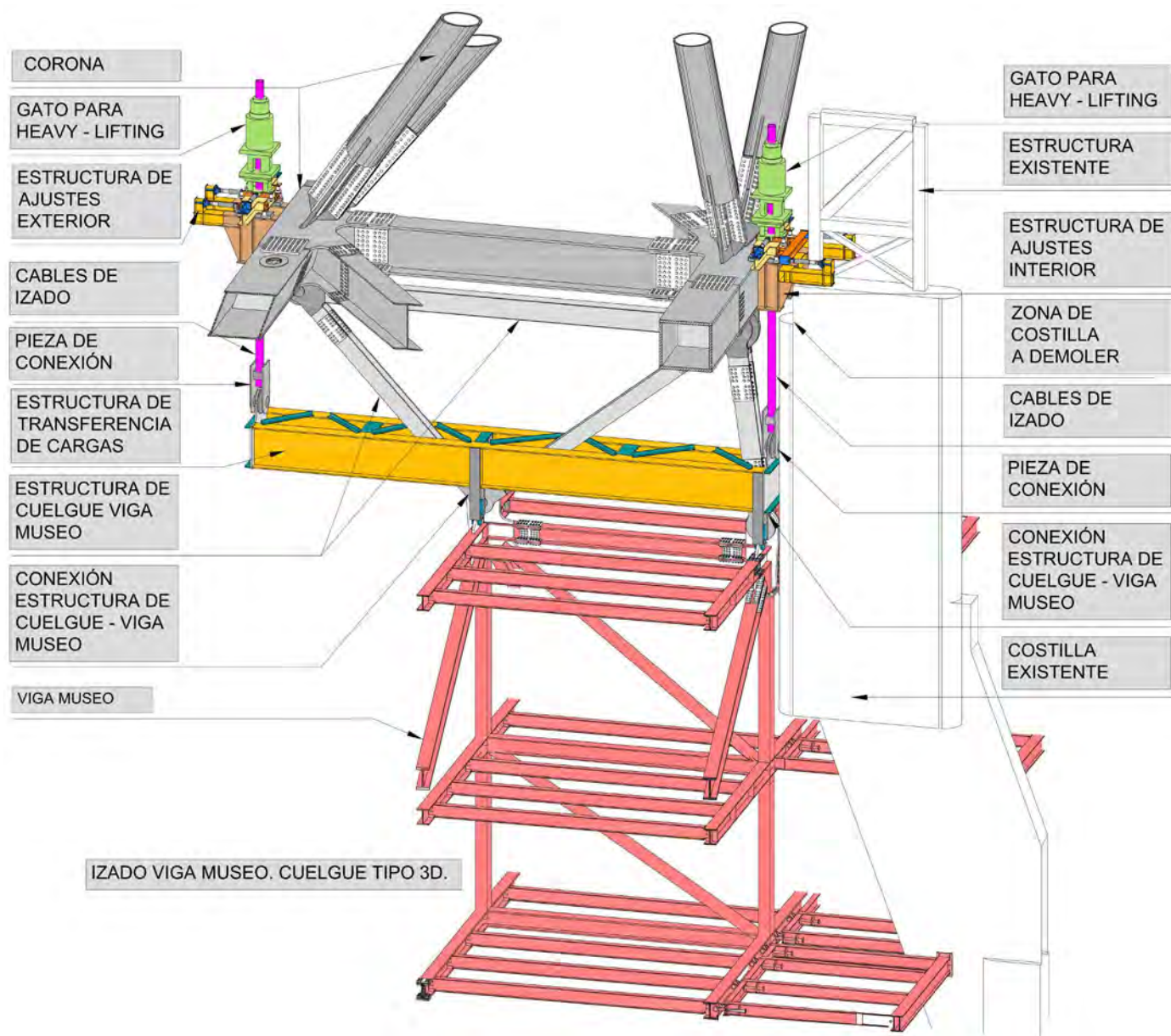


Figura 30. Sistema de cuelgue y viga balancín izado viga museo desde corona.

uniones atornilladas con cubrejuntas adyacentes a cada bulón con el objeto de que la unión final se produjese en esos tornillos viniendo los bulones ya introducidos en sus rótulas desde el taller.

Finalmente, se realizó la conexión longitudinal central quedando la viga museo con su esquema estático definitivo. Una vez realizadas todas las conexiones, se transfiere la carga a los elementos definitivos soltando ligeramente los gatos de izado.

5. CONCLUSIÓN

Se ha intentado explicar en este artículo la definición del proyecto y la construcción de esta estructura novedosa y como

se ha realizado la integración de las tres estructuras que lo componen.

En una obra tan singular y donde la coordinación entre equipos es imprescindible, es necesaria la confianza mutua entre todas las personas que participan en su diseño y construcción. Muchas personas han tenido una participación fundamental en este proceso: en particular, además de la colaboración con el equipo de arquitectura de Typsa, queremos agradecer el apoyo de la asistencia de obra, Antonio Molina (Ayesa), del gerente José Luis Fernández Sánchez-Largo y sin duda de la obra, personalizada en Manuel Rodríguez San Juan y Ángel Lanusse.

La estructura metálica de las tres partes que componen este edificio fue fabricada y montada por Inbersa, y para todas las maniobras de izado fue imprescindible la colaboración de Juan Manuel Linero de BBR/FCC.



Figura 31. Conexión cuelgues verticales viga museo pendientes de realizar.

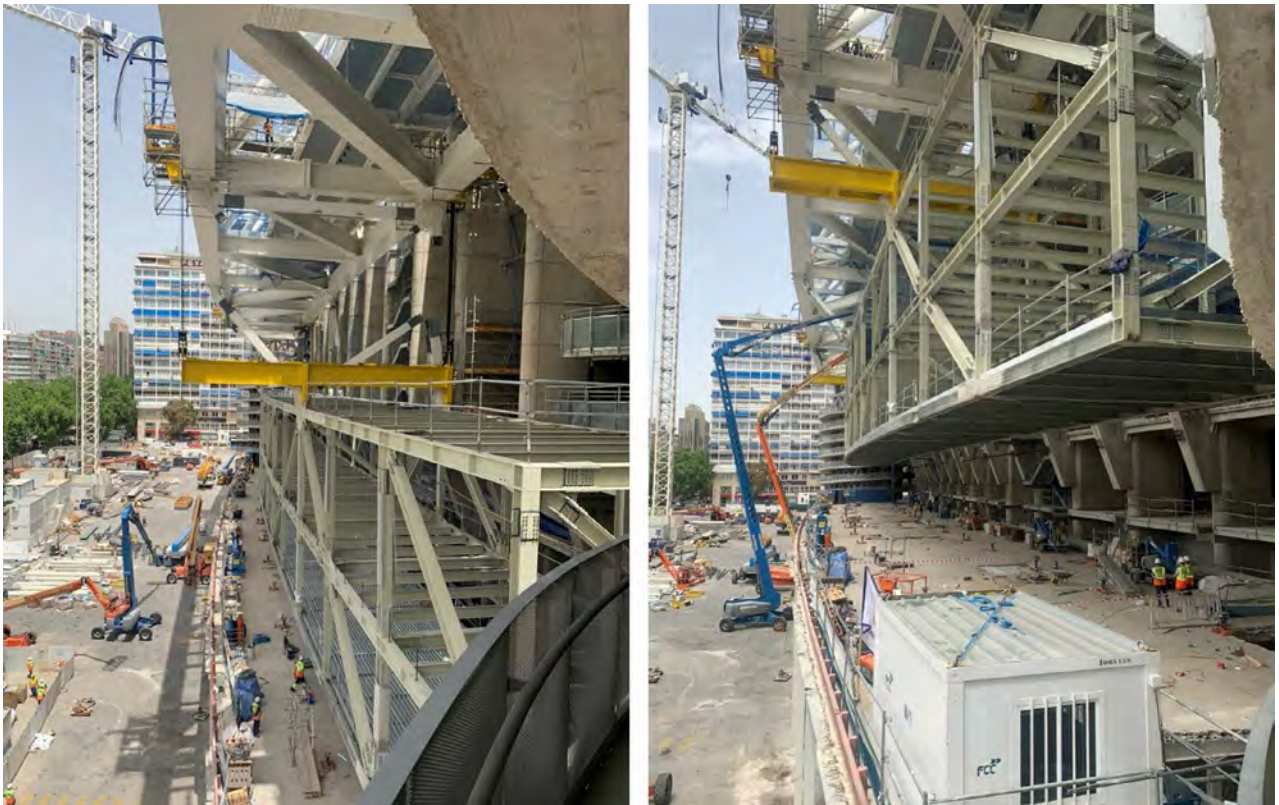


Figura 32. Visión de la Viga Museo antes y después del Heavy Lifting.

Referencias

- [1] EN 1993-1-1:2005/A1:2014- Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardization, CTN 140/SC 3, Brussels (n.d.)
- [2] EN 1993-1-8:2013- Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardization, CTN 140/SC 3, Brussels (n.d.)
- [3] EN 1993-2:2006- Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges. European Committee for Standardization, CTN 140/SC 3, Brussels (n.d.)
- [4] EN 1993-1-12:2006. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-12: Additional rules for the extension of EN 1993 up to steel grades S 700. European Committee for Standardization, CTN 140/SC 3, Brussels (n.d.)

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@fhacor.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(307):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.

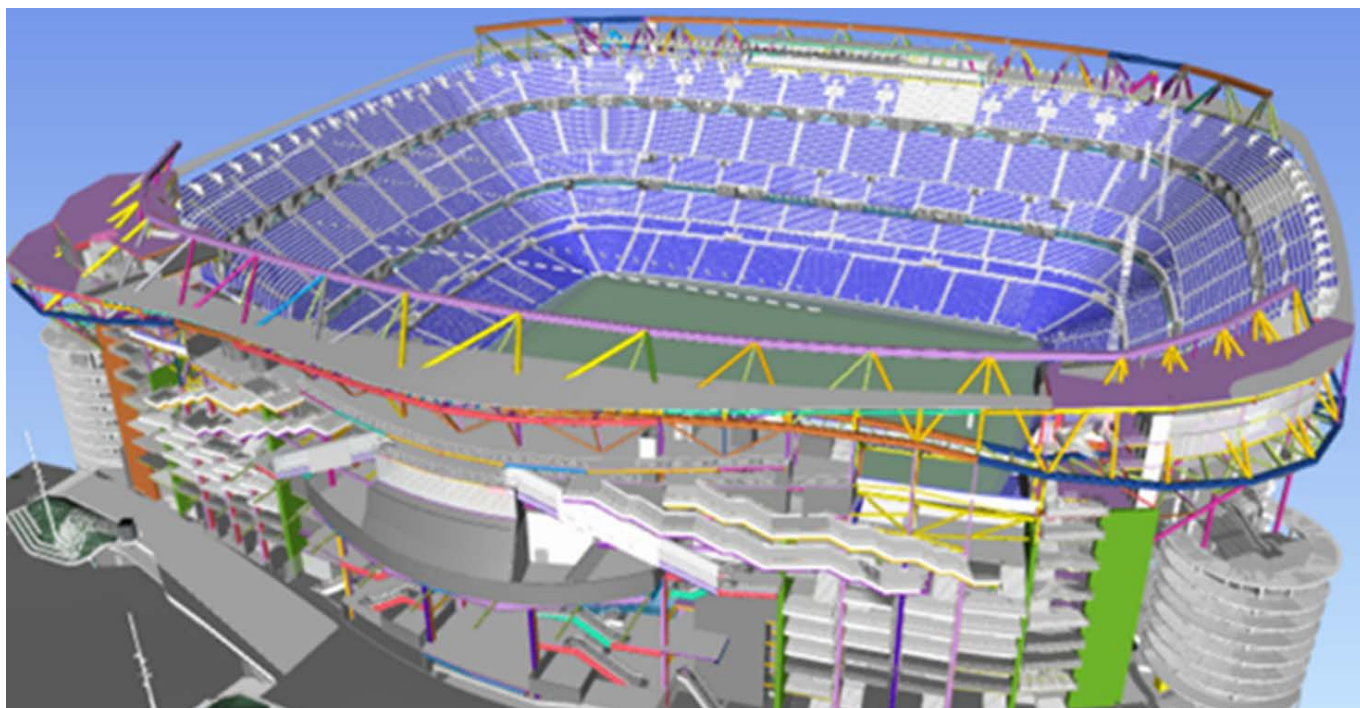


Figura 1. Vista del estadio desde el este.

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

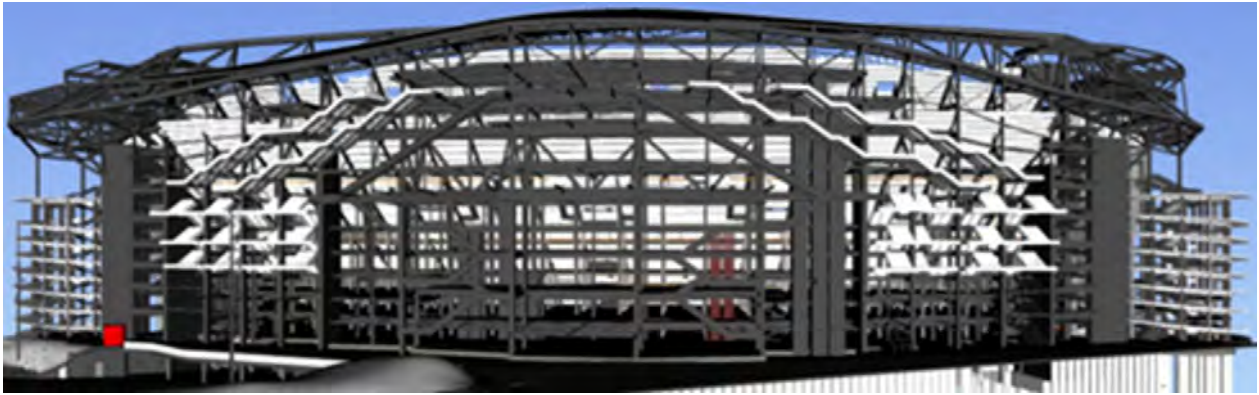


Figura 2. Zonas de fachada.

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**:

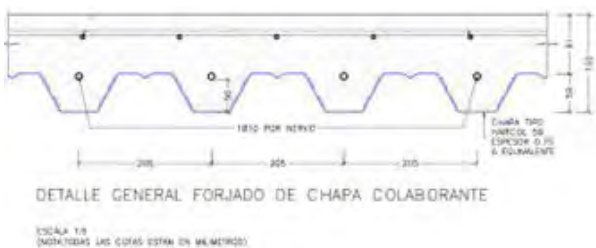


Figura 4. Forjado de chapa colaborante.

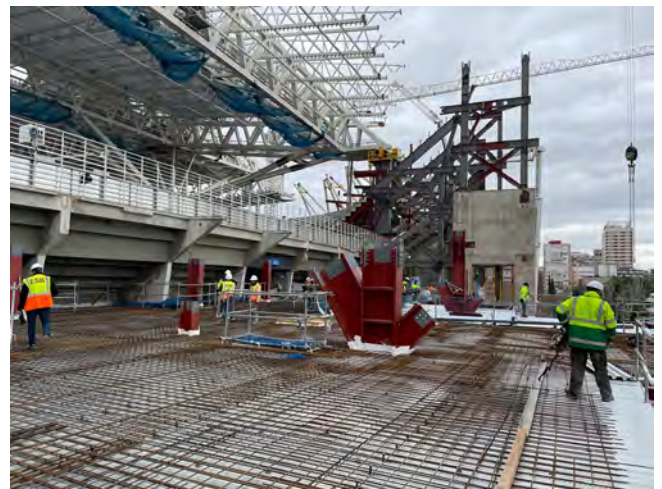


Figura 5. Ejecución de forjado de chapa colaborante.

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**).

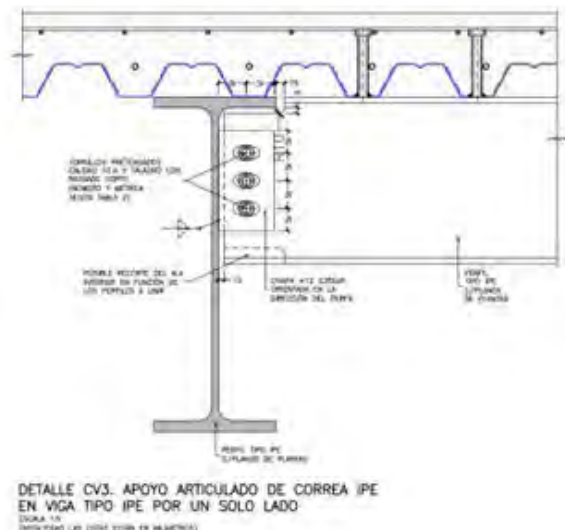


Figura 6. Detalle de conexión correa con jácena.

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.

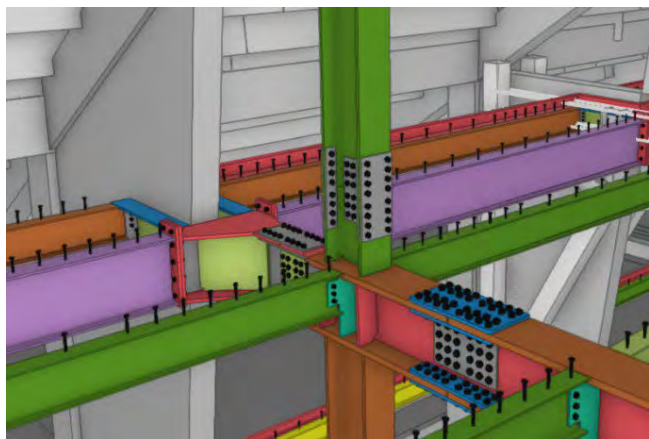


Figura 7. Modelo IFC: Estructura de forjados en ménsula rodeando pilares existentes (diapasones).

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 veintinueve 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.

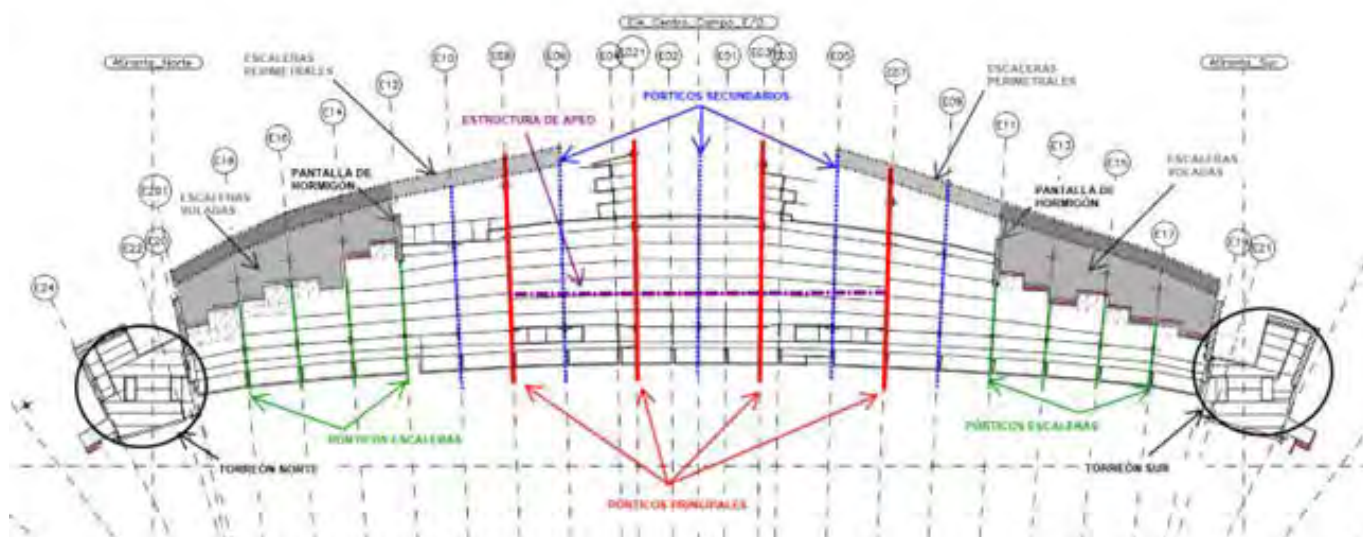


Figura 8. Planta con distribución de pórticos y elementos principales del edificio este.

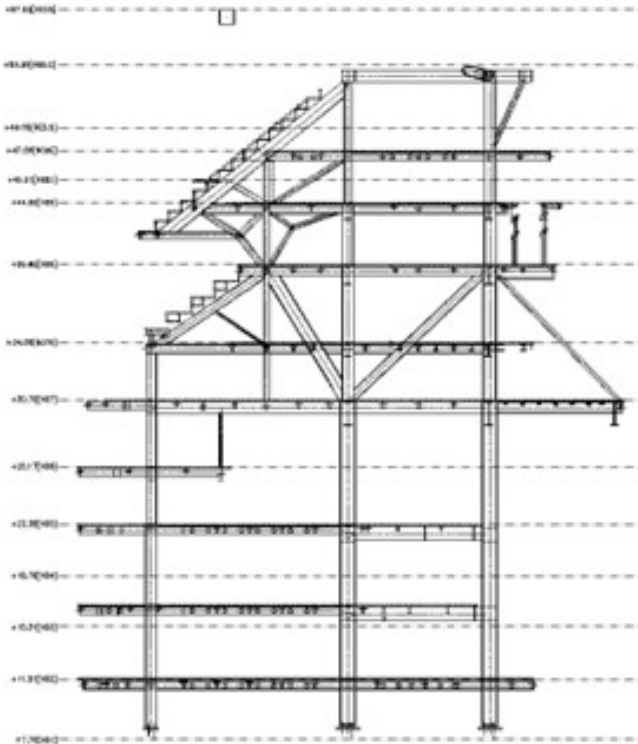


Figura 10. Pórtico tipo en alineaciones principales.

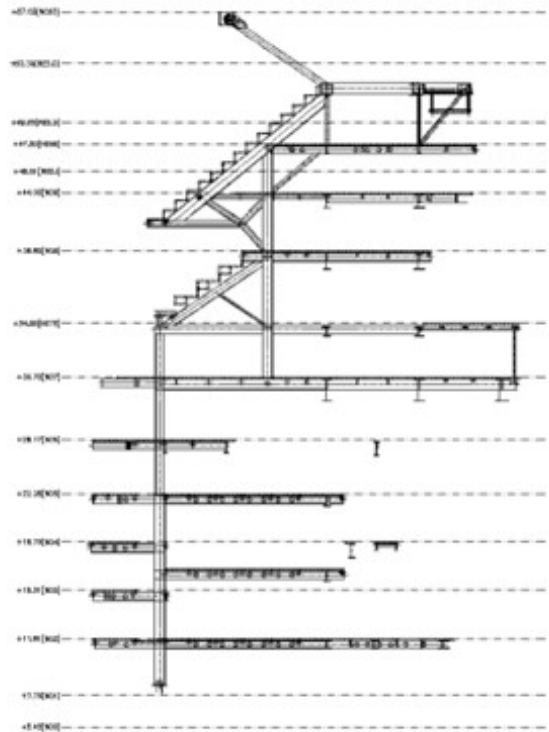


Figura 12. Pórticos metálicos secundarios tipo entre alineaciones principales.



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](#)).

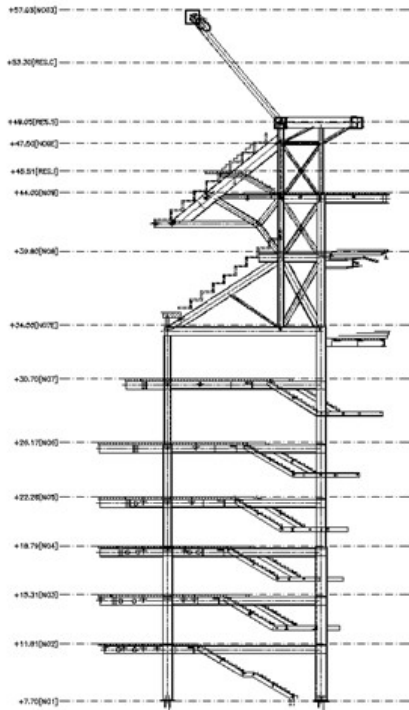
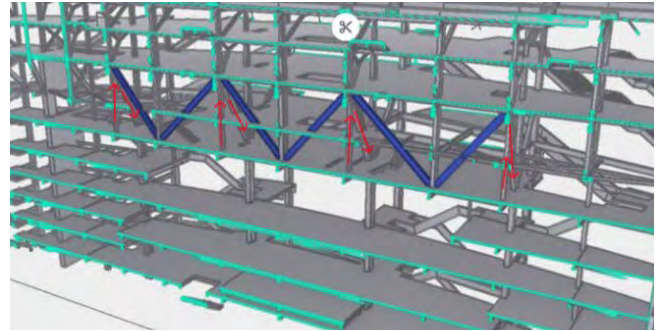


Figura 13. Pórtico tipo en alineaciones de escaleras voladas.



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

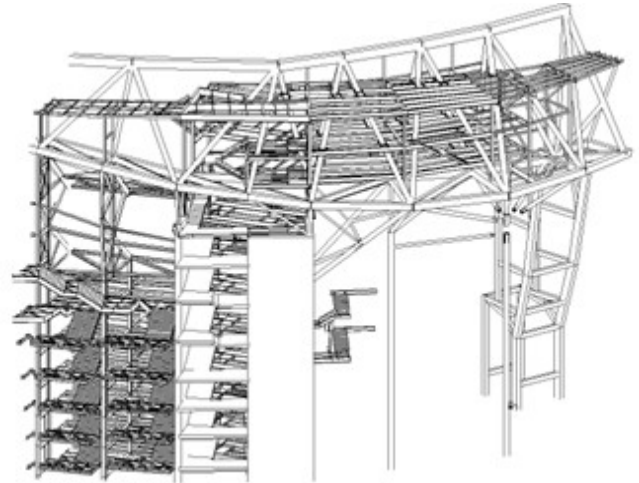


Figura 17. Modelo IFC: Vista de núcleo de hormigón norte



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

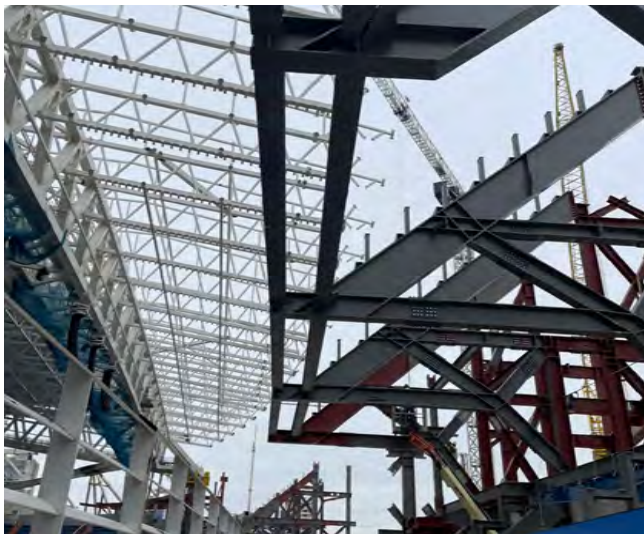


Figura 15. Gradas en ménsula de 4º anfiteatro.

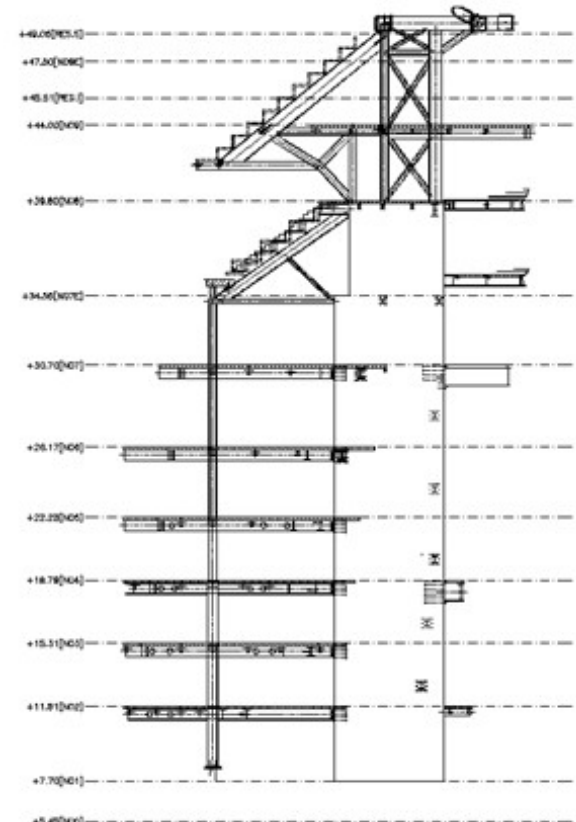


Figura 18. Pantallas de hormigón.

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 crujeas 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.

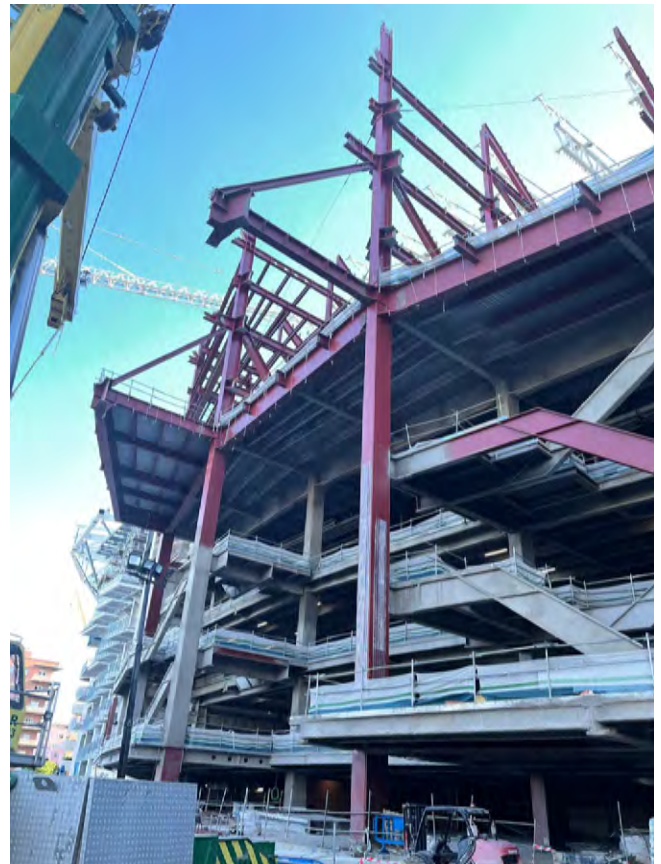


Figura 20. Tirantes de cuelgue de forjado.

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.

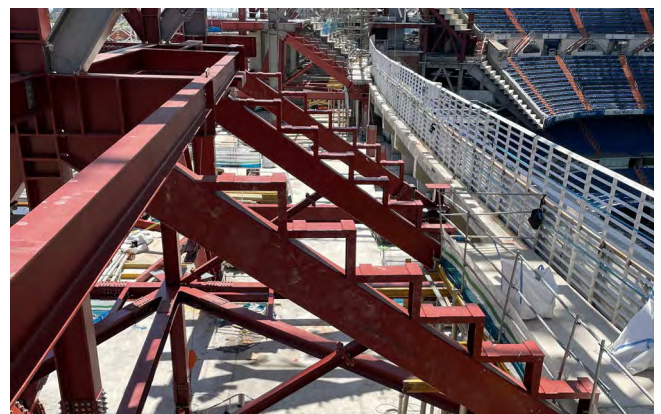


Figura 21. Vigas portagrada.

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.

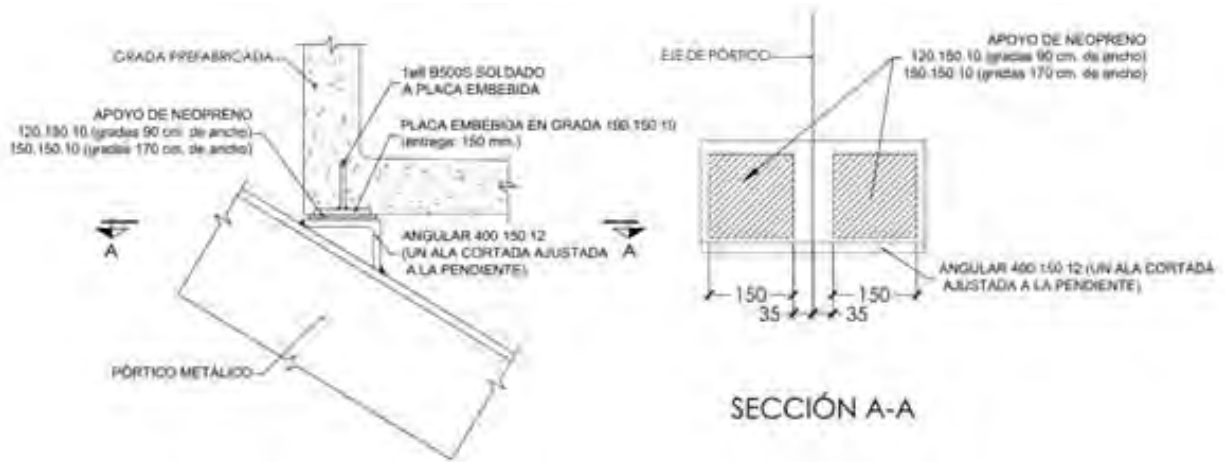


Figura 22. Detalle de apoyo de gradas prefabricadas sobre vigas portagrada.



Figura 23. Gradas prefabricadas.

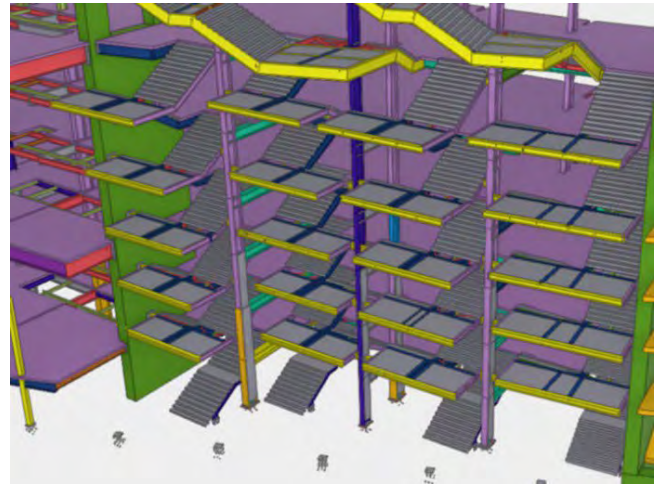


Figura 24. Modelo IFC: Escaleras voladas norte-sur.

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).

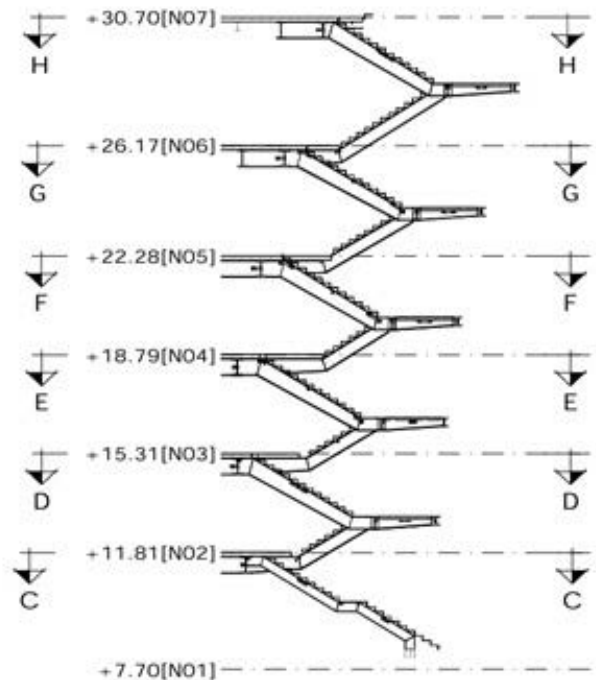


Figura 25. Sección por zanca central de escaleras voladas.

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.

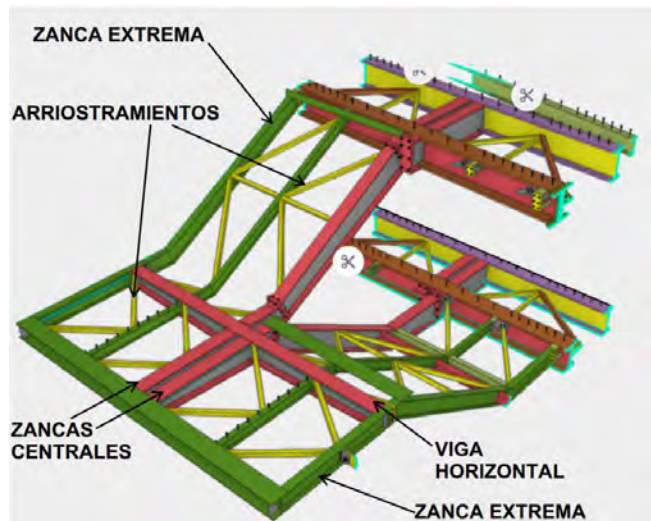


Figura 26. Modelo de taller: Escalera volada.



Figura 27. Escalera voladas en ejecución.



Figura 28. Escalera voladas. 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.

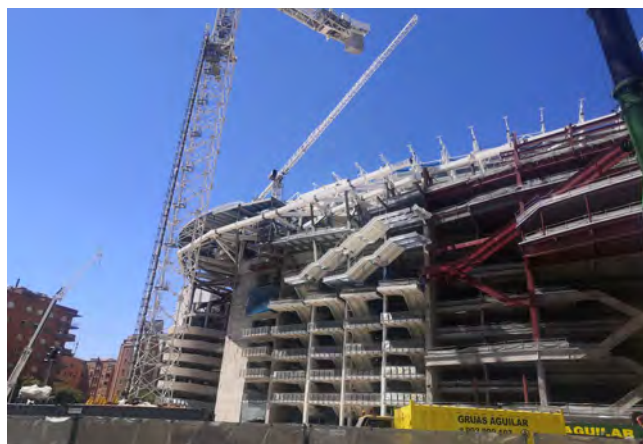


Figura 29. Foto de escaleras voladas del sur y escaleras perimetrales (por encima y en montaje).

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.

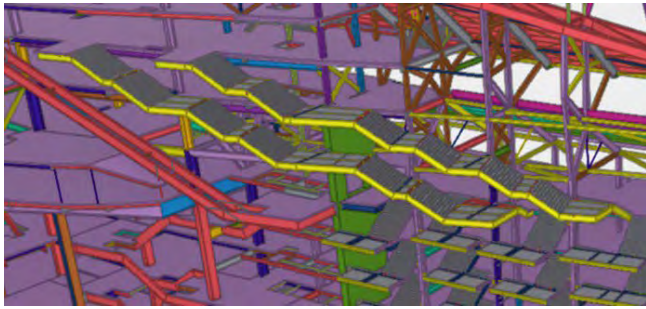


Figura 30. Modelo IFC: Escaleras perimetrales.

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.

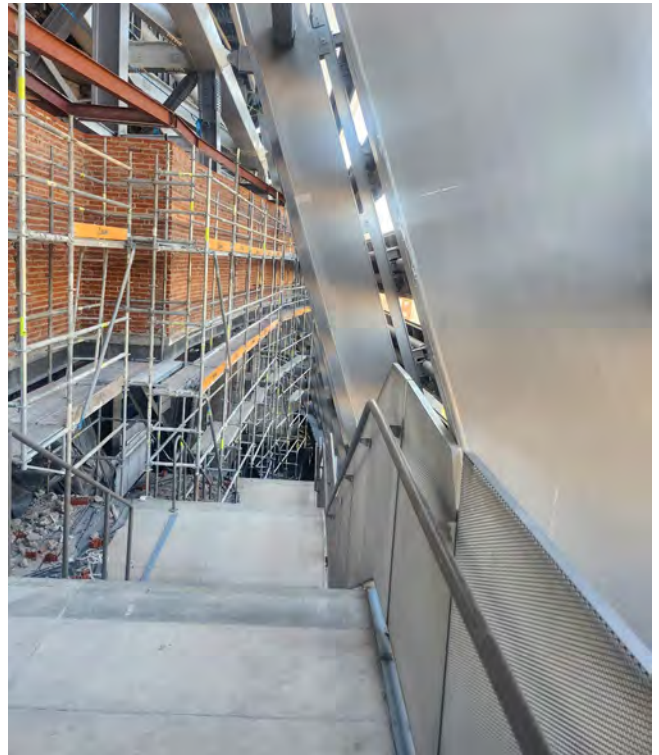


Figura 32. Visual interior de una de las escaleras perimetrales.

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.

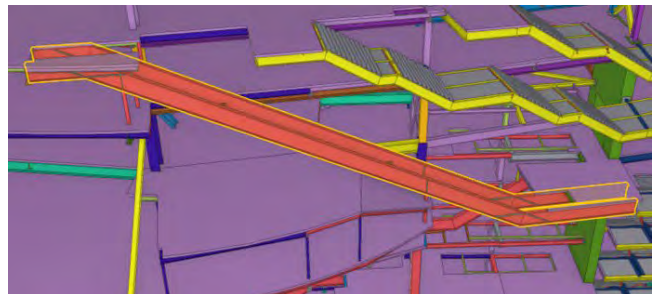


Figura 33. Modelo IFC: Vigas para resolución de escalera mecánica TMI 15.

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.

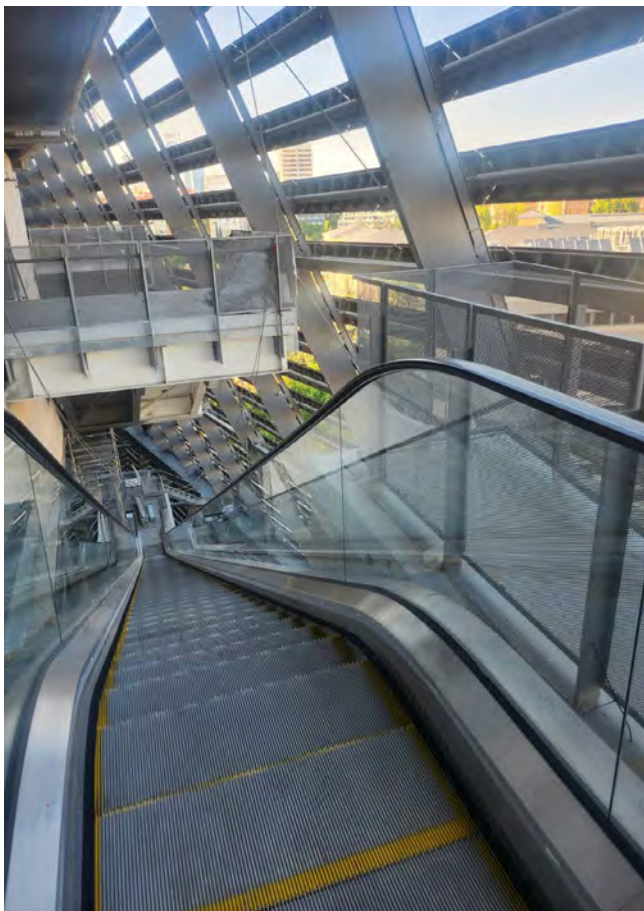


Figura 35. Visual interior de las escaleras mecánicas.

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.

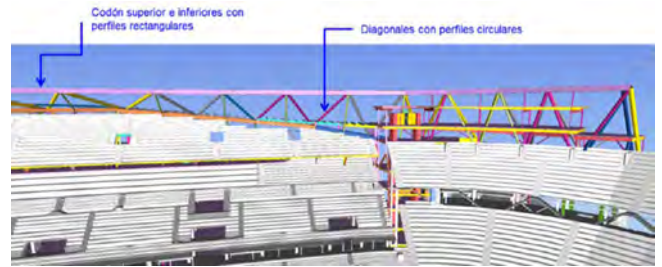


Figura 36. Vista general de viga corona.

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.

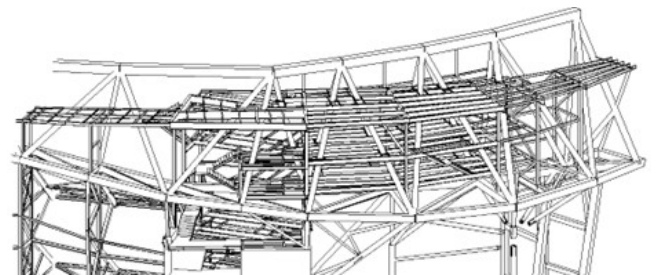


Figura 37. Viga corona. Zona torres.

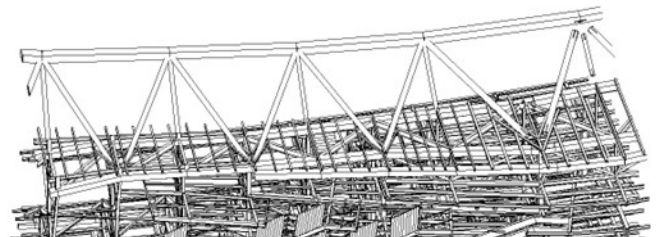


Figura 38. Viga corona. Zona central.

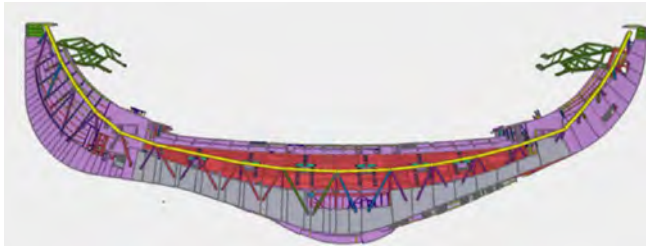


Figura 39. Modelo IFC. Viga corona. Planta.

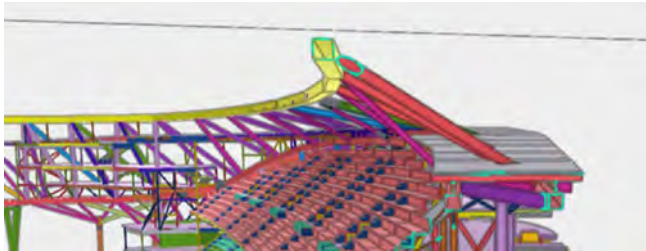


Figura 40. Modelo IFC. Viga corona. Sección.



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.

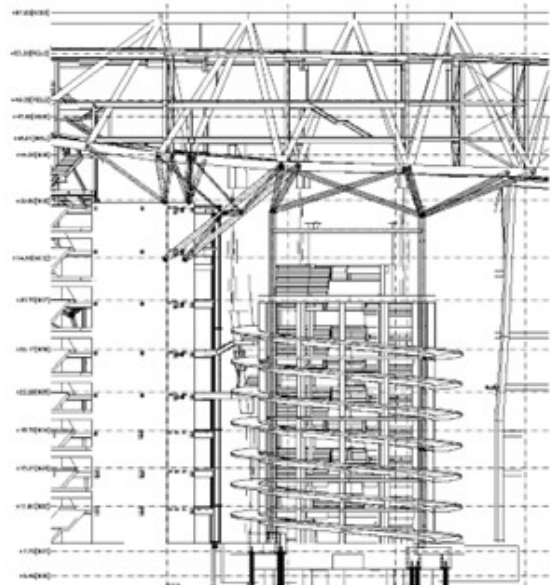


Figura 43. Viga corona. Apoyos en torres.



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.

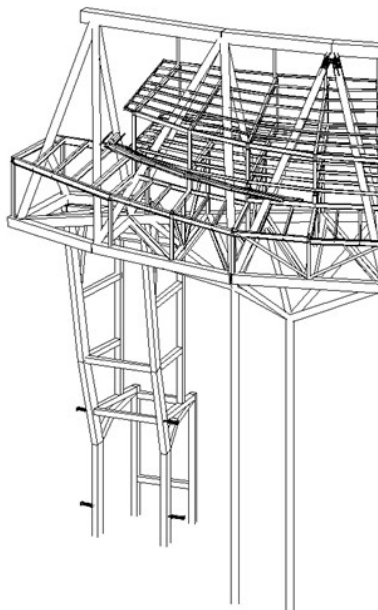


Figura 45. Viga corona. Apoyos en pórticos “muletas”.

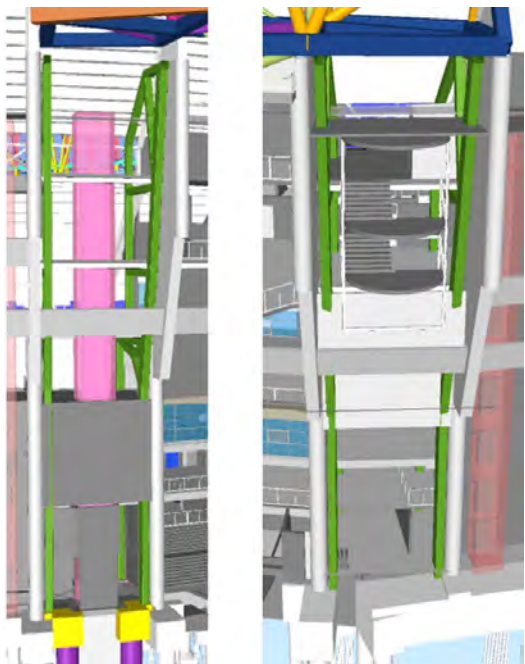


Figura 46. Ubicación de pórticos “muletas” en relación con la estructura existente.

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

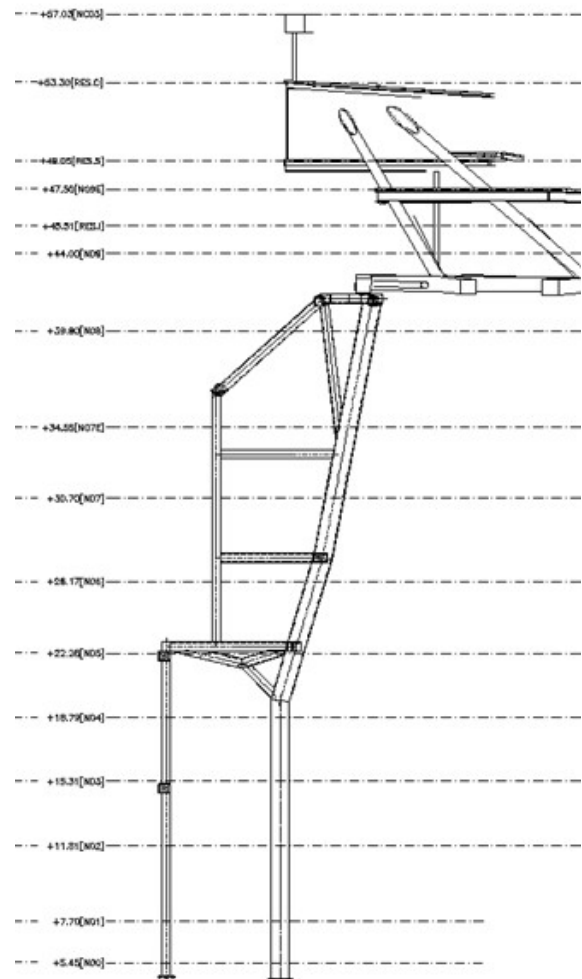


Figura 47. Viga corona. Apoyos en muletas.

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 gradas, 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.

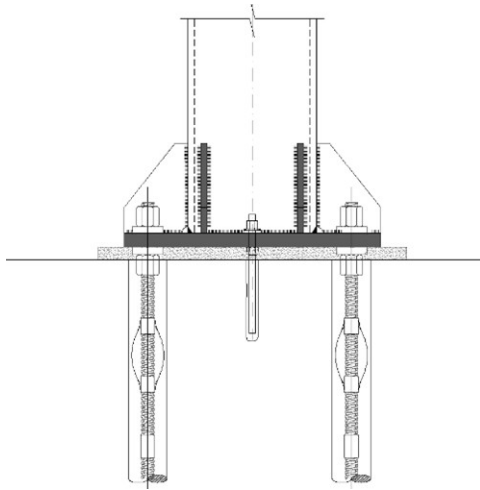


Figura 48. Cimentación apoyos traccionados de muletas fondo sur.

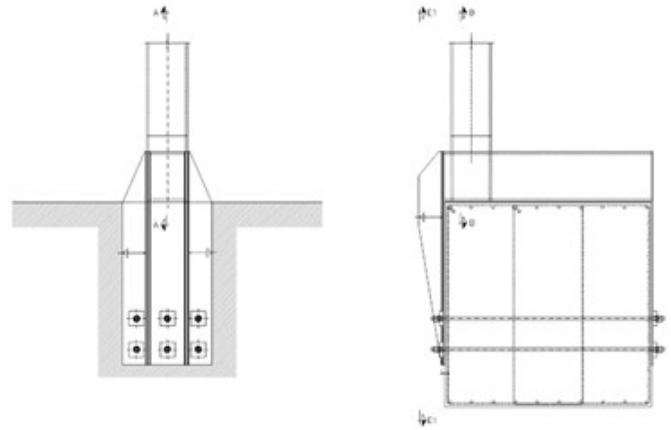


Figura 49. Cimentación apoyos traccionados de muletas fondo norte.

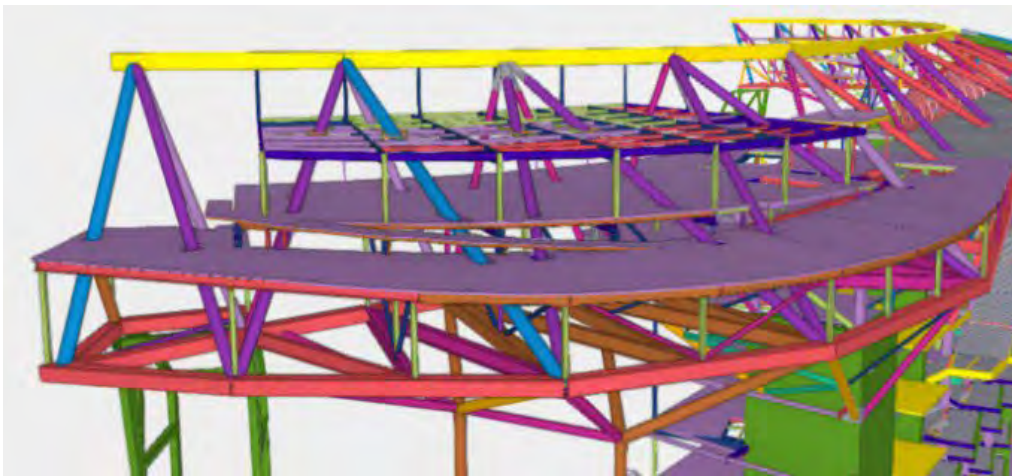


Figura 50. Modelo IFC – Oficinas UCO-UCI. Solución estructural.

En el lado norte, la posición de estos pilares a tracción coincide sobre la cimentación existente que puentes 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. La distancia entre pórticos es variable y oscila entre los 5 y 10 m aproximadamente.

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.

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]).

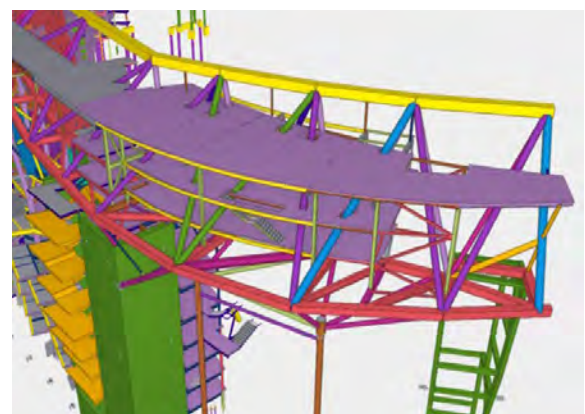


Figura 51. Modelo IFC – Restaurantes. Solución estructural.

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.

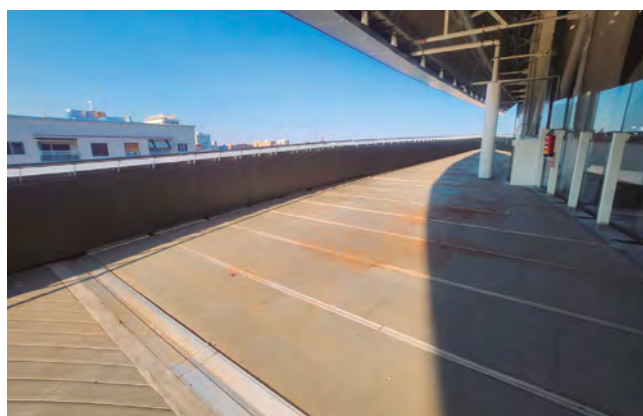


Figura 54. Skywalk. Forjado basculante.

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.

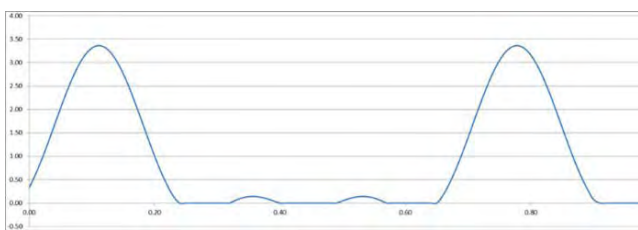


Figura 56. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 1,50 Hz.

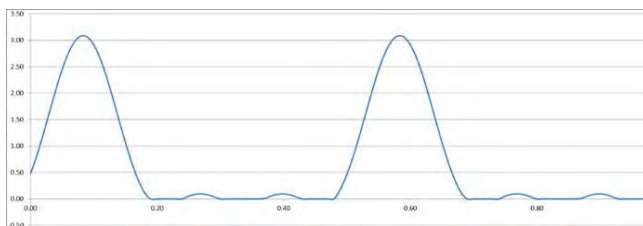


Figura 57. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 2,00 Hz.

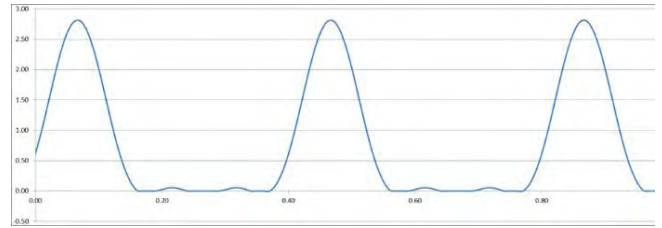


Figura 58. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 2,50 Hz.

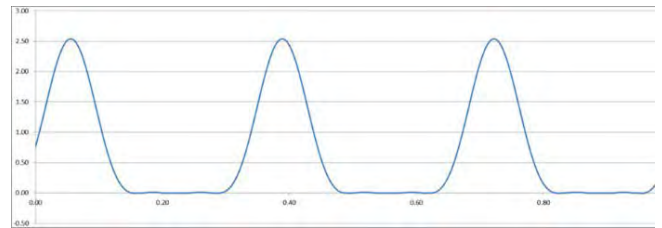


Figura 59. Carga vertical dinámica (coordinated jumping) para una frecuencia 3,00 Hz.

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.

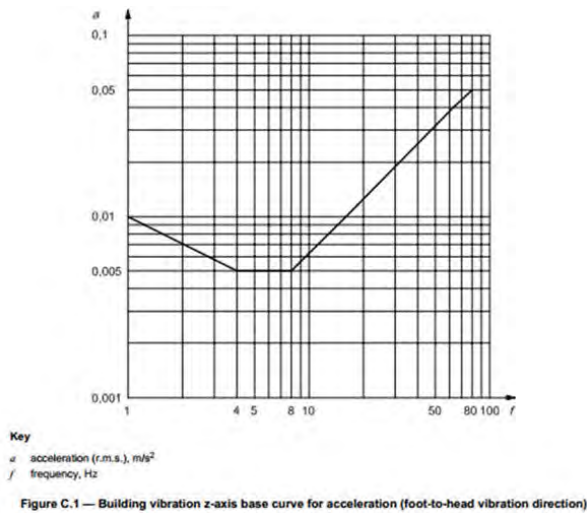


Figura 60. Figura C.1 (ISO 10137:2012). [5]

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 7Hz (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-

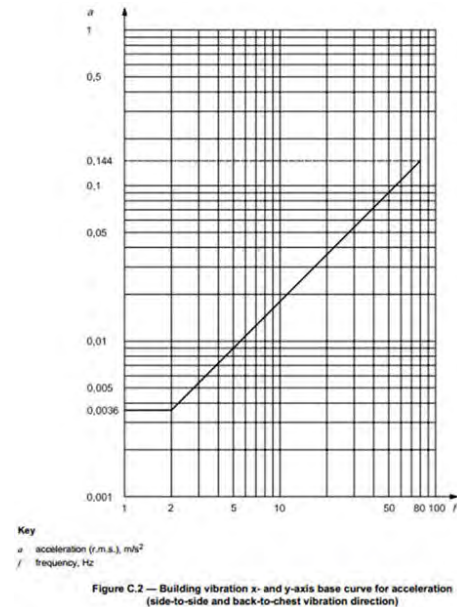


Figura 61. Figura C.2 (ISO 10137:2012). [5]

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, $\psi_{n,v}$	Numerical coefficient for horizontal direction, $\psi_{n,h}$
Walking	1	1,2 to 2,4	0,37($f-1,0$)	0,1
	2	2,4 to 4,8	0,1	
	3	3,6 to 7,2	0,06	
	4 ^a	4,8 to 9,6	0,06	
	5 ^a	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	

^a 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	$\cong 1,7$ $\cong 2,0$ $\cong 2,3$	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	$\cong 2,1$ $\cong 2,5$ $> 3,0$	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)	$\cong 1,5-3,4$ $\cong 1,8-3,5$	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...)	$\cong 1,5-3,0$	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 $\cong 50$ mm	1,5-3,0	Conciertos de música pop con audiencia entusiasta	$\cong 1,5-3,0$	Salas de concierto y galerías de espectadores, con y sin asientos fijos, y conciertos pop "duros"
Aplauso	Palmada rítmica con las manos frente al pecho	1,5-3,0	Conciertos de música clásica, conciertos pop "blandos"	$\cong 1,5-3,0$	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.

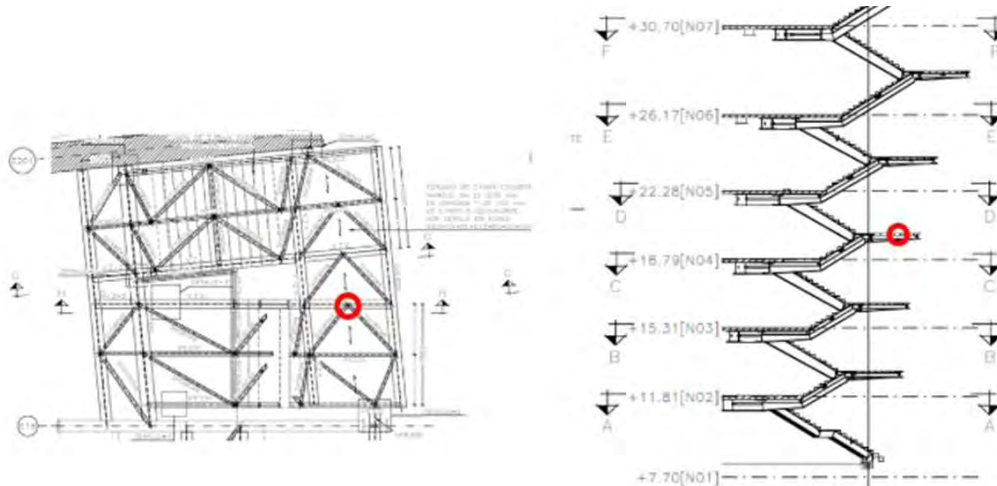


Figura 68. Punto de análisis de aceleraciones en escaleras voladas.

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).

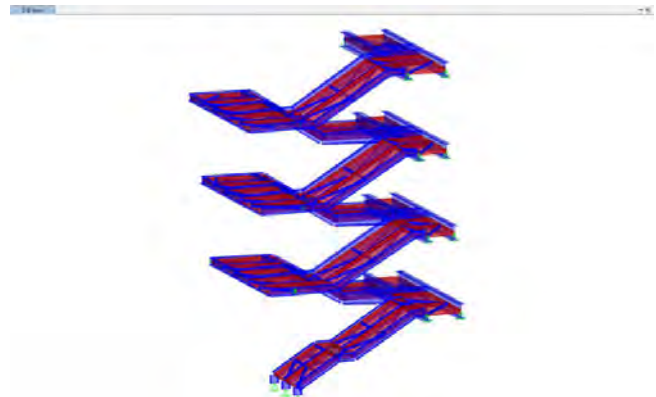


Figura 66. Vista 3D del modelo de SAP2000 de una escalera volada.

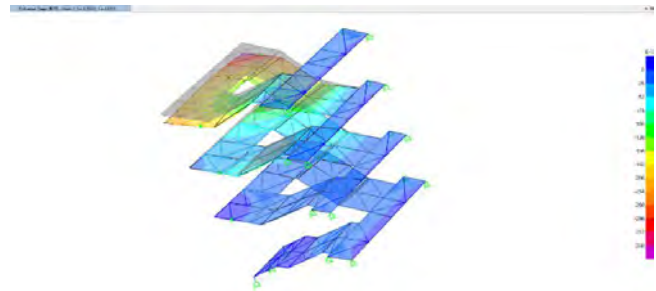
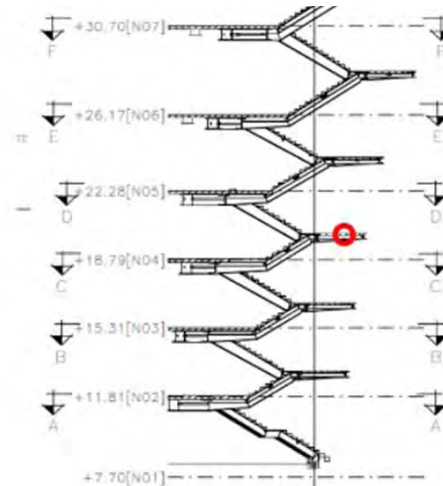


Figura 67. Vista 3D primer modo de vibración de la escalera volada.

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.

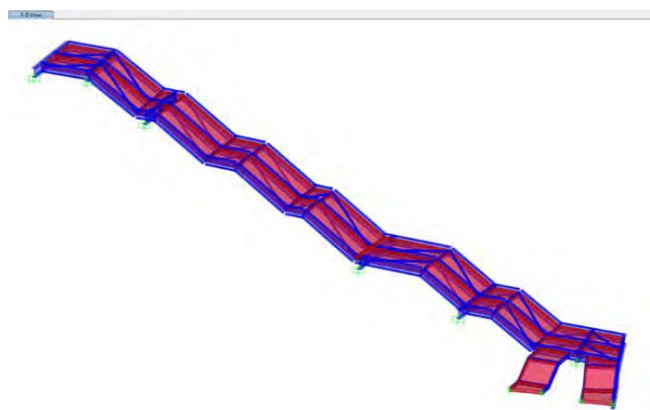


Figura 69. Vista 3D del modelo de SAP2000 de una escalera perimetral.

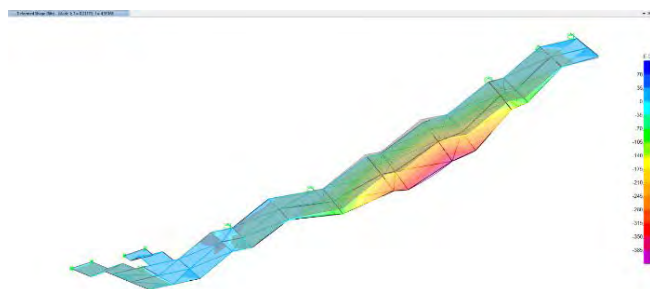


Figura 70. Vista 3D primer modo de vibración de la escalera perimetral.

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:

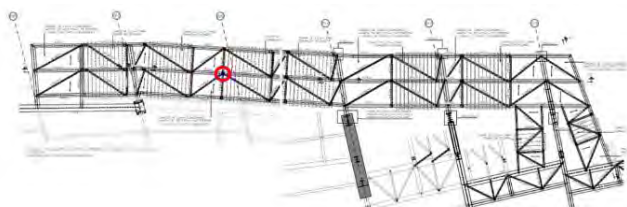


Figura 71. Punto de análisis de aceleraciones en escaleras perimetral.

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 o, 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 dónde 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.

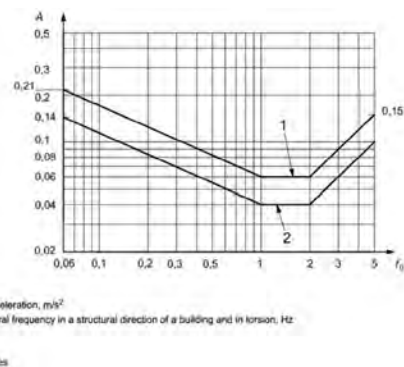


Figura 72. Curvas de evaluación de vibraciones horizontales (x,y) en edificios inducidas por el viento para un año de periodo de retorno (Figura D.1 ISO 10137:2012 [5])

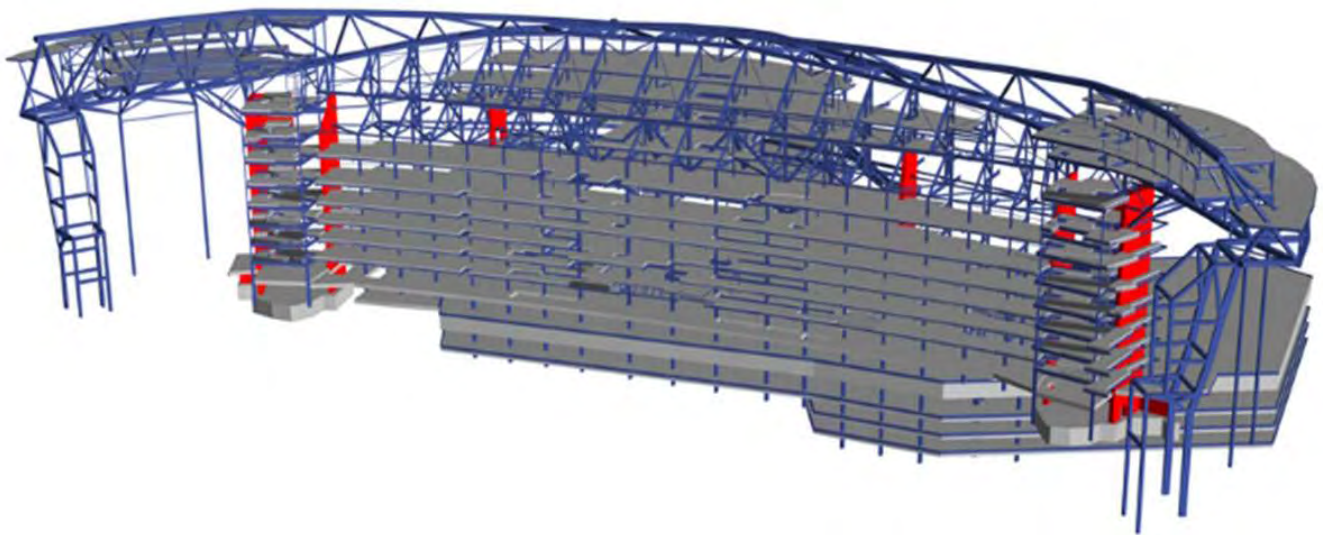


Figura 73. Vista 3D del modelo estructural global en ETABS del edificio este.

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

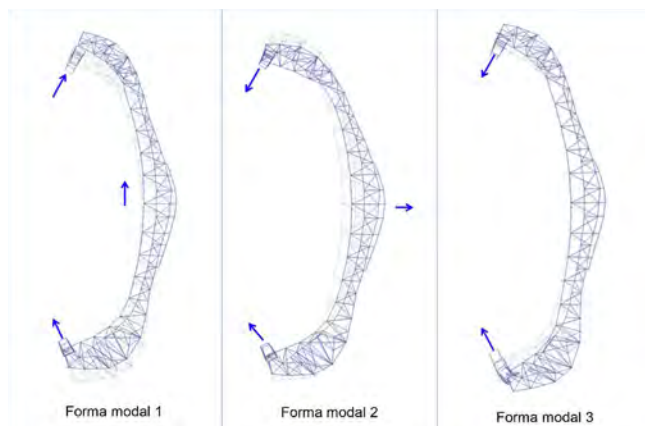


Figura 74. Formas modales del edificio este.

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.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2, T = 2.3616; f = 0.42344



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 está 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:

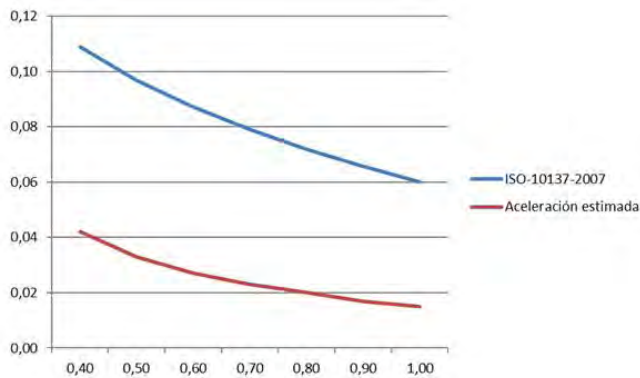


Figura 76. Gráfica de aceleraciones admisibles (ISO 10137:2007) vs aceleraciones obtenidas.

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'



- Cubiertas. Retirada de 8.200m2 de amianto, desmontaje de GRC, lucernarios, cubiertas retráctiles y cerchas
- Fachada Oeste. Escaleras exteriores y vigas de peto
- Fondo Oeste. Interiores, palcos, museo, baños, escaleras
- Fondo Este. Fachada, cubierta y gradas
- Lateral Oeste. Plataforma de trabajo provisional
- Torres de Pº Castellana
- Estructuras provisionales para el montaje de la nueva cubierta



Orgullosos de estar en la alineación titular del nuevo Bernabéu

Nuestra característica versatilidad en el manejo de todas las técnicas de demolición, con un alto nivel de especialización y compromiso, nos ha llevado a estar en el campo de juego desde el principio de este gran desafío.

Desde la retirada inicial de amianto hasta la demolición manual, maquinaria de largo alcance, demolición con robots, corte con diamante, desmantelamiento especializado y trabajos en altura, con los más altos estándares de calidad y seguridad, además de la absoluta flexibilidad del exigente calendario del estadio.



www.dmol.es

Gracias a FCC por confiar en dMol



Renovación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la cubierta retráctil

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium Design and Construction of the Movable Roof

José Martínez Salcedo^a y Santiago del Río Rodríguez^a

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Servicio Obras Especiales FCC Construcción, S.A. (Madrid, España).

Recibido el 31 de octubre de 2024; revisado el 3 de febrero de 2025, aceptado el 5 de mayo de 2025

RESUMEN

En este artículo se describen algunos de los aspectos del diseño de la estructura y de los mecanismos de la cubierta retráctil del Estadio Santiago Bernabéu (ESB).

Desde un punto de vista estructural la cubierta consta de dos conjuntos de 6 cerchas de 72.5 m, entre los que se disponen 5 cojines inflables de 8.0m de ancho en PTFE. Buscando la máxima ligereza, estas cerchas se resuelven mediante cordones en sándwich de composite híbrido (combina la fibra de vidrio y la fibra de carbono de alta resistencia) y diagonales de acero.

Para cumplir los requisitos arquitectónicos los accionamientos abren y cierran la cubierta mediante una combinación secuencial de traslación horizontal, despliegue y elevación.

Esta combinación de movimientos permite tener en posición abierta la cubierta retráctil protegida bajo la cubierta fija, y a su vez en posición cerrada lograr el mismo nivel de la cubierta fija.

PALABRAS CLAVE: Cubierta retráctil, cordones de composite, cojines hinchables, mecanismos de traslación e izado.

©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

This article describes some aspects of the design of the structure and mechanisms of the retractable roof of the Santiago Bernabéu Stadium.

From a structural point of view, the roof consists of two sets of 6 trusses of 72.5 meters, between which 5 inflatable cushions of 8.0 meters wide in PTFE are arranged. Seeking maximum lightness, these trusses are resolved using hybrid composite sandwich chords (combining high-strength fiberglass and carbon fiber) and steel diagonals.

To meet architectural requirements, the mechanisms open and close the roof through a sequential combination of horizontal translation, deployment, and elevation.

This combination of movements allows the retractable roof to be in the open position protected under the fixed roof, and in the closed position to achieve the same level as the fixed roof.

KEYWORDS: Movable roof, composite chords, inflatable cushions, translation and lifting mechanisms.

©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: jmartinez@fcc.es (José Martínez Salcedo)

Cómo citar este artículo: Martínez, J., & del Río, S. (2025). Renovación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la cubierta retráctil. *Hormigón y Acero*. 76(307):175-197. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3995>

1. REQUISITOS ARQUITECTÓNICOS

Las cubiertas móviles empiezan a ser habituales en estadios e instalaciones deportivas, por la funcionalidad que proporcionan a dichos espacios.

- Se podrían agrupar en varias tipologías:
- a. Cubiertas con dos paneles rígidos que se desplazan sobre la cubierta fija y rígida.
 Son sin duda la gran mayoría, como ejemplo se puede ver la cubierta del Astana.



Figura 1. Vista general estado del Astana.

- b. Cubiertas en las que la cubrición se recoge en un punto central.
Como ejemplo, el Commerzbank.



Figura 2. Vista general estadio Commerzbank.

- c. Cubiertas en las que la distancia entre los elementos estructurales (cerchas) se modifica, es decir, se repliegan.
Es un grupo muy reducido, Al-Baydt, Toyota y Telia Parken siendo el ejemplo más significativo: Wimbledon.



Figura 3. Vista general estadio de Wimbledon.

La singularidad de la cubierta retráctil del ESB deriva de dos requisitos arquitectónicos básicos.

- Cuando la cubierta retráctil se encuentra recogida, es decir, el estadio abierto, ésta no es visible desde el exterior.

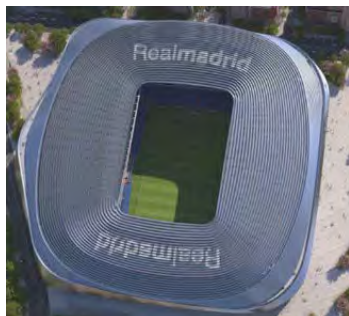


Figura 4. Vista general cubierta retráctil recogida.

- Cuando se cierra, la cubierta retráctil debe quedar sensiblemente al mismo nivel que la cubierta fija.

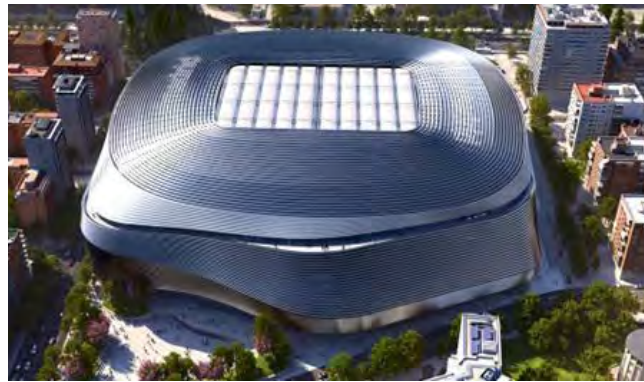


Figura 5. Vista general cubierta retráctil cerrada.

En las cubiertas de Toyota, Telia Parken, Wimbledon o en Al-Baydt (4 retráctiles) esto no se cumple. Las cubiertas se mueven sobre la cubierta fija y permanecen pues visibles desde el exterior.

** En el estadio Telia Parken se dispone un "garaje" encima de la cubierta fija.

Esta singularidad obliga a recoger la cubierta retráctil bajo la cubierta fija y a combinar secuencialmente un movimiento de traslación, presente en todas las cubiertas del tipo "a" & "c" con un movimiento de elevación, lo que no sucede en ninguna de las cubiertas mencionadas.

El proyecto desarrollado por FCC ha permitido materializar con robustez y fiabilidad el requisito expresado por el Club de nivelar la cubierta retráctil con la cubierta fija en posición cerrada.

En la Figura 6 se esquematiza la solución propuesta.

La cubierta retráctil se compone de dos paneles formados por cinco cojines inflables de aproximadamente 72 m x 8.0 m entre seis cerchas híbridas acero-composite de aproximadamente 72.5 m de luz y 5 m de canto.

En el extremo de cada cercha principal se dispone un bogie motorizado que realiza la traslación y que integra también el mecanismo de elevación.

Los elementos básicos de la cubierta retráctil son pues:

- Cerchas híbridas acero-composite.
- Cojines inflables- Sistema de inflado
- Mecanismos de traslación
- Mecanismos de elevación
- Mecanismos de despliegue & estabilización
- Sistema de control.

Salvo los mecanismos de elevación, el resto de los componentes se puede considerar que son comunes a todas las cubiertas replegables, las que se han denominado tipo "c":

- Estadio de Toyota,
- Estadio Telia Parken
- Estadio Al-Bayt
- Cubierta de Wimbledon.

Entre todas estas cubiertas existen notables similitudes, aunque también diferencias. La estructura portante en todas ellas son cerchas y el mecanismo de traslación son bogies.

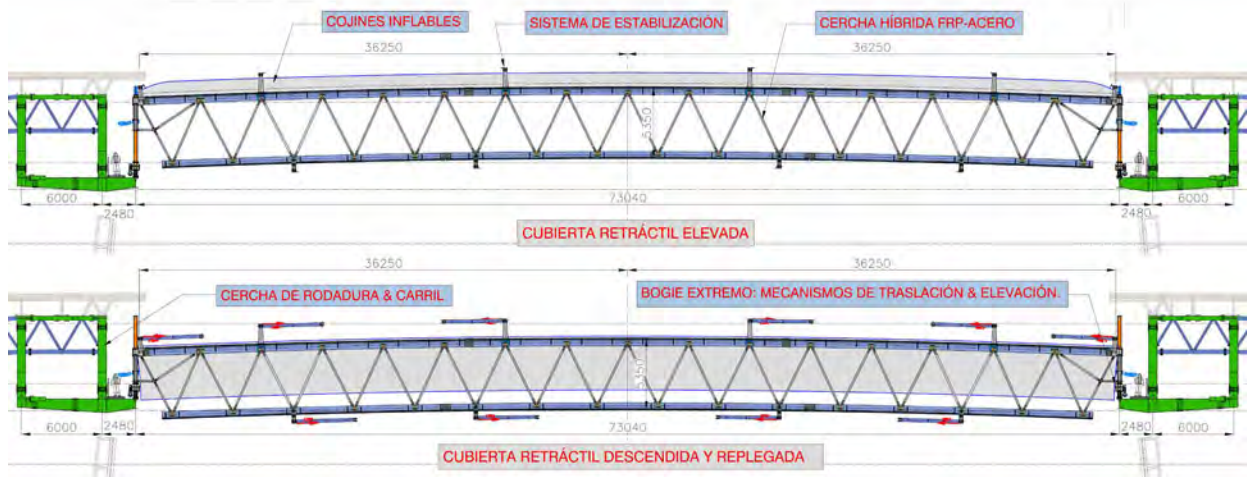


Figura 6. Definición de elementos.



Figura 7. Vista general sistema de traslación.



Figura 8. Vista general sistema de elevación.

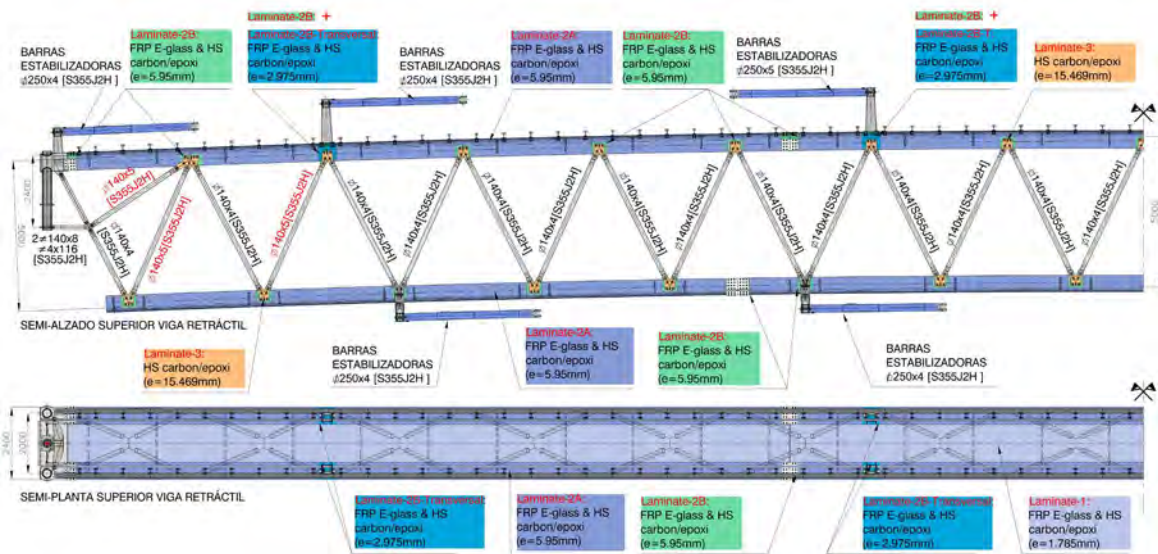


Figura 9. Cercha híbrida. Definición de elementos.

El accionamiento para la traslación en unos casos es por fricción, en otros por cremallera e incluso mediante cables, en función de las fuerzas horizontales implicadas por la pendiente de la rodadura.

En el ESB es el más simple posible, mediante motorreductores/fricción con un solo una línea de rodadura.

2.

ESTRUCTURA: CERCHAS HÍBRIDAS

La estructura consta de dos conjuntos de seis cerchas híbridas de 72.5 m de luz. Las cerchas son triangulares y Warren, tienen un canto de 5.0 m y un ancho de 2.4 m.

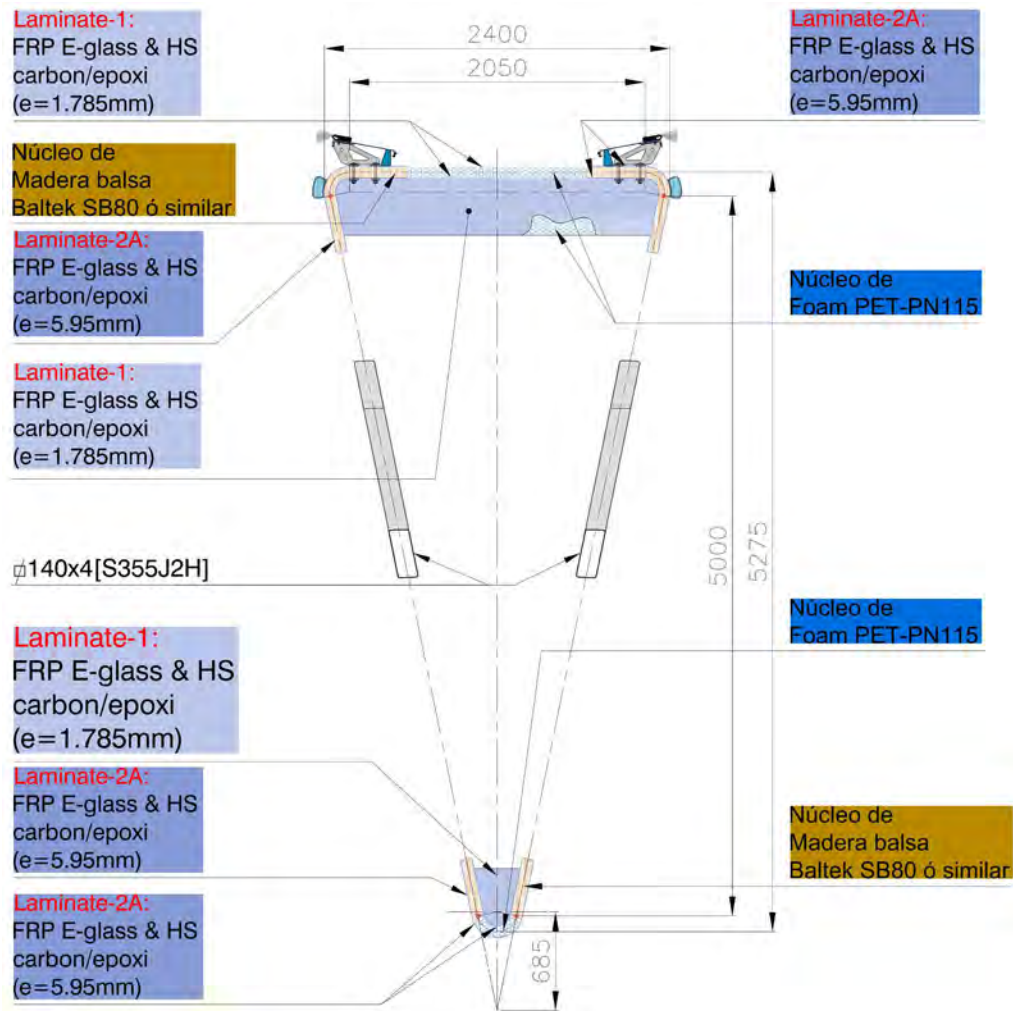


Figura 10. Cercha híbrida. Sección tipo.

Las diagonales se resuelven mediante perfiles tubulares de acero S355J2H y los cordones con secciones sándwich en composite. El núcleo es de madera de balsa en la zona con mayores requisitos y foam PET en el resto, mientras que los laminados exteriores combinan fibras de vidrio y carbono HS. Esta combinación optimiza las ventajas resistentes y de rigidez y acota el costo.

Este diseño permite reducir muy significativamente el peso propio de las cerchas lo que combinado con la ligereza propia de los cojines inflables resulta en una optimización de los mecanismos de traslación y en particular de elevación de la cubierta retráctil lo que compensa en gran medida su coste inicial. En total, cada cercha con sus equipos pesa unas 50 t.

Los menores pesos que manejar, y por consiguiente la menor potencia de los accionamientos implicados, redundará en un menor coste de operación de la cubierta a lo largo del tiempo.

2.1. Laminados de composite.

Estos materiales avanzados se emplean desde hace tiempo en la industria aeroespacial, industria naval o en la industria eólica. Su uso en la construcción, en aplicaciones de responsabilidad estructural de esta entidad es muy novedoso.

Los laminados generales de las cerchas y de las zonas de refuerzo, tanto en las uniones entre tramos de cordones como en los nudos de unión a las diagonales consisten en una combinación de los siguientes tejidos:

TEJIDOS NCF:	
TIPO - I : Q-E 435 gr/m ² [0°,90°,±45°]	
TIPO - II : U-C 600 gr/m ² [0°]	
TIPO - III : X-C 300 gr/m ² [±45°]	
TIPO - IV : U-C 600 gr/m ² [90°]	

Figura 11. Definición de laminados tipo.

Unidireccional de fibra de carbono HS (0°):	U-C- 600 gr/m ²
Unidireccional de fibra de carbono HS (90°):	U-C- 600 gr/m ²
Cuatriaxial de fibra de vidrio tipo E (0°, +/- 45°, 90°):	Q-E- 435 gr/m ²
Doble biaxial de fibra de carbono HS (+/-45°):	X-C- 300 gr/m ²

Todos ellos son NCF (*non crimp fabric*). Esto es muy importante a efectos de obtener una buena resistencia a compresión, que es aspecto crítico de estos materiales. La resina es epoxi.



Figura 12. Vista general tejido composite.

Para cada uno de los 4 tejidos, se determinaron las propiedades mecánicas (rigidez & resistencia) con un 60% de volumen de fibra mediante ensayos. La fabricación de las probetas necesarias se realizó con un proceso totalmente análogo al previsto para la pieza.

Se determinaron las siguientes propiedades, con normas ISO o ASTM:

- Tension test: Strength, modulus & Poisson; X1 & X2
n=6 ISO 527-4
- Compression test: Strength and modulus; X1 & X2
n=9 ISO 14126
- In plane shear test: Strength and modulus.
n=6 ISO 14129
- V notch shear : Strength and modulus
n=3 ASTM D5379
- Inter laminar shear strength ILSS
n=6 ISO 14130
- Tg
n=3 ISO 6721
- Volumen de fibra
n=3 EN 2564

** n= Número de probetas por ensayo. Módulos de elasticidad entre 0.1 y 0.5P. Desviación estándar inferior al 7% del valor medio.

Los ensayos arriba mencionados se realizaron para cada lote homogéneo de fibras & resina, es decir, cualquier cambio de lote de tejido o/y resina implicó nuevos ensayos.

Es importante señalar que las propiedades no solo dependen de la fibra y la resina, sino del modo en que se configura el material.

Dada la importancia de las propiedades del U-C -600 gr/m², la empresa pre-adjudicataria tuvo de presentar antes de la adjudicación definitiva ensayos a tracción y compresión de este en los que se obtuviesen al menos los siguientes valores medios con una desviación estándar inferior al 5% del valor medio:

$$E_{xt} > 138 \text{ GPa} \quad E_{xc} > 125 \text{ GPa} \quad \sigma_{xt} = 1400 \text{ MPa} \quad \sigma_{xc} = -700 \text{ MPa}$$

A partir de estos cuatro tejidos se han realizado una serie básica de laminados:

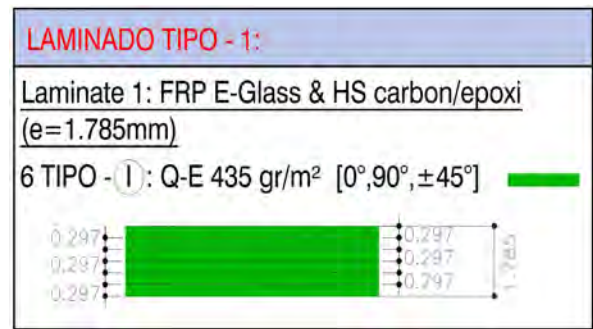


Figura 13. Laminado tipo 1.

Este laminado se utilizó en zonas de menor responsabilidad, en zona central del cordón superior.

El laminado 2A, es el laminado longitudinal básico, que proporciona las propiedades longitudinales de los cordones superior e inferior. El U-C 600 gr/m² es continuo, sin solape alguno en toda la pieza debiendo garantizarse y documentarse su perfecta alineación longitudinal "fiber misalignment" < 1.5°, con el objetivo de optimizar la resistencia a compresión.

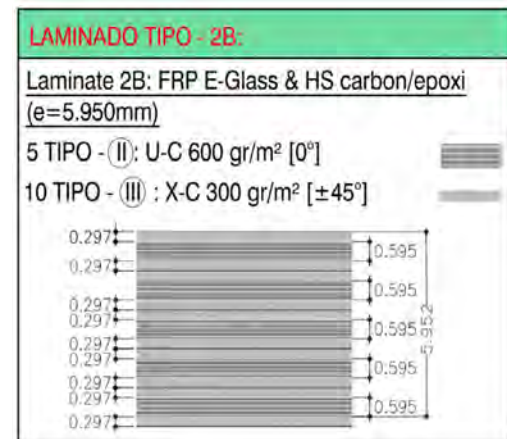
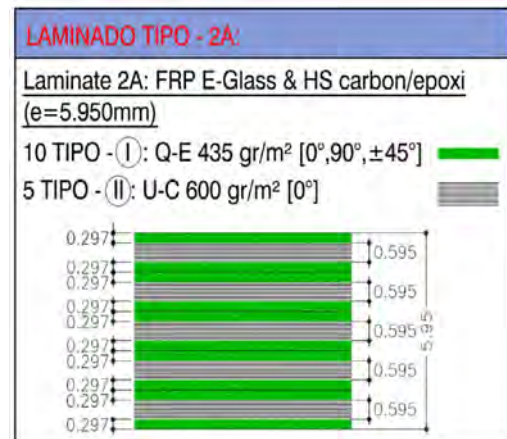


Figura 14. Laminados tipo 2A y 2B.

En las zonas de nudos el laminado 2A se sustituye por el 2B, conservando el espesor de las capas sustituidas para asegurar alineación, y resistencia compresión. Este laminado más isotropo es más adecuado para las uniones atornilladas.

Finalmente, el laminado 3, se utiliza en las cartelas de los nudos, y equivale a un cuatriaxial de fibra de carbono.

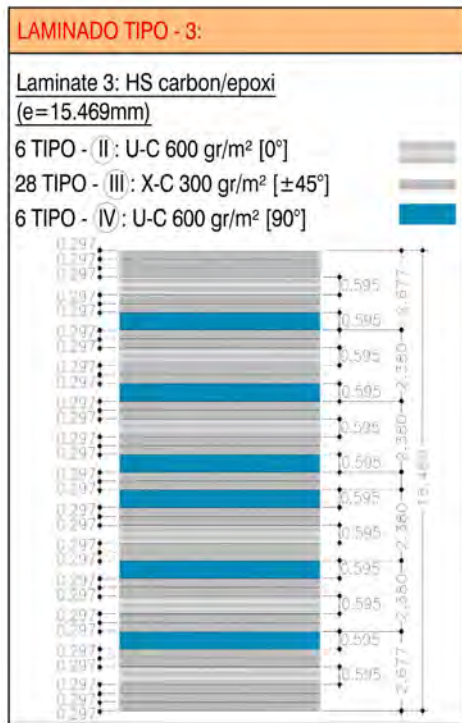


Figura 15. Laminado tipo 3.

Para cada uno de los laminados se ensayaron todas las propiedades mecánicas de las láminas & se verificó que se alcanzan siguientes propiedades, exigidas en pliego:

- Laminado tipo 1:
 $E_{xt} > 22 \text{ GPa}$ $E_{xc} > 20 \text{ GPa}$ $G > 8 \text{ GPa}$
- Laminado tipo 2A:
 $E_{xt} > 80 \text{ GPa}$ $E_{xc} > 72 \text{ GPa}$ $\sigma_{xt} = 700 \text{ MPa}$ $\sigma_{xc} = -400 \text{ MPa}$
- Laminado zona de conexión 2B:
 $\sigma_{xt} = 800 \text{ MPa}$ $\sigma_{xc} = -500 \text{ MPa}$ $T = 200 \text{ MPa}$
- Laminado zona de nudo 3B:
 $\sigma_{xt} = 600 \text{ MPa}$ $\sigma_{xc} = -400 \text{ MPa}$ $T = 200 \text{ MPa}$

+ Los valores anteriores son valores medios. Número de probetas por ensayo igual que para las láminas. Módulos de elasticidad entre 0.1 y 0.5P. Los resultados se homogeneizarán al 60% de fibra. Desviación estándar inferior al 7% de valor medio.

El cuadro adjunto indica propiedades obtenidas en ensayos:

TABLA 1. Propiedades de materiales.

	QE	UC+QE	UC+XC	QC
LAMINADO	1	2A	2B	3
ENSAYOS				
Et (Gpa)	17	64	63	41
Ec (Gpa)	19	67	56	38
Xt (Mpa)	310	840	870	490
Xc (Mpa)	280	600	570	340
Vf %	50,4	51,6	51,8	50,1
τ (Mpa)	185	158	191	220
G (Gpa)	7,1	6,6	14,2	14,4
PLIEGO				
Et (Gpa)		80		
Ec (Gpa)		72		
Xt (Mpa)		700	800	600
Vf=60%		400	500	400
Xc (Mpa)			200	200
τ (Mpa)				
G (Gpa)	8			

En cuanto a los núcleos, se utilizó un núcleo de madera de balsa & foam PET principalmente. En la zona de nudos, para poder apretar los tornillos se dispuso polietileno, y en la conexión de las barras de estabilización se realizaron zonas monolíticas de fibra de vidrio, que se emplearon como núcleo.

El núcleo de madera de Balsa (Baltek SB80) verificó expresamente: $G13/G23 > 150 \text{ N/mm}^2$ & $E33 > 2100 \text{ N/mm}^2$ con una densidad inferior a 132 kg/m^3 .

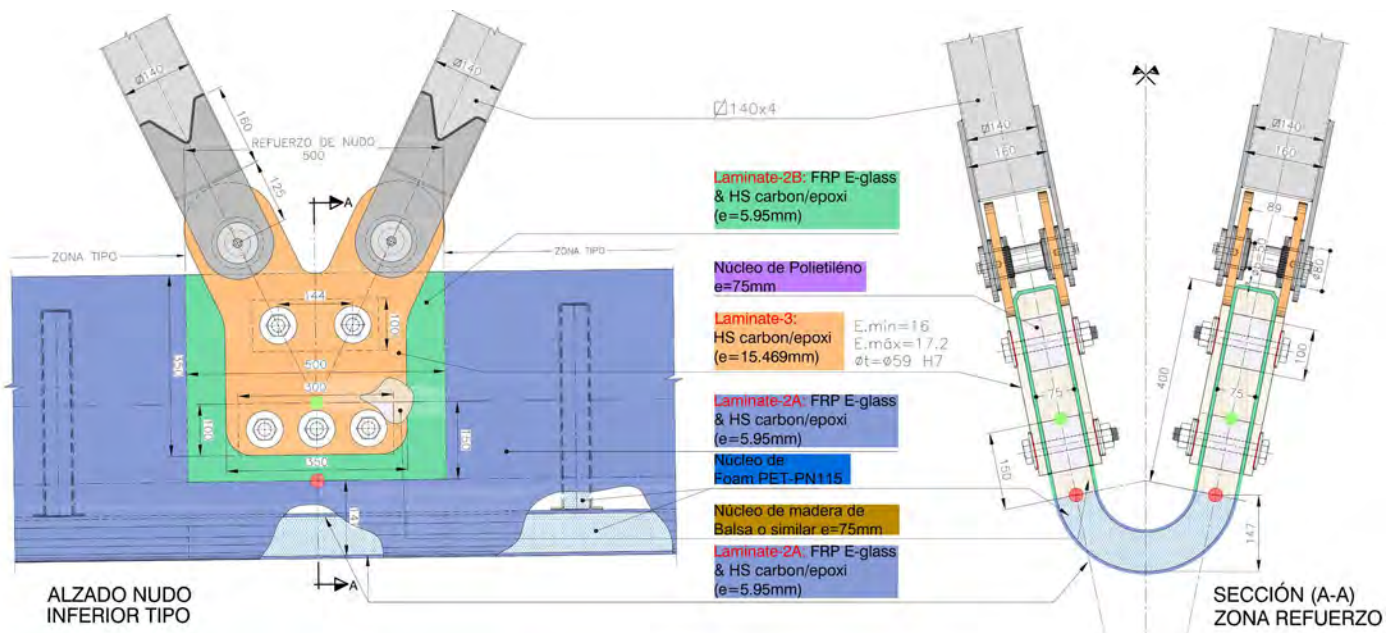


Figura 16. Detalle nudo inferior.

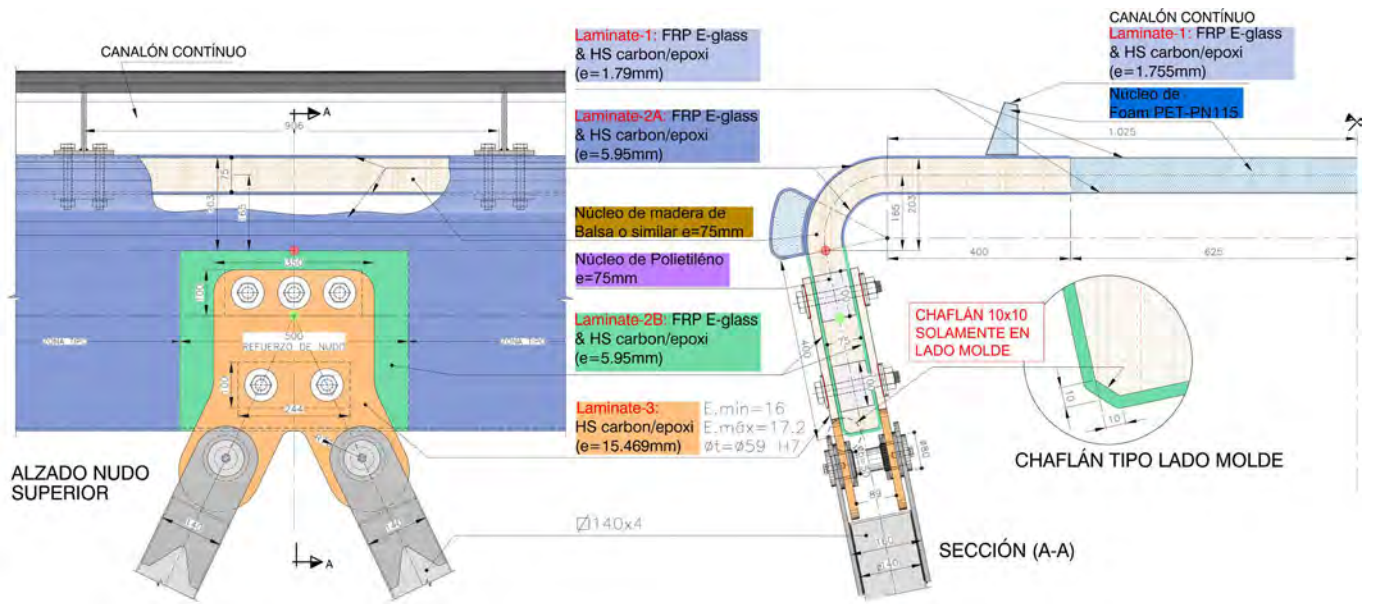


Figura 17. Nudo superior tipo.

El núcleo de foam PET (Divinycel PN115) verificó expresamente: $G13/G23 > 30 \text{ N/mm}^2$ & $E33 > 150 \text{ N/mm}^2$ con una densidad inferior a 110 kg/m^3 .

+ Valores medios. Número de probetas por ensayo $n=6.0$. Desviación estándar inferior al 7% de valor medio.

2.2. Introducción de la seguridad.

En todas las propiedades del material se ha de pasar de los valores medios de ensayos a valores característicos,

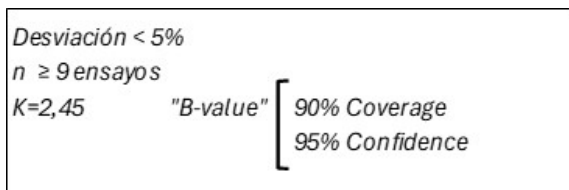


Figura 18. "B-value".

Este valor es un "B-value" y corresponde a 90% Coverage & 95% Confidence, con EN 1990 se requiere un 95% Coverage y un 75% Confidence; el valor sería $k=2.00$ en lugar del 2.45 adoptado.

El cálculo de la capacidad resistente se realiza apoyándose en la siguiente bibliografía de referencia:

- [1] "Guidance Design of FRP" CEN /TC 250 Structural Eurocodes (2016)
- [2] "Structural Design of Polymer Composites" (Design Code and Handbook) European Structural Polymeric Composites Group (1996)
- [3] "Rotor Blades for wind turbines" DNVGL- ST- 0376 (2015)

La seguridad se introduce en [1] de modo enteramente análogo al resto de los eurocódigos:

(1) The design value X_d of a material or product property can be expressed in general terms:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}$$

Figura 19. Valor de diseño.

Donde η introduce las modificaciones de resistencia por condiciones ambientales de humedad, temperatura, duración de carga y fatiga; y γ_m se expresa en este caso [1] como producto de γ_{m1} y γ_{m2} , donde el primero considera las incertidumbres en las propiedades del material y el segundo las incertidumbres del proceso de producción.

Con las especificaciones previstas se adopta:

$$\gamma_m / \eta = 1.15 \times 1.35 / 0.90 \approx 1.725$$

Luego para pasar de valores medios a valores de cálculo se ha de dividir aproximadamente por $1.725 / (1 - 0.05 \times 2.45) = 1.9$

2.3. Elementos singulares del cálculo.

En general, el cálculo de la estructura de composite resulta más laborioso que en acero, material isótropo, y dúctil.

2.3.1. Abolladura.

El cálculo a compresión del cordón superior implica, además del cálculo global de estabilidad típico, el cálculo de la abolladura del sándwich, con caras externas ortótropas con consideración implícita del núcleo, así como de modos de fallo adicionales como el "wrinkling" de las pieles de composite en núcleos muy diferentes como la madera de balsa y el foam.

Resistencia a compresión del sándwich cordón superior (Figura 20).

Luego las tensiones límites con este coeficiente son:

Laminado 2: 254 N/mm^2 & Laminado 1: 100 N/mm^2

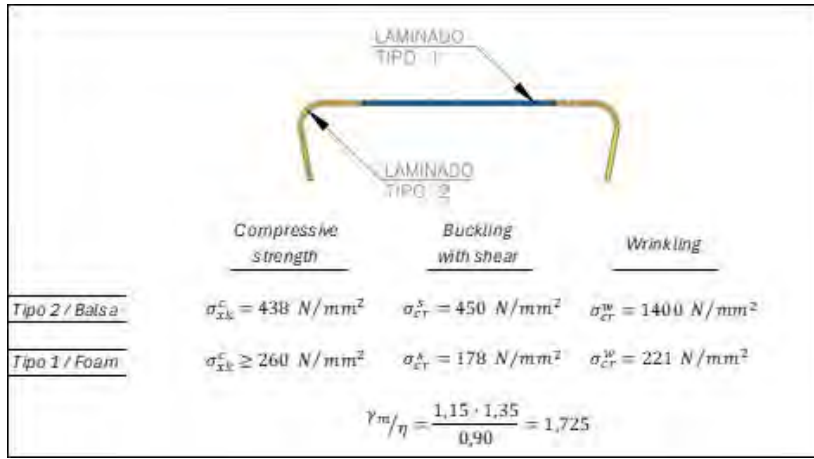


Figura 20. Resumen resistencias.

Los datos anteriores se obtienen de:

4.2 Resultados de compresión

4.2.1 Compresión paralela a la dirección de la fibra: TUFERT-Panel_P51-P_C0

ID operario	F10030	T(°) / %Hr	22.0/50.1
Fecha	19/10/2018	Velocidad	1 mm/min
Dimensiones (mm)	145x25	Acondicionamiento	EN2743 tipo B

Nombre	ID ensayo	Espesor (mm)	Ancho (mm)	Carga máxima (kN)	Resistencia (MPa)	Módulo (GPa)	PBS (sin unidades)
Specimen 1	18141-15	5.958	24.97	81.07	545	81.23	0.02
Specimen 2	18141-16	6.060	25.07	60.77	400	81.85	0.05
Specimen 3	18141-17	5.966	25.04	73.42	491	81.98	0.10
Specimen 1	18141-42	6.042	24.93	75.86	504	79.10	0.01
Specimen 2	18141-43	6.023	24.93	77.31	515	75.00	0.03
				Promedio	514	79.3	
				sd	23	3.1	
				cv (%)	5	4	

$\sigma_x^c \text{ medio} \geq 500 \text{ MPa}$
 Desviación < 5%
 $n \geq 9 \text{ ensayos}$
 $K=2,45$
 $\sigma_{xk}^c \geq 0,875 \cdot \sigma_m^c = 438 \text{ N/mm}^2$

Figura 21. Resistencia a compresión característica.

LAMINADO TIPO 2

$$N_x^{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D_{11}}{a^2} + \frac{12 \cdot D_{66}}{b^2}$$

$$D_{66} = G \cdot \frac{h^2}{2} \cdot t \quad D_{11} = \frac{E_l}{1 - \mu_{it} \cdot \mu_{tf}} \cdot \frac{h^2}{2} \cdot t$$

$h=79,5 \text{ mm}$ $E_l=80 \text{ GPa}$
 $t=4,5 \text{ mm}$ $G=6 \text{ GPa}$
 $1 - \mu_{it} \mu_{tf} = 0,985$

$$N_x^{cr} = 2250 \text{ N/mm} + 4100 \text{ N/mm}$$

$$N_x^{cr} = 6350 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_{cr} = N_x^{cr} / 2t = 705 \text{ N/mm}^2$$

without shear deformation

Figura 22. Cálculo abolladura.

Table 17.1 Critical uniaxial running load, N_x^{cr} , for laminated plates. Some solutions are restricted to long plates.⁴ Some solutions do not have aspect ratio restrictions.⁴

Case	N_x^{cr}	Restriction
	$\frac{2\pi^2}{b^2} [\sqrt{D_{11}D_{22}} + D_{12} + 2D_{66}]$	long plate
	$\frac{\pi^2}{b^2} [3,125\sqrt{D_{11}D_{22}} + 2,33D_{12} + 4,66D_{66}]$	long plate
	$\frac{\pi^2}{b^2} [4,53\sqrt{D_{11}D_{22}} + 2,62D_{12} + 5,24D_{66}]$	long plate
	$K \leq 1: \frac{\sqrt{D_{11}D_{22}}}{b} [15,1K\sqrt{1-v} + 7(1-K)]$ $K > 1: \frac{\sqrt{D_{11}D_{22}}}{b} [13,1\sqrt{1-v} + 6(K-1)(1-v)]$	long plate
	$\frac{\pi^2 D_{11}}{a^2} + \frac{12 D_{66}}{b^2}$	none
	$\frac{\pi^2 D_{11}}{(0,7a)^2} + \frac{12 D_{66}}{b^2}$	none
	$\frac{\pi^2 D_{11}}{(0,5a)^2} + \frac{12 D_{66}}{b^2}$	none

Figura 23. Carga crítica uniaxial en chapa no isotrópica.

with shear

$$1 + \frac{N_{cr}}{t_c \cdot G_c} = 0,64$$

6350 N/mm

75 mm · 150 MPa = 11250 N/mm

Balsa

$$\sigma_{crs} = 0,64 \cdot 705 \text{ N/mm}^2 = 450 \text{ N/mm}^2$$

Wrinkling

150 MPa

$$0,5 (E_l E_c G_c)^{\frac{1}{3}} = 1464 \text{ N/mm}^2$$

806 Pa

2100 MPa

Figura 24. Wrinkling.

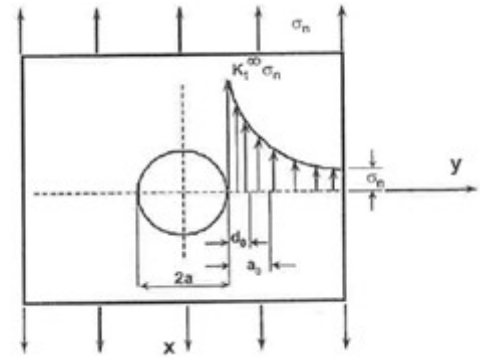


Figura 26. Factor de concentración de tensiones.

2.3.2. Uniones atornilladas & bulonadas.

Las uniones entre tramos de cordones de cerchas son atornilladas, y las uniones a las diagonales bulonadas.

En las uniones atornilladas, dado el carácter no dúctil del composite, no es posible asumir que la carga se distribuye por igual entre los tornillos de una línea de 3 tornillos.

Por otra parte, es preciso tener en cuenta la concentración de tensiones en el entorno del taladro, no pudiendo efectuar como en el acero un simple cálculo de la sección neta.

$$K_t^{\infty} = 1 + \sqrt{2 \cdot \left(\frac{E_x}{E_y} - \nu_{xy} + \frac{E_x}{2 \cdot G_{xy}} \right)}$$

Figura 27. Factor de concentración de tensiones en chapa no isotrópica.

Pero realmente, un laminado, aunque está lejos de ser dúctil, tampoco es totalmente elástico y el fallo requiere de cierta zona afectada, la comprobación no se hace en el borde del agujero.

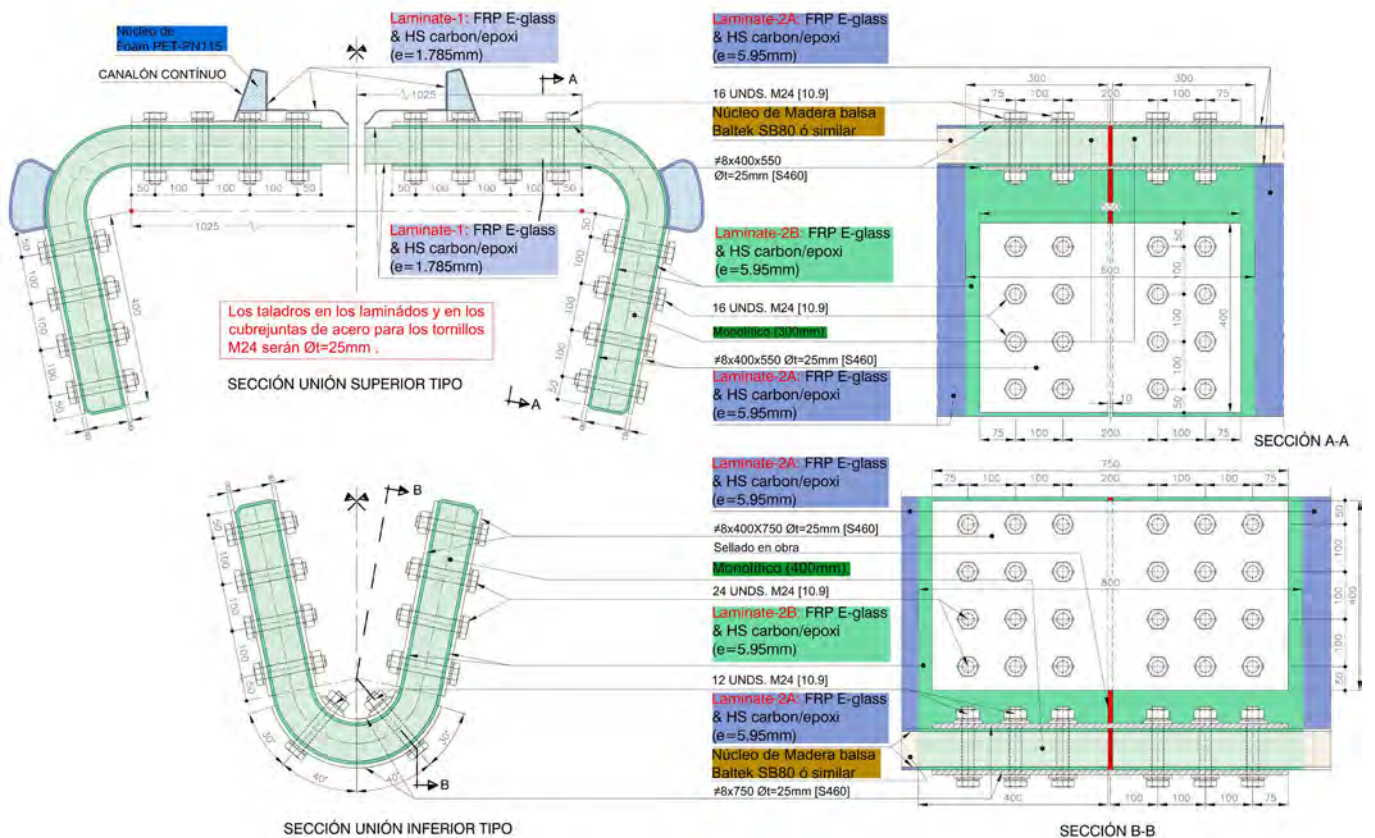


Figura 25. Unión atornillada entre módulos.

Sin ánimo de ser exhaustivo, se expone el ASC (average stress criterion) aplicado en una unión de 3 tornillos del cordón.

Este criterio parte del análisis tensional medio en una zona a0, una distancia característica al borde del agujero.

Laminado 2B	$\Sigma t = 5.95 \text{ mm}$
[50 / 0 / 50]	$\sigma_{xt} = 850 \text{ N/mm}^2$
6000 gr/m ²	$\sigma_{xc} = 550 \text{ N/mm}^2$
Vf = 56 %	$\tau = 280 \text{ N/mm}^2$
$n = 2.7$	$K_t^\infty = 3.70$
$a_0 = 4,0 \text{ mm}$	$a/a_0 = 3.0$
$a = 12 \text{ mm}$	$K_e = 2.35$
	$q \approx 0.5$

Figura 28. Corrección al factor de concentración.

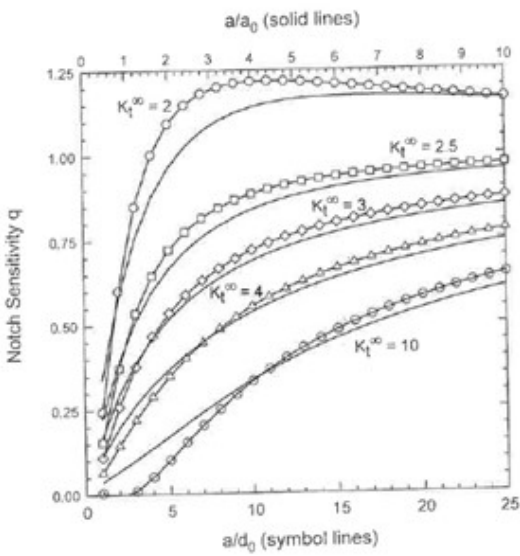


Figura 29. Corrección al factor de concentración.

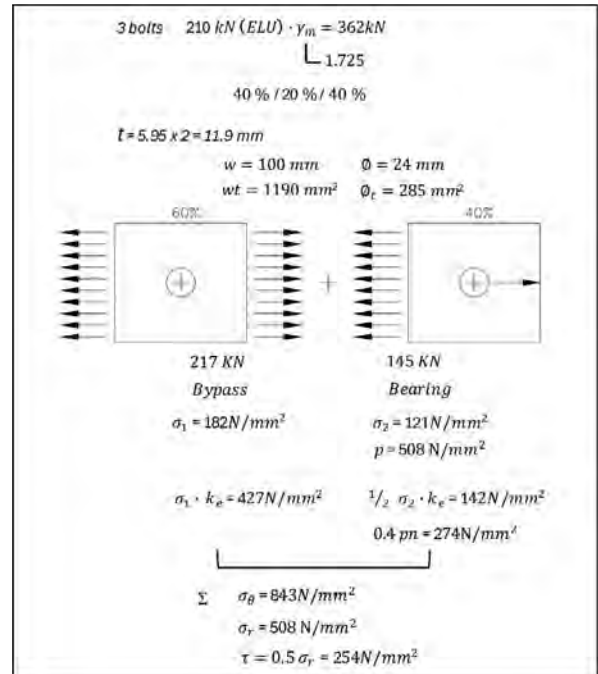


Figura 30. Tensiones existentes alrededor del agujero.

Se puede ver que las tensiones serían aceptables para el laminado 2B

Las uniones bulonadas se calculan de modo análogo.

2.4. Ensayos estructurales piezas de composite.

Además de los ensayos de los materiales base, se realizaron una serie de ensayos estructurales de piezas en laboratorio con el fin de validar los cálculos analíticos que se habían realizado de uniones atornilladas, uniones bulonadas, nudos tipo...

Ensayo 1 (uniones atornilladas):

El objetivo de este ensayo era validar la resistencia estimada en una unión atornillada de laminado de composite con cubrejuntas metálicos. Este detalle es usado principalmente en las uniones entre las piezas de cordón superior e inferior entre sí.

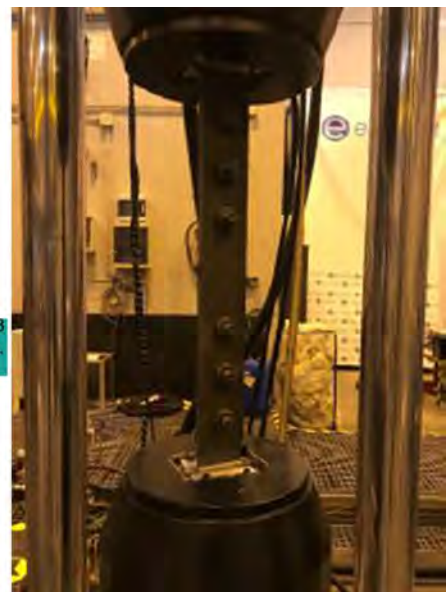
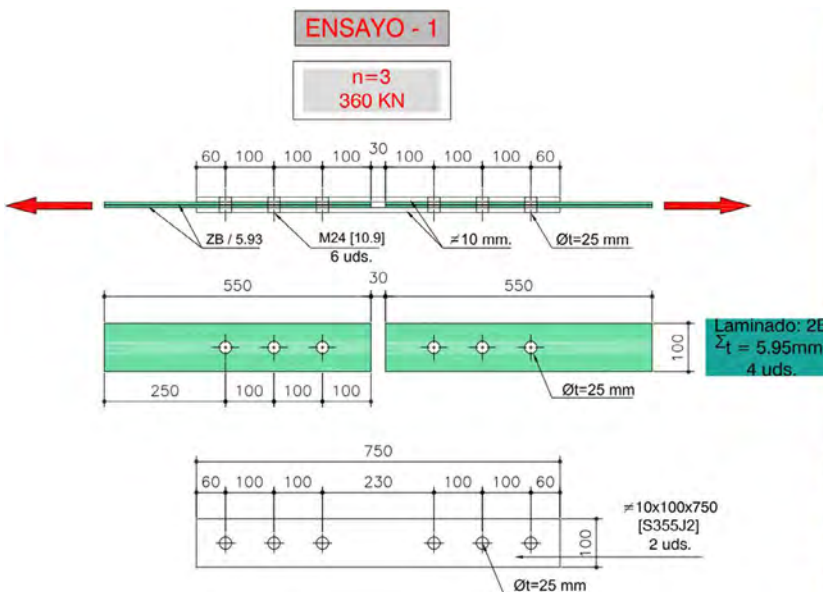


Figura 31. Ensayo uniones atornilladas.

Ensayo 2 (uniones bulonadas):

Con este ensayo se validaba la resistencia estimada en una unión bulonada mediante cubrejuntas de composite. Esta unión se utiliza en todas las conexiones de las diagonales metálicas.

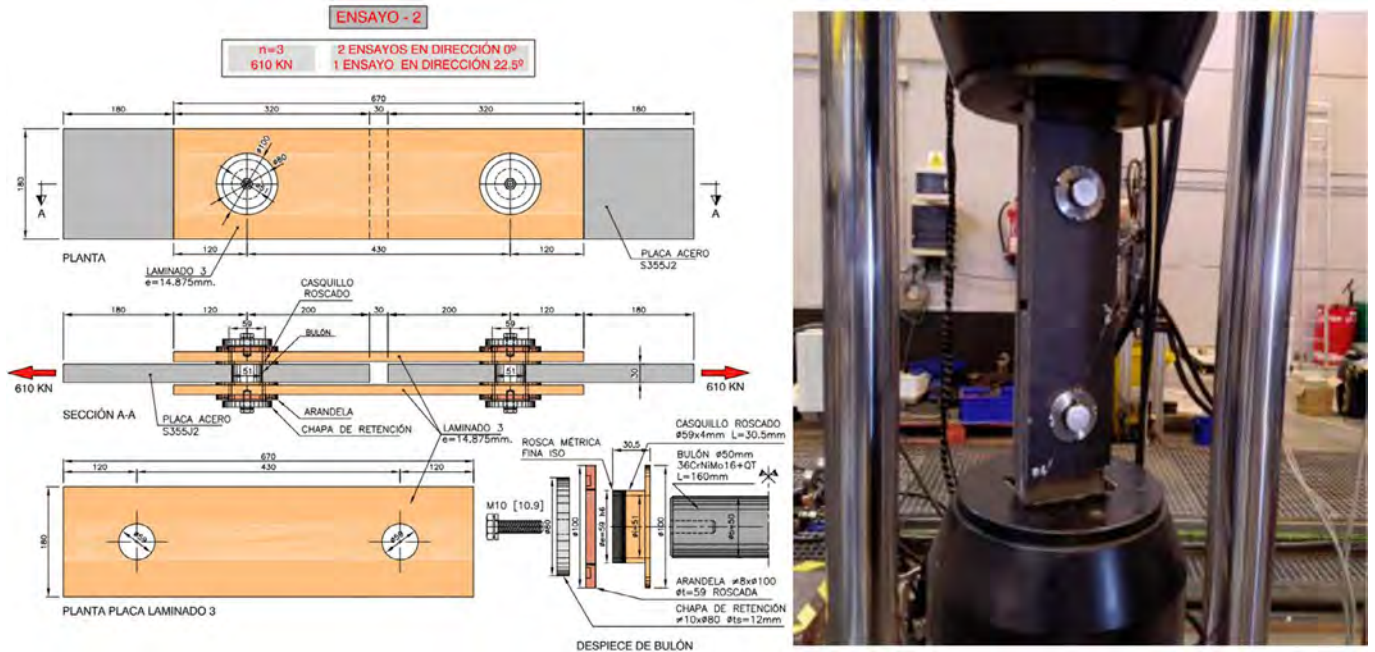


Figura 32. Ensayo uniones bulonadas.

Ensayo 3 (cambios de membrana):

En este ensayo se comprobaba la resistencia en las uniones entre diferentes tipos de membranas. Este detalle es tipo del cordón superior donde hay transiciones entre distintos tipos de laminado y núcleos.

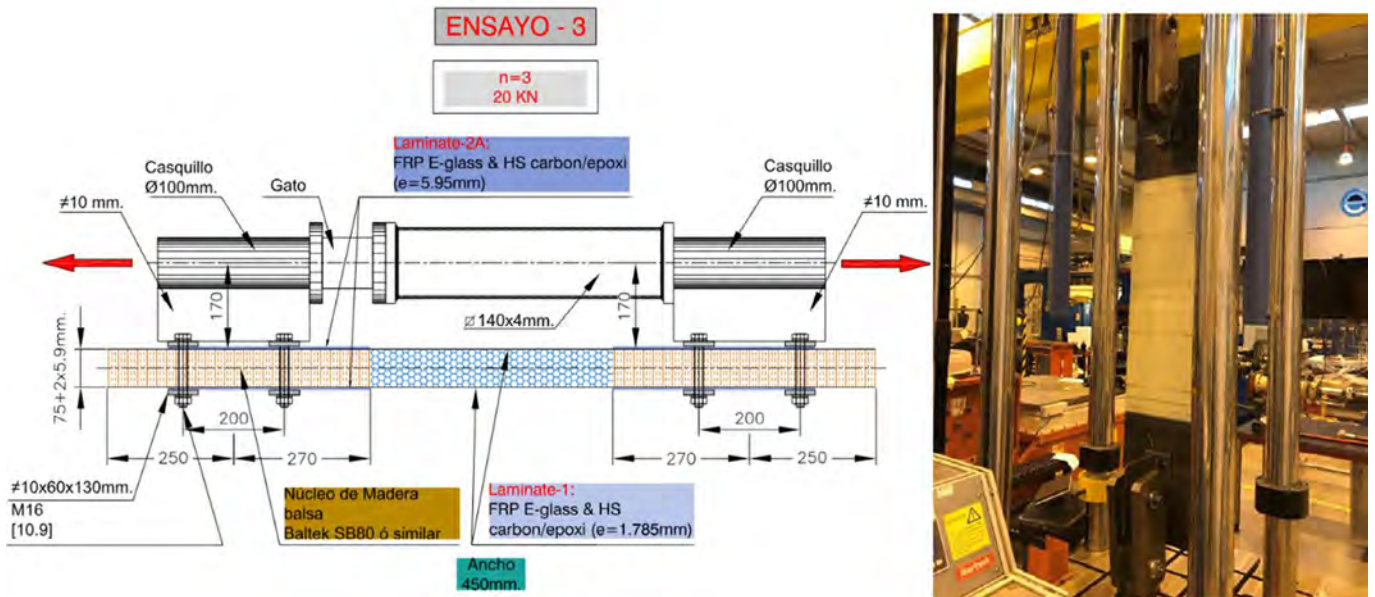


Figura 33. Ensayos cambios de membrana.

Ensayo 4 (zona curva):

En este caso se estudiaba el comportamiento de la zona monolítica en su parte curva. Estas zonas curvas están presentes tanto en el cordón superior como en el inferior.

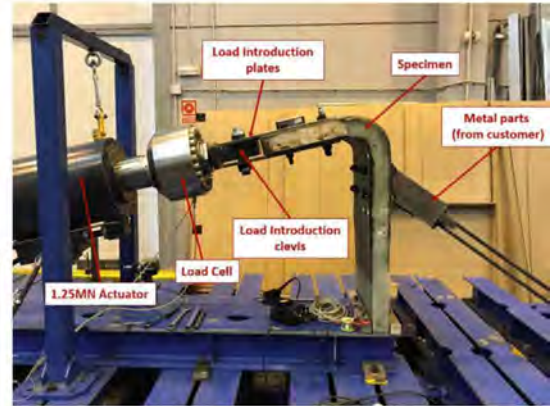
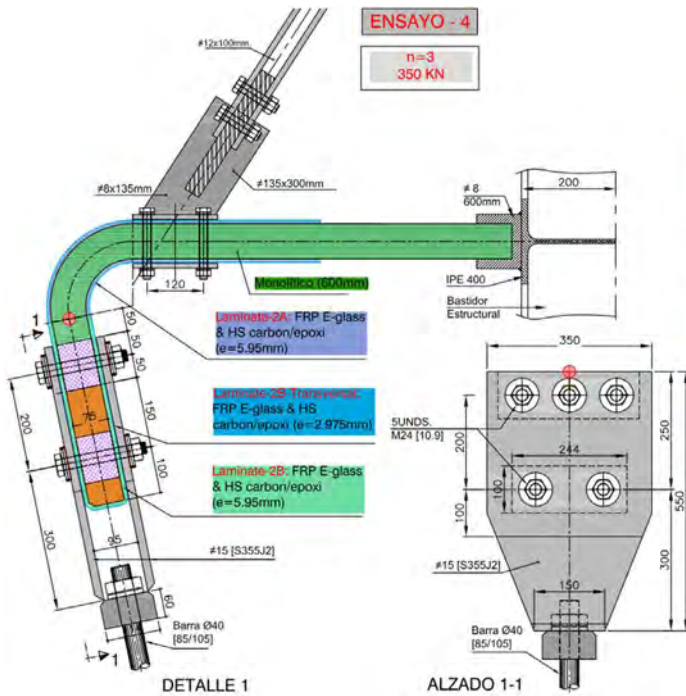


Figura 34. Ensayos zona curva.

Ensayo 5 (piezas a compresión):

Este ensayo comprobaba el comportamiento a compresión de una de las piezas de composite. Aunque la forma de la pieza se asemeje a un cordón inferior que está básicamente a tracción, la idea era representar la zona curva del cordón superior que sí que está sometida a compresiones.

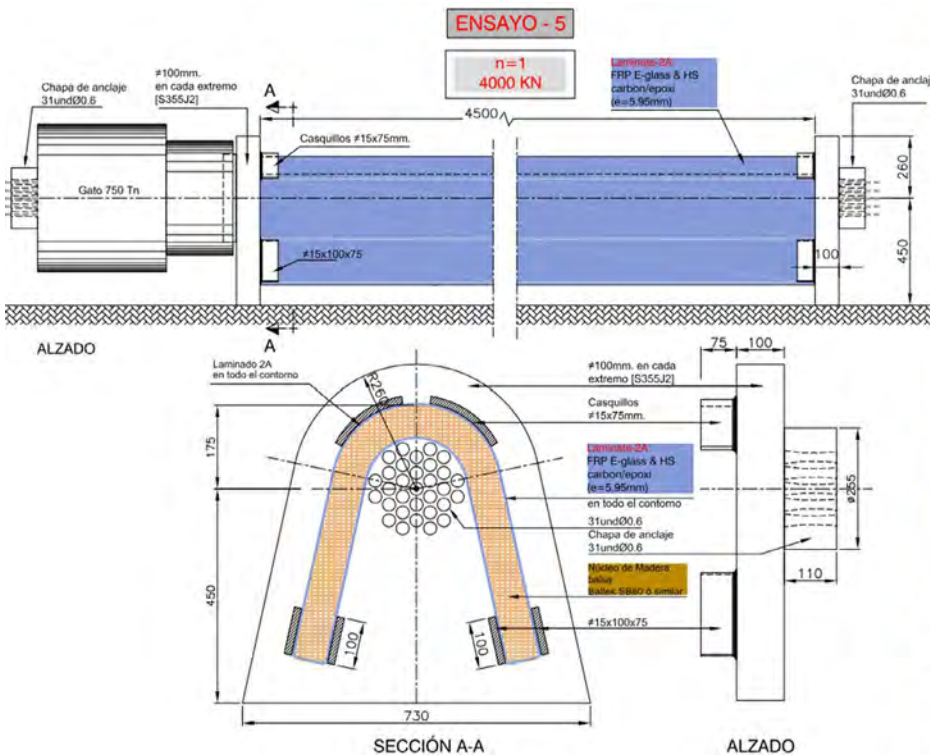
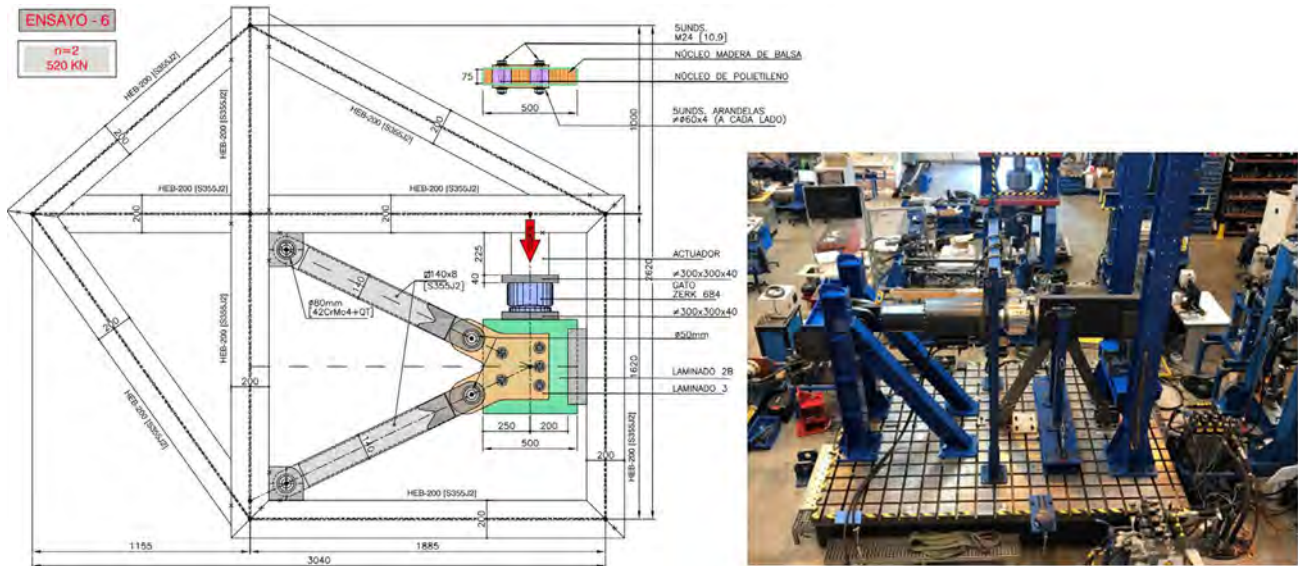


Figura 35. Ensayos pieza a compresión.

Ensayo 6 (nudo tipo):

En este ensayo se comprueba la capacidad resistente de un nudo tipo completo de cordón con diagonal.



2.5. Fabricación piezas de composite.

La fabricación de los cordones se realizó por infusión con bolsa de vacío VARTM. Cada cordón, superior e inferior se realizó en 3 piezas que se unían entre sí mediante uniones atornilladas.

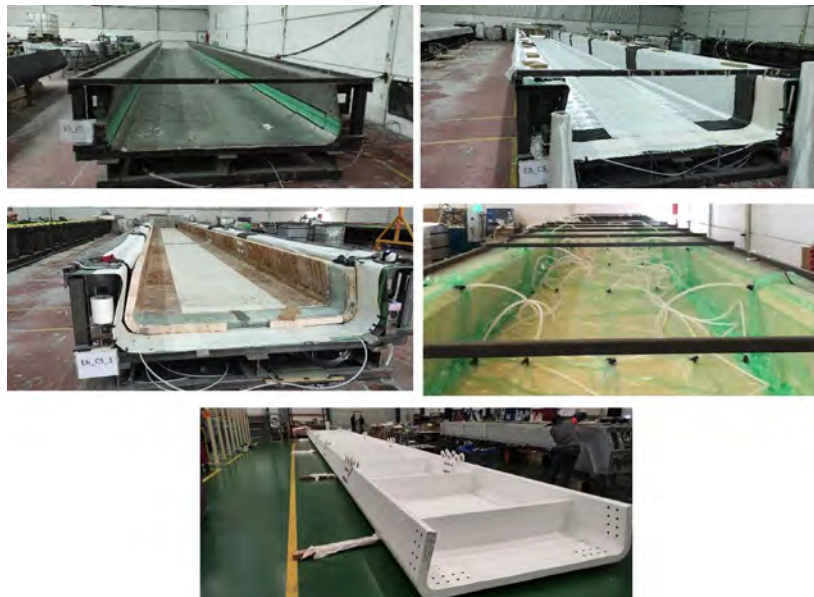
Con objeto de facilitar la colocación de las telas, los moldes de ambos cordones son rectos pese a la geometría curva de la cercha.

La fabricación de los moldes no cilíndricos, y sobre todo la colocación del apilado de telas y núcleos en un molde con zonas de doble curvatura incrementaría notablemente la dificultad y las posibilidades de error.

La secuencia simplificada de fabricación consta de las siguientes fases:

- Preparación del molde
- Colocación de auxiliares inferiores
- Laminado inferior
- Colocación de núcleo
- Laminación superior
- Colocación de auxiliares superiores
- Infusión
- Curado

A continuación, se muestran unas fotos del proceso en el cordón superior.



El mismo procedimiento se usa en el cordón inferior.



Figura 38. Proceso de fabricación cordón inferior.



Figura 39. Proceso de curvado cercha en taller.

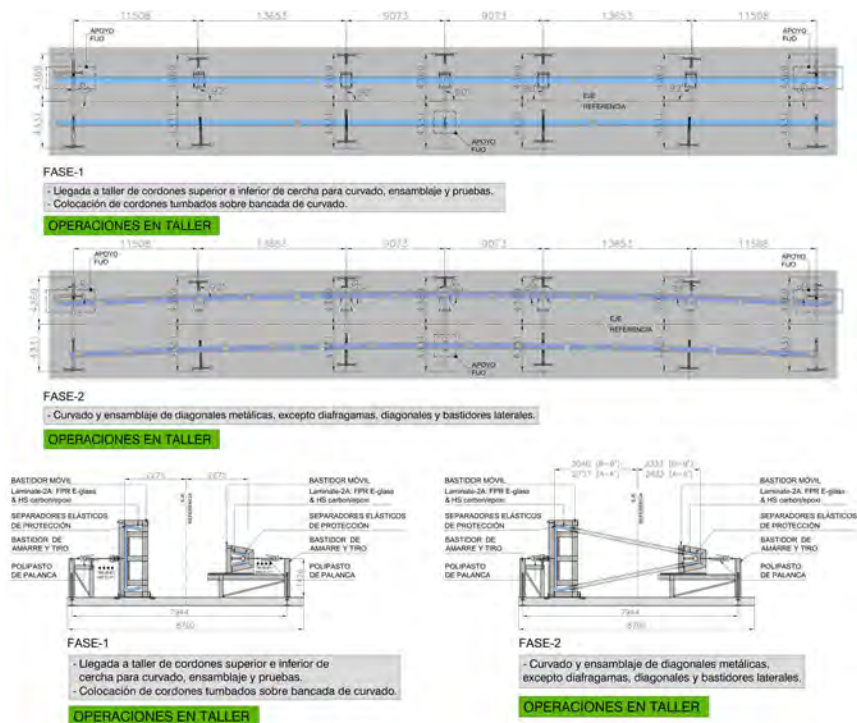


Figura 40. Esquema proceso de curvado cercha.

Una vez fabricados los cordones rectos, se obtiene la geometría curva longitudinal buscada de la cercha, curvando individualmente, mediante un útil diseñado al efecto, ambos cordones e insertando las diagonales de acero en las cartelas cuya separación entre nudos corresponde a la geometría deseada.

Las tensiones inducidas por este proceso son plenamente asumibles tanto por los cordones como por la cercha.

Para que este curvado sea correcto es imprescindible que la geometría del conjunto sea exacta. Por ello, la ejecución de las operaciones de taladrado de las piezas de composite se llevó a cabo en una empresa (Jupasa) dotada de máquinas capaces de realizar todos los taladros de la pieza sin desplazamiento de ésta. Con esto se consiguió una precisión máxima.



Figura 41. Proceso de taladrado cercha.

3. COJINES INFLABLES

3.1. Material.

Los cojines de la cubierta consisten en una doble capa de membrana de tejido PTFE revestido de fluoropolímero, TENARA4T40.

Este material es la opción más flexible y por lo tanto la más adecuada para estructura plegables. Sin embargo, una vez en carga, esta flexibilidad inducía un alargamiento excesivo que obligó a disponer “belts” intermedios para limitar su deformación. Este fenómeno se corroboró en el prototipo de cojín realizado, en cuya primera versión sólo estaba el cojín y en su versión final se dispusieron los belts comprobando su correcto funcionamiento.

La membrana se fija a las cerchas híbridas mediante perfiles de aluminio en sus bordes largos y en los bordes cortos mediante un “belt” curvo.

[FactBox]	[TechSpecs]	Fabric
Light transmission  Diffuse light component (haze) Very high Outdoor applications Large-scale, retractable or nonretractable permanent structures, roofings, membrane structures, etc. Benefits - Foldable - Permanently UV-resistant and colourfast - Weather resistant - Dirt- and water-repellent - No absorption of moisture - Free of any plasticizers - High functional and aesthetic qualities thanks to optimized technical specifications for fabric manufacture and light transmission Fabric specifications 4T = 4000 N/5cm 40 = Light transmission HF = High frequency	Fabric material Coating material Fabric width Weave Weight Thickness Max. tensile strength, warp Max. tensile strength, weft Trapezoidal tear, warp Trapezoidal tear, weft Water column Fire behaviour [TechSpecs] Degree of transmission Degree of reflection Absorption	ePTFE (e Polytetrafluoroethylene) 100 % Fluoropolymer 157.5 cm 62 " Plain weave 1:1 1080 g/m ² 31.85 oz/yd ² 0.55 mm 0.022 " 4000 N/5cm (EN ISO 13934-1) 4000 N/5cm (EN ISO 13934-1) 798 N (ASTM D4851) 752 N (ASTM D4851) > 10000 mm 142.23 psi B1 (DIN 4102; B-s1, d0; DIN EN 13501-1) Class A (ASTM E84, NFPA 701) Light 38 % (ASTM D 1003) 59 % 3 %

Figura 42. Propiedades material cojines.

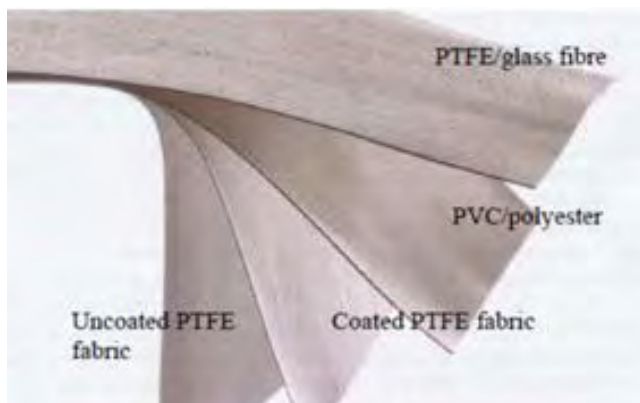


Figura 43. Tipos materiales cojines.



Figura 44. Prototipo de cojín (arriba) – Cojines instalados (abajo).

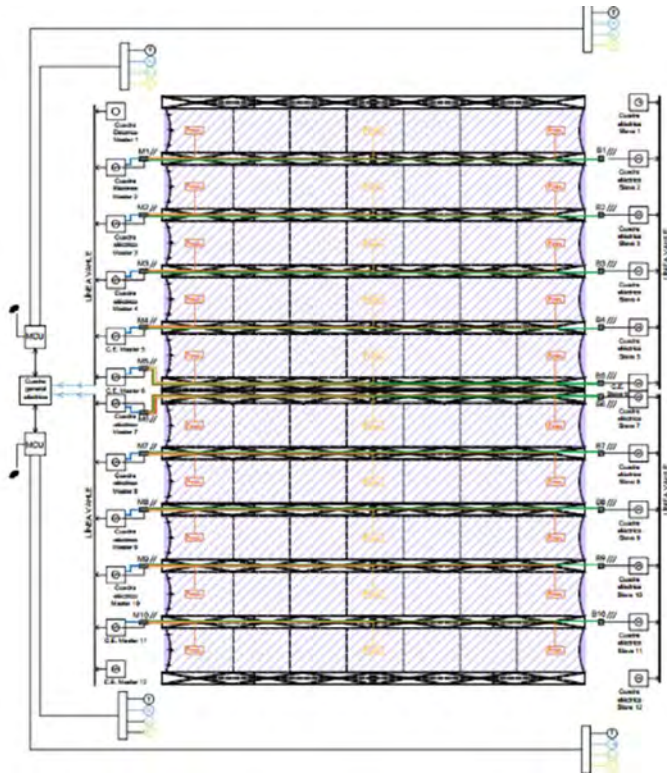
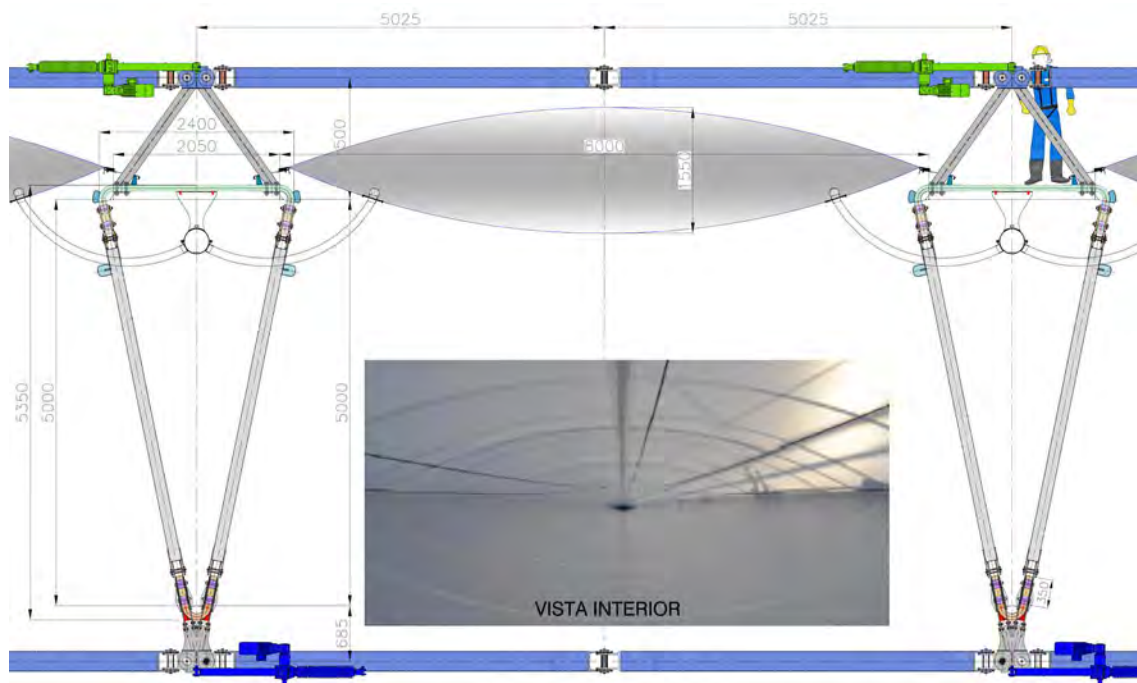


Figura 45. Sistema máquinas de inflado.



SECCIÓN CUBIERTA CERRADA

Figura 46. Sección transversal cojines.

3.2. Cojines de inflado.

Los cojines se inflan con ventiladores dispuestos en los bogies extremos de las cerchas. Cada máquina dispone realmente de dos ventiladores (redundancia), solo funcionando los dos durante el inflado. Durante el mantenimiento necesario para compensar las pérdidas (< 2% por hora) se alternan uno y otro.

4. MECANISMOS

Como se ha comentado anteriormente, se necesita combinar, para cumplir los requisitos arquitectónicos, traslación y elevación. En la solución base de este proyecto, esto se conseguía mediante un carril con rampa. Las cerchas ascendían por la

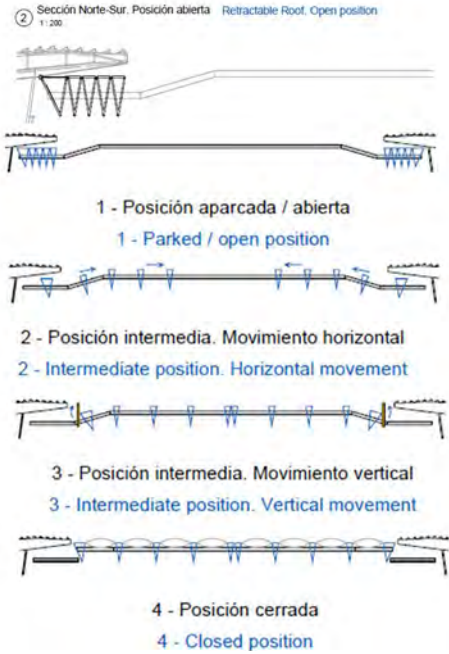


Figura 47. Esquema funcionamiento proyecto original.

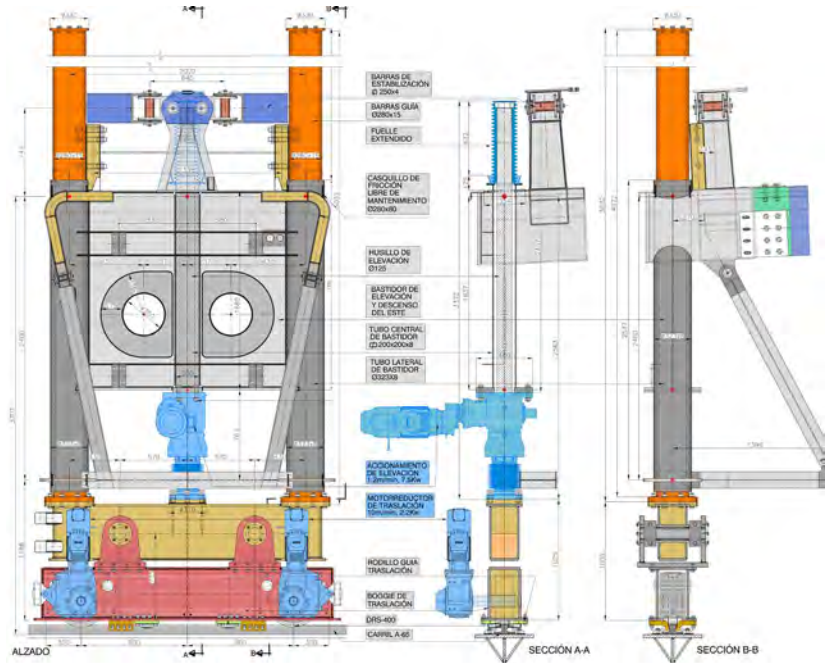


Figura 48. Detalles sistemas de traslación y elevación.

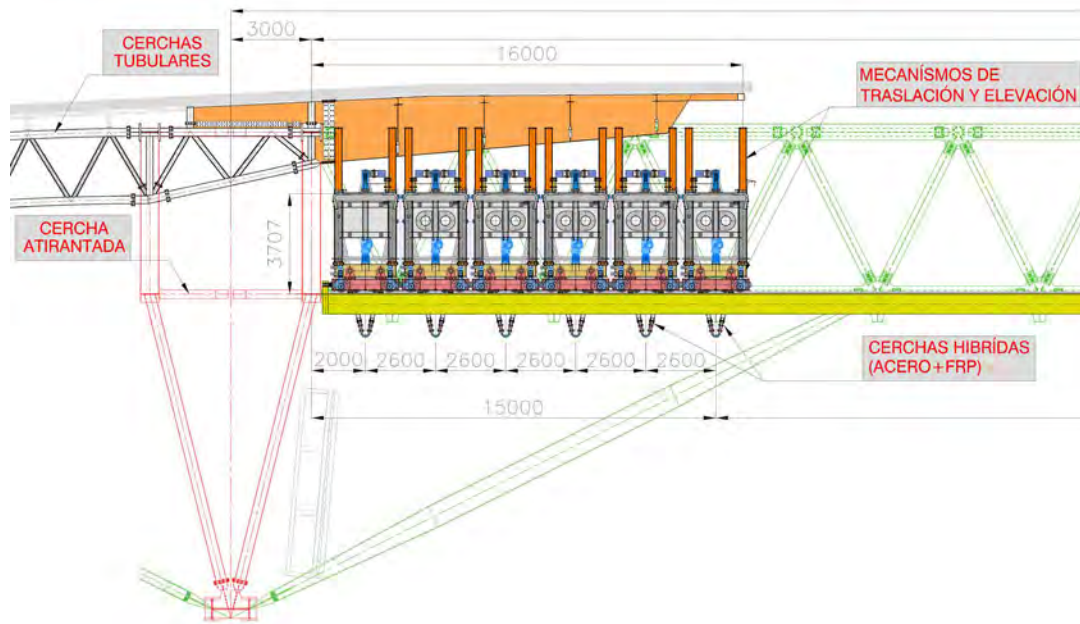


Figura 49. Posición 1: plegada & estacionada.

rampa mediante cremalleras, y luego se elevaba la viga carril mediante gatos hidráulicos. Esta solución planteaba a todas luces importantes inconvenientes.

El proyecto de FCC para la cubierta retráctil ha permitido materializar con claramente mayor robustez y fiabilidad el requisito expresado por el Club de nivelar la cubierta retráctil con la cubierta fija en posición cerrada.

Los elementos básicos, tanto de la traslación como de la elevación, se ubican en la estructura metálica dispuesta en los externos de las cerchas híbridas.

El carril permanece fijo y nominalmente horizontal.

4.1. Cinemática básica de operación.

En posición plegada & estacionada la cubierta retráctil permanece debajo de la cubierta fija, en los fondos norte y sur, junto a las cerchas atirantadas principales.

Una vez verificadas por el sistema de control las condiciones meteorológicas requeridas para operar, se puede iniciar la operación de cierre a partir de la mencionada posición de estacionamiento; las cerchas de cada panel se trasladan inicialmente agrupadas, mediante los bogies motorizados dispuestos en los extremos de cada una de ellas. Estos bogies se mueven sobre un único carril por fricción.

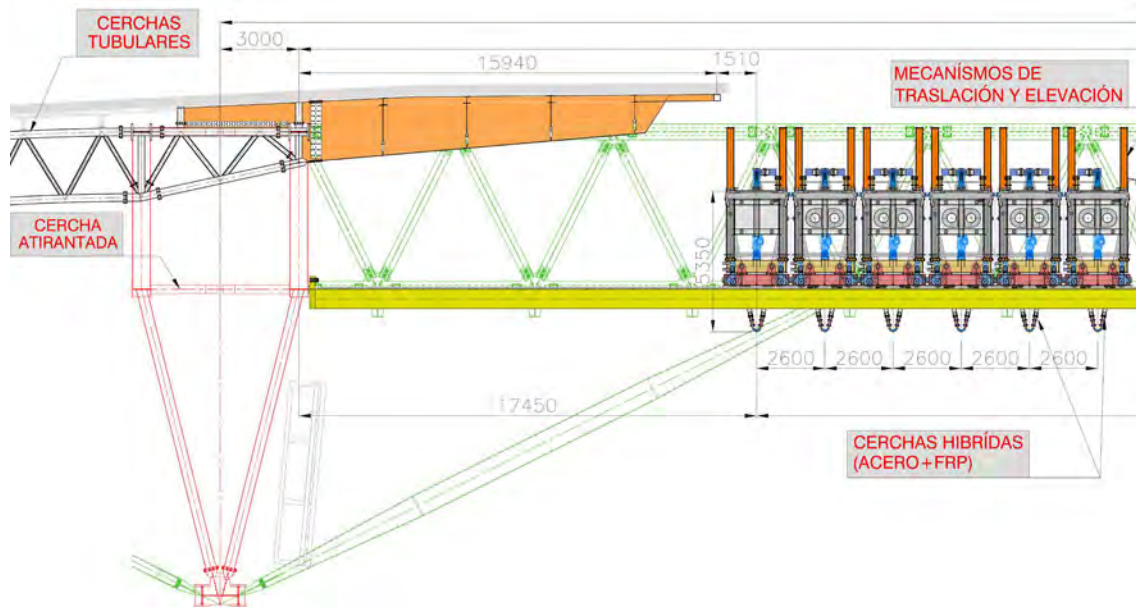


Figura 50. Posición 2. Desplazada.

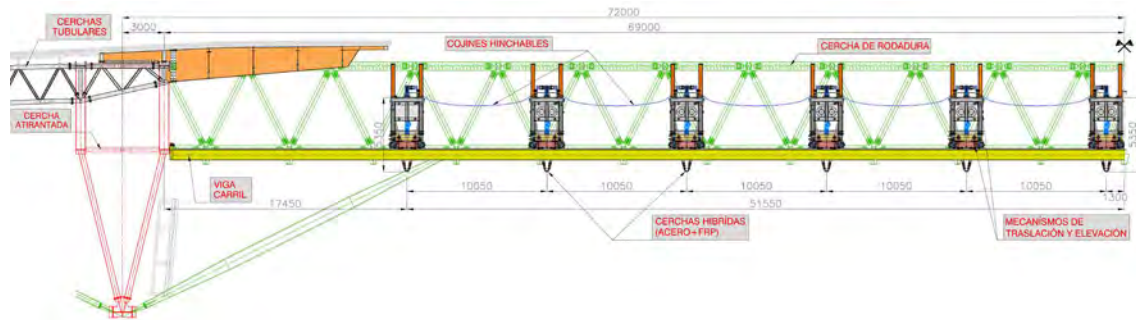


Figura 51. Posición 3. Desplegada desinflada.

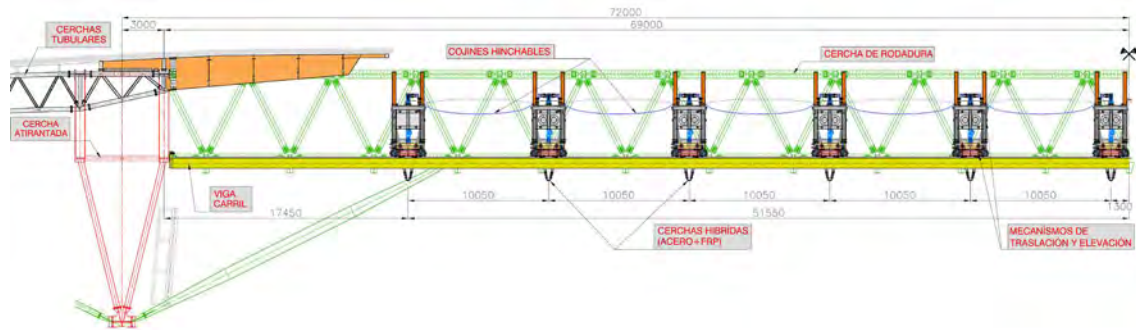


Figura 52. Posición 5. Desplegada hinchada.

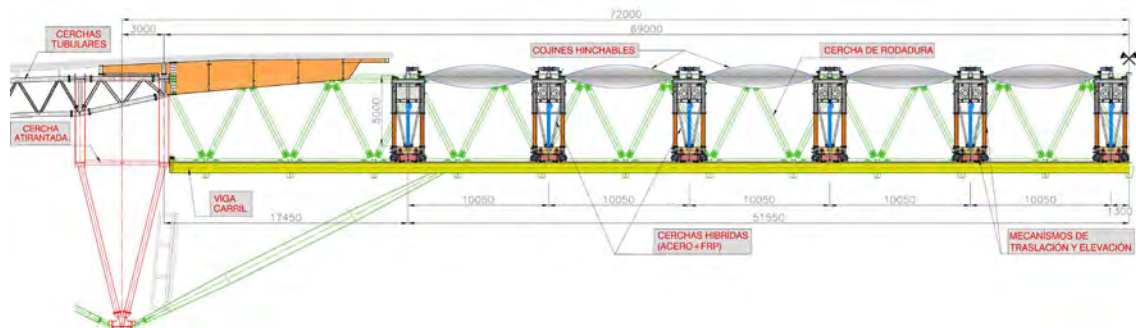


Figura 53. Posición 5. Desplegada y elevada.

Alcanzada la posición de referencia se procede a desplegar secuencialmente las cerchas en abanico actuando con los propios motores y con los cilindros electromecánicos de accionamiento dispuestos en las barras horizontales de estabilización.

Tras proceder al inflado de los cojines con la presión tipo, se lleva a cabo la elevación de los paneles mediante los gatos electromecánicos de husillo dispuestos en los dos extremos de cada cercha.

El proceso de apertura / replegado es completamente inverso.

4.2. Mecanismos de traslación.

En el extremo de cada cercha se dispone un bogie motorizado, con dos ruedas DRS 400 mm, cada una accionada por un motorreductor que se trasladan por un único carril DIN A75 con su correspondiente intercalador elástico y grasas ajustables.



Figura 54. Sistema de traslación.

La velocidad de traslación es programable pues todos los motores van comandados por variadores de frecuencia.

Los principales parámetros de diseño son:

- Velocidad de traslación: 10 m/min.
- Rampa de aceleración/deceleración: inferior a 0.05 m/s²
- Carga en movimiento: 2 x 100 kN
- Carga en posición: 2 x 260 kN
- Grupo de sollicitación/mecanismo: Carga pesada & promedio diario de marcha 2 horas FEM 2m / ISO M5

Los bogies de un extremo son fijos transversalmente con respecto al carril mientras que los del otro extremo son deslizantes permitiendo de este modo acomodar los desplazamientos relativos debidos a cambio de temperatura o rotaciones de las cerchas híbridas.

4.3. Mecanismos de elevación.

Para el mecanismo de elevación se utilizan husillos electromecánicos de bolas que proporcionan máxima seguridad &

máxima precisión de posicionamiento (en cada vuelta la cubierta se eleva 2.34 mm $i=10.66:1$).

En cada bogie se dispone un husillo 125 x 25 accionado por un motor de 7.5 Kw, y un sistema de guiado compuesto por 2 guías de Ø280 x15 por las que desliza, a través de dos casquillos de fricción tipo Glycodur, el bastidor extremo de las cerchas. De este modo las guías configuran junto con las cerchas un pórtico que proporciona la necesaria estabilidad transversal y longitudinal.

Los principales parámetros de diseño son:

- Velocidad de elevación: 1100 mm/min
- Altura de elevación: aprox. 3000 mm
- Clase de servicio motor: Intermitente S3 con ED 40%
- Carga dinámica (elevación a 25°C): 160 kN
- Carga estática (en posición): 480 kN

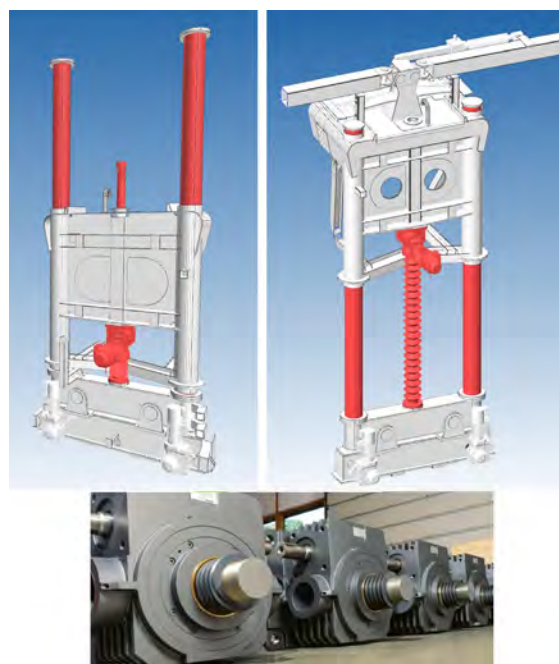


Figura 55. Sistema de elevación.

4.4. Mecanismos de despliegue & estabilización.

Consiste en un conjunto de barras horizontales superiores e inferiores, que unen todas las cerchas de cada panel entre sí, para compensar internamente las tracciones impuestas sobre las cerchas por los cojines inflables.

Las dos mitades de la cubierta pueden moverse independientemente.

Estas barras horizontales requieren de accionamiento electromecánico y en principio de un enclavamiento central también accionado.

Al final, se suprimió el enclavamiento central, sustituyéndose por una geometría auto-blocante, las barras de estabilización no quedan en línea sino ligeramente quebradas, por lo que la compresión impuesta por el inflado de los cojines las mantiene en posición.

De este modo se simplifica el número de enclavamientos y sensores a controlar.

Los accionamientos son en ambos casos electromecánicos para facilitar el mantenimiento y la programación de los mismos. En estos accionamientos se emplean husillos de bolas

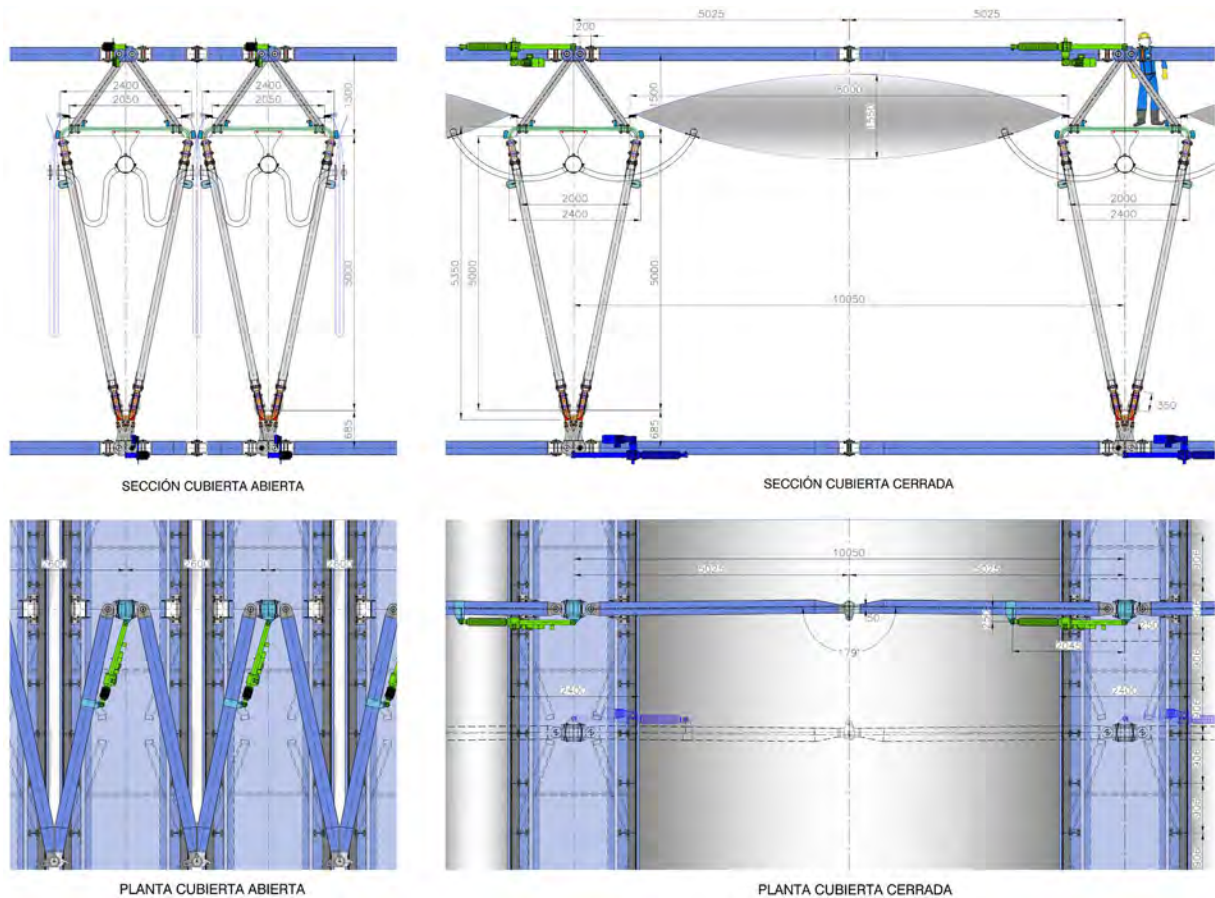


Figura 56. Mecanismos de despliegue y estabilización.

por su mayor rendimiento, lo que se traduce en motores más pequeños y ligeros.

Para el accionamiento de las barras, se han considerado equipos de 100 kN y carrera 670 mm para las barras extremas y equipos de 50 kN y carrera 670 mm para las interiores, tanto superiores como inferiores.

4.5. Sistema de control.

El sistema de control está basado en la utilización de un PLC de última generación Siemens S7-1500 especialmente dedicado a funciones de control y sincronización de movimientos y funciones de control de seguridad.

Este PLC controla los equipos variadores de velocidad que gobiernan los motores de los movimientos (traslación, despliegue/estabilización & elevación).

El sistema permite el desplazamiento sincronizado de los dos conjuntos de bogies que soportan cada panel, y en la fase de despliegue, con el de accionamiento de las barras horizontales. Para el control de estos motores se instala un sistema de control de posición y velocidad en lazo cerrado por PLC y variadores de velocidad combinado con los motorreductores. Para el control del desplazamiento de cada panel se instalaron sistemas de posicionamiento en tiempo real y en comunicación Profinet de altas prestaciones (resolución de 1mm) que se encargaron de medir el desplazamiento de los bogies y de analizar las posibles desviaciones entre el lado derecho y el izquierdo.

Se instalaron variadores de velocidad para cada bogie (dos motores) que realizan el control de posición y velocidad en lazo cerrado. Del mismo modo cada actuador de brazos horizontales incorpora un variador de velocidad.



Figura 57. Sistema de control.

Dentro del conjunto de la automatización se encuentran dispositivos tipo sensores, elementos de posicionamiento, escáner de seguridad, paradas de emergencia, etc.

Se instalaron scanners de seguridad, con objeto de detectar cualquier posible cuerpo en la zona de la vía de rodadura que pueda interferir durante el cierre de la cubierta y así poder efectuar una parada segura.

Hay 4 anemómetros encargados de obtener la lectura de la velocidad del viento. La señal de cada uno de ellos será tratada en el PLC de control.

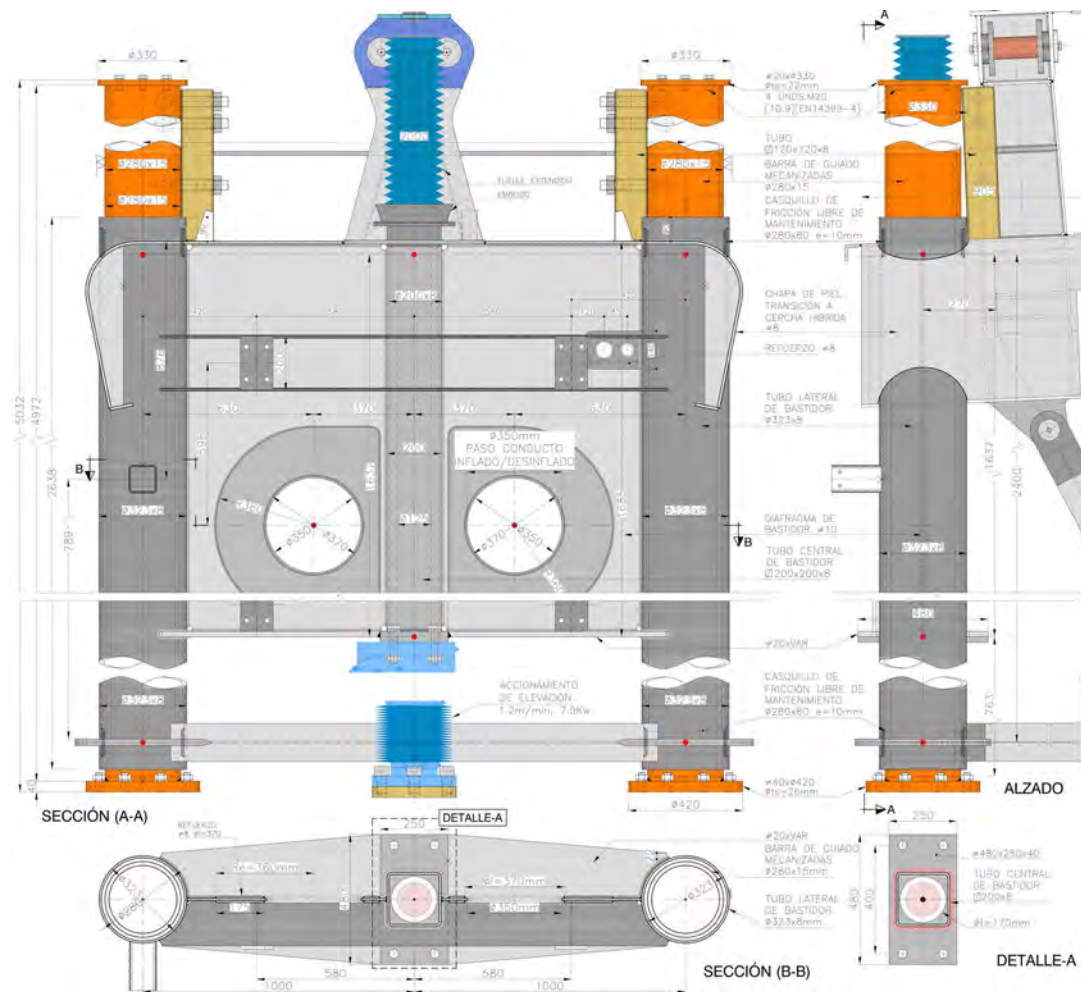


Figura 58. Diafragma extremo.

El puesto de mando está basado en un sistema SCADA. Desde este puesto de mando se pueden obtener el diagnóstico, manejo y control de todos los elementos.

Se visualizan los estados de cada uno de los accionamientos, velocidades, posiciones, posibles anomalías y almacenamiento de registro de alarmas para su diagnóstico.

Como ayuda a labores de mantenimiento existen consolas o pantallas móviles. Esta pantalla es portátil y se puede conectar en diferentes partes de la instalación.

4.6. Fabricación.

Como en cualquier estructura móvil es imprescindible extremar la precisión en la fabricación. El movimiento implica deslizamiento entre superficies, por lo que es necesario aplicar tratamientos superficiales especiales y colocar elementos intermedios como casquillos de fricción, discos de deslizamiento... para que dicho desplazamiento se produzca suavemente. Los requisitos de montaje de estos elementos intermedios son muy estrictos e implica sin remedio mecanizar sus alojamientos.

En este caso, además, esta estructura ha sido fabricada por diferentes subcontratistas en función del material del elemento. Estructura de acero, composite, cojines y mecanismos

fueron fabricados por separado. Por ello, cada fabricante tuvo que cumplir con unos requisitos geométricos muy exigentes para que el conjunto final encajase. Todas las uniones entre estos elementos fueron mecanizadas para garantizar su perfecto ajuste.

Las piezas más complicadas de fabricar en este sentido fueron los diafragmas extremos que sirven de conexión entre cercha híbrida y mecanismos, pero a su vez, sirven como elemento de estabilidad transversal de la cercha y de guiado durante los movimientos verticales. Estos tubos de guiado de Ø280x15 deben deslizarse por unas camisas en los laterales del diafragma contra las que se apoyan en dos puntos durante todo el movimiento.

Para que esto fuese posible, hubo que fabricar en primer lugar el diafragma y las guías. Después se transportaron a una empresa especializada en mecanizados para poder mecanizar sus conexiones, los guiados y los alojamientos para realizar finalmente el montaje de los elementos. Tras ello, se trasladó el conjunto ya montado de nuevo al taller para integrarlo con la cercha.

Este mismo proceso hubo que realizarlo también con el sistema de barras de estabilización de la cubierta retráctil. Para que este sistema funcione, todas las barras deben tener exactamente la misma longitud y alineación. Además, para asegurar que estén articuladas en todos los sentidos a las cer-



Figura 59. Mecanización diafragma.

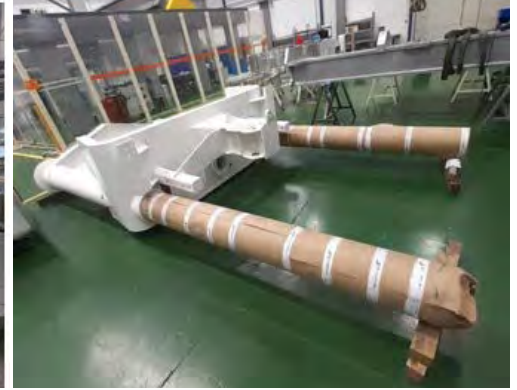


Figura 60. Diafragma ensamblado preparado para el transporte.

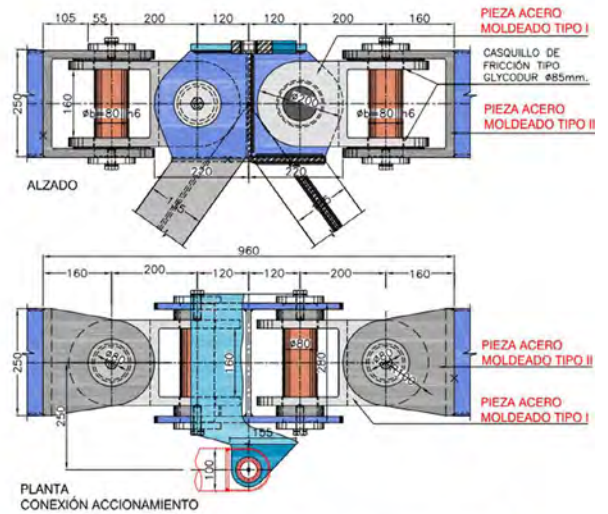
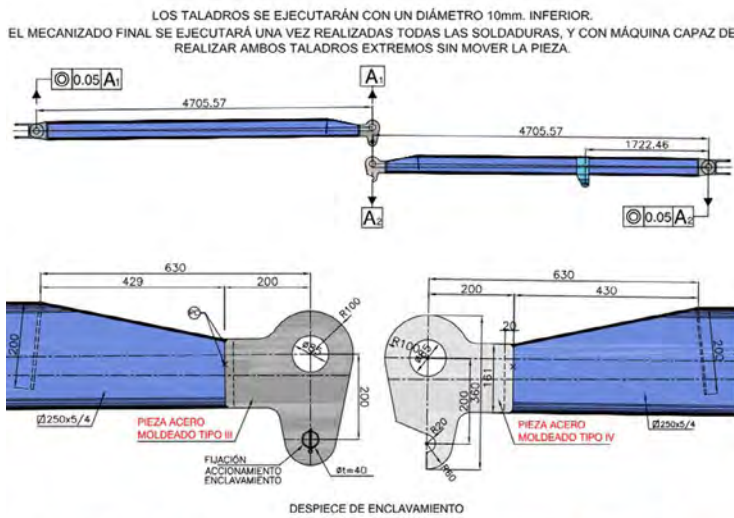


Figura 61. Mecanizado y ensamblado barras de estabilización.

chas, llevan en sus extremos unas conexiones Cardán cuyos bulones, discos y casquillos de fricción necesitaban de mecanización. Por ello, todas las barras fueron fabricadas en taller y después transportadas a la empresa de mecanizados para su mecanizado y montaje.

Por último, se efectuó un montaje en blanco en Taller de cada cercha, así como de un conjunto de 4 cerchas con todos sus mecanismos de traslación, elevación y despliegue.

En esta situación se efectuó un completo programa de pruebas de movimientos y elevación. Los únicos elementos que no se montaron fueron los cojines.

Para simular los cojines y además realizar una prueba de carga del conjunto durante todas las fases del movimiento se colocaron unos sensores con pesos entre cerchas con los que se realizaron un nuevo juego de pruebas.



Figura 62. Montaje en blanco en taller.



Figura 63. Prueba de carga.

5. CONCLUSIÓN

La cubierta retráctil es un elemento emblemático del estadio de gran complejidad que simboliza la avanzada ingeniería y tecnología aplicada en su construcción. Destaca por la incorporación de materiales innovadores cuyas conexiones entre sí han requerido soluciones únicas. Además, para permitir todos los movimientos proyectados, la complejidad de la motorización y precisión de mecanismos requirieron pruebas y ensayos complejos para lograr su puesta a punto. Integrar todos estos elementos ha representado un desafío significativo.

En esta estructura participaron varias empresas, la estructura metálica y los mecanismos fueron fabricados y montados

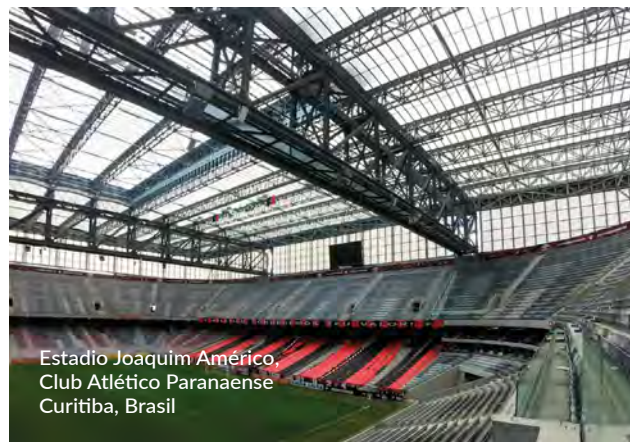
por Inbersa, el composite por Nanotures, los mecanizados los realizó Jupasa, la motorización fue suministrada por Siemens y Artabro, el control por Niprona y los cojines por Iaso. Sin una buena coordinación entre ellas y el buen hacer de cada persona en su trabajo, esta estructura no hubiese podido llevarse a cabo. En este sentido es de agradecer la labor de Jesús Pena Antelo en el trabajo de integración del conjunto, del gerente José Luis Fernández Sánchez-Largo y sin duda de la obra, personalizada en Manuel Rodríguez San Juan, Rafael Ruiz López y Alberto Corrochano.



Cubierta y fachada del estadio de Anoeta,
San Sebastián, España



Fachada y Edificio Este
del nuevo Estadio Bernabeu,
Madrid, España



Estadio Joaquim Americo,
Club Atlético Paranaense
Curitiba, Brasil



Estadio Corinthians
São Paulo, Brasil



Cubierta del estadio Orange Velodrome,
Marsella, Francia | foto © Horta Coslada

structures for legends **fhecor**



Detalle estructura cubierta
del estadio Orange Velodrome,
Marsella, Francia

Renovación del estadio Santiago Bernabéu. Estructuras soporte de fachada

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Facade Support Structures

Eduardo Romero Rey^{a,*}, Elena Hortigüela Páramo^a y Rodrigo Burgos Valverde^a

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

Recibido el 19 de noviembre de 2024; revisado el 7 de abril de 2025, aceptado el 5 de mayo de 2025

RESUMEN

La estructura de fachada se plantea como soporte de las lamas de revestimiento del perímetro del Estadio, encontrándose dividida en cuatro áreas principales: sofito, fachada inferior, intermedia y superior (visera). Estructuralmente se configura en costillas verticales suspendidas de la cubierta o de las vigas corona y apoyadas inferiormente en los puntales que conforman el sofito. La visera, por encima del Skywalk queda totalmente apoyada en cubierta y vigas corona. El gran desafío ha consistido en acompañar con la fachada los diferentes movimientos que presentan las estructuras sobre las que apoya, generándose cuatro grandes juntas verticales.

PALABRAS CLAVE: Estructura metálica, juntas de movimiento, proceso constructivo.

©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 facade structure is designed to support the cladding slats around the perimeter of the Stadium and is divided into four main areas: soffit, lower facade, intermediate, and upper ("visera"). Structurally, it consists of vertical ribs suspended from the roof or crown beams and supported below by struts that form the soffit. The canopy, located above the Skywalk, is fully supported by the roof and crown beams. The main challenge has been to allow the facade to accommodate the different movements of the supporting structures, resulting in four large vertical joints.

KEYWORDS: Steel structure, movement joints, construction process.

©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@fhecor.es (Eduardo Romero Rey)

Cómo citar este artículo: Romero, E., Hortigüela, E., & Burgos, R. (2025). Renovación del estadio Santiago Bernabéu. Estructuras soporte de fachada. *Hormigón y Acero*. 76(305):199-214. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4001>

1. INTRODUCCIÓN

La nueva envolvente del Estadio Santiago Bernabéu se organiza en tres zonas, con soportes y sistemas constructivos diferentes, que ordenadas de arriba a abajo son: cubierta fija, estructura de fachada y zócalo. Cubierta fija: lamas de acero inoxidable sobre cubierta ligera tipo Kalzip (cubierta cálida e impermeable). Fachada: lamas de acero inoxidable ancladas a un soporte estructural (cerramiento permeable) [1]. Zóca-

lo: fachada ligera convencional anclada a estructura existente (ver [figura 1](#)).

El presente artículo se centra en la estructura de fachada que sirve como soporte para las lamas de revestimiento. La superficie total revestida con lamas alcanza los 39 218 m², incluyendo el sofito, y se desglosa de la siguiente manera:

- Estructura de fachada norte: 4 707 m²
- Estructura de fachada sur: 5 353 m²
- Estructura de fachada este: 15 140 m²
- Estructura de fachada oeste: 14 018 m²



Figura 1. Parte de la envolvente y de la Fachada. Vista desde el oeste. (Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu).



Figura 2. Fachada. Vista desde el este. (Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu).

2. DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DE LA FACHADA

2.1. La fachada en altura

La forma de la nueva envolvente de fachada se obtiene a partir del barrido de tres líneas curvas que definen las cuatro áreas principales de la fachada exterior: la fachada superior, también denominada visera, la fachada intermedia e la inferior y el sofito. Entre la fachada intermedia e la inferior se produce un quiebro, o “acento”, de altura variable a lo largo del perímetro (ver [figura 1](#) y [figura 3](#)).

El Sofito, la fachada intermedia y la inferior forman una misma subestructura. La visera constituye una subestructura independiente.

Entre la visera y la fachada intermedia discurre el *Skywalk*.

El revestimiento de lamas de acero inoxidable en forma de ‘V’ con bastidores auto portantes [1] se anclan a los elementos principales de la estructura, la cual está completamente resuelta en acero. La longitud de las lamas es variable, normalmente entre 6,5m y 7,8m.

Los miembros principales de la estructura de fachada son elementos articulados que constituyen las costillas de la visera, las costillas de la fachada y los puntales del sofito. Estos se

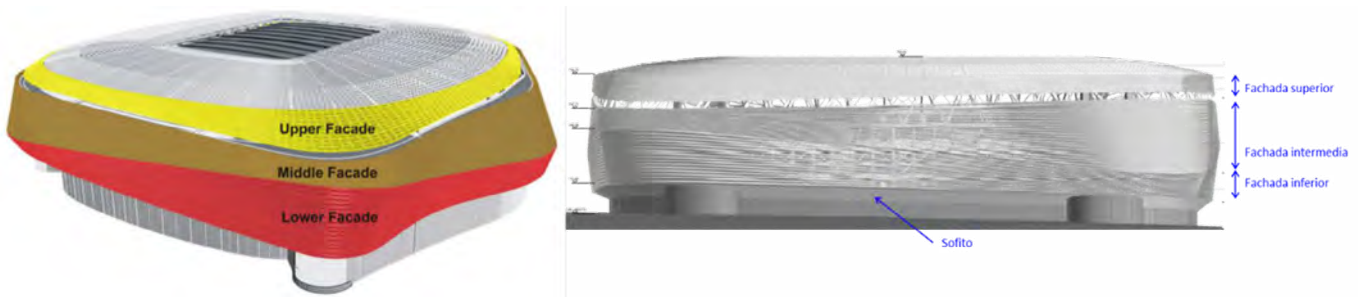


Figura 3. Esquema de las distintas zonas de la fachada.

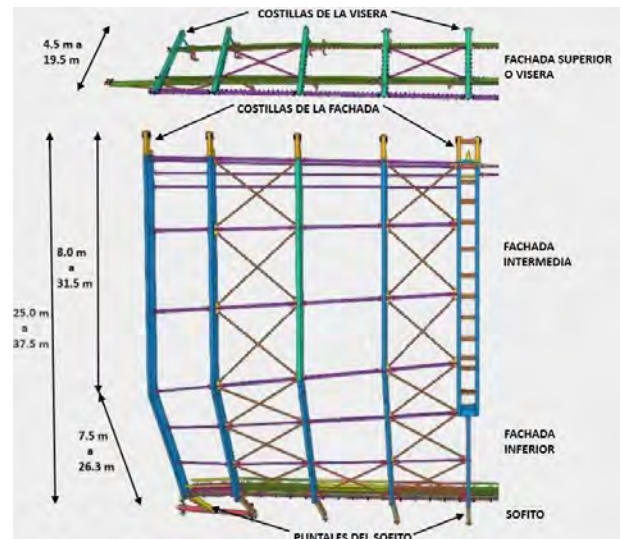


Figura 4. Derecha: Vista de subestructura de la fachada intermedia, inferior y sofito. (Copyright © 2024 Nuevo Estadio Bernabéu) Izquierda: Principales elementos estructurales de la estructura de soporte de la fachada y dimensiones aproximadas.

conectan entre sí por medio de travesaños y tirantes en cruz de san Andrés, que actúan como elementos de arriostramiento entre ellos, en paños alternos.

En planta, las costillas y puntales se organizan de forma casi radial en 118 ejes (ver figura 5).

En general, los ejes de la estructura de fachada (a los que corresponde costilla y puntal) se alinean con la posición de las pilas de hormigón de la estructura existente del graderío del estadio (ampliado en 1992); con la excepción del lateral este, en el que el nuevo edificio [2] se interpone entre la estructura de fachada y la estructura original.

El motivo de esta coincidencia es que la estructura de fachada se conecta horizontalmente con estas pilas de hormigón en su extremo inferior (el sofito), excepto en el lateral este, donde los ejes de la fachada se sitúan a una distancia promedio de 7.0 m, y el sofito se conecta a los nuevos pilares metálicos del edificio este [2].

La visera actúa como transición entre la cubierta y el resto de la fachada, de ahí su geometría variable en anchura e inclinación a lo largo del perímetro del estadio.

La fachada intermedia e inferior forman una banda de altura variable entre 25.0 m y 37.5 m de altura. Debajo de esta, el sofito conecta la nueva fachada con el edificio existente, el cual también presenta variaciones en dimensiones: 18.5 m en fachada oeste y 4.5 m en fachada de los fondos norte y sur.

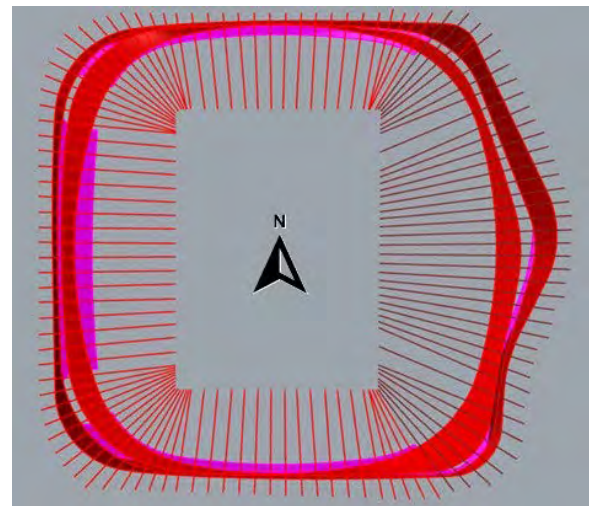


Figura 5. Ejes principales de estructura de fachada.

2.2. Los sectores de la fachada

Además de la división vertical en tres zonas (sofito, fachada inferior, intermedia y visera), la fachada se divide perimetralmente en cuatro sectores, separados por juntas de movimiento (ver figura 6).

La fachada de cada uno de los fondos del estadio está formada por 16 costillas y tiene una longitud en planta de 105 m aproximadamente. El sector este está formado por 44 costillas, con una longitud en planta de aproximadamente 290 m. El sector oeste está formado por 42 costillas y cuenta con una longitud en planta de aproximadamente 270 m.

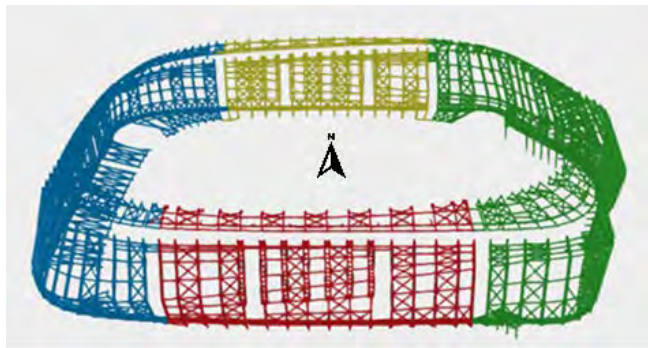


Figura 6. Estructura de la fachada, mostrando en colores los diferentes "sectores" de la estructura.

En la figura 6, se puede observar la fachada norte en color amarillo, la fachada sur en color rojo, la fachada oeste en azul y, finalmente, la fachada este en verde.

Cada sector de la estructura de fachada se conecta a estructuras distintas e independientes entre sí: El edificio este [2], la viga corona del oeste [3], la estructura existente de los fondos [4] y la estructura de la cubierta [5]. Este hecho determina la necesidad de crear juntas de movimiento entre los diferentes sectores de la fachada.

Además de las cuatro juntas de movimiento principales, la estructura de fachada se divide en juntas de dilatación térmica, formando paños de 5 o 6 costillas (40,0m a 45,0m).

En la siguiente imagen se muestra la posición de las juntas de dilatación en las diferentes fachadas: en rojo, las principales entre edificios; en azul, las dispuestas entre módulos.

2.3. Relación de la fachada con las estructuras colindantes del Estadio

2.3.1. Puntos de apoyo en diferentes sistemas estructurales

El factor más decisivo en el diseño de la estructura de fachada es el hecho de que, en cada uno de los cuatro sectores descritos en el apartado anterior, las costillas que forman los elementos principales se apoyan (o se cuelgan) en diferentes sistemas estructurales del estadio.

La fachada se relaciona con todo el perímetro del edificio, tanto nuevo o existente, y en su diseño ha sido fundamental la colaboración de la oficina de obra y los Servicios Técnicos de FCC.

Las 44 costillas de la fachada este cuelgan de la estructura de la "corona" este [2]. Esta estructura se sitúa sobre la estructura de forjados y graderíos del edificio este; sirve de apoyo el lateral este del Skywalk, de arriostramiento para la estructura de cubierta en dirección norte-sur, y como soporte para las estructuras de la visera y el extremo superior de la fachada.

Las 42 costillas de la fachada oeste se apoyan en la estructura de la "corona" del oeste [3], una estructura tipo puente que salva la luz entre las dos nuevas torres del oeste [6] y sirve de apoyo a la "viga museo", así como a la visera y fachada del oeste.

Las 16 costillas de las fachadas norte y sur se apoyan o se

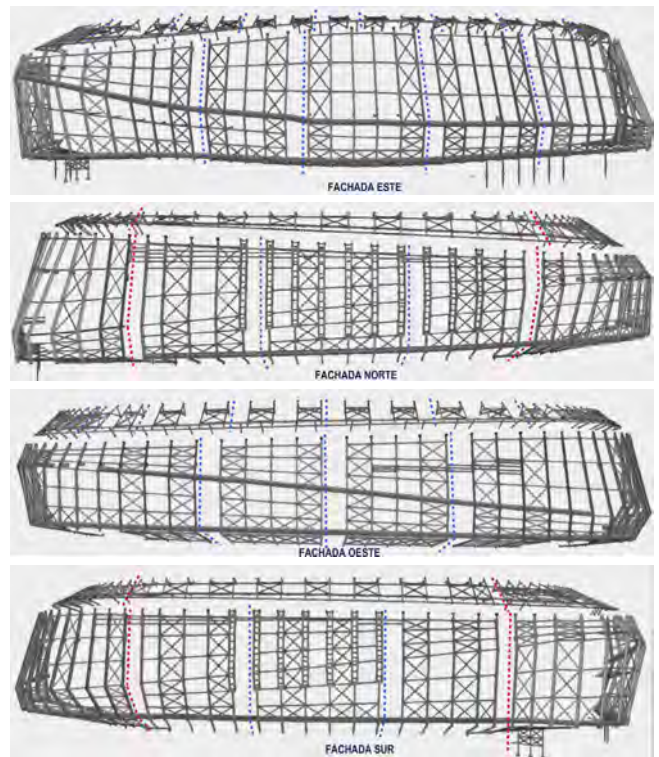


Figura 7. Juntas de dilatación en la fachada. en rojo, las principales entre edificios; en azul, las dispuestas entre módulos.

cuelgan directamente de la estructura de cubierta fija [5]. Concretamente, las estructuras de visera de fondos apoyan en las cerchas de fondos de la cubierta, mientras que las costillas de fachada cuelgan de sendas vigas de borde voladas desde dichas cerchas, sobre las que se sitúa el Skywalk del norte y del sur.

Las dos estructuras de corona (este y oeste) y los dos fondos de la estructura de cubierta son estructuras completamente independientes entre sí. Únicamente la cubierta y corona del oeste comparten entre sí los puntos de apoyo verticales (torres del oeste), pero son independientes en todo lo demás.

La estructura de fachada tiene que acomodarse, en servicio, al distinto comportamiento estructural de cada una de las estructuras sobre las que se apoya, las cuales presentan diferentes movimientos (verticales y horizontales) debidos a cargas permanentes, sobrecargas de uso, efectos térmicos y viento.

Además, en fase de obra, la estructura de fachada debe ajustar su geometría entre los distintos sectores a la posición final que se haya situado cada una de las estructuras de apoyo, de manera que la envolvente sea visualmente continua y sin quiebras apreciables, bajo cualquier combinación de servicio.

Este criterio de apariencia –lograr una envolvente continua a partir de una estructura apoyada en estructuras diferentes–, junto con la incertidumbre sobre la posición exacta en que finalmente quedará ejecutada cada estructura de apoyo (dada la magnitud de las tolerancias por la escala del conjunto), constituye uno de los principales retos de la fachada (ver apartado 6, Proceso constructivo).

La estructura de fachada no solo apoya en estructuras diferentes en cada uno de los cuatro sectores en que se divide, sino que, además, cada pareja de costilla y puntal del sofito apoyan, en sus extremos superior e interior, en dos estructu-

ras distintas: la estructura de cuelgue (coronas o cubierta) y la estructura de los pilares de hormigón del graderío existente en su extremo inferior.

Por tanto, cada pareja de costilla y puntal, así como el conjunto de costillas arriostradas de cada paño de fachada, deben ser elementos estructurales capaces de permitir el movimiento entre sus puntos de cuelgue superior y apoyo inferior, es decir, deben ser estructuras isostáticas por sí mismas.

2.3.2. Interferencias con edificio existente

Otro de los principales retos de la estructura de la fachada es la limitación de espacio entre la nueva envolvente proyectada y el resto del estadio. Esta condición condiciona el diseño estructural de la fachada, siendo particularmente determinante en las fachadas de los fondos.

En las fachadas norte y sur, es necesario que las costillas se desdoblén en dos secciones tipo cajón, conectadas entre sí, en una disposición de “diapasón”, “encajadas” en las pilas de hormigón del edificio; de manera que, en sección transversal, la estructura de fachada ocupa el mismo espacio que la estructura existente del graderío (ver figura 8 y figura 9).

Para evitar interferencias entre una y otra, ha sido necesario analizar los desplazamientos relativos de ambos elementos para cada una de las situaciones posibles.

Entre las dos costillas desdobladas se disponen perfiles horizontales donde se anclan los bastidores de las lamas.

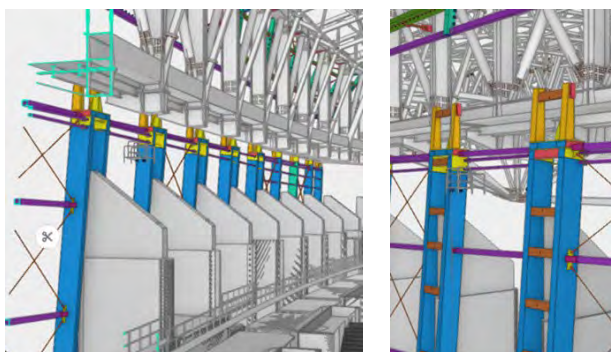


Figura 8. Modelo IFC: Fachada sur. Costillas en “diapasón” coordinadas con pilares de hormigón del graderío existente.



Figura 9. Izquierda: Izado de costillas “diapasón”. Derecha: Costilla diapasón abrazando costilla de hormigón existente.

Entre las pilas de hormigón de las fachadas norte y sur, además, existen escaleras voladas hacia la fachada, cuya posición debe coordinarse con los elementos horizontales entre costillas (travesaños y cables de arriostramientos), para evitar interferencias en cualquier combinación de carga.

3. FACHADA INTERMEDIA, INFERIOR Y SOFITO

3.1. Descripción de la solución general: costillas de fachada y puntales de sofito

En general la estructura de fachada está formada por parejas de costilla-puntal en cada uno de los ejes verticales, conectadas entre sí por travesaños y cables de arriostramiento.

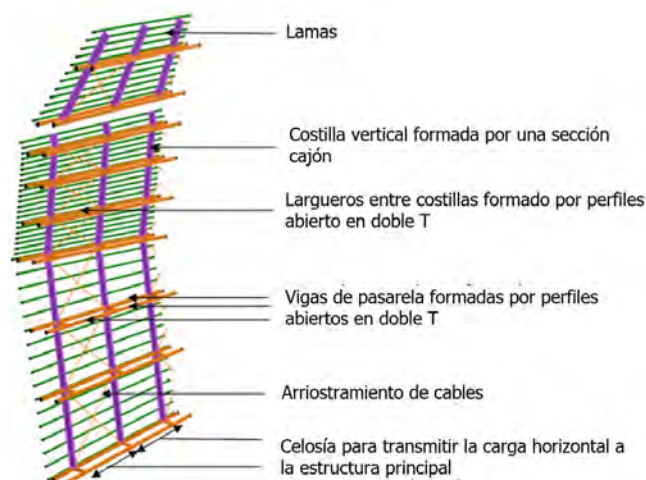


Figura 10. Elementos estructurales de la fachada

3.1.1. Costillas

Las costillas o montantes verticales tipo se resuelven con secciones cajón armadas de 300 mm de anchura y canto de 750 mm en acero S-355 J2. En los fondos, el canto de algunas costillas aumenta su altura, llegando hasta los 1 000 mm. Las costillas en diapasón están compuestas por dos cajones separados 1 600 mm, de 900 o 1 000 mm de canto por 300 mm de ancho.

A estas costillas se conectan, por su cara frontal, los bastidores de lamas de fachada mediante tornillos mecánicos (Hollo Bolts).

Las costillas se agrupan entre sí en conjuntos de 5 o 6 por medio de travesaños SHS 220 de acero S-355 J2 y arriostramientos de cables en ‘X’ tipo Dywidag dispuestos en “calles” verticales entre costillas.

Las costillas están, en general, sujetas en dos puntos (salvo edificio este): cuelgue superior y apoyo lateral en el puntal del extremo inferior. Salvan luces entre apoyos, en vertical, de hasta 30.0 m.

Todas las costillas presentan geometría diferente, ya que los puntos de apoyo se producen a diferentes alturas, la posición del acanto de las costillas también es variable y finalmente la dimensión y posición del sofito también.

3.1.2. Sofito

Los puntales de sofito son secciones SHS 400 también en acero S-355 J2, que conectan el extremo inferior de cada costilla con la estructura del edificio: pantallas de hormigón del edificio existente en las fachadas de fondos y oeste; estructura metálica del nuevo edificio del este en la fachada este.

En la cara inferior del sofito, también se conectan los bastidores de revestimiento de lamas.

Excepcionalmente, en las cuatro esquinas del edificio (donde la estructura de fachada rodea los torres (nuevas y existentes), la configuración de la estructura de sofito se altera, como se explica con más detalle en el apartado 3.5 de este artículo.



Figura 11. Detalle de conexión de puntales de sofito con las pantallas del edificio existente.

3.2. Fondos norte y sur

Los fondos norte y sur presentan el mismo sistema estructural: costillas colgadas de la estructura de cubierta en su extremo superior, donde se transmite la totalidad de las cargas verticales y parte de las horizontales, y conexión de los puntales de sofito en su extremo inferior a los pilares de hormigón, donde se transmite el resto de acciones horizontales.

Los puntos de cuelgue de las costillas de los fondos a la cubierta están situados sobre la viga de borde de la estructura de cubierta, que vuela desde las cerchas de los fondos. Las cerchas de los fondos, apoyan a su vez en los extremos volados de las cerchas atirantadas principales de cubierta, dispuestas en dirección este-oeste. Para más detalles, véase la referencia [5].

Para poder entender los movimientos de los paños de fachada de los fondos, es necesario analizar las condiciones de contorno de cubierta fija [5], de donde se suspende.

La cubierta fija presenta cuatro apoyos principales para acciones verticales: las dos torres situadas en el oeste y los dos péndulos en el edificio del este.

En sentido horizontal y en dirección este-oeste, las torres actúan como apoyos fijos, mientras que los péndulos del este son deslizantes. Esto significa que los movimientos térmicos de la cubierta se incrementan progresivamente hacia el este.

En dirección norte-sur, los cuatro apoyos de cubierta son deslizantes, ubicándose los puntos fijos en el eje del campo mediante apoyos en las coronas de los edificios este y oeste. Esto implica que en los fondos también se producen movimientos hacia el exterior e interior del edificio existente.

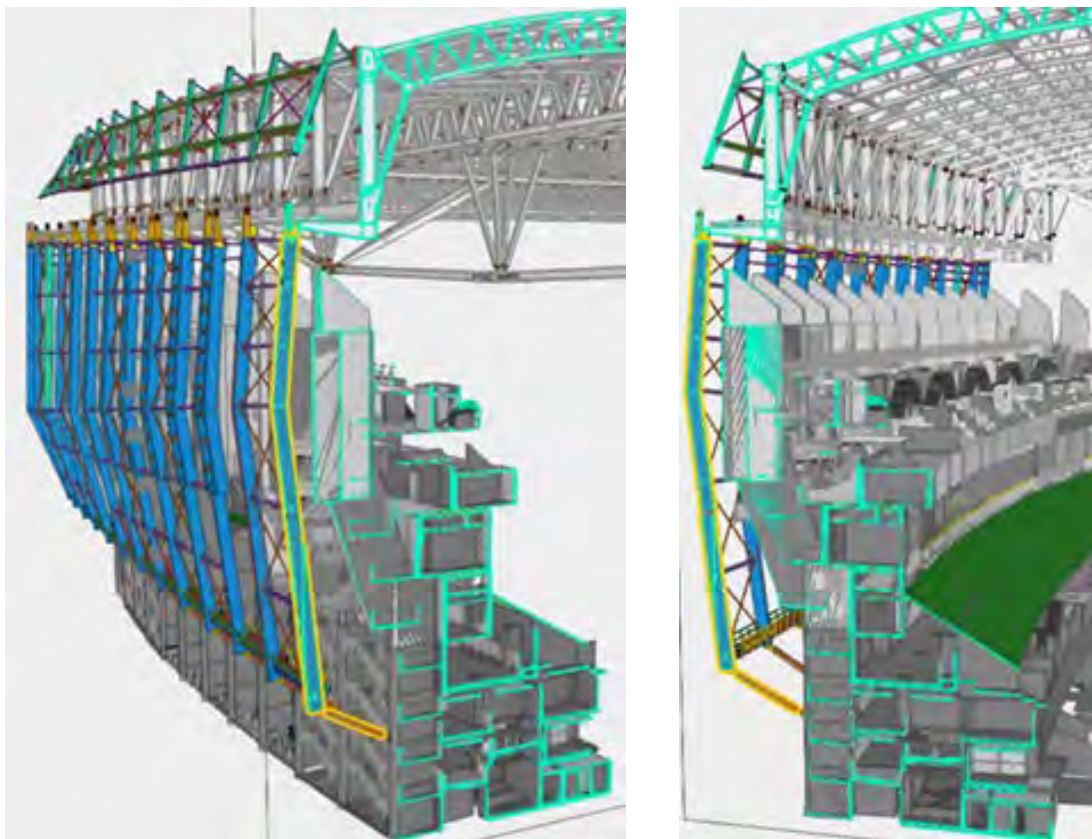


Figura 12. Costilla “colgada” de estructura de cubierta y puntal conectado a pilares de graderío existente (Modelo BIM de coordinación).



Figura 13. Puntos de apoyo de fachada en los fondos.

Consecuentemente, los movimientos esperados de la estructura de la cubierta en puntos de cuelgue de las costillas de la fachada se pueden resumir de la siguiente manera:

- **Desplazamientos en dirección vertical**, debido a las cargas verticales en la cubierta, como el movimiento de apertura y cierre de la cubierta retráctil y acciones variables (presión y succión de viento, nieve, etc.).
- Estos movimientos, **tanto de ascenso como de descenso**, se sitúan en torno a **25 cm**, sin considerar el ascenso adicional producido por el despliegue de la cubierta móvil [7]. Solo desplegar ésta última para el cierre del estadio supone un **ascenso de casi 15 cm adicionales**.
- **Desplazamientos horizontales en dirección norte-sur**, ante cargas laterales sobre la cubierta (viento) y acciones térmicas (punto fijo en eje del campo). Como orden de magnitud, en los puntos de cuelgue de la fachada, el desplazamiento es de aproximadamente **40 cm hacia el interior** y de algo menos de **25 cm hacia el exterior**.
- **Desplazamientos horizontales en dirección este-oeste**, debido a la carga térmica y a cargas laterales sobre la cubierta (viento), así como el viento que incide en la superficie del edificio oeste, absorbido por las torres que constituyen los apoyos fijos de cubierta. Como orden de magnitud, el movimiento acumulado en el **lado este es de aproximadamente 15 cm**.

Por otro lado, los apoyos del sofito en los pilares de hormigón se pueden considerar como fijos en las tres direcciones.

Por tanto, la estructura de fachada de los fondos conectan puntos fijos con puntos móviles, lo que nos obliga a permitir el movimiento relativo entre ambos puntos de apoyo en todas las direcciones. Esto se ha resuelto mediante el diseño de

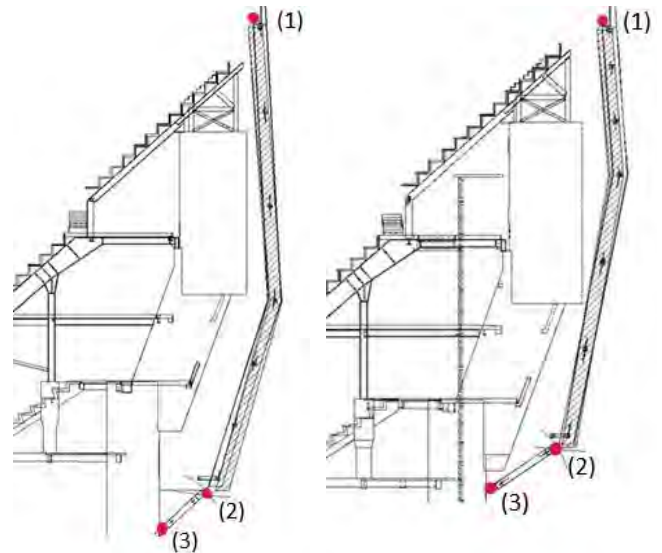


Figura 14. Esquema de desplazamientos y giros en costillas y puntales de fachadas N-S.

una estructura isostática, de forma que el conjunto de cada costilla-puntal permite el desplazamiento libre de sus puntos de apoyo, concretamente de su cuelgue superior, variando su geometría, por medio del giro en tres rótulas: dos situadas en los apoyos y una tercera en la conexión entre costilla y puntal; sin que estos desplazamientos induzcan esfuerzos en la estructura de fachada.

En la figura 14 se representan, a modo de ejemplo, los giros en torno a los puntos de articulación o rótula (1), (2) y (3), y los desplazamientos resultantes, en dos de estas costillas. Estos giros y desplazamientos vienen impuestos por los movimientos de la estructura de cubierta.

En el plano de la fachada (dirección este-oeste) los apoyos superiores de las costillas se mueven con la cubierta, siendo necesario que el sofito se distorsione longitudinalmente, pues uno de sus apoyos es fijo en la costilla de hormigón existente y el otro acompaña a las costillas en su movimiento este-oeste.

Además, hay que tener en cuenta que las 16 parejas de costilla y puntal de cada fachada de fondo no están dispuestas en planos paralelos sino en abanico. Por lo tanto, también para movimientos norte-sur y verticales el sofito tiene que estar formado por puntales independientes y biarticulados en planta, además de en alzado.

Para permitir el movimiento 'libre' de las fachadas norte y sur en dirección este-oeste, acompañando los movimientos de la estructura de cubierta en esta misma dirección, se incluyen en los puntales de sofito rótulas esféricas radiales en sus dos extremos bulonados, con una capacidad de giro de hasta 6°.

Los movimientos de la estructura de fachada, inducidos por el cuelgue de cubierta también implicaron un estudio pormenorizado de colisiones con la estructura existente. Debido a la propia configuración del sistema de costilla y puntal de sofito, cualquier movimiento vertical del punto superior de cuelgue implica también un desplazamiento horizontal variable en la altura de la costilla, tanto mayor cuanto mayor es la inclinación del sofito respecto a la horizontal.

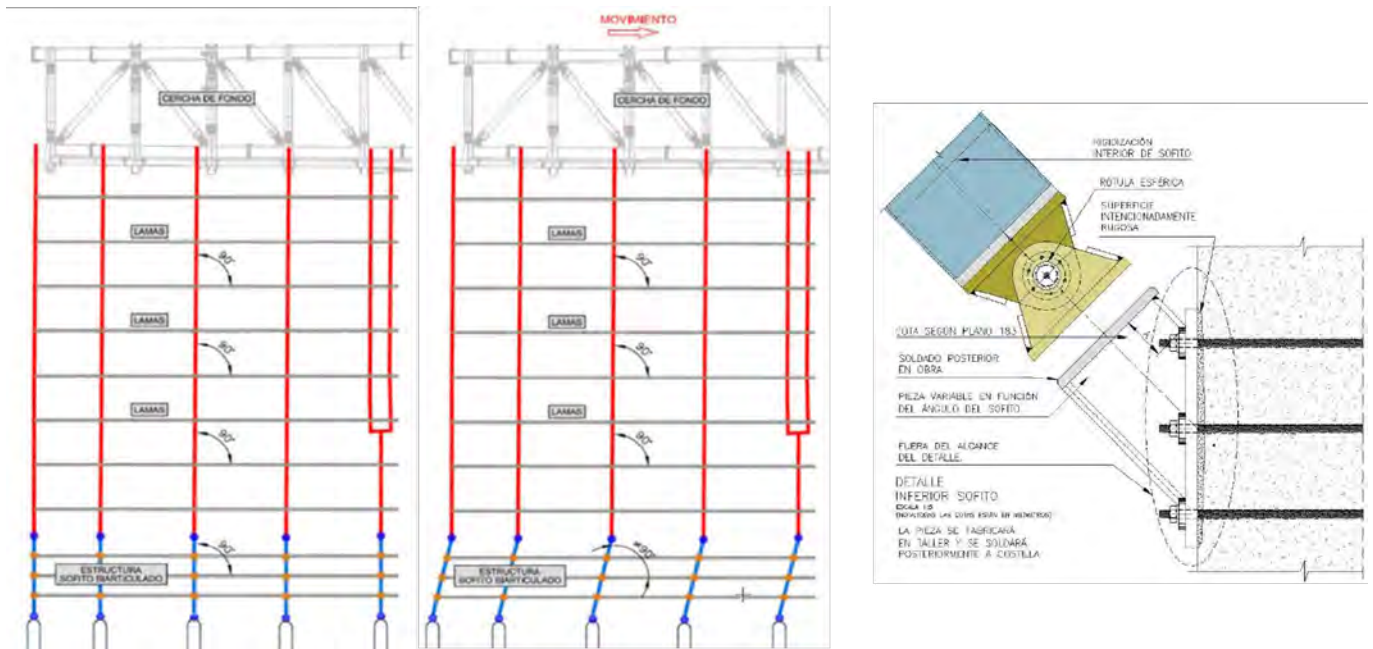


Figura 15. Izquierda: Esquema de desplazamientos de fachadas N-S en dirección E-O. Derecha: Conexiones tipo puntal sofito a pantallas hormigón.

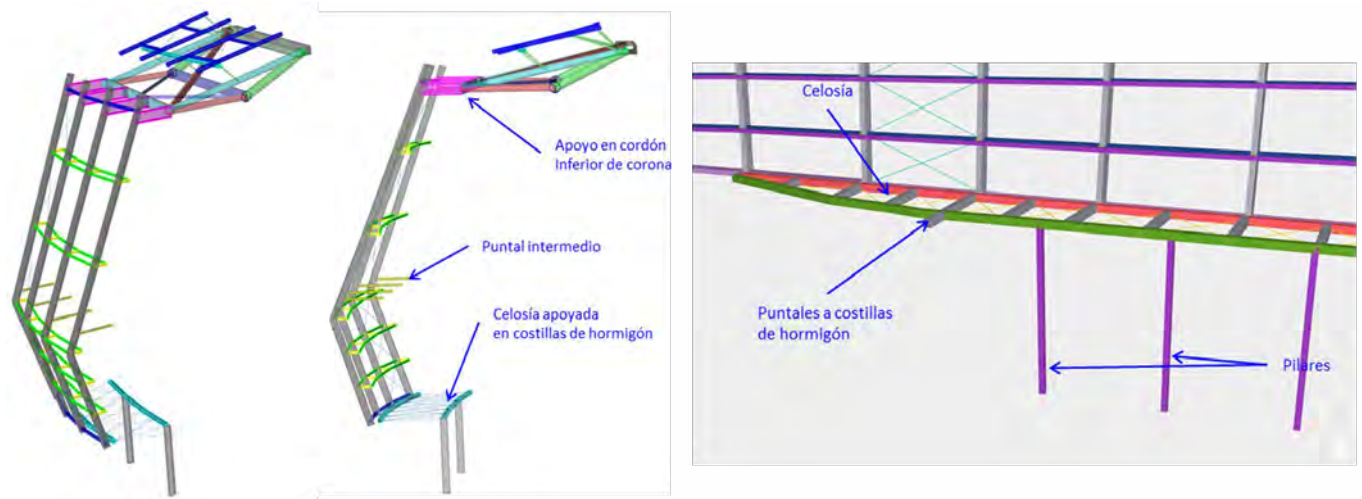


Figura 16. Puntos de apoyo de fachada este.

Así, un desplazamiento vertical ascendente del punto de cuelgue de cubierta provoca que la estructura de fachada se mueva hacia el estadio, mientras que un descenso del punto superior de apoyo provoca un movimiento de la fachada hacia el exterior.

La restricción de espacio en las costillas de los fondos con respecto al edificio existente, donde las costillas diapasón (desdobladas) se encuentran ya encajadas a ambos lados de las costillas de hormigón existentes, supuso que todos estos movimientos condicionaran enormemente la disposición de los elementos horizontales que las conectan. Estos elementos horizontales se disponen para el apoyo de bastidores de las lamas, que siempre se realiza en coincidencia con los ejes de costillas de hormigón.

El replanteo de estos elementos puede parecer caótico, pero procede de un estudio pormenorizado de movimientos en cada plano de costillas diapasón para evitar colisiones con la estructura existente.

Otra de las consecuencias de los desplazamientos de los puntos de cuelgue en la cubierta es que la separación entre las costillas desdobladas debe permitir, con cierta holgura, el movimiento este-oeste de la cubierta (viento en fachada oeste y cubierta y térmicas acumuladas hacia el este) sin colisionar con los pilares de hormigón existentes.

3.3. Lateral este (calle Padre Damián).

En el lateral este, las costillas cuelgan de la estructura de la corona del este, transmitiéndole las acciones gravitatorias. Inferiormente se conectan a los puntales del sofito y, adicionalmente, en algunas costillas, se disponen apoyos intermedios a diferentes alturas. Todos los apoyos permiten transmitir las acciones horizontales de la fachada a la estructura del edificio este [2].

En este caso los movimientos de la corona son muy bajos y no son esperables desplazamientos relativos significativos,

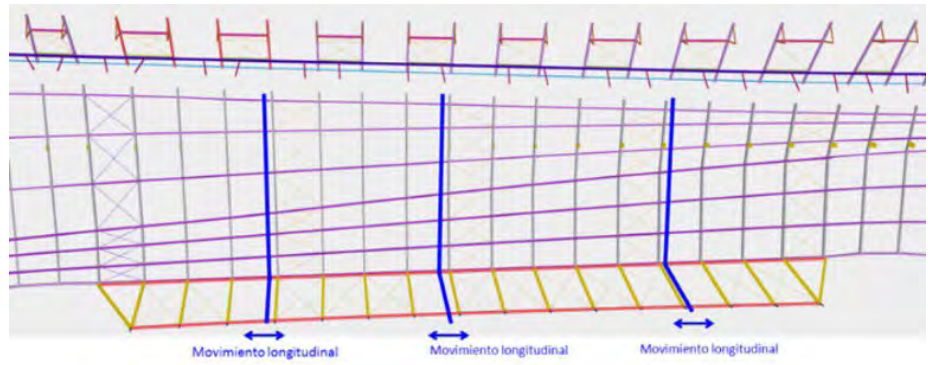


Figura 17. Izquierda: Puntales de sofito oeste. Montaje parcial, previamente a la colocación de arriostramientos en su plano. Derecha: Arriostramientos y juntas de movimiento en sofito oeste.

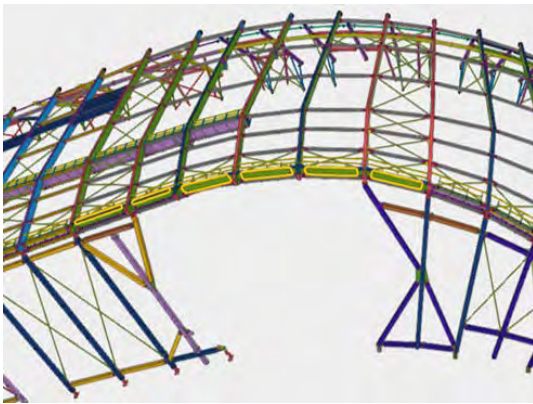


Figura 18. Modelo de taller (INBERSA): Izquierda: Estructura de sofito en torno a torres del oeste Derecha: Estructura de sofito en torno a torres del este.

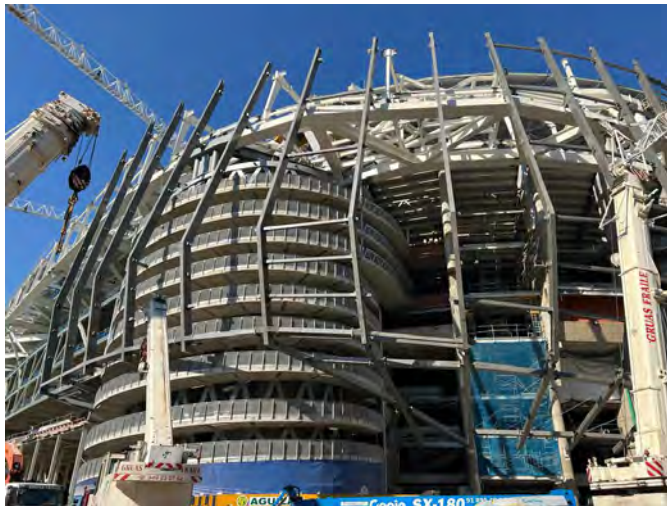


Figura 19. Izquierda: Torre B. Estructura de sofito rodeando la torre. Derecha:Detalle de estructura de sofito junto a torre.

lo que simplifica notablemente la solución estructural, especialmente la del sofito.

3.4. Lateral oeste (Paseo de la Castellana).

En la fachada oeste, las costillas se suspenden de la estructura de corona de esta zona [3], y se anclan en su extremo inferior a la estructura de hormigón existente mediante los puntales de sofito, ubicados por debajo de la huella de la “viga museo”.

Los puntales de sofito son especialmente esbeltos en esta zona, pues, con una longitud de hasta 18.50 m se han resuelto con la misma sección que el resto, SHS 400, por lo que ha sido necesario aplicar contraflecha para no afectar a la apariencia.

En esta fachada no se esperan grandes movimientos debidos a los apoyos en la viga corona, de tal manera que los módulos rectangulares del sofito se rigidizan en su plano mediante cruces de San Andrés. En los módulos donde se dispo-

nen las juntas de dilatación se prescinde de estos elementos de arriostramiento para poder realizar la materialización de la junta mediante taladros rasgados que permiten el movimiento longitudinal entre módulos.

3.5. Torres

En las cuatro esquinas de la envolvente, la solución estructural de la fachada cambia, dado que el extremo inferior de las costillas no puede conectar directamente mediante puntales a las pilas de hormigón existente.

Entre la fachada y el graderío se interponen las dos torres existentes en las esquinas este, y las dos nuevas torres en las esquinas oeste.

Aquí, las costillas de fachada apoyan en su extremo inferior sobre un elemento en forma de arco en planta que puntea las torres y conecta con la estructura del sofito a ambos lados.

En el caso de las torres del oeste, la estructura horizontal del arco del sofito apoya en dos puntales triangulados en planta en cada lado, para resistir los esfuerzos horizontales del arco.

Para las dos torres existentes del este, la estructura horizontal del arco se conecta con el sofito del este y se apoya en nuevos pórticos verticales situados en los extremos norte y sur.

4. LA VISERA

La visera es la franja de envolvente sobre el *Skywalk* que actúa como transición entre la fachada intermedia y la cubierta.

Su estructura está organizada en costillas formadas con perfiles SHS 350 de acero S-355 J2, alineadas con los mismos ejes que el resto de la fachada, con longitudes comprendidas entre 4.3 m y 19.8 m, e inclinaciones también variables. Entre ellas se disponen largueros o travesaños, también de sección cajón, que transmiten las cargas perimetrales a algunos módulos rigidizados mediante cruces de San Andrés.

Estos módulos se disponen en uno de cada dos vanos y se resuelven mediante barras macizas dispuestas entre costillas y larguero, de forma que rigidizan perimetralmente el conjunto (ver figura 20).

Las costillas de la visera apoyan en dos puntos cada: un apoyo superior mediante dos puntales en "V", y otro apoyo inferior mediante en puntal simple, de manera que cada costilla forma una estructura isostática en su plano.

Los apoyos de la visera se disponen sobre las diagonales y el tubo superior de la corona del este y oeste, así como sobre los montantes y cordón superior de las cerchas de fondo norte y sur.

El apoyo superior triangulado siempre apoya sobre un cordón continuo bien de la cubierta o de la corona, mientras que, a nivel inferior, la disposición de los montantes de apoyo no coincide con las alineaciones de las costillas de la visera, ya que las diagonales de la estructura principal no coinciden con estas. Por este motivo, es necesario disponer un perfil perimetral de apoyo de las costillas que permita la transmisión de la carga entre la posición de la costilla y su apoyo en estructura principal. Este tubo perimetral tiene continuidad en todo el perímetro, con la excepción de las cuatro juntas de dilatación principales, donde se dispone una unión rasgada para permitir los movimientos diferenciales esperados entre las distintas estructuras de apoyo.



Figura 20. Izquierda: Configuración de módulo de visera en fondos norte y sur. Derecha: Estructura de visera y *skywalk*.

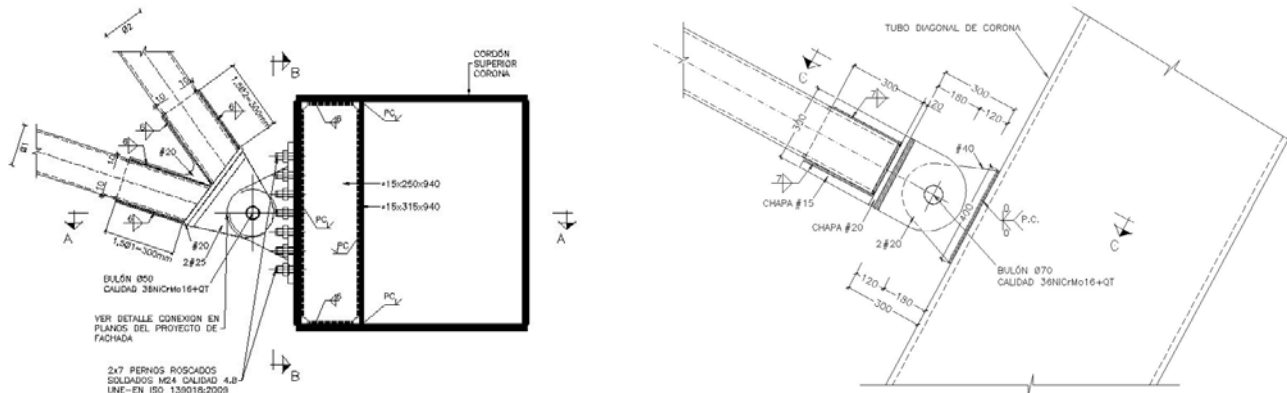


Figura 21. Visera: Izquierda: Detalle de apoyo superior en tubo de corona. Derecha: Detalle de apoyo inferior en diagonal de corona.



Figura 22. Vano de junta de fachada previamente a la colocación de lamas especiales.

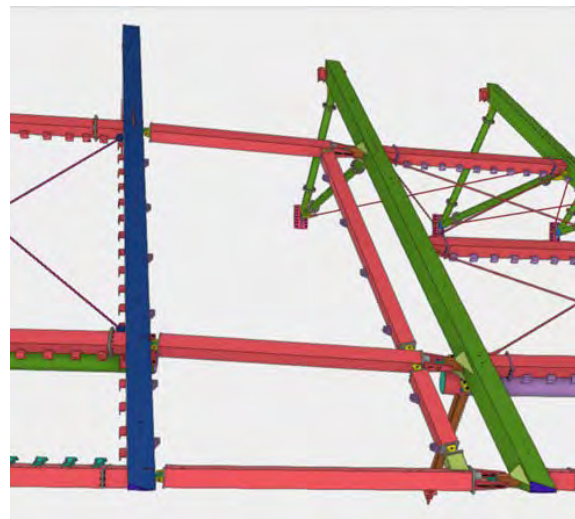


Figura 23. Modelo de taller (INBERSA) de visera: Paño de junta de dilatación entre sectores en el que se aprecia los distintos tipos de uniones.

5. LAS JUNTAS ENTRE SECTORES

5.1. Las juntas en el sofito y fachada intermedia

En la fachada intermedia, entre las costillas extremas de las estructuras de los laterales y las de los fondos, se dispone de una calle “limpia”, sin travesaños ni diagonales que conecten las costillas entre sí (excepto en el extremo inferior donde se dispone una pasarela, biarticulada en planta y alzado), de manera que las estructuras a ambos lados son completamente independientes.

Las lamas de fachada en estas cuatro calles están diseñadas con un bastidor especial que permite el giro y los movimientos relativos entre ambos apoyos extremos [1].

5.2. Las juntas en la visera

En la visera no es posible eliminar elementos transversales entre las costillas extremas de las estructuras de los laterales

y las de los fondos, pues en estos vanos de junta se disponen cerramientos acústicos que requieren estructura de apoyo.

Para su soporte, se disponen una serie de travesaños que presentan extremos articulados en la dirección del plano de la visera y en la perpendicular. Adicionalmente, en la dirección del plano de visera, la conexión de uno de los extremos está rasgada, con el fin de materializar una junta de dilatación de 410 mm de recorrido.

6. BASES DE DISEÑO.

A continuación, se incluye un resumen de las bases de diseño empleada en el cálculo de la estructura de soporte de la fachada.

6.1. Normativa de referencia

Para el diseño de la estructura se han empleado las siguientes normativas:

TABLE 1.
Normativa de aplicación en el proyecto

ACCIONES	
CTE. DB SE Código Técnico. Documento Básico Seguridad Estructural	Abril 2009*
CTE. DB SE-AE Código Técnico. Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación	Abril 2009*
EUROCÓDIGO 0. Bases de cálculo de estructuras UNE-EN:1990	Junio 2010
EUROCÓDIGO 1. Acciones en estructuras UNE-EN:1991	2003-2013
(*) En la aplicación del Código Técnico de la Edificación se tienen en cuenta las modificaciones de 2013 a la parte I.	
ESTRUCTURAS DE ACERO Y MIXTAS	
EAE. INSTRUCCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL	2011
EUROCÓDIGO 3. PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE ACERO	2005-2013
EUROCÓDIGO 4. PROYECTO DE ESTRUCTURAS MIXTAS	2004-2011
SEGURIDAD FRENTE A INCENDIO	
CTE. DB SI. Código Técnico. Documento Básico Seguridad en caso de incendio. Con comentarios del Ministerio de Fomento	2019

TABLA 2.
Tabla 2.1 del EN 1990

Categoría de vida útil de proyecto	Vida útil de proyecto indicativa	Ejemplos
1	10	Estructuras temporales (1)
2	10 a 50	Partes de estructuras reemplazables, por ejemplo: vigas de rodadura, aparatos de apoyo
3	15 a 30	Estructuras agrícolas y similares
4	50	Estructuras de edificios y otras estructuras comunes
5	100	Estructuras de edificios monumentales, puentes y otras estructuras de ingeniería civil.

(1) Estructuras o partes de estructuras que puedan desmontarse con la intención de volver a usarse no deberían considerarse como estructuras temporales.

TABLA 3.
Tabla B1 en el Anexo B de la EN 1990

Clases de consecuencias	Descripción	Ejemplos de edificios y obras de ingeniería civil
CC3	Consecuencia grave de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medio ambientales muy importantes	Estadios, edificios en que las consecuencias de un fallo son graves (por ejemplo, una sala de conciertos)
CC2	Consecuencia moderada de pérdida de vidas humanas; o consecuencias económicas, sociales o medioambientales considerables	Edificios residenciales y de oficinas, edificios públicos donde las consecuencias de un fallo son moderadas (por ejemplo, un edificio de oficinas)
CC1	Consecuencia leve de pérdida de vidas humana y consecuencias económicas, sociales o medioambientales mínimas o despreciables	Edificios agrícolas en los que la gente no entra normalmente (por ejemplo, almacenes) invernaderos

6.2. Vida útil y durabilidad

La vida útil para la fachada se ha obtenido de acuerdo con la Tabla 2.1 de la EN 1990 y del CTE DB-SE (2009), Capítulo 1.1 (4), donde se establece que "a falta de indicaciones específicas, se adoptará un período vida útil de servicio de 50 años".

Para la definición de la protección contra la corrosión de la estructura metálica se ha tenido en cuenta la tabla 1 de la norma EN ISO 12944-2, en que se establece para la fachada un ambiente C4.

Para este tipo de ambiente y considerando una durabilidad alta (High) para más de 15 años, según la EN-ISO 12944-5 se establecido el tipo de protección a aplicar.

6.3. Clase de consecuencia y gestión de la fiabilidad

Las clases de consecuencia se determinan de acuerdo con las siguientes normas y regulaciones:

- EN 1990: 2002 + A1: 2005 - Bases del diseño estructural.
- EN 1991-1-7: 2006 + A1: 2014 - Acciones en estructuras. Acciones generales. Acciones accidentales.

De acuerdo con la Tabla B1 en el Anexo B de la EN 1990, hay tres clases de consecuencias:

La estructura de la fachada se considera Clase de consecuencias CC2.

Para una clase de consecuencias CC2, debe adoptarse una clase de fiabilidad RC2, según se indica en el Anexo B de EN 1990. En la tabla B3 del apartado B.3.3 de dicho Anexo, relativo a las medidas relacionadas con los coeficientes parciales, se establece un $K_{Fi}=1.0$.

Tabla 4. tabla B3 del apartado B.3.3 de dicho Anexo B de la EN 1990

6.4. Acciones consideradas

6.4.1. Acciones gravitatorias

Aparte del peso propio de la estructura de soporte, se consideró el peso de la envolvente de lamas, que, dependiendo de la proximidad de sus elementos, estaba comprendido entre 70 kg/m^2 y 110 kg/m^2 .

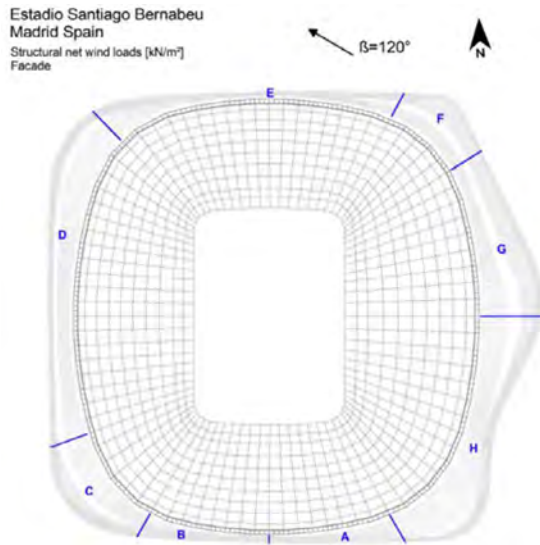
Adicionalmente, se ha considerado el peso propio de los paneles acústicos dispuestos en la visera y en la parte superior de la fachada intermedia de los fondos norte y sur.

De forma más localizada, se han tenido en cuenta las cargas correspondientes a la iluminación del acanto, los canalones y las pasarelas de mantenimiento.

6.4.2. Sobrecarga de uso

Para las pasarelas de mantenimiento se han considerado las siguientes sobrecargas:

- Para el diseño global de la fachada 1.00 kN/ml



$\beta=120^\circ$	A	B	C	D	E	F	G	H
Upper facade	-1.20/ +0.70	+/-0.50	-0.60	-0.25	-0.50	-0.80	-1.10	-1.30
Middle facade	+0.60	+/-0.40	-1.00	-0.30	-0.55	-1.25	+0.60	+1.25
Lower facade	+0.60	+/-0.40	-1.00	-0.30	-0.55	-1.25	+0.60	+1.25

Notes:

(1) The given loads are unfactored 50-year wind loads.

(2) A wind-induced friction load of $w_{in} = 0.035 \text{ kN/m}^2$ has to be considered for the facade surface.

Fig. 6.3: Unfactored 50-yr effective static wind loads [kN/m²] for the design of the main supporting structure of the facade of the stadium

$\beta = 120^\circ$

Figura 24. Valores del tunel de viento para 120°.

TABLE 5.

Valores limites para comprobaciones en ELS.

	Eje X (perimetral)	Eje Y (transversal)	Eje Z
Deformación de la estructura de soporte de fachada derivada de cargas de viento.	L/400* (máx. 20mm entre costillas)	L/200* (máx. 40mm entre costillas)	Es despreciable
Deformación de la estructura soporte de la fachada por sobrecarga de uso de mantenimiento y peso propio de elementos posteriores al montaje de lamas	L/1000* (máx. 7mm entre costillas)	L/800* (máx. 10mm entre costillas)	L/700* (máx. 14mm entre costillas)
Deformación de la estructura de soporte de fachada por acciones térmicas	L/1500* (máx. 5mm entre costillas)	L/1500* (máx. 5mm entre costillas)	(Inferior a 3mm)
Deformación derivada de movimiento por sobrecargas de uso (combinación pésima de viento, nieve, uso, térmica) en la estructura principal	Edificio este y oeste (1/1000*) (7mm entre costillas)	Edificio este y oeste (1/1000*) (7mm entre costillas)	Edificio este y oeste (1/1000*) (7mm entre costillas)
	Cubierta norte y sur (1/400) (18 mm entre costillas)	Cubierta norte y sur (1/400) (18 mm entre costillas)	Cubierta norte y sur (1/400) (27 mm entre costillas)
Asentamientos de cimentación	Despreciable	Despreciable	L/1000* (máx. 7mm entre costillas)
Distorsión máxima total	50 mm	60 mm	50 mm

* L se considera la luz entre apoyos de costillas consecutivos.

**En las zonas de las esquinas la componente del viento se divide en los dos ejes.

- Para el análisis local se considera adicionalmente una sobrecarga puntual en el punto más desfavorable de 2.0 kN

En cuanto a los canalones, se ha considerado una carga de agua uniformemente repartida de 0.7 kN/ml.

6.4.3. Sobrecarga de nieve

Se considera una sobrecarga de nivel de 0.60 kN/m² (de acuerdo con el CTE), en la proyección vertical de la fachada superior y en parte de la fachada intermedia.

6.4.4. Sobrecarga de viento

Los valores de carga de viento utilizados en el diseño han sido los extraídos del ensayo en túnel de viento realizado para tal

fin. En dicho documento se establecen los valores netos de presión y succión, discretizados por zonas para direcciones de viento cada 30°.

En el informe del túnel de viento también se indica la necesidad de considerar una carga de fricción de 0.035 kN/m², inducida por el viento que actúa paralelamente a la superficie de la fachada en la dirección del viento.

En la Figura 24 se muestra un ejemplo de resultados del túnel de viento.

6.4.5. Acciones térmicas.

Se ha considerado una variación térmica positiva de +48° C y negativa de -28° C.



Figura 25. Izado de primera costilla en el fondo sur.

6.5. Aptitud al servicio

A continuación, se incluye un cuadro resumen con los valores límite adoptado para el cumplimiento de los estados límite de servicio de la fachada:

Además, se ha comprobado que, en todos los casos, la frecuencia natural de la estructura principal de la fachada es superior a 1.5 Hz. Esta consideración es coherente con los resultados del túnel de viento, que ya tienen en cuenta los fenómenos aeroelásticos.

7. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de la fachada y de los elementos de los que cuelga esta –fundamentalmente en los fondos norte y sur–, ha condicionado fuertemente el diseño de la secuencia de montaje y de los medios auxiliares necesarios para su ejecución.

Tanto la fabricación como el montaje de la estructura metálica de soporte de la fachada fueron realizados en su totalidad por INBERSA estructuras metálicas S.L.

Como se ha explicado previamente, la posición de la envolvente de fachada depende enormemente de la posición de las diferentes estructuras, de naturalezas totalmente distintas, sobre las que se apoya. Todo esto, sumado a las estrictas tolerancias para la colocación de las lamas (± 20 mm) y a la escasa holgura con la estructura existente, supuso un gran condicionante constructivo para la fachada.

Las primeras costillas que se izaron fueron las de los fondos norte y sur, es decir, las que quedan suspendidas del Skywalk de la cubierta, debido a necesidades de obra.

Como se puede observar en la [figura 25](#), las costillas se izaron una a una mediante grúa. La carga máxima por costilla fue de 9.0 toneladas, a una altura máxima de 45 metros.

En ese momento, todavía quedaban por realizar varias actuaciones importantes en la cubierta (colocación de la retráctil, el videomarcador y los DAC) que implicaban grandes movimientos verticales. Además, su carga muerta no estaba completamente colocada, de tal manera que todavía quedaba una parte significativa de la contraflecha de las cerchas de cubierta por recuperarse (en torno a 50 cm), incluyendo la inducida por el peso de la propia fachada.

Por tanto, la fachada debía montarse en una posición por encima de la teórica, descendiendo progresivamente a medida que se recuperara la contraflecha.

Es precisamente en los fondos donde el sofito presenta mayor inclinación, lo que provoca que cualquier movimiento vertical del apoyo superior de la costilla se traduzca en un movimiento horizontal significativo.

Si dicho apoyo se encuentra por encima de su posición teórica, el sofito empuja la costilla hacia el interior del estadio. Este movimiento resulta inasumible, ya que, como se explicó anteriormente, las costillas de los fondos se encuentran muy próximas a la estructura existente del estadio, lo que generaría importantes colisiones.

Para evitarlo, se decidió sustituir la estructura de sofito por puntales provisionales casi horizontales hasta que la fachada alcanzara su posición teórica. En ese momento se podría montar el sofito definitivo y retirar dichos puntales.

Se dispusieron puntales telescópicos que permitían tener un rango de ajuste de la posición de fachada de ± 90 mm en cada extremo. De este modo, se podía separar ligeramente las costillas de la estructura existente durante la ejecución y, posteriormente, contar con un elemento de regulación en el

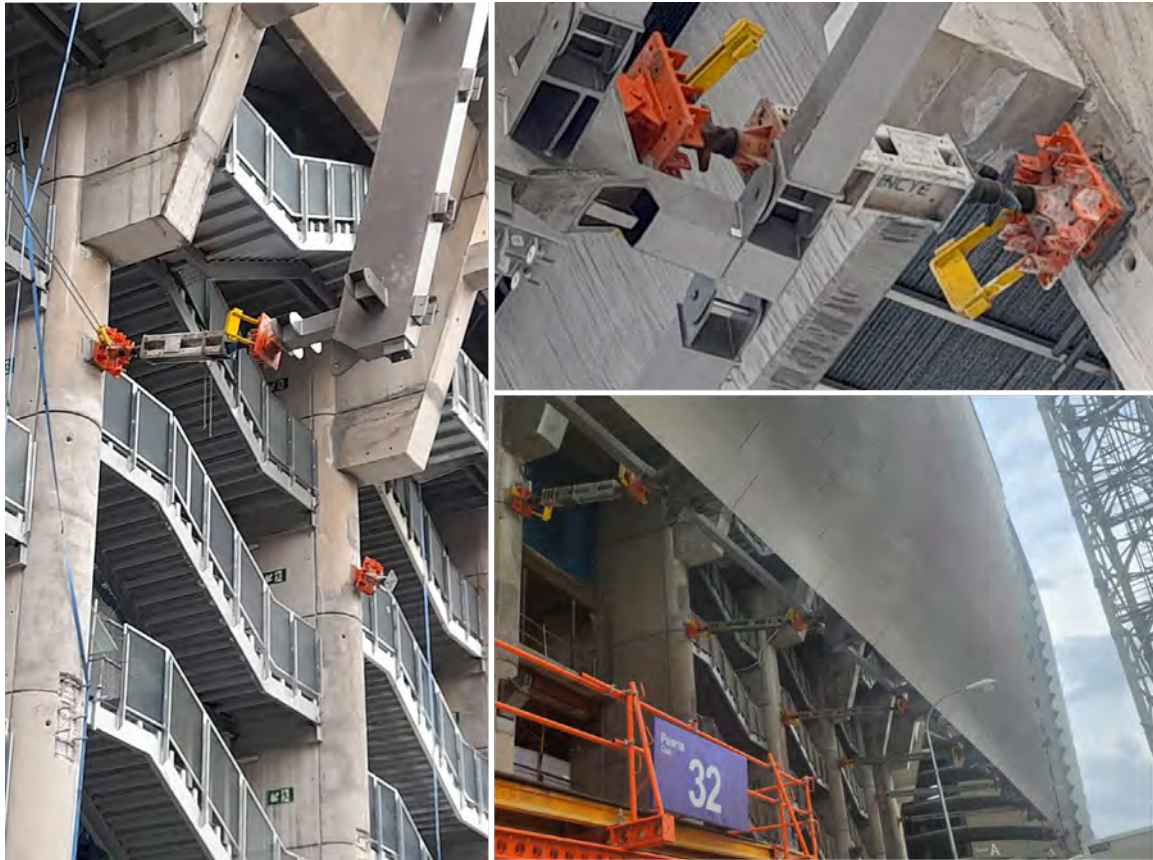


Figura 26. Detalle de apoyo de costillas de los fondos en puntales provisionales.

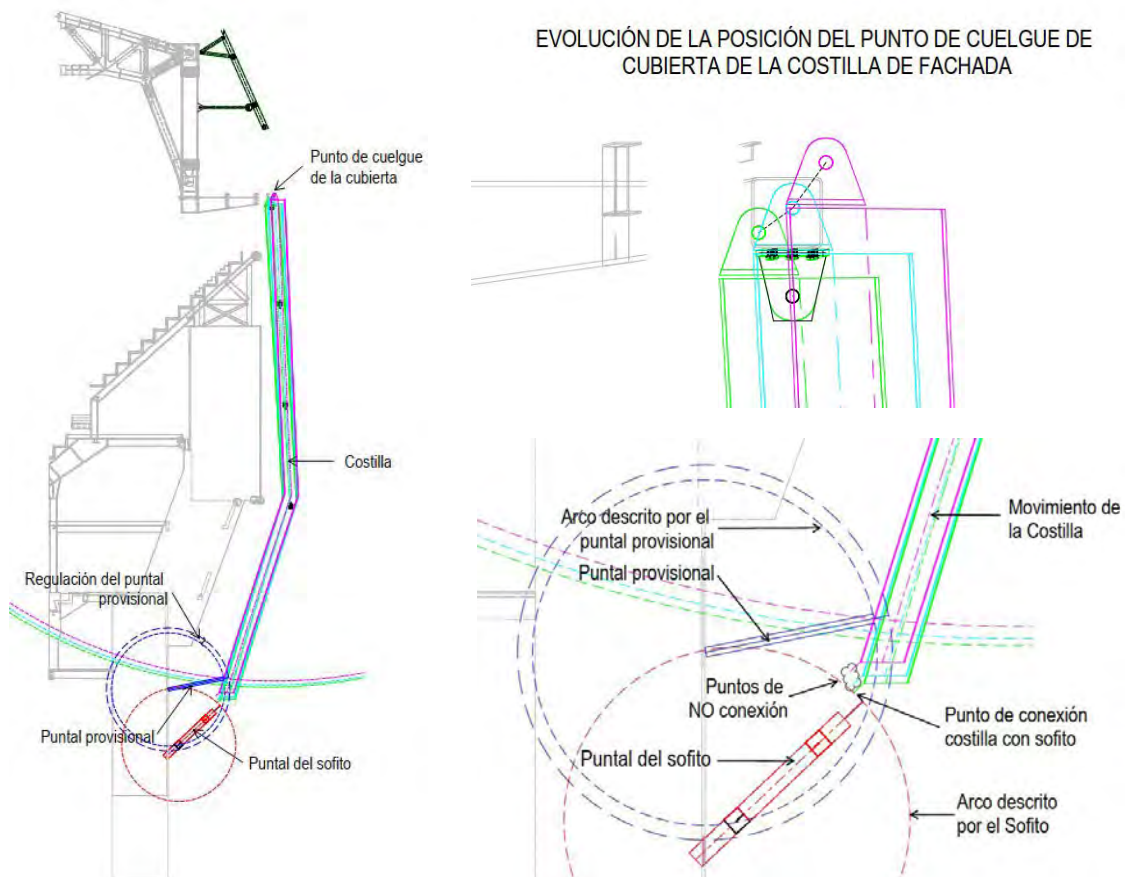


Figura 27. Analisis de desplazamiento de cubierta necesario para conexión del soffito con la costilla.

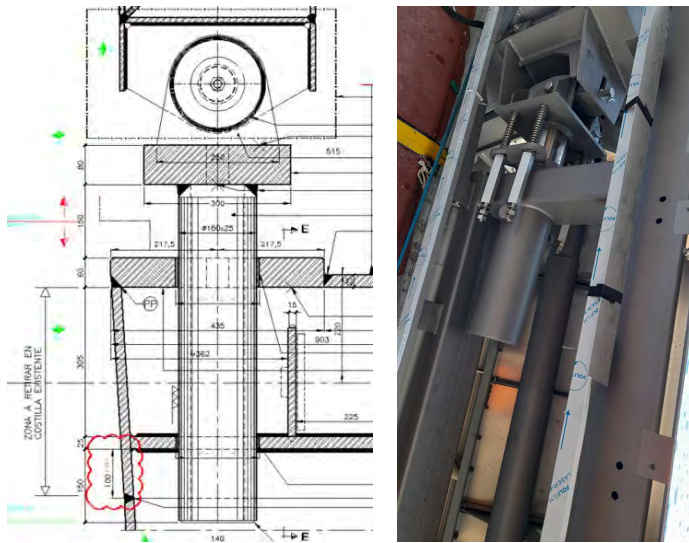


Figura 28. Dispositivo de regulación de altura de costillas de junta.

momento de realizar el traspaso de carga desde los puntales provisionales al sofito, una vez éste pudiera ejecutarse.

Igualmente, el hecho de disponer estos puntales casi horizontales permitió que los grandes movimientos verticales esperados durante la construcción de cubierta (en torno a medio metro) no se tradujeran en desplazamientos horizontales significativos que pudieran generar colisiones con la estructura existente.

La conexión definitiva entre el sofito y la costilla solo podía realizarse cuando la circunferencia trazada por el eje de la rotula de conexión de sofito con las pantallas de hormigón, se cruzara con la circunferencia descrita por la costilla desde su punto de cuelgue.

Si bien la posición de la costilla era ligeramente ajustable mediante los puntales telescópicos, ese margen no era suficiente, por lo que no fue posible ejecutar la conexión hasta que se instalaron los DACs.

En definitiva, el sofito solo podía conectarse cuando el punto de cuelgue de la fachada alcanzaba aproximadamente su posición teórica. En ese momento, ambas circunferencias se cruzaban y era posible realizar la transferencia de carga de los puntales provisionales al sofito.

Esta maniobra resultaba especialmente compleja, ya que en ese momento la práctica totalidad de las lamas de las costillas ya estaban colocadas y la carga en los puntales era considerable.

Hasta que no se realizara esta conexión, no podía iniciarse la ejecución de las lamas del sofito.

La última maniobra realizada en la cubierta que permitió ejecutar el sofito fue la colocación de los Dispositivos de Apoyo Controlado (DACs), que elevaron la posición de los puntos de cuelgue de la fachada en aproximadamente 35 cm. Es decir,

previamente a que los DACs entraran en carga, los paños de fachada de los fondos se encontraban 35cm por debajo de su posición teórica.

Otro punto especialmente sensible era la posición de las costillas junto a las cuatro juntas de movimiento, frontera entre los fondos “móviles” y los laterales “fijos”. Si bien las tolerancias de ejecución estaban condicionadas por la escasa tolerancia de colocación de las lamas, cada uno de los cuatro grandes sectores se había montado de manera independiente, y era necesario garantizar la continuidad visual en estos puntos.

Para permitir el ajuste final, se dejaron sin montar dos costillas por junta (una de los fondos y una de los laterales, $4 \times 2 = 8$ en total).

Una vez se terminó de montar la cubierta, incluida la cubierta retráctil, se realizaron mediciones topográficas de las costillas extremas en las juntas, a partir de las cuales se definió la posición de los puntos de cuelgue de estas ocho costillas para asegurar una continuidad visual tanto en su parte superior como inferior, tanto en posición de retráctil aparcada como cerrada.

Esta regulación se hizo mediante dos mecanismos que se habían dejado previstos:

- Un elemento de ajuste en la pieza de cuelgue de la costilla, que se cortaba y soldaba en el último momento,
- y unos dispositivos de regulación en altura, que mediante gatos permitían hacer un ajuste final tras la colocación de las lamas de la junta.

Referencias

- [1] García del Valle, M., Roiz, A., & Alcaine, J. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. La ingeniería para la definición y cálculo estructural de la fachada de lamas. *Hormigón y Acero*. 76(307):215-324 <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3984>
- [2] Romero, E., Haro, J. M., & Hortigüela, E. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El nuevo edificio del este. *Hormigón y Acero*. 76(307):153-173 <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4010>
- [3] Martínez, J., Yustres, A., Curbelo, A., & del Río, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. El edificio oeste: las torres - la corona - la viga museo. *Hormigón y Acero*. 76(307):131-152. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3987>
- [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] 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>
- [6] Bartalotta, P., & Ladrón de Guevara, G. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Aspectos estructurales relevantes en los torreones del lado este y en las nuevas torres de acceso del lado oeste. *Hormigón y Acero*. 76(307):97-110. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4006>
- [7] Martínez, J., & del Río, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la cubierta retráctil. *Hormigón y Acero*. 76(307): 175-197. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3995>

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. La ingeniería para la definición y cálculo estructural de la fachada de lamas.

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Engineering for the Design and Structural Analysis of the Slatted Façade.

Matías García del Valle^{a,*}, Adrian Roiz^b, Jordi Alcaine^c

^a Doctor Arquitecto, Arup, Calle Alfonso XII, 13 Madrid

^b Ingeniero Industrial, Arup, Calle Alfonso XII, 13 Madrid

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Arup, Calle Alfonso XII, 13 Madrid

Recibido el 28 de octubre de 2024; revisado el 3 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

La capacidad creciente de definición de geometrías complejas en entornos digitales conectados con procesos de fabricación ha posibilitado la ejecución de envolventes sin restricciones de geometría o seriación.

Dos aspectos fundamentales que han ido moldeando la viabilidad constructiva de geometrías complejas han sido: las herramientas de representación y la interconexión entre profesionales. Desde la década de 1990, la utilización de programas de Diseño asistido por ordenador (CAD) puso rápidamente en evidencia la necesidad propia del proceso constructivo de la Arquitectura para crear algoritmos matemáticos específicos. Arquitectos como Frank Gehry, Future Systems, Nicolas Grimshaw o Zaha Hadid, han sido pioneros en el empleo de herramientas digitales para determinar geometrías complejas y su exportación al proceso de construcción con ejemplos como "The Fish", el Museo Guggenheim de Bilbao, el Walt Disney Concert Hall, la Estación de Innsbruck o "The Bubble".

La gran evolución en el campo del software aplicado a diseño de superficies complejas ligado a complejos procesos de producción y fabricación ha sido indispensable para que proyectos singulares de fachadas como el del Estadio Santiago Bernabéu hayan sido posibles.

En este artículo se incluye una exposición detallada del ejemplo que ha supuesto el diseño y construcción de la nueva fachada del Estadio Santiago Bernabéu cómo nuevo paradigma del proceso de diseño y fabricación digitales en construcción a gran escala.

PALABRAS CLAVE: Fabricación digital, parametrización, doble curvatura, fachada.

©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 increasing ability to define complex geometries in digital environments connected with manufacturing processes has enabled the execution of envelopes without geometric or serialization constraints.

Two fundamental aspects that have shaped the constructive viability of complex geometries have been: representation tools and the interconnection between professionals. Since the 1990s, the use of Computer-Aided Design (CAD) programs quickly highlighted the inherent need of the architectural construction process to create specific mathematical algorithms. Architects such as Frank Gehry, Future Systems, Nicolas Grimshaw, and Zaha Hadid have been pioneers in employing digital tools to determine complex geometries and their exportation to the construction process, with examples such as "The Fish," the Guggenheim Museum in Bilbao, the Walt Disney Concert Hall, the Innsbruck Station, or "The Bubble."

The significant evolution in the field of software applied to the design of complex surfaces, linked to complex production and manufacturing processes, has been indispensable for unique façade projects like that of the Santiago Bernabéu Stadium to be possible.

This article includes a detailed exposition of the example set by the design and construction of the new façade of the Santiago Bernabéu Stadium as a new paradigm of the digital design and manufacturing process in large-scale construction.

KEYWORDS: Digital fabrication, parametrization, double curvature, façade.

©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: matias.garcia@arup.com (Matias García del Valle)

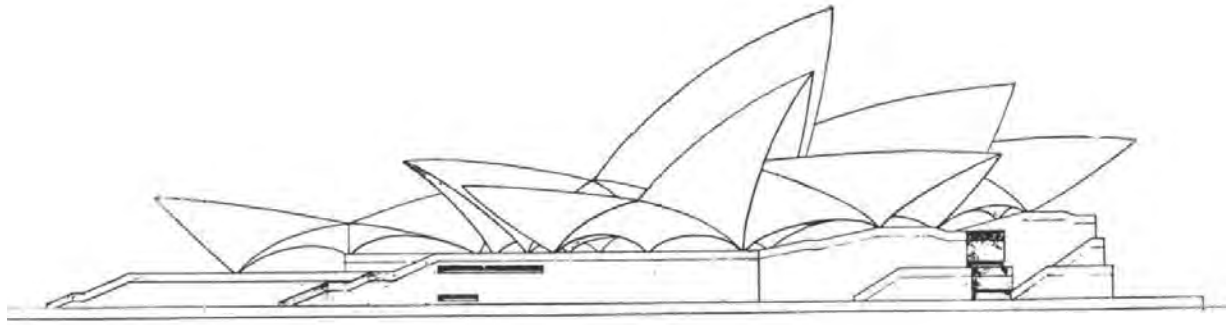


Figura 1. Diseño inicial de Jørn Utzon para el concurso de la Ópera de Sídney. Fuente: "El Escándalo de la Ópera de Sídney" Félix Candela, Revista Arquitectura.

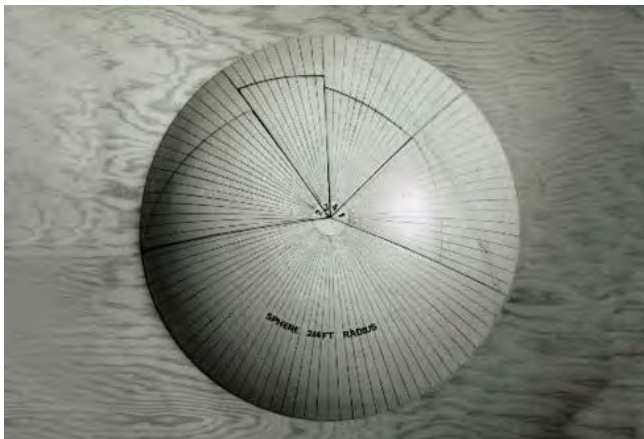


Figura 2. Representación de la solución formal de las superficies de la cubierta de la Ópera de Sydney como parte de la superficie de una esfera. Fuente: "How do you preserve an architectural icon for future generations?".

1. RECORRIDO HISTÓRICO SOBRE LA EVOLUCIÓN DEL DISEÑO PARA FABRICACIÓN DIGITAL.

La evolución de las herramientas digitales ha transformado significativamente el vínculo entre la conceptualización del diseño, la modelización digital y el proceso de construcción de envolventes arquitectónicas. Anteriormente, el diseño y la fabricación eran procesos separados y manuales, lo que a menudo resultaba en imprecisiones, retrasos y desperdicio de recursos.

Dos aspectos clave han moldeado la viabilidad de construir geometrías complejas: el desarrollo de herramientas de representación y diseño, y la interconexión entre profesionales. Los avances en software como CAD y CAM han permitido la representación de geometrías intrincadas, mientras que la colaboración entre diseñadores y fabricantes asegura que los diseños sean construibles y que los elementos puedan ser fabricados y ensamblados eficientemente.

Un ejemplo de ello es el proyecto de la Ópera de Sídney diseñado por el arquitecto danés Jørn Utzon en 1957. Tras ganar un concurso internacional para la creación de un espacio permanente para la Sinfónica de la capital australiana, la presencia de Ove Arup como consultor estructural fue crucial

para convertir en una realidad arquitectónica los bocetos del joven arquitecto danés.

En este caso, previo a las herramientas mencionadas anteriormente, las características velas no eran fácilmente definibles matemáticamente debido a su complejidad formal y baja o nula sistematización. Mantener este diseño hubiese supuesto construir en torno a 2.500 dovelas para formar las nervaduras, con un peso superior a 10 toneladas, y 4.000 placas revestidas de 3 toneladas cada una.

Ante la inviabilidad de esta opción, se planteó como alternativa utilizar una superficie de translación tomando una parábola como generatriz a través de una elipse y simplificar la forma. Sin embargo, la superficie seguía siendo demasiado compleja por lo que finalmente se optó por alterar la geometría de la cubierta de modo que todas las superficies perteneciesen a una misma esfera de radio constante permitiendo producir en masa las dovelas.

Estas modificaciones sobre el proyecto permitieron construir la Opera de Sídney tal y como la conocemos hoy. Sin embargo, a pesar de la alteración geométrica y la optimización del número de dovelas, la ejecución del proyecto supuso un sobrecoste de treinta millones de dólares respecto a los siete considerados en el proyecto inicial, una demora en los tiempos y un empleo de medios muy por encima de lo previsto.

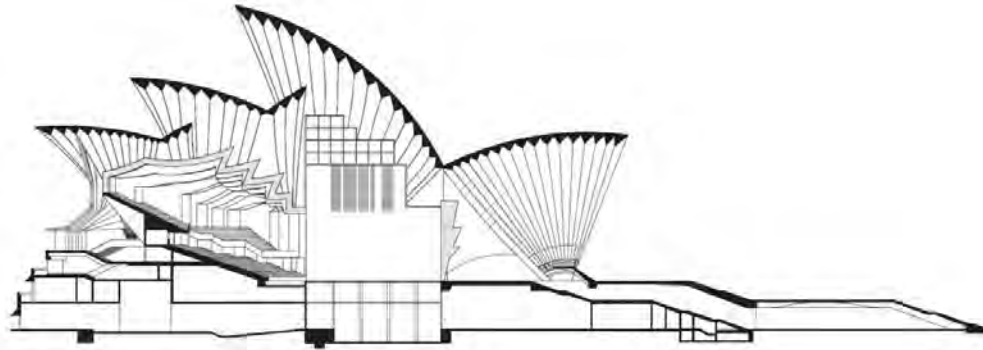


Figura 3. Diseño final de las velas de la Ópera de Sydney tras la optimización de la geometría inicial. Fuente: “El Escándalo de la Ópera de Sydney” Félix Candela, Revista Arquitectura.

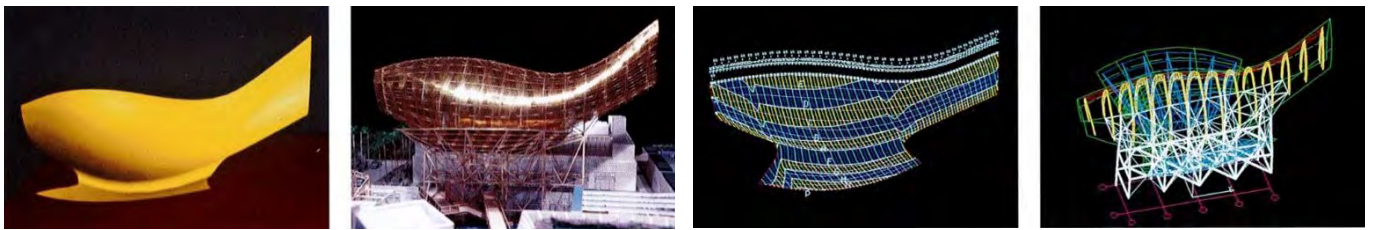


Figura 4. Fotografías del proceso de digitalización del modelo físico e imágenes del modelo CAD generado en CATIA a partir de la nube de puntos obtenida del escáner 3D.

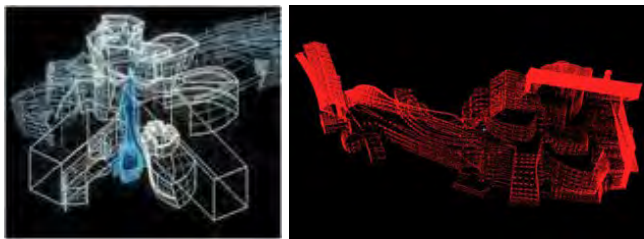


Figura 5. Nube de puntos obtenida del escaneado tridimensional del modelo y posterior modelo de superficies exteriores en CATIA. Fuente: “Architecture in the digital age” B. Kolarevic.

Durante la última década del siglo XX algunos estudios de Arquitectura como Frank Gehry, Future Systems o Nicolas Grimshaw proponen emplear las herramientas digitales para determinar geometrías complejas de una manera inequívoca y así poder exportarla al proceso de construcción.

No obstante, mientras que la definición geométrica de la forma del edificio era digital, la generación de ésta y su transmisión hacia el proceso de construcción era analógica. Para la generación digital del modelo se siguieron los siguientes pasos. Partiendo de una maqueta se realizó un escáner 3D obteniendo un conjunto de puntos identificados mediante tres coordenadas, representados en una serie de dibujos 2D en formato físico, que se digitalizaría generando un modelo CAD en CATIA. El primer Proyecto en el que se emplea un archivo CAD para definir una forma compleja es la escultura denominada “The Fish”, encargada por el Ayuntamiento de Barcelona a Frank Gehry con el contexto de los Juegos Olímpicos de 1992. En el proceso de creación se parte de una maqueta y se escanea obteniendo un conjunto de puntos identificados mediante 3 coordenadas, representados en una serie de dibujos 2D en formato físico, que se digitalizaron generando un modelo CAD en

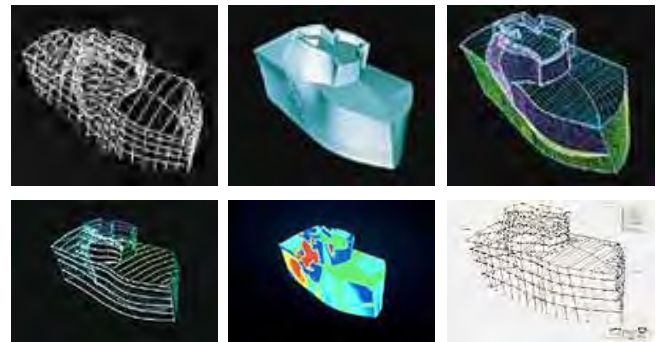


Figura 6. Secuencia de imágenes del modelado digital del proceso de definición geométrica en CATIA para su posterior exportación a BOCAD . Fuente: “Managing the construction of the Museum Guggenheim Bilbao” University of Harvard.

CATIA. La empresa constructora se vio obligada a utilizar este mismo archivo digital para extraer de él la información y así poder identificar cada uno de los elementos para su posterior fabricación.

Dos casos coetáneos de especial interés son el Museo Guggenheim de Bilbao y el Walt Disney Concert Hall, en los que la envolvente está formada por una geometría basada en superficies NURBS con doble curvatura.



Figura 7. Pabellón "Bubble", Bernhard Franken. Fuente: www.franken-architekten.de

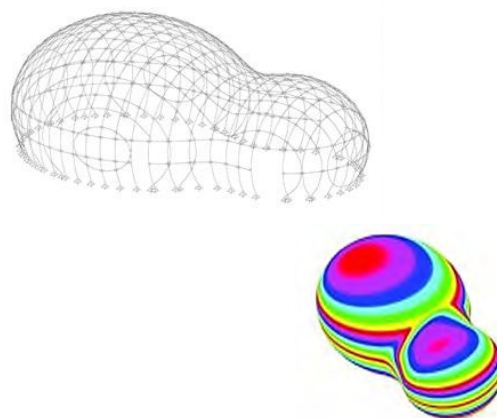


Figura 8. Definición geométrica de la subestructura de aluminio mediante secciones ortogonales paralelas a la envolvente y análisis de curvaturas gaussianas de la envolvente exterior. Fuente: "Novos processos de construção em arquitetura" G. Castro L.P. Esteves.

El proceso para la realización de la envolvente de titanio del Museo Guggenheim de Bilbao incluyó varios pasos. Primero se digitalizó el modelo físico para obtener una nube de puntos, de la cual se generaron curvas Splines y superficies NURBS que definieron la geometría de la envolvente. A continuación, se creó una estructura principal que se ajustó a la envolvente mediante una subestructura que sirvió como soporte y fijación. Finalmente, gracias a la maleabilidad del titanio y las condiciones en la industria local, fue posible acomodar la curvatura del modelo físico sin necesidad de curvado en caliente ni un análisis de la curvatura gaussiana, generando planos de la estructura y subestructura. Como el contratista acababa de incorporar un proceso CAD/CAM a través del software BoCAD, fue posible resolver la totalidad de la envolvente mediante 20 tipos de paneles plegados, de los cuales 4 cubrían el 80% de la superficie, y los otros 16 para casos singulares, con un total 33.000 elementos de titanio.

El estudio de Frank Ghery había cambiado la forma en la que se definía la geometría de los proyectos. A pesar de que el origen de la forma seguía siendo analógico, mediante croquis y modelos físicos, la definición de la geometría para trasladarla al constructor para su traslación a los planos de fabricación se realiza íntegramente en un entorno tridimensional, paramétrico y digital.

Anteriormente, las firmas de arquitectura entregaban planos en dos dimensiones a un contratista, quien tenía que crear su propio conjunto de dibujos o modelos que tenían que ser aprobados por el arquitecto antes de pasar a la fabricación. Sin embargo, gracias a CATIA, los contratistas pudieron participar en etapas tempranas del proceso de diseño y referirse directamente a los modelos digitales tridimensionales de Gehry, lo que permitió ahorrar tiempo y dinero, y hacer que la cadena de diseño fuera más eficiente.

Los sistemas constructivos y de fabricación no están inherentemente vinculados a la forma, pero sí quedan condicionados por las características geométricas de ésta. En el proyecto del Bubble, realizado por el estudio ABB Architekten y Bernhard Franken para BMW en la feria del IAA en 1999. Una de las principales diferencias con los proyectos anteriores fue la generación digital de la forma sin intervención a priori del arquitecto.

Los arquitectos querían que el pabellón se pareciera a una gota de agua y mostrara la inestabilidad entre la presión interna y la tensión superficial, por lo que en lugar de simplemente esbozar la forma de una gota de agua y transferirla al ordenador, utilizaron un programa de animación propio de la industria cinematográfica para simular la fusión de dos gotas de agua y generar la forma final. La forma ideal de una gota de agua se utilizó como punto de partida y los campos de fuerza que afectan a la sustancia principal se simularon en el ordenador. La forma final surgió a través de cambios en parámetros seleccionados y la interacción entre los diseñadores y los ordenadores.

El proyecto del Bubble exploró la relación entre la forma y los sistemas constructivos y de fabricación. La geometría de la envolvente se consideró inicialmente para proporcionar la rigidez necesaria, pero finalmente se utilizó una malla ortogonal de pletinas de aluminio portante. La superficie de doble curvatura, sin limitaciones geométricas de la envolvente, requirió una fabricación singular para cada uno de los 305 paneles acrílicos termo-conformados, con información del modelo digital exportada para la fabricación de los moldes y el corte láser de las pletinas de aluminio de la subestructura.

La evolución de la tecnología digital en Arquitectura se produce coincidiendo con el cambio de siglo. La definición geométrica digital de las formas complejas iniciadas en la última década de siglo XX se completa mediante el uso de software capaz de establecer relaciones topológicas entre los elementos. Al mismo tiempo, la necesidad de construir edificios con envolventes de geometrías complejas bajo unos requisitos prestacionales crecientes, requiere de la utilización de la tecnología de fabricación digital (CAM), procesos que han ido desarrollándose paralelamente a la materialización de formas complejas.

Este sistema aprovecha la capacidad de definir un proceso de fabricación mediante la información transmitida por el modelo digital y así interpretarla transmitiéndola como órdenes de mecanizado a las máquinas de CNC.

Un ejemplo que modifica la definición geométrica del proyecto a partir del sistema de fabricación digital empleado es el de la Estación de funicular de Innsbruck que proyectó



Figura 9. Imagen de una de las estaciones de funicular de Innsbruck. Fuente: Zaha Hadid Architects.

Zaha Hadid en 2004, en el que se diseña un conjunto de estaciones, cada una con una forma distinta, utilizando un revestimiento de vidrio serigrafiado opaco sobre una estructura interior metálica.

Para lograr la compleja geometría y la ausencia de repetición entre los módulos de vidrio, se empleó un proceso de fabricación digital desarrollado por la consultoría Design-to-Production. El sistema constructivo y la fabricación del material se adaptaron a la geometría definida por Zaha Hadid, utilizando perfiles de polietileno compacto en lugar de una subestructura de acero o aluminio para reducir costes y simplificar el proceso de fabricación. El proceso de diseño implicó la creación de códigos G a partir de un modelo Rhino del arquitecto, que se usaron para recortar los elementos desde placas con máquinas CNC de 5 ejes.

La gran evolución en el campo del software aplicado a diseño de superficies complejas, ligado a complejos procesos de producción y fabricación, ha sido indispensable para que proyectos singulares de fachadas, con gran cantidad de parámetros distintos a tener en cuenta, sean posibles.

1.1. La envolvente del Estadio Santiago Bernabéu como paradigma del Diseño y fabricación digital a gran escala.

La reforma del Estadio Santiago Bernabéu supone un nuevo reto para el Proceso ya asentado de Diseño para Fabricación

digital en Arquitectura. En este caso, la aplicación supone un desafío de escala, precisión y plazo. Como se ha comentado anteriormente, desde principio de siglo XX, son numerosos los casos de Arquitectura donde se ha definido una geometría compleja de forma digital y esta se ha trasladado a un proceso de fabricación de forma directa. La singularidad de este caso reside en la escala de la intervención y la precisión requerida para la misma.

La envolvente se compone de más de 13.000 lamas de acero inoxidable cada una de ellas con una definición geométrica singular. Esta imagen dinámica y variable le otorga a la fachada del aspecto orgánico y fluido tan característico del proyecto.

Las herramientas digitales, como hemos visto, ya están desarrolladas para definir con precisión, de forma digital, la doble curvatura de cada una de estas láminas y todos sus componentes. No obstante, el Bernabéu supone un cambio de escala para los ejemplos de envolventes de geometría compleja, con un proceso de fabricación digital automatizado.

La escala de la envolvente requería la involucración de varias empresas especialistas en fachadas para poder fabricar de forma simultánea todos los componentes. El modelo maestro era el generado por Arup y cada uno de los fachadistas lo exportaba a su flujo de comunicación digital, generando a partir de parametrizaciones todos los componentes.

La escala y el plazo imposibilitaban la definición de componentes de forma manual, y el tamaño de los archivos impo-

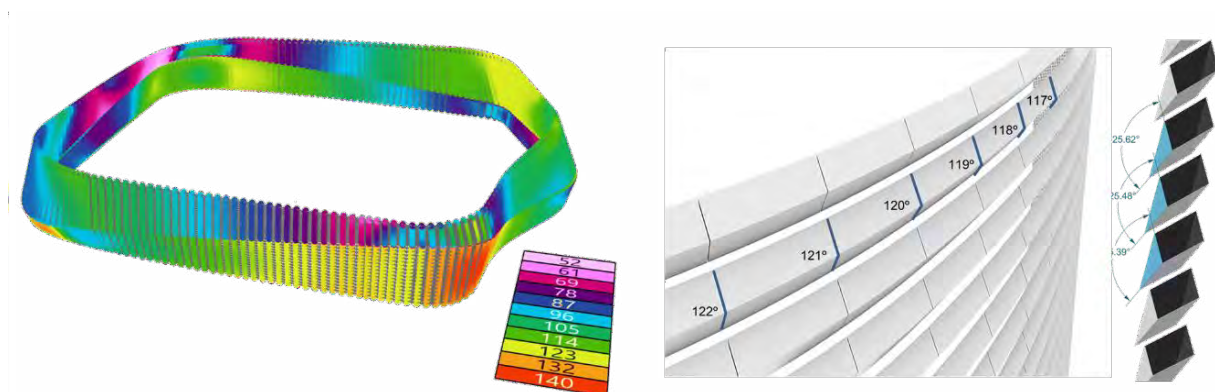


Figura 10. Análisis geométrico de la envolvente.

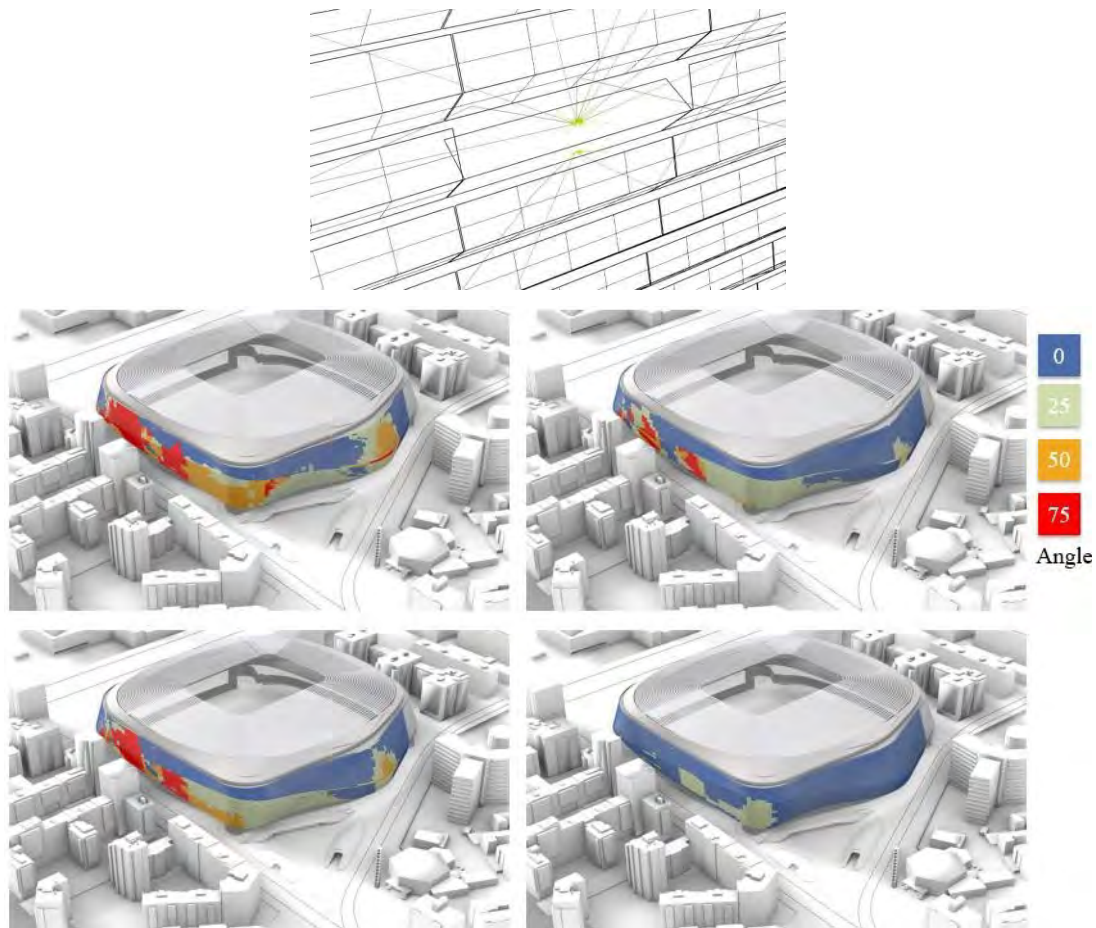


Figura 11. Imágenes del proceso de optimización del ángulo de fachada para evitar deslumbramientos al entorno urbano.

sibilitaban poder visualizar todas las lamas al mismo tiempo. De forma que el trabajo de parametrización tuvo que ser validado por partes antes de comenzar la exportación de fabricación de cada componente.

El proceso general se podría dividir en dos etapas, la etapa de diseño, donde se emplean herramientas digitales para la definición de la geometría y su análisis prestacional, siempre en entornos digitales. La etapa de fabricación, donde se traslada la geometría inicialmente definida a un conjunto de procesos de fabricación digital de componentes aislados para su ensamblaje final para formar las lamas.

2. ETAPA DE DISEÑO

2.1. Proceso digital de análisis del comportamiento de la fachada

El inicio de la etapa de Proyecto consiste en realizar una serie de análisis del comportamiento de la envolvente de lamas ante requisitos fundamentales que no pueden ser evaluados con herramientas convencionales.

La nueva piel diseñada por el Equipo de Arquitectura que hizo el concepto, revestía el estadio existente con unas

lamas de acero inoxidable por completo. El entorno urbano requería de un análisis del impacto a nivel de radiación solar y deslumbramiento. Este tipo de análisis no están recogidos por la normativa y por lo tanto requieren de herramientas y protocolos específicos. Arup ha desarrollado en otros proyectos internacionales una metodología de análisis digital que permite evaluar el impacto visual en el observador, tanto un conductor como cualquier persona desde las viviendas cercanas. Arup realizó un estudio y optimización de la geometría de las lamas para reducir al mínimo las molestias que la nueva piel produciría sobre el entorno.

El proceso supuso el ajuste de la inclinación de la “pala” superior de las lamas en las orientaciones donde se pudo ver que en algún momento del año producían deslumbramientos que superan los umbrales recomendados. Adicionalmente se limitó la reflectancia especular de las chapas de acero para poder controlar los umbrales de deslumbramiento.

Adicionalmente al estudio de reflexiones producidas por la nueva envolvente del Estadio, era necesario evaluar el comportamiento ante el viento de una piel permeable y con geometría cambiante. El análisis de túnel de viento necesario para obtener cargas de viento para la estructura no tiene por la escala, caracterizada la envolvente con su permeabilidad y geometría. Este trabajo comienza con la comparación de los resultados del modelo CFD con valores de presión aportados por la empresa Wacker en unos puntos de control seleccio-

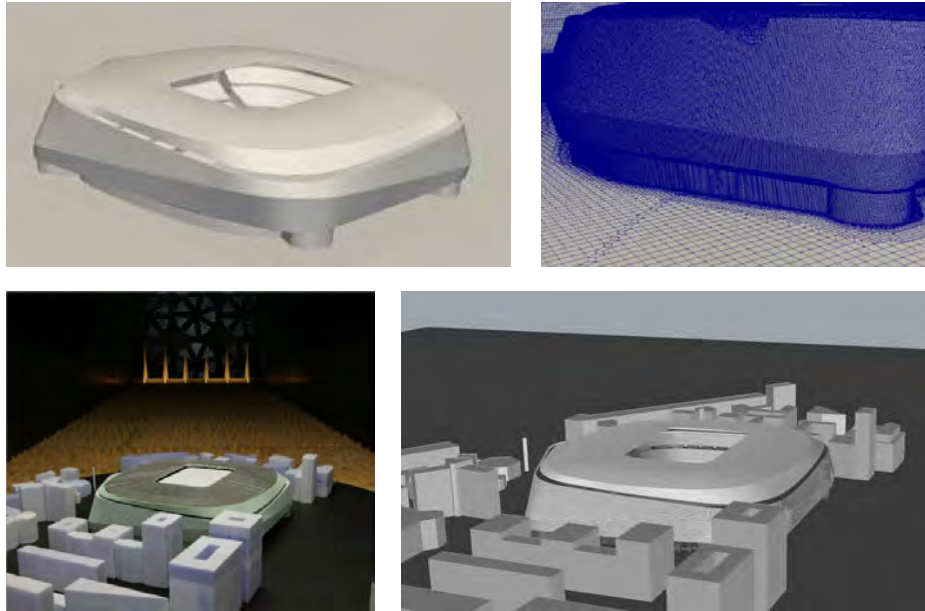


Figura 12. Imágenes del túnel de viento y del modelo virtual.

nados conjuntamente. Este ejercicio permitió validar que el modelo CFD reproduce los valores de presión con fidelidad al túnel de viento, así como calibrar los siguientes aspectos del modelo CFD del estadio:

- geometría del estadio y el entorno
- modelo de turbulencia y las condiciones de entrada del viento
- tiempo de computación
- metodología de obtención de picos

Para llevar a cabo la comparación de resultados CFD con los valores del túnel de viento se crea un modelo geométrico similar al utilizado para realizar el túnel de viento. Se ha localizado los puntos de medición en la fachada proyectando las imágenes proporcionadas por el realizador del túnel de viento sobre la fachada modelada.

Se construye un dominio de 5 veces la altura del estadio y 10 veces la altura del estadio aguas abajo. En la parte más ale-

jada al estadio se ha discretizado el espacio en celdas de 10m de lado a partir de los 100m de altura y de 5m de lado por debajo de esa cota, refinando más la malla cerca del suelo. De esta manera se puede resolver la escala de turbulencia atmosférica especificada por el Eurocódigo 1 (entre 30 y 300m).

El número total de celdas del modelo es de 10 millones. En las siguientes imágenes se muestran los detalles del malla utilizado.

Para las simulaciones se ha utilizado un perfil de entrada dinámico, cuyas estadísticas promediadas en el tiempo, se corresponden con los perfiles indicados en el Eurocódigo 1 y pueden verse en las siguientes figuras. Este perfil ha sido generado mediante la técnica de generación sintética de turbulencia, cuyas características se ven en las tablas de la [figura 13](#):

Para las simulaciones se utiliza un modelo de tipo DES (Detached Eddy Simulation), que es un modelo híbrido RANS-LES implementando RANS (Reynolds-Averaged Navier Stokes) allí donde la escala de turbulencia es más peque-

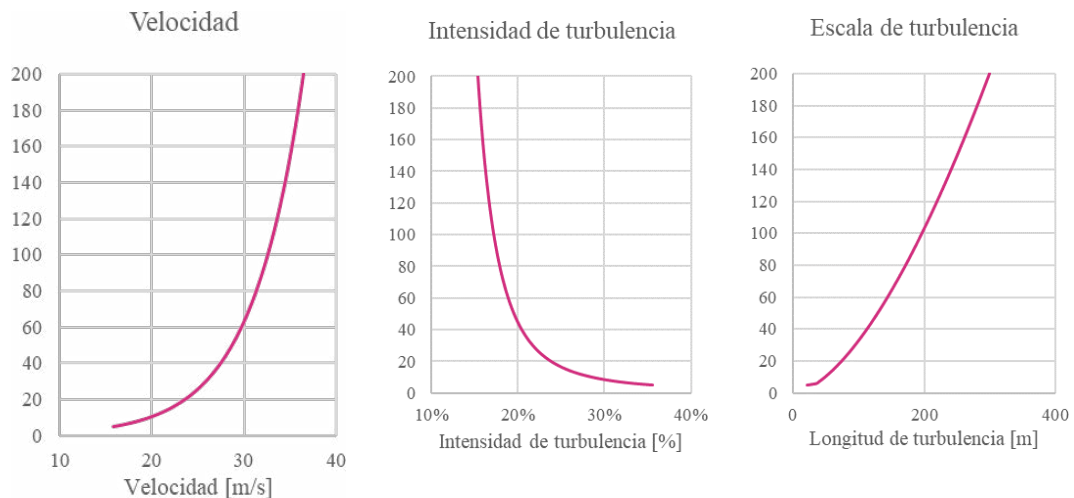


Figura 13. Perfil de turbulencia del viento de entrada al dominio.

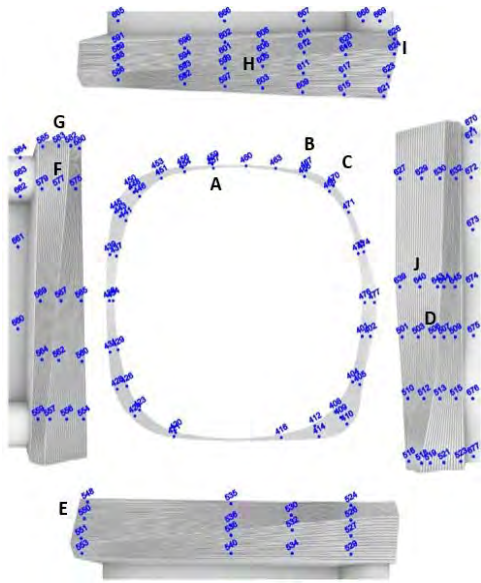


Figura 14. Posición de sensores en la envolvente.

ña que el tamaño de la malla y LES (Large Eddy Simulation) en el resto del dominio. Concretamente, se ha utilizado el modelo SpalartAllmarasDDES. Para llevar a cabo la validación del modelo CFD con el túnel de viento se ha realizado una simulación del estadio con viento norte. Se han comparado los resultados para 10 puntos de control. Los puntos de control seleccionados se corresponden con las zonas con mayor carga pico medida para una simulación con viento Norte.

Para cada uno de estos puntos se ha calculado los picos de presión y succión y estos valores se han comparado con los valores pico de presión y succión aportados expresamente para este fin por la empresa Wacker, que ha realizado el túnel de viento. En la [figura 14](#) se detalla la localización de dichos sensores:

El cálculo de picos se ha realizado utilizando la metodología de Gumbel, que consiste en los siguientes pasos:

- La serie temporal se divide en 10 periodos de tiempo y se obtiene el máximo de cada uno.
- Con estos 10 valores, se elabora una distribución de probabilidad para 10 minutos (en este caso una distribución de Gumbel).

$$X = \mu - \beta \ln(-\ln(U))$$

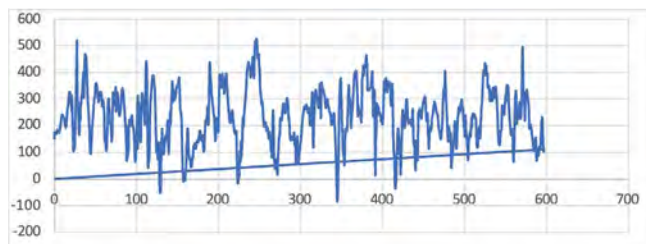


Figura 15. Simulaciones para lamas cuya pala superior es la mitad que la lama inferior, se comparan los valores obtenidos en el CFD con los valores extraídos del ESDU82007.

- Para calcular el pico, se extrae el valor superior al tercer cuartil, correspondiente con el percentil 78. De modo que la probabilidad de que este valor de presión se exceda a lo largo de la línea temporal es un 22%.

Una vez calibrado el modelo de CFD con el túnel de viento realizado en laboratorio, se realiza el estudio de las propias la-

mas. En primer lugar, se ha realizado una calibración del modelo CFD para el cálculo de presiones en las lamas. En segundo lugar, se ha realizado un estudio para evaluar que el modelo geométrico utilizado para el cálculo de cargas sobre lamas es correcto y que se representa adecuadamente la porosidad del estadio.

En los túneles de viento, a menudo se simplifican las mediciones de los elementos de fachada permeable debido a la dificultad de representarlos a escala. Sin embargo, se ha validado que los esfuerzos obtenidos en simulaciones coinciden con los de elementos sin alteraciones. Los esfuerzos en las lamas de la fachada se han validado con datos del ESDU82007 para varios ángulos de ataque.

En la [tabla 1](#) se detallan los esfuerzos obtenidos con cada uno de los modelos y con el benchmark para las lamas con palas de distinto tamaño.

Este resultado demuestra que el CFD puede ser aplicado con precisión suficiente sobre lamas. El segundo paso, es verificar que el modelo CFD en gran escala reproduce fielmente la pérdida de presión real. Para llevar a cabo el estudio de las cargas sobre las lamas de fachada se ha construido un modelo que incorpora el detalle de lamas en las áreas de estudio. Estas áreas de estudio se corresponden con las áreas de fachada que utiliza el túnel de viento para el cálculo de cargas.

El resto de la fachada, que no es el área de estudio se ha modelado mediante una simplificación geométrica que mantiene el nivel de porosidad de la fachada real por lo que a efectos de comportamiento fluido responde adecuadamente, permitiendo limitar el número de celdas del modelo a un entorno de 25-30 Millones.

En este apartado se presentan los estudios realizados para garantizar que el modelo simplificado de fachada utilizado en el estadio (excepto en las áreas de análisis de lamas), reproduce adecuadamente la porosidad del estadio.

En la [figura 16](#) se muestran los modelos de fachada evaluados.

- Para cada una de estas fachadas se ha evaluado:
 - Flujo específico que pasa por el área de estudio.

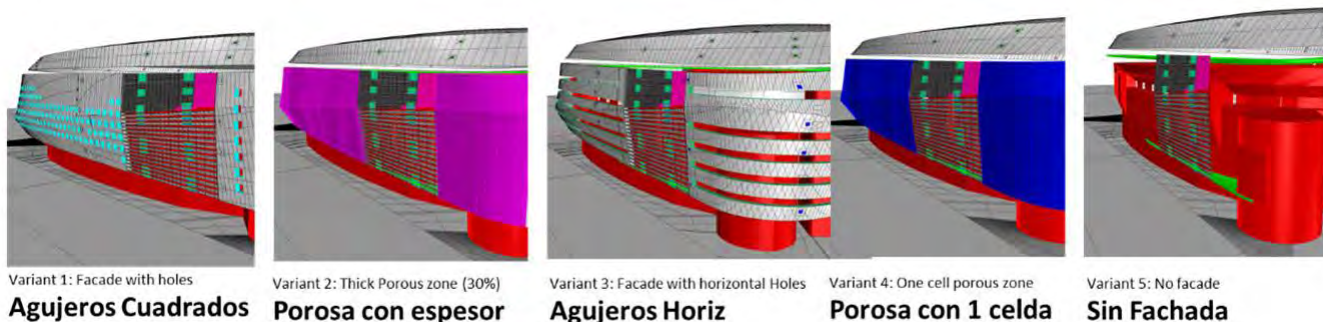


Figura 16. Imagen de las fachadas simplificadas estudiadas.

TABLA 1
Comparación de los esfuerzos obtenidos del CFD con el benchmark (ESDU82007)

Model	0°		30°		45°		60°		90°	
	$C_d [-]$	$C_l [-]$	$C_d [-]$	$C_l [-]$	$C_d [-]$	$C_l [-]$	$C_d [-]$	$C_l [-]$	$C_d [-]$	$C_l [-]$
Benchmark	0.75	-0.2	1.25	0.55	1.4	0.6	1.5	0.75	1.8	0.1
CFD	0.65	-0.2	1.13	0.55	1.3	0.64	1.26	0.76	1.6	0.15
Diferencia	13%	0%	9%	0%	7%	6%	16%	1%	11%	

TABLA 2.
Comparación del flujo de aire y PAF para las distintas configuraciones.

Variante	Flujo de aire	Flujo de aire/ presión media en las lamas (Parte inferior)	PAF flujo/presión en la cara exterior	PAF flujo/presión en la cara exterior e interior
Agujeros cuadrados	1.91 m ³ /h	34.8 m ⁴ /s/kg	36.9 m ⁴ /s/kg	51.4 m ⁴ /s/kg
Porosa con espesor	1.92 m ³ /h	34.5 m ⁴ /s/kg	35.8 m ⁴ /s/kg	47.9 m ⁴ /s/kg
Agujeros horizontales	1.96 m ³ /h	34.4 m ⁴ /s/kg	36.2 m ⁴ /s/kg	48.2 m ⁴ /s/kg
Porosa con 1 celda	1.88 m ³ /h			
Sin Fachada	2.01 m ³ /h			

- Distribución de los valores presión media en las lamas de la fachada. Esto se ha hecho a través de simulaciones estacionarias.
- Distribución de los valores pico de presión en las lamas de la fachada. Esto se ha hecho a través de simulaciones dinámicas.

Para cada una de las fachadas simplificadas, se ha calculado el ratio existente entre el flujo que pasa por el área de estudio (fachadas en detalle) y la presión media sobre las lamas. Hemos llamado a esta ratio PAF (Pressure-Air Flow Coefficient)

$$PAF = \frac{\text{air flow} \left[\frac{m^3}{s} \right]}{\text{average pressure at lowers} [Pa]}$$

La tabla 2 resume los valores obtenidos para las diferentes fachadas simplificadas, que son muy similares en todos los casos.

Dada la complejidad y la diversidad de soluciones de lamas en la fachada del estadio, para el estudio de cargas se ha decidido seleccionar un conjunto de casos de estudio, que basados en los resultados sectoriales del túnel de viento, intentan capturar:

- Los casos más desfavorables de presión y succión.
- Las diferencias en el comportamiento entre lamas curvas y lamas rectas.

Se ha escogido tres escenarios de presión por su distribución de lamas, permeabilidad y forma de la fachada. Los casos escogidos son:

- Fachada Oeste/Dirección Oeste: las lamas son muy permeables y la fachada es recta.
- Fachada Sur/Dirección Sur: en este caso la permeabilidad es más baja y la fachada es recta.
- Fachada Sureste/Dirección Sureste: caso de presión en una esquina.



Figura 17. Esquema de las direcciones de ataque del viento escogidas para la modelización del CFD en presión.

Se ha escogido tres escenarios de succión por su distribución de lamas, permeabilidad y forma de la fachada. Los casos escogidos son:

- Fachada Oeste/Dirección Norte: en este caso se evalúa donde la velocidad es perpendicular a la fachada, se presuponen cargas menores que en las esquinas
- Fachada Sureste/Dirección Sur: la succión se produce en una esquina donde se producen las succiones más altas
- Fachada Sureste/Dirección Sureste: al igual que el anterior, se producen succiones altas en este caso más grandes según el túnel de viento, por lo que es positivo simular en ambas direcciones.



Figura 18. Esquema de las direcciones de ataque del viento escogidas para la modelización del CFD en succión.

Estos casos corresponden con los siguientes casos del túnel de viento para la subestructura:

Para llevar a cabo el estudio de cargas sobre fachada se han realizado simulaciones transitorias para cada uno de los casos seleccionados, y en cada caso se ha calculado:

- Distribución de valores pico de presión y succión a lo largo de la fachada, para la pala superior y la pala inferior.
- Valores netos de carga sobre las palas (es decir carga en cara exterior menos carga en cara interior).

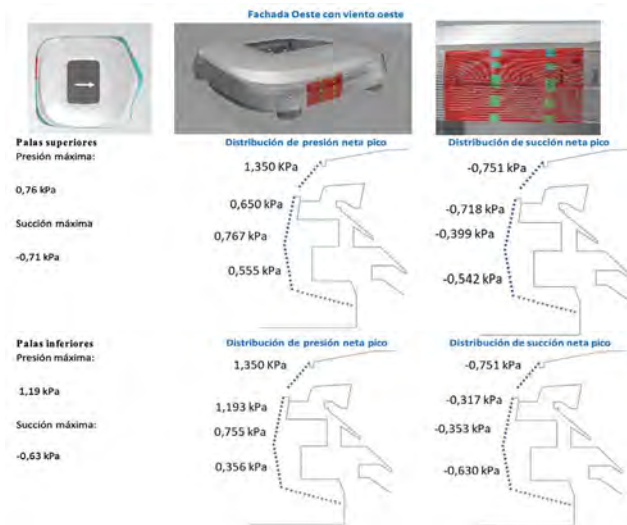


Figura 19. Ejemplo de datos de carga de viento obtenidos para un ángulo de ataque determinado.

De este análisis, se observa que la esquina Sureste tiene más carga cuando el viento ataca desde el sur que desde el suroeste. En la siguiente figura, se representan dos momentos de la velocidad del viento para los dos ángulos de ataque. En este caso, se observa que si el viento incide desde el suroeste el desprendimiento de la capa límite y el obstáculo de la torre produce menor carga de lo esperado.

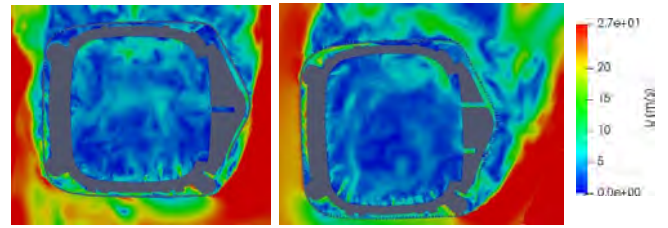


Figura 20. Velocidad del viento en planta para la fachada sureste.

De los análisis anteriores se han extraído los valores de carga pico para las palas superiores e inferiores que se encuentran en el rango de +/- 1 kPa de presión y succión.

Estos valores de presión y succión no incorporan ni corrección (intervalo de confianza de CFD), ni la amplificación dinámica.

Pala superior	Presión neta pico	Succión neta pico
	0,92 kPa	-0,80 kPa
Pala inferior	Presión neta pico	Succión neta pico
	1,20 kPa	-1,05 kPa

El resultado de este estudio determinó que las cargas que inicialmente había establecido el Túnel de viento para la envolvente de lamas eran conservadoras y que era seguro considerarlas ya que no existía riesgo de que una vez tenida en cuenta la geometría y permeabilidad real de la envolvente, se produjeran presiones o succiones superiores en las zonas más críticas analizadas.

2.2. Búsqueda de un sistema constructivo adecuado para ser construido únicamente por fabricación digital:

El proceso se inicia con la búsqueda de un sistema constructivo que permita la fabricación digital de las lamas. El reto para el equipo de Arup era identificar un sistema constructivo capaz de ser fabricado en serie de forma ágil y directamente desde la información generada en el modelo digital, y que pudiera controlar la geometría final de la chapa de acero exterior con precisión y manteniendo la doble curvatura que exigía la idea inicial del concepto arquitectónico.

La agilidad de la obra requería un proceso de construcción modular donde las lamas sean elementos autoportantes capaces de salvar la distancia entre los montantes estructurales distanciados una media de 7m. Por lo tanto, cada lama dispondría de un elemento estructural principal que serviría de soporte para una serie de cuadernas que dotarían a la chapa de acero de 1,8mm de espesor, de la forma final.

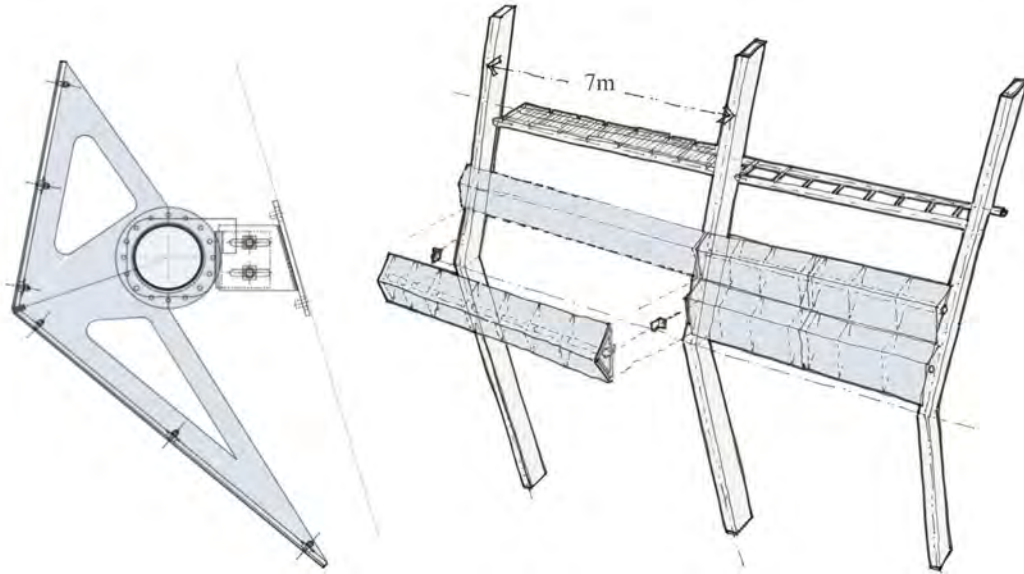


Figura 21. Primeros croquis para explorar la solución constructiva de lamas como módulos autoportantes con instalación únicamente desde el exterior.

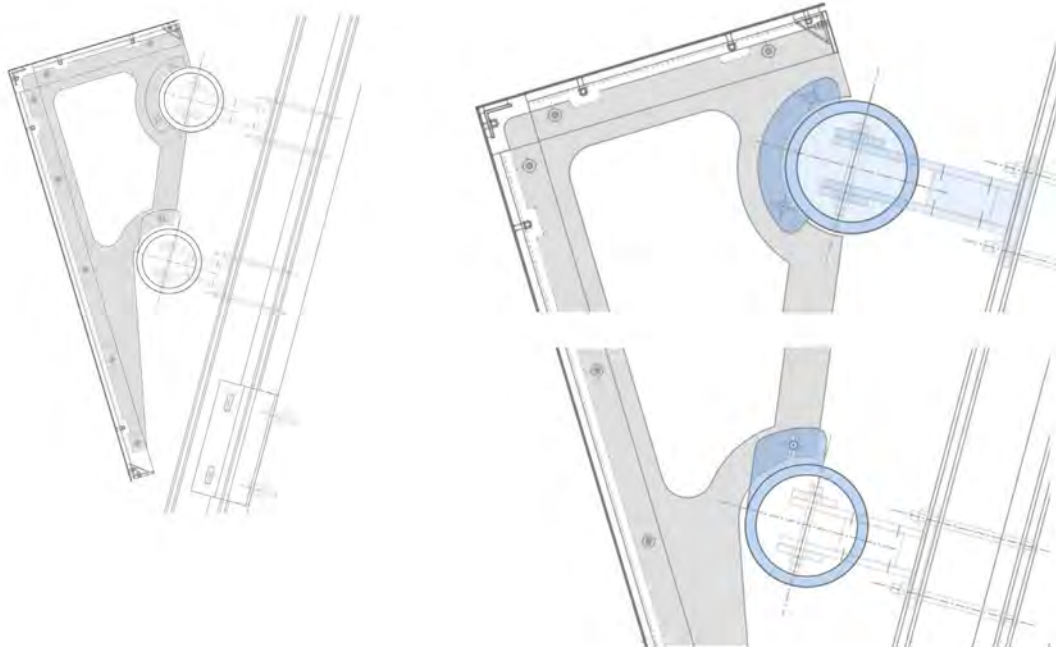


Figura 22. Esquemas gráficos de la solución de fijación de las cuadernas a los largueros a través de coronas y fijaciones atornilladas.

La chapa ha de fijarse sin ningún elemento visible desde el exterior y permitiendo la libre dilatación para evitar tensiones térmicas en las fijaciones o en la misma chapa. Durante la fase de diseño se estudiaron varias soluciones, encontrándose como la ideal una combinación entre pernos de acero inoxidable electrosoldados y unos bastidores de aluminio fijados con silicona estructural. La silicona estructural permitía fijar la chapa a las cuadernas asumiendo el giro relativo entre la superficie de la chapa y las cuadernas, mientras que los pernos aportaban un posicionamiento inicial de la chapa durante el montaje, y una redundancia estructural del sistema en caso de fallo de adherencia de la silicona.

La directriz curva de la envolvente exterior de las lamas se decide simplificar en una serie de componentes estructu-

rales planos y tubos de directriz recta aprovechándose de la capacidad de giro que le otorga el sistema de fijación de la chapa a las cuadernas. De esta forma se pueden fabricar de forma directa desde el modelo digital tanto los “largueros” que conforman el componente principal estructural de las lamas, como las “cuadernas” que le otorgan la geometría final a la chapa de acero. Dado que cada lama cuenta con una geometría distinta, cada cuaderna y cada larguero que fija las cuadernas deben ser parametrizadas de forma que puedan ser, generadas automáticamente sus planos de corte y posteriormente exportada su información según los procesos de fabricación.

El control de la geometría exterior mediante cuadernas no consigue dotar a la chapa de uniformidad geométrica

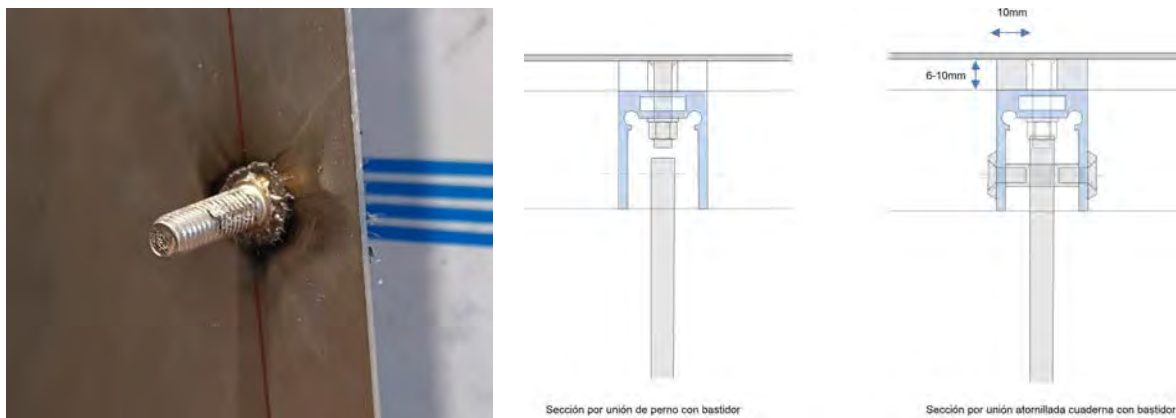


Figura 23. Esquemas gráficos de la solución de fijación de la chapa de acero inoxidable a las cuadernas y una imagen de una muestra de perno electrosoldado.

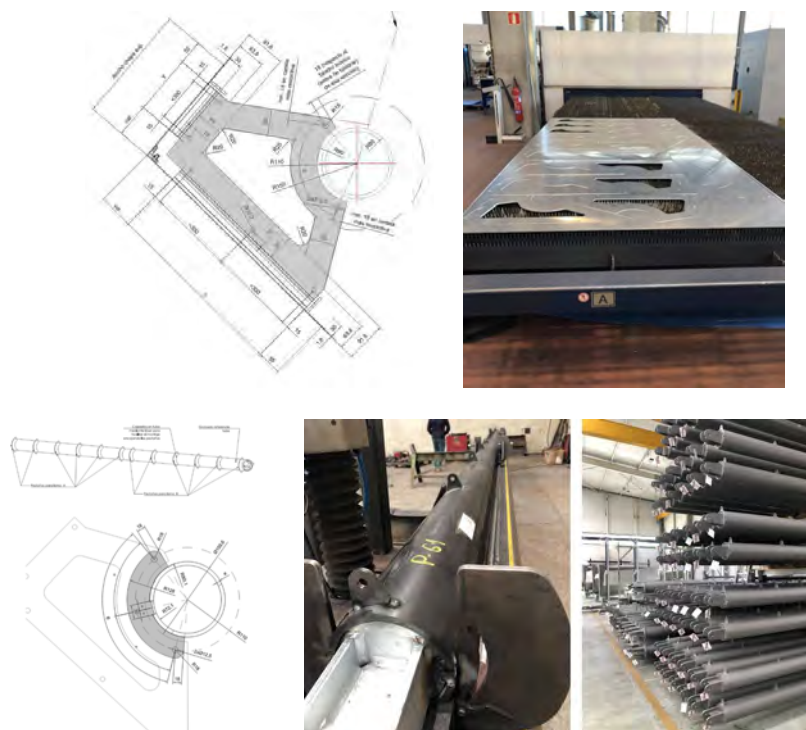


Figura 24. Fotografías y planos de la definición geométrica parametrizada de las cuadernas y largueros y el proceso de fabricación de los mismos.

completa, por lo que se encuentra necesario disponer de elementos de rigidización de los bordes libres superior e inferior de cada chapa. Estructuralmente tiene una función de rigidizar ese borde evitando abolladuras por cargas de viento, y constructivamente consigue controlar la geometría de la lama dentro las estrictas tolerancias fijadas para que, una vez instaladas en obra, las juntas entre ellas mantengan los 20mm fijados de forma uniforme en toda su longitud.

La definición de un proceso constructivo novedoso para dotar a una chapa de acero de 1,8mm de espesor de doble curvatura demandaba la realización de numerosas pruebas de fabricación a distintas escalas para poder verificar la precisión geométrica que se alcanzaba y también la calidad en cuanto a continuidad del material.

El material elegido para la nueva envolvente, es acero inoxidable con un tratamiento superficial de grabado tipo

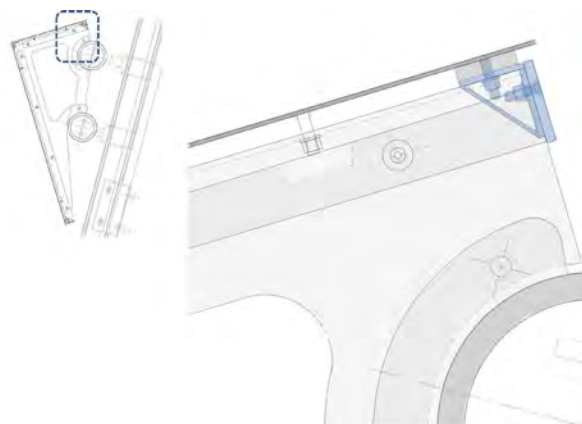


Figura 25. Sistema constructivo para la rigidización del borde libre de la chapa de acero inoxidable.

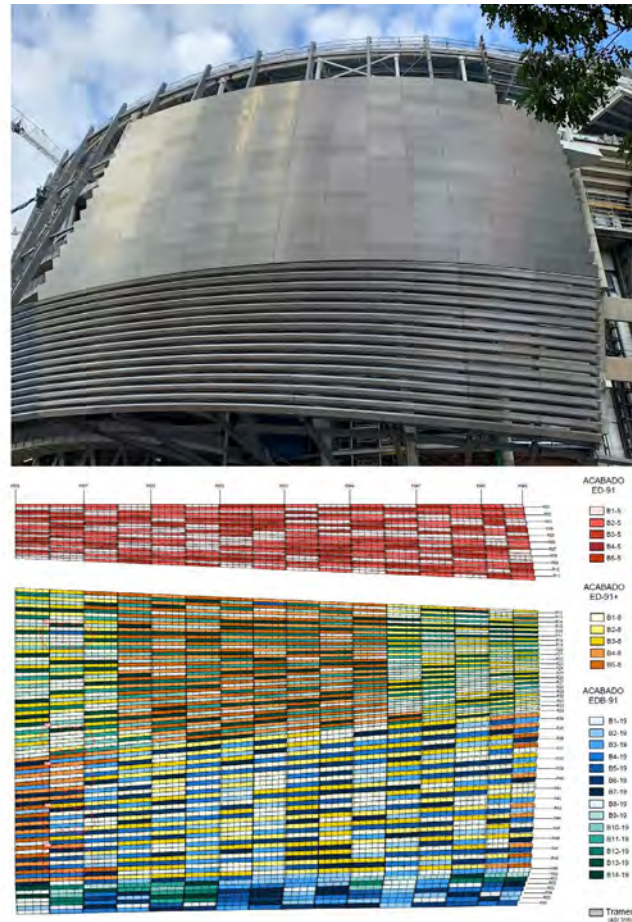


Figura 26. Fotografías de las muestras visuales para determinar límites admisibles de desviación y ejemplo de dibujos y solución instalada de la aplicación de aleatoriedad de lotes en la fachada.

“emboss lino”. Este material permite reflejar la luz de su entorno, aportando una imagen dinámica y cambiante con las condiciones exteriores. No obstante, este material tiene aparejada una limitación técnica en cuanto a la uniformidad de color y brillo que se puede obtener de distintas coladas. Para evitar que se pudieran percibir zonas asociadas a los lotes de fabricación, se realizó una distribución mezclada de lotes y se limitó conjuntamente con el fabricante la desviación máxima del brillo y color.

Para poder visualizar la planimetría y el efecto a escala real de la envolvente se define y construye una muestra a escala, donde se podrá visualizar la máxima calidad geométrica y visual que se puede alcanzar en la obra. Todo ello después de varias iteraciones con los fabricantes del acero inoxidable y los subcontratistas.

La validación de esta muestra supuso el hito necesario para validar el diseño constructivo, y también los procesos de fabricación asociados al mismo.

Al definirse un sistema constructivo nuevo que debía de ser posible su fabricación por varios Industriales, las muestras visuales se realizaron con tres distintos industriales para verificar que el sistema era estandarizable y podría ser fabricado sin diferencia por cada uno de ellos.

El Proyecto incorporó lo aprendido durante la ejecución de estas muestras, y estas muestras también sirvieron para que tanto el equipo de Arquitectos responsables del concepto,

como el cliente aceptaran el sistema constructivo empleado. Las ligeras deformaciones inducidas por el propio proceso de curvado en frío del material, resultaron aceptables ante distintos ambientes de luz y posiciones observadas. Arup verificó la geometría de cada una terminada, viéndose que se podían alcanzar los altos requerimientos especificados en el Proyecto en cuanto a desviaciones y tolerancias de fabricación.

2.3. Criterios de modelización y cálculo

Como ya se ha mencionado anteriormente la complejidad de la envolvente que se compone de más de 13.000 lamas cada una de ellas con una geométrica distinta, representó un verdadero reto de cara a su validación estructural.

2.4. Descripción del sistema y componentes

La justificación del sistema de lamas requirió la justificación del conjunto y de cada uno de sus componentes por separado.

1. Palas – Chapas de acero inoxidable.
2. Bastidor auxiliar para la unión de las palas a las cuadernas, se realiza mediante una combinación de unión mixta de adhesivo (silicona estructural) y mecánica (pernos electrosoldados).
3. Unión del bastidor auxiliar a las cuadernas.
4. Cuadernas de aluminio.

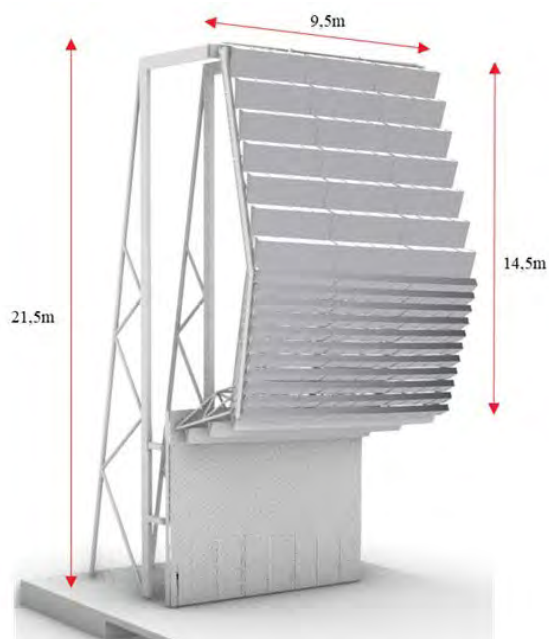


Figura 27. Imagen del modelo 3D generado para fabricar la muestra a escala y fotografía de la muestra.

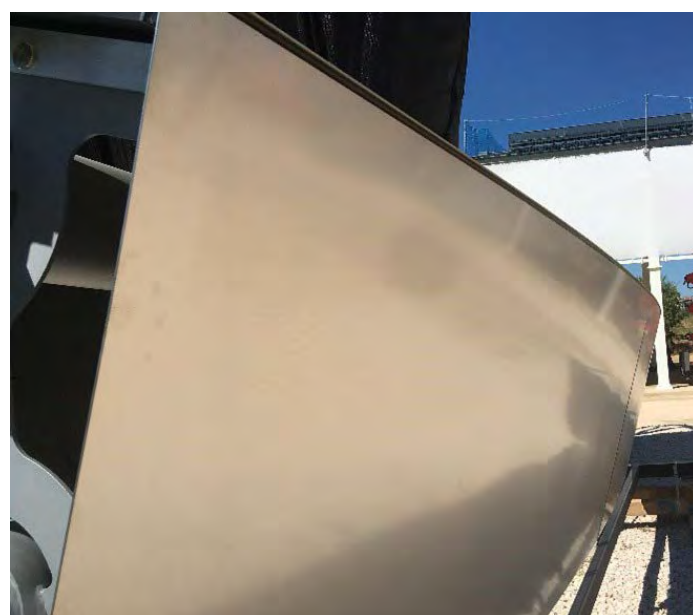
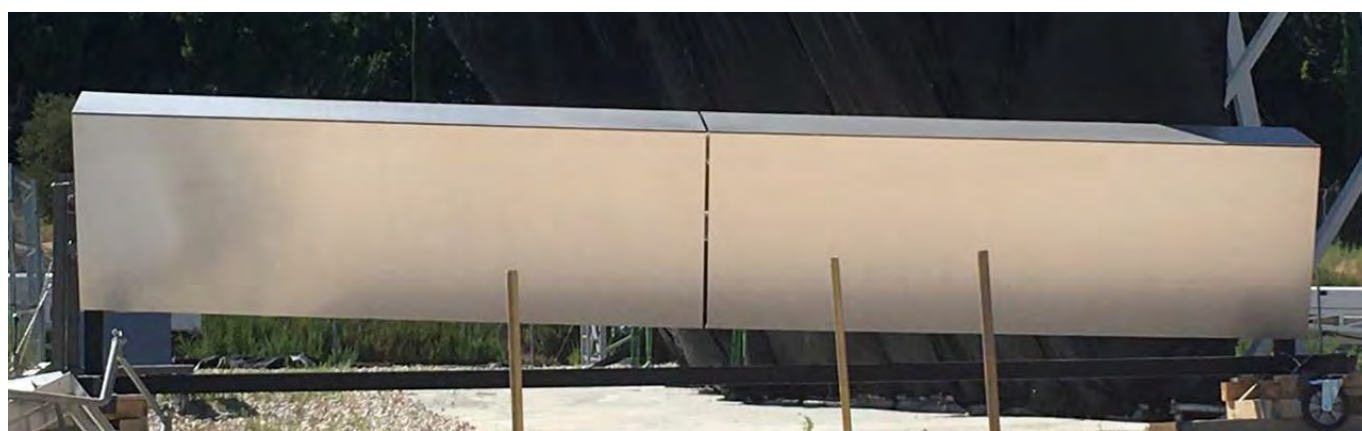


Figura 28. Fotografías de las muestras fabricadas para verificar la planimetría alcanzable por el sistema constructivo y método de fabricación digital previsto.

5. Unión de las cuadernas a los largueros de soporte (Coronas en los tubos de acero de sección circular).
6. Largueros de soporte (Tubos de acero de sección circular).
7. Anclajes de los largueros a la subestructura de acero para soporte de la fachada.

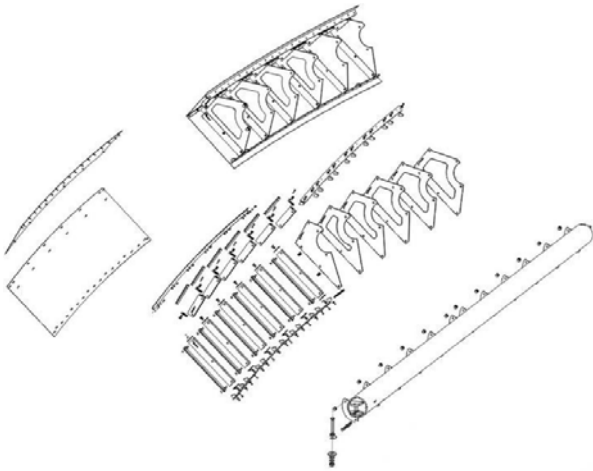


Figura 29. Esquema de componentes estructurales de una lama de fachada.

2.5. Parametrización para generar una envolvente racionalizada de casos extremos.

Con el objeto de realizar la validación estructural de toda la envolvente se realizó una parametrización de las laminares para identificar los casos más desfavorables y representativos de la fachada.

Mediante la parametrización se redujo drásticamente el número de casos a analizar, permitiendo una validación rigurosa, detallada y eficiente de los casos extremos según los criterios definidos a continuación.

Para identificar los casos extremos a analizar dentro de cada una de las tipologías definidas anteriormente se tomaron en consideración los siguientes parámetros:

- Longitud entre apoyos, se realizó una discretización de los casos más desfavorables según la longitud entre apoyos que tiene que salvar los largueros.
- Envergadura de las palas: la envergadura se refiere a la longitud total de la suma de las palas de cada lama. Este factor es crítico pues a mayor longitud de palas mayor superficie de carga de viento que genera un arrastre sobre los largueros. Este parámetro resultó ser tan crítico que se desarrolló un script paramétrico para definir de forma automática que laminares requerían uno o dos largueros para funcionar estructuralmente.
- Orientación de las laminares: el ángulo de inclinación o desplome respecto a la vertical influye en el reparto de las sollicitaciones verticales y horizontales sobre los largueros.
- Curvatura: se realizaron comprobaciones de las laminares con mayor curvatura para analizar el efecto de la curvatura en el comportamiento global.

Combinando los parámetros anteriores se realizó una envolvente racionalizada de casos extremos para cada tipología de lama, cuyo proceso de cálculo y validación se explica a continuación.

2.6. Modelo de elementos finitos (FEM)

Para la validación se realizó un modelo global de cálculo utilizando el software de cálculo estructural mediante elementos finitos Strand7. Este modelo incluye las palas, bastidores, cuadernas y largueros, y permite analizar el comportamiento conjunto de la lama bajo diferentes combinaciones de carga.

Las palas, cuadernas y bastidores se modelaron con elementos 2D tipo "plates", los largueros mediante elementos 1D tipo viga, las uniones con silicona estructural mediante muelles y las uniones de los pernos mediante elementos 1D tipo viga.

Las comprobaciones del modelo global que tienen en cuenta el comportamiento del conjunto del sistema (palas, cuadernas y larguero), permitieron evaluar la compresión

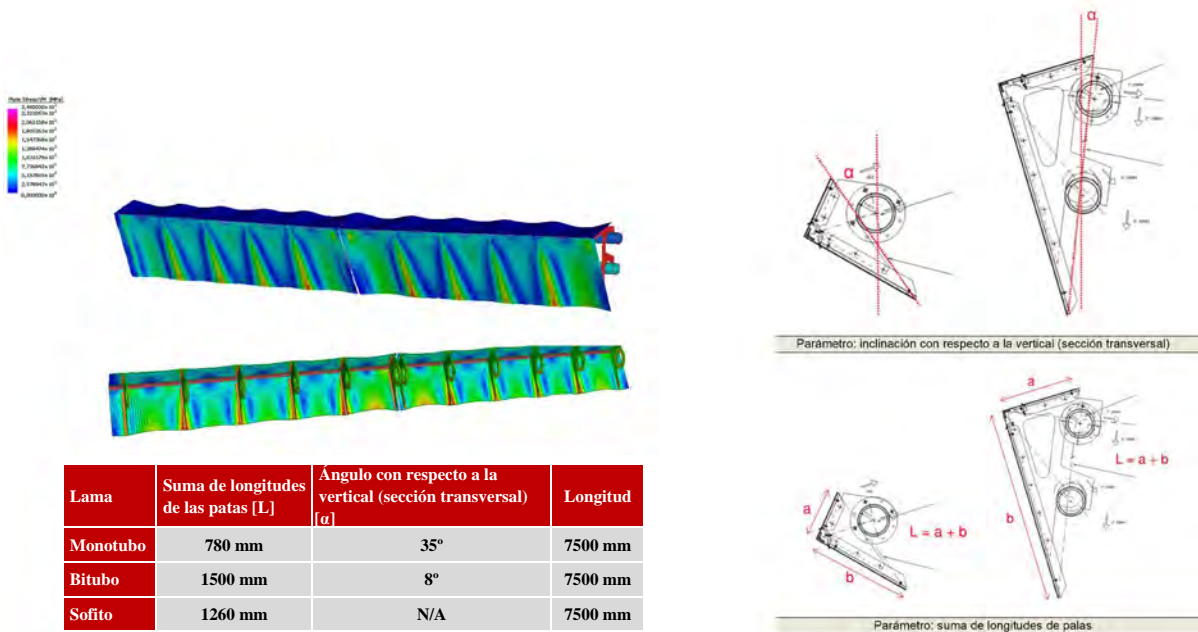


Figura 30. Parámetros considerados para seleccionar la envolvente racionalizada de casos extremos.

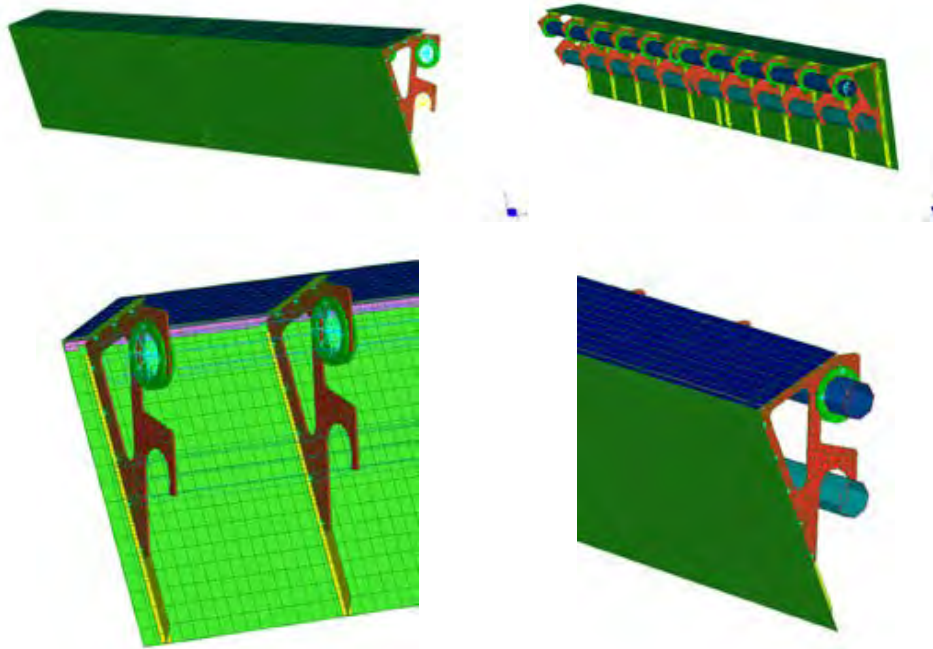


Figura 31. Vistas generales y de detalle de los modelos de elementos finitos.

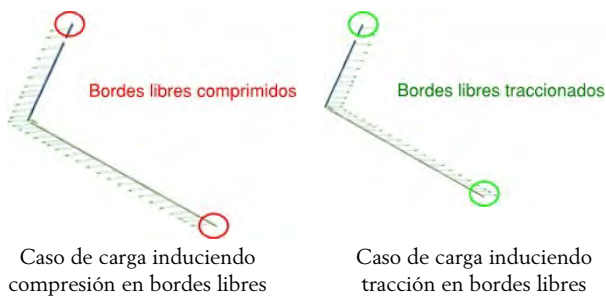
que se produce en el plano de las chapas a consecuencia del arrastre que produce la flexión de los largueros en las palas, es decir que las lamas contribuyen a la rigidez del larguero. Además, el modelo global se utilizó para extraer las reacciones utilizadas en la validación de las uniones (silicona estructural y pernos electrosoldados).

2.7. Criterios de cálculo y Validación

El primer paso fue la validación de la chapa de acero inoxidable atendiendo a los siguientes criterios:

- Resistencia: evaluación usando tensiones combinadas de Von Mises (VM) menores que el límite elástico del acero inoxidable.
- Estabilidad: evaluación de riesgo de abolladura.

El modelo global se utilizó para evaluar tensiones máximas de membrana (compresión) que inducen compresiones en los bordes libres de la chapa, generalmente debido a las cargas de succión (carga alejándose de la lama hacia el exterior del edificio).



Para evaluar el riesgo de abolladura se realizó un análisis lineal (LBA: linear buckling Analysis en Strand 7). Nótese que a raíz de este análisis y debido al reducido espesor de la cha-

pa, a que la esbeltez a lo largo de los bordes libres es alta y la abolladura se puede producir bajo tensiones de membrana de magnitud muy reducida (por debajo de 10MPa), fue necesario rigidizar los bordes libres de las palas, incorporando un rigidizador lineal a lo largo de los bordes libres de las palas.

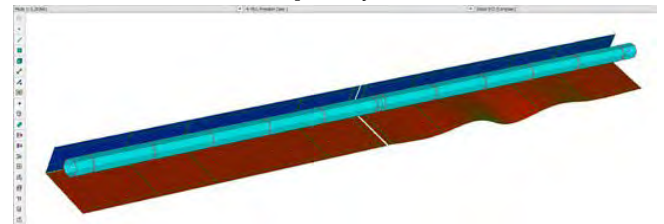
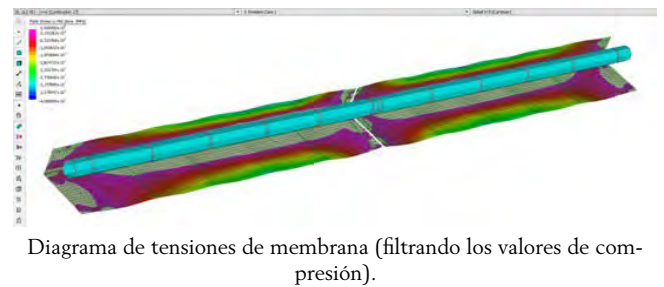


Figura 32. Resultados de cálculo.

La introducción del perfil de rigidización longitudinal cambia la distribución tensional, que ahora se asemeja a la correspondiente a una chapa rectangular con los cuatro bordes rigidizados.

La diferencia principal no es la reducción en la magnitud de las tensiones, sino que éstas se desplazan hacia el interior del cuadrado formado por el vértice entre palas, las cuadernas

en los laterales y el borde exterior rigidizado, y -especialmente- el hecho de que las condiciones de contorno del borde exterior cambian de cara al análisis de abolladura, pasando a ser un borde rigidizado.

Este nuevo estado tensional da lugar a un factor crítico de carga negativo en los primeros modos de deformación, lo que indica que el problema de abolladura ha sido resuelto por el rigidizador longitudinal.

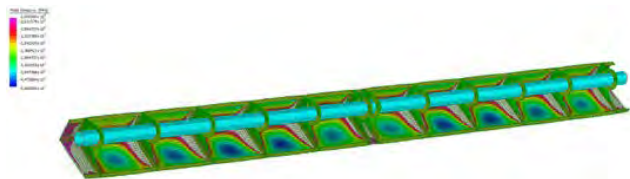
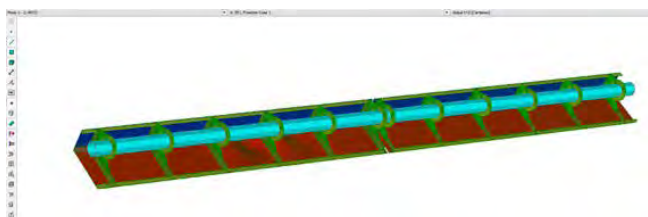


Diagrama de tensiones de membrana (filtrando los valores de compresión).



Análisis lineal de abolladura - VB1.
Factor crítico de carga: -2,5

Figura 33. Resultados de cálculo

2.8. Validación de la fijación de las palas a las cuadernas

Como se ha comentado anteriormente la chapa se fija mediante un bastidor a las cuadernas mediante una configuración mixta de unión de Silicona estructural y, para dar redundancia a la fijación, fijar la chapa hasta el curado final de la silicona y contribuir a resistir el peso propio de la lama se soldarán pernos tipo Stud Weld M5.

Siguiendo las recomendaciones de los fabricantes, se modelaron los cordones de sellado como muelles dentro del modelo global de elementos finitos. Esta aproximación mediante modelos de cálculo avanzado tipo FEM permitió diseñar la silicona con un factor de seguridad (Fos) de 4 frente al Fos de 6 que requiere la ETAG002, utilizando el procedimiento y los valores (propiedades del material y tensiones admisibles) recomendados por los fabricantes para realizar la simulación FEM.

Para la validación de los cordones de silicona estructural de la lama se siguió el procedimiento y los valores del producto SG500 de la casa comercial SIKA, que recomienda la utilización de los siguientes valores:

Product	Elastic modulus E [MPa]	Shear Modulus G [MPa]
Sikasil® SG-500	3.6	1.2

La modelización de los muelles permitió evaluar la distribución de cargas y las tensiones dentro del cordón de sellado, se

calcularon las constantes de rigidez de los muelles a cortante y tracción utilizando las siguientes expresiones:

- $K_{tracción} = E_{muelle} * \frac{Ai}{t}$
- $K_{cortante} = G_{muelle} * \frac{Ai}{t}$

En la tabla expuesta a continuación se muestran la rigidez de los elementos utilizados en el modelo de FEM:

Cordón	Espesor [mm]	Ancho [mm]	Largo* [mm]	Ks1 [N/mm]	Ks2 [N/mm]	Kt [N/mm]
Pala superior	10	30	25	90	90	270
Pala inferior	10	30	29	104	104	313
Perfil de borde	6	18	30	180	180	540

*Espaciado de los elementos tipo muelle en el modelo de FEM

Puesto que las cargas incluyen el efecto del viento se consideraron los valores de tensiones admisibles de la silicona estructural bajo efectos dinámicos facilitados por Sika. Siendo estos:

- $s_{Rd} = 0,21 \text{ MPa}$
- $t_{Rd} = 0,157 \text{ MPa}$

Para cada uno de los elementos y combinación de cargas se comprobó que las tensiones de tracción y las de cortante de cada uno de los elementos están por debajo de los límites recomendados por Sika; además también se comprobó la interacción cortante/axil según la siguiente expresión basada en "Lame's stress ellipsoid theory":

$$U = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{rd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{rd}}\right)^2 \leq 1,0$$

La configuración mixta de unión de completa con unos pernos electrosoldados, de métrica M5 y calidad A4/70, para el cual se realizaron las siguientes comprobaciones complementarias:

- **Resistencia en servicio:** pernos sometidos a las reacciones del modelo de análisis, bajo las combinaciones de diseño. Las reacciones se reparten entre el cordón de silicona y los pernos electrosoldados en función de sus rigideces relativas.
- **Resistencia bajo combinación accidental:** pernos sometidos a las reacciones del modelo de análisis, despreciando el cordón de silicona y bajo combinación de cargas accidental (carga de viento sin mayorar).

Para la validación de las lamas de aluminio, se utilizaron criterios de resistencia basados en el modelo de elementos finitos (FEM) previamente descrito. Las uniones de las cuadernas a los largueros de soporte se validaron según la formulación estándar de los códigos EC9 y EC3 para uniones atornilladas en elementos de aluminio o acero, respectivamente, permitiendo ajustar la posición de la unión mediante taladros. En cuanto a los largueros de soporte, se comprobaron tanto criterios de deformación como de resistencia, siendo la rigidez el criterio limitante para evitar deformaciones excesivas que podrían inducir tensiones no admisibles en otros componentes. Esta rigidez se verificó mediante el estudio de la frecuencia natural del conjunto utilizando el modelo completo de FEM.

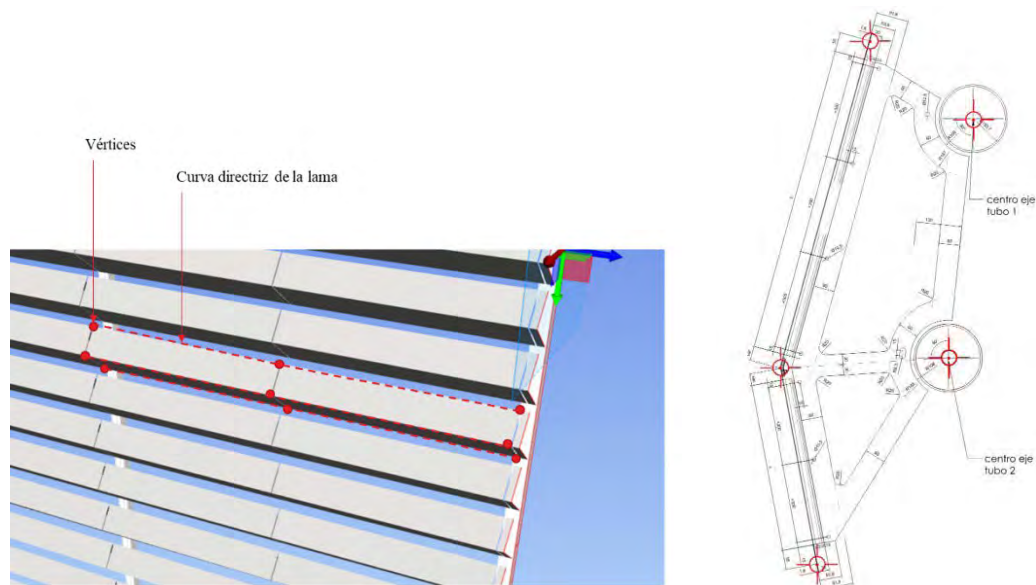


Figura 34. Imágenes del modelo con los puntos geométricos que definen la geometría básica de parametrización de cualquier lama.

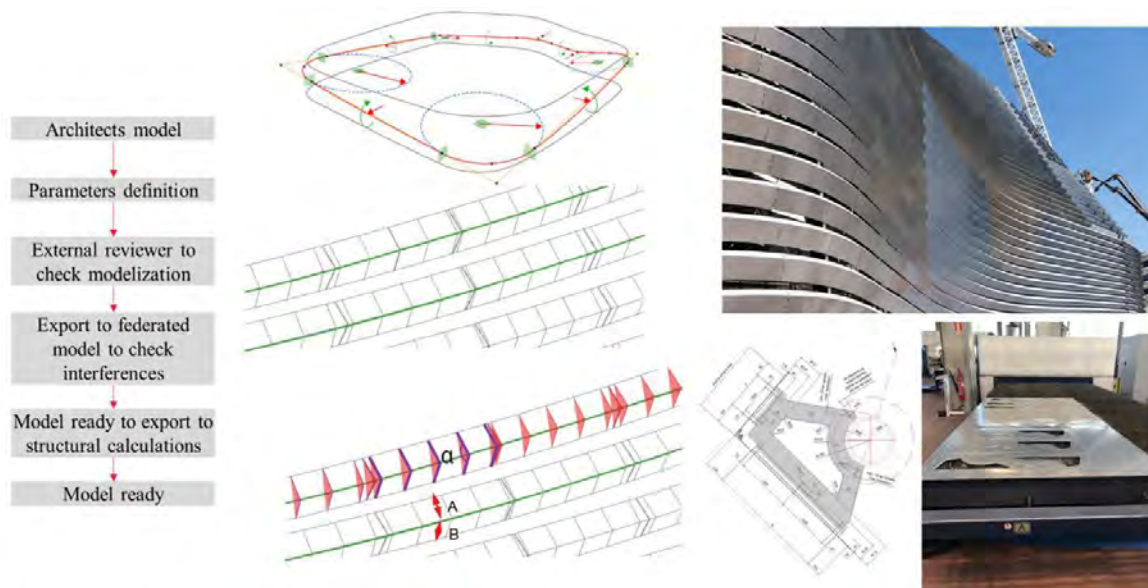


Figura 35. Proceso de exportación de la información geométrica desde diseño a fábrica.

Se mantuvo el diámetro exterior de los tubos de acero de sección circular y se especificó el espesor del tubo en función del tamaño de las palas, la longitud del tubo, el ángulo de la lama, y si era monotubo o bitubo. Finalmente, se limitó la frecuencia natural del conjunto a 5 Hz para evitar fenómenos aeroelásticos que pudieran inducir en fallos estructurales de cualquiera de los componentes de las lamas.

2.9. Etapa de Fabricación

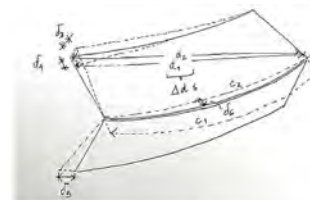
2.9.1. Proceso de Exportación de la Información:

Arup, como diseñador y generador de la geometría base para la fabricación, debe establecer un sistema de exportación. El objetivo es garantizar que no se pierda información durante el proceso de transferencia de datos. En cualquier proyecto que incluya un proceso de Diseño para Fabricación digital,

se debe establecer un criterio de responsabilidades basado en quien genera la información base, quien la desarrolla y desglosa en los distintos procesos de fabricación y quien la ensambla. En el caso del Estadio Santiago Bernabéu, Arup debe asegurarse de que los datos exportados mantengan la integridad y precisión de la geometría original. Esto implica considerar formatos de archivo, unidades de medida y cualquier transformación necesaria.

2.9.2. Revisión del Proceso de Exportación:

La coherencia con el modelo general es crucial para garantizar que cada proceso de fabricación de las lamas se realice de manera precisa y consistente. Esto asegura que, al ensamblar las lamas, se mantenga la geometría definida inicialmente. Además, la revisión de la integridad del producto final es esencial para garantizar que no haya discrepancias entre los



Parámetro geométrico	Código	Desviación máxima admisible
Desviación en diagonal superior	(D1-D1)	±0,3mm
Desviación fuera de la superficie	(E)	±0,2mm
Desviación de ancho	(H)	±0,2mm
Desviación de longitud	(E)	±0,2mm
Desviación de longitud (de control en la obra (control a línea))	(B) (C1-C2)	±0,2mm

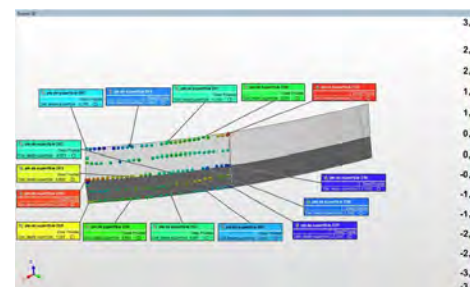


Figura 36. Fotografía, límites admisibles y resultados del proceso de escaneo de una lama ya fabricada.

datos exportados y el diseño original. Esto ayuda a evitar errores y garantiza que el producto final sea de alta calidad y cumpla con los requisitos del diseño. En general, estas medidas de control de calidad son esenciales para asegurar que el producto final sea consistente, preciso y de alta calidad.

2.9.3. Verificación del Producto Final mediante Escaneo 3D:

La inspección post-fabricación que se realiza mediante el escaneo 3D es una herramienta crucial para garantizar que las lamas ensambladas cumplan con las especificaciones requeridas. Al comparar la geometría real con la definida en el modelo, se puede confirmar la precisión y calidad de la fabricación. Además, este escaneo permite detectar cualquier desviación y asegurar que la lama cumpla con las expectativas establecidas. Si la lama es considerada apta para su uso, se puede tener la confianza de que se ha llevado a cabo un proceso de fabricación de alta calidad y que se cumplen los requisitos necesarios para su puesta en obra. La fiabilidad de la fabricación digital se controlaba mediante el escaneo 3D de cada lama una vez ensamblada, admitiéndose únicamente 3mm de desviación en cualquiera de los puntos

En resumen, este proceso combina diseño, parametrización, cálculos y verificación para lograr lamas consistentes y precisas. La colaboración entre Arup y los fabricantes es fundamental para garantizar un producto final de alta calidad.

3. CONCLUSIÓN:

Con la llegada de la fabricación digital y la gran evolución en el campo del software aplicado al diseño de superficies complejas, la relación entre el diseño y la construcción de envolventes arquitectónicas ha cambiado significativamente.

Los arquitectos ahora pueden utilizar software de diseño paramétrico para crear modelos tridimensionales precisos de la envolvente, lo que permite una mayor precisión y eficiencia en el diseño y la fabricación.

La fabricación digital también ha permitido la utilización de técnicas de fabricación avanzadas, como la impresión 3D, el corte por láser o la fresadora CNC, que permiten la producción de piezas completas y precisas con rapidez y eficiencia.

El diseño y validación estructural de la envolvente del estadio, compuesta por más de 13,000 lamas con geometrías únicas, representó un desafío significativo. Cada componente del sistema, desde las palas de acero inoxidable hasta los largueros de soporte, fue justificado individualmente. La unión de las palas a las cuadernas se realizó mediante una combinación de adhesivo estructural y pernos electrosoldados, asegurando la estabilidad y resistencia del conjunto. La parametrización de las lamas permitió identificar y analizar los casos más desfavorables, optimizando el proceso de validación estructural.

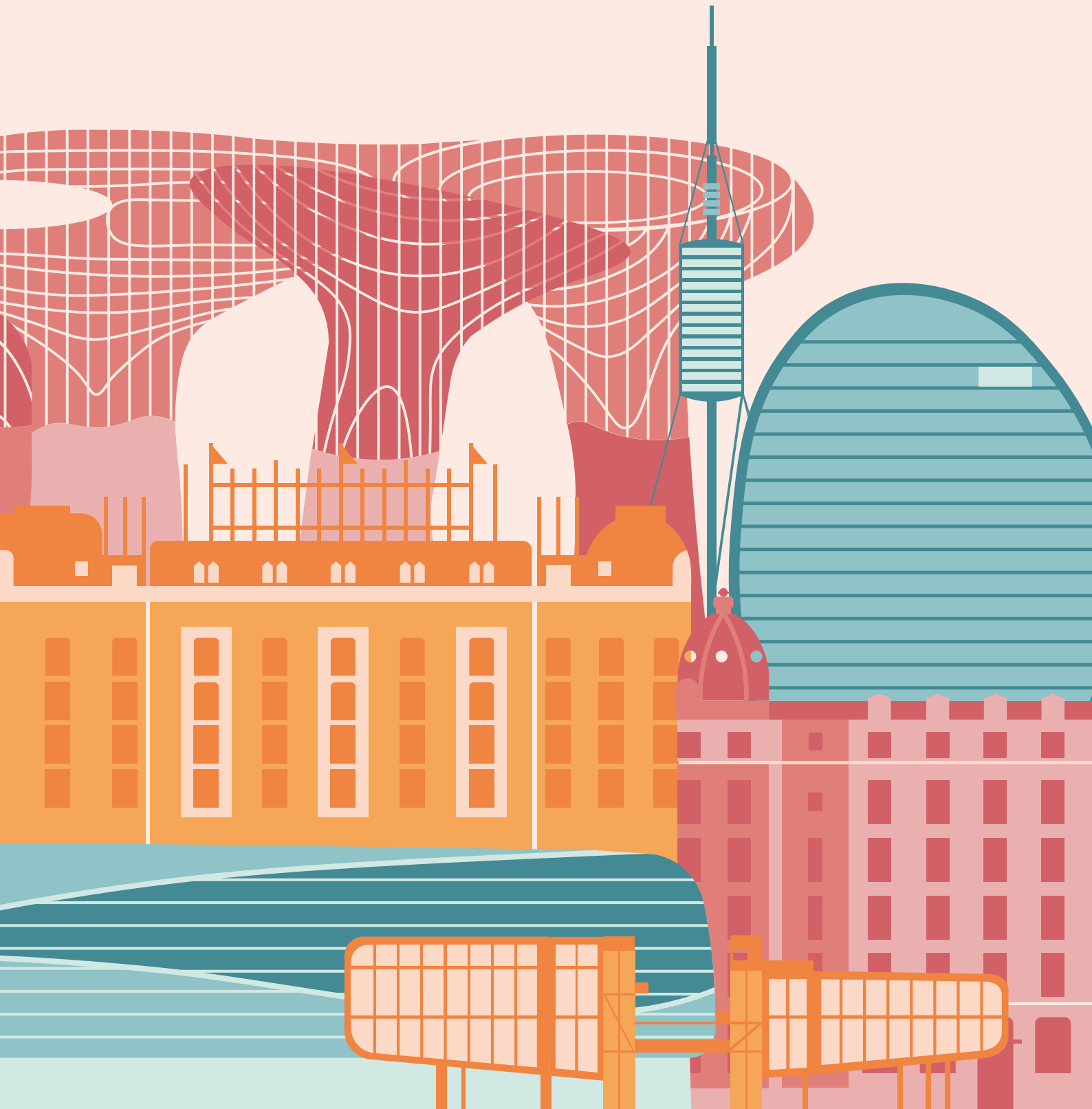
En cuanto a la definición del sistema constructivo, la evolución experimentada en las últimas décadas del proceso de diseño para fabricación digital ha permitido fabricar elementos de alta complejidad geométrica y singularidad con la eficiencia, precisión y calidad que requería una obra como la nueva piel del Estadio Santiago Bernabéu. Tal y como se ha demostrado, la escala ya no es un problema para utilizar estos procesos, pudiendo ser aplicados en paralelo por distintos fabricantes siempre que exista un procedimiento robusto que asegure la transferencia de datos entre plataformas.

Referencias:

- [1] De Francisco, E. (2016). "Fabricación digital de envolventes panelizables en arquitectura de geometría compleja"

- [2] Candela, F., Moneo, J. R. (2019). "El escándalo de la ópera de Sidney". Revista del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid.
- [3] ABB Architects., Franken, B. (2008). "Transparent Plastics." Birkhäuser Basel. 40-41. Gehry, F. (1999-2003). Walt Disney Concert Hall. De: <https://es.wikiarquitectura.com/edificio/walt-disney-concert-hall/>
- [4] Castro, G., Esteves, L. P. (2005). "Novos processos de construção". Revista Arquitectura&Vida, n.58.
- [5] Orzel, B., Wolniak, R. (2022). "Digitalization in the Design Industry - Remote Work in the Context of Sustainability: A Study from Poland". Department of Economics and Informatics, Faculty of Organization and Management, Silesian University of Technology, 41-800 Zabrze, Poland.
- [6] Chang, L. (2015). "The Software Behind Frank Gehry's Geometrically Complex Architecture". Priceonomics. De: <https://priceonomics.com/the-software-behind-frank-gehrys-geometrically/>
- [7] Museo Guggenheim Bilbao. "A structure of Titanium, Glass and Limestone". The Construction. De: <https://www.guggenheim-bilbao.eus/en/the-building/the-construction>

Más de 30 años de Total Design en España





sener

Liderando la innovación en soluciones de alto valor añadido

En Sener, impulsamos el desarrollo tecnológico creando soluciones transformadoras capaces de hacer realidad los mayores retos de la ingeniería

www.group.sener

Versión adaptada al Santiago Bernabéu de Hypogea®, solución automatizada de césped retráctil diseñada y patentada por Sener.

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Obra civil asociada al sistema de automatización del terreno de juego

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Fully Automated Pitch Changeover System

Jorge Vizcaya Pérez^a, César Quevedo Galván^b, Miguel Ángel Morales Polo^c,
Ignacio Pita Olalla^d y Javier Salcedo López^d

^a Arquitecto, SENER

^b Director general de Mobility en SENER

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Jefe de Hub Estructuras en SENER

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Ingeniero estructural senior en SENER

Recibido el 22 de noviembre de 2024; revisado el 15 de enero de 2025, aceptado el 27 de mayo de 2025

RESUMEN

Descripción del proyecto de la obra civil asociada al Sistema de Automatización del Terreno de Juego del Estadio Santiago Bernabéu, sistema, diseñado y patentado por la ingeniería Sener. Además de explicar el motivo que justifica la incorporación de este tipo de tecnologías en las infraestructuras deportivas de la actualidad, se hace especial hincapié en los principios de funcionamiento del propio sistema, así como los retos derivados de su implementación en un estadio como el Santiago Bernabéu, con más de 70 años de historia y una configuración de gradas existentes. Dado que el sistema incluye componentes móviles, se presta especial atención a la descripción y explicación de los diferentes modos de uso y sus requisitos de diseño específicos. Además, se desarrolla una descripción técnica de los principales elementos de la obra civil asociado, destacando la cámara subterránea de más de 26 metros de profundidad en el lateral oeste del estadio, denominada Hipogeo, diseñada para el almacenamiento y conservación del césped durante largos periodos de tiempo permitiendo la utilización del estadio para otros usos. También se aborda la reconstrucción del tramo de grada baja en el lateral oeste "en voladizo", respetando su configuración geométrica curva original así como la disposición y capacidad de sus sectores, el sistema de seis bandejas metálicas desplazables que contienen la sección completa de terreno de juego de césped natural, y la tapa metálica de cierre del Hipogeo que garantiza su estanqueidad e independencia necesarias para el correcto mantenimiento del césped y para no afectar el correcto devenir de los potenciales eventos alternativos al fútbol que el estadio pueda acoger. El artículo también explicará de manera resumida el sistema en su conjunto, incluyendo referencias a los mecanismos asociados al desplazamiento y almacenamiento de las bandejas, una breve descripción de los sistemas e instalaciones necesarios para la conservación del césped en los modos evento y partido, así como un breve análisis de los retos de implementación arquitectónica y coordinación técnica interdisciplinar durante el desarrollo del proyecto.

PALABRAS CLAVE: Retráctil, terreno de juego, césped natural, mecanismos.

©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

Description of the civil engineering associated to the Project of the Automated Pitch Changeover System at Santiago Bernabéu Stadium, a system designed and patented by the Spanish Engineering Firm Sener. In addition to explaining the background behind incorporating this type of technology into modern sports infrastructures, special emphasis is placed on the principles of operation of the system itself and the challenges arising from its implementation in a stadium like the Santiago Bernabéu, which has over 70 years of history and an existing grandstand configuration.

Given that the system includes mobile components, particular attention is paid to the description and explanation of the various modes of operation and their specific design requirements. Furthermore, a technical description of the main civil engineering elements is provided, highlighting the underground growth chamber over 26 meters deep on the west side of the stadium, known as the Hypogeum. This chamber was designed for the storage and preservation of the natural grass over long periods, enabling the stadium to be used for other purposes beyond football matches.

The reconstruction of the lower west-side grandstand section, built "cantilevered," is also addressed. This reconstruction respects the original curved geometry as well as the layout and capacity of its sectors. Additionally, the system of six movable steel trays, which contain the full natural grass playing field, is detailed, along with the steel cover of the Hypogeum. This cover ensures the necessary sealing and independence for proper grass care while also preventing interference with other non-football events the stadium may host.

The article will also provide a concise explanation of the system, including references to the mechanisms associated with the trays' movement and storage, a brief description of the systems and installations required for turf preservation in both event and match modes, and a short analysis of the architectural challenges and interdisciplinary technical coordination during the project's development.

KEYWORDS: Retractable, pitch, natural grass, mechanisms.

©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: jorge.vizcaya@mobility.sener (Jorge Vizcaya Pérez)

1. INTRODUCCIÓN PREVIA

Los últimos años del siglo XX y los primeros del XXI marcaron una auténtica revolución en el diseño de estadios. Tragedias como Hillborough, Furiani o Heysel obligaron a las autoridades locales y a las entidades deportivas internacionales a implementar medidas drásticas.

Las normativas nacionales y locales en materia de seguridad se volvieron significativamente más estrictas. Paralelamente, a comienzos del siglo XXI, el auge del negocio de las retransmisiones televisivas en el fútbol llevó a la FIFA a publicar su documento de *Requisitos y Recomendaciones Técnicas* para el diseño y construcción de estadios. Esta normativa no solo estandarizó el diseño de estas infraestructuras, sino que también amplió considerablemente sus prestaciones.

Todas estas circunstancias propiciaron un notable incremento en la calidad del diseño y en la tecnología aplicada a los estadios, lo que a su vez disparó los costes tanto de su construcción como de su operación.

En los últimos años, hemos visto cómo los estadios han dejado de ser simples estructuras para contener personas durante los eventos y se han transformado en edificios modernos, estratégicamente ubicados y equipados con tecnología de vanguardia.

Los propietarios y operadores de estadios han aprovechado esta evolución para diversificar las funciones de estos edificios y así justificar su alto coste de construcción, convirtiéndolos en verdaderos espacios multifuncionales, capaces de albergar una amplia gama de eventos y actividades urbanas, mucho más allá de los encuentros deportivos.

En este nuevo contexto, el terreno de juego con césped natural adquiere una importancia crucial. En el fútbol moderno, la calidad del césped ha alcanzado niveles excepcionales, y no es casualidad. Su estado impacta directamente en la retransmisión televisiva, en el desarrollo del juego y, especialmente, en la seguridad de los jugadores. Esto lo convierte en un elemento clave en los estadios contemporáneos. Como consecuencia, se limita casi por completo la realización de eventos que puedan comprometer su condición durante las competiciones, restringiendo el uso del estadio para actividades masivas no relacionadas con el fútbol a las ventanas estivales entre torneos.

El Real Madrid entendió claramente este cambio de paradigma y desde el principio decidió utilizar la reforma de su estadio no solo para cimentar la idea de un templo del fútbol sino también una infraestructura urbana al servicio del Club y por extensión de la Ciudad de Madrid. Un edificio que fuese capaz de poder acoger todo tipo de eventos masivos de forma segura en cualquier momento del año independientemente de la competición futbolística. En este escenario, una forma de desplazar o proteger el terreno de juego que habilitase el estadio a otros eventos pasó a ser un elemento principal del proyecto.

En el caso del Santiago Bernabéu, a las exigencias de conservación del césped natural impuestas por el propio Real Madrid, se sumaban los retos específicos del estadio: una infraestructura antigua rodeada de edificaciones, con gradas en uso cercanas al terreno de juego, y una línea ferroviaria que atravesaba el estadio de norte a sur, cuya caverna estructural

apenas se separaba unos pocos centímetros del césped en algunos puntos.

Estas circunstancias particulares dificultaban la incorporación de sistemas tradicionales de césped retráctil, como los instalados en los estadios de Sapporo, Arizona, o, más recientemente, en el nuevo estadio del Tottenham en Londres. Todos estos sistemas tenían en común haber sido diseñados, desde inicio, de manera integrada con la estructura de las gradas del estadio, utilizando una tecnología que permitía desplazar lateralmente el terreno de juego desde su posición central hacia un área exterior adyacente al estadio. Una situación de proyecto imposible en el Santiago Bernabéu. Se hacía evidente que se debía disponer de una tecnología diferente que, en este caso, vino desarrollada por parte de la Ingeniería Sener.

2 SISTEMA DE AUTOMATIZACIÓN DEL TERRENO DE JUEGO

La solución propuesta se fundamenta en dos premisas clave. En primer lugar, el sistema debe afectar lo menos posible a las gradas existentes, manteniendo el aforo y, no puede ocupar espacios externos al estadio. En segundo lugar, el sistema tiene que ser capaz de desplazar el terreno de juego hacia una cámara donde el césped natural pueda mantenerse, permitiendo así al estadio albergar todo tipo de eventos.

El sistema debe tener dos modos de uso. Durante el *modo-partido*, el terreno de juego se ubicará en su posición natural en el centro del estadio, mientras que en *modo-evento*, se encontrará protegido dentro de la cámara de mantenimiento.

De acuerdo con todo esto, el sistema final desarrollado por Sener divide longitudinalmente el terreno de juego en 6 *bandejas* estructurales iguales de 107 x 11.67 m. Estas *bandejas* metálicas, dotadas de un bastidor estructural inferior, sirven como contenedor de la sección constructiva del terreno de juego de césped natural, incluyendo 30 cm de sección natural y su drenaje inferior a base de celdas de plástico de 85 mm de espesor.

En *modo-partido*, el bastidor estructural se apoya directamente en una losa armada inferior que dispone de una serie de raíles embebidos a modo de guía para un conjunto de *carros de transporte* automatizados que levantan y desplazan cada una de las bandejas desde su posición central hacia la cámara enterrada "*hipogeo*" ubicada en el lateral oeste del estadio.

Para evitar que las *bandejas* se precipiten sobre el *hipogeo*, el sistema despliega una serie de *celosías retráctiles* –alojadas en *cajeras* estructurales embebidas en el terreno bajo la grada baja oeste– que sirven de apoyo temporal mientras el sistema de elevación "*elevador*" sostiene cada *bandeja* para posteriormente desplazarla verticalmente hasta su posición final en la estructura del *almacén*. Esta maniobra se efectúa de manera automatizada por cada *bandeja*.

Una vez liberada la *losa inferior*, una tapa de cierre, alojada en *modo-partido* bajo un tramo "en voladizo" de la grada oeste, se reubica sobre el hueco del *hipogeo* cerrándolo y alineándose con la cota de la *losa inferior* habilitando totalmente el espacio central del estadio para la realización de eventos y aislando el *hipogeo*.

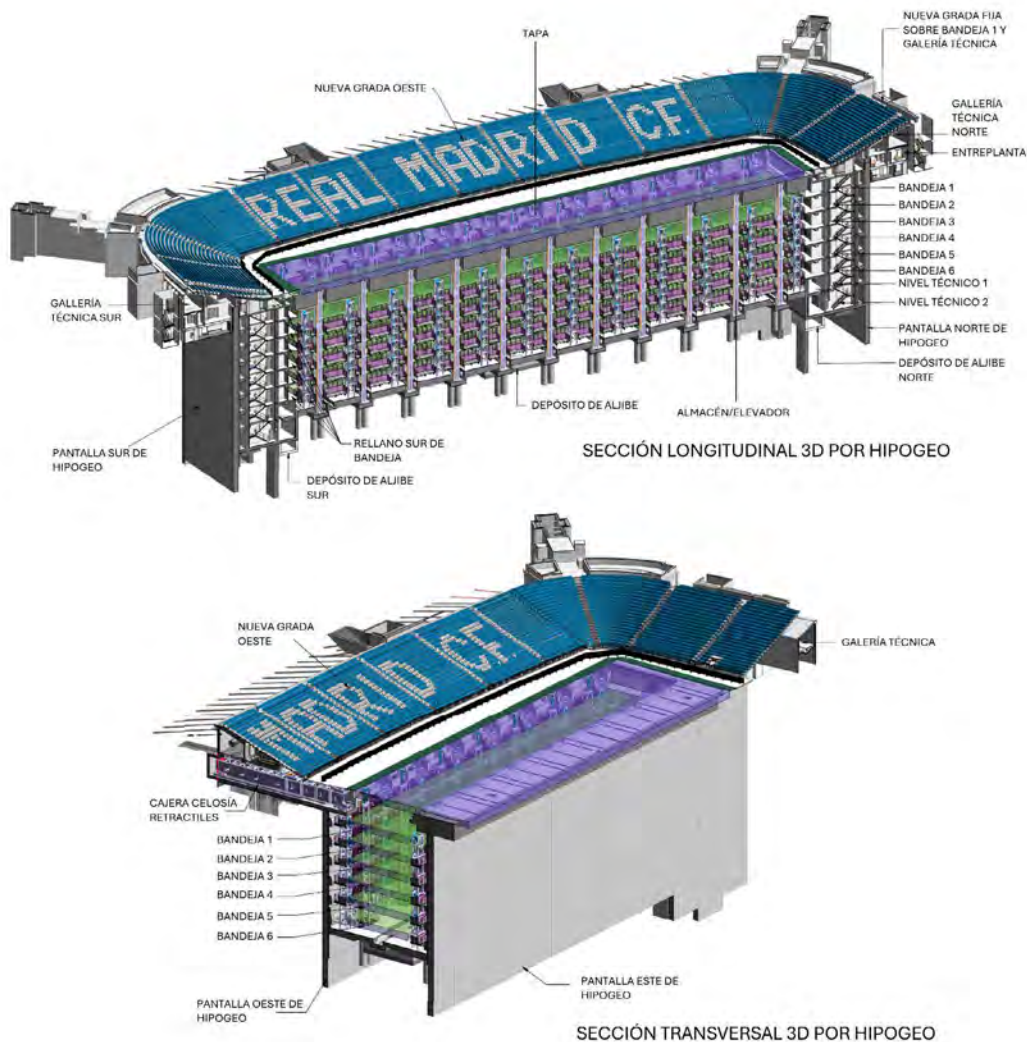


Figura 1. Terminología General de Proyecto.

Las *bandejas* se almacenan en 6 niveles en la zona central del *hipogeo* disponiendo en cada testero, norte y sur, de un núcleo que alberga salas para equipamiento, equipos y sistemas agronómicos, así como montacargas comunicados con la *galería técnica* del estadio. Así, se garantiza el correcto acceso independientemente del evento que pueda acoger el estadio.

El sistema está equipado con una serie de instalaciones y sistemas agronómicos capaces de actuar tanto en *modo-evento* como *modo-partido*, entre los que destacan, sistema de riego/fertiirrigación, calefacción/refrigeración del terreno, ventilación/climatización, etc.

A continuación, se lleva a cabo una explicación más detallada de los componentes estructurales principales del sistema:

2.1. Hipogeo

La ubicación del Hipogeo y del sistema de celosías retráctiles en el lateral oeste del estadio requirió de una intervención estructural muy cercana a la primera alineación de pilares de la grada baja originaria de 1947 apoyada sobre el terreno. Las cimentaciones del Estadio habían sido reforzadas en las anteriores reformas y ampliaciones mediante recalce de mi-

cropilotes y pilotes, salvo la primera y segunda alineación, en las que se mantenía el esquema de cimentación directa. En este escenario, se diseñaron conjuntamente los principales elementos estructurales que conforman el complejo Hipogeo-Galería Técnica considerando el estudio de las deformaciones del terreno y de su efecto en la estructura de la tribuna. Los resultados obtenidos constituyeron la base del plan de monitorización y control realizado durante la ejecución.

La excavación de la grada oeste se realizó protegida por una pantalla de micropilotes anclada provisionalmente en la parte superior y limitada en sus dimensiones por el gálibo vertical de la propia tribuna superior (segundo anfiteatro actual). A resguardo de ésta se construyeron sucesivamente –de arriba abajo–, la *galería técnica* perimetral prevista en la remodelación del estadio, los pilares de apoyo de la nueva grada oeste en voladizo –cuya nueva definición respetó la geometría original– y las *cajeras* que alojan las *celosías retráctiles*. Todos estos elementos trabajan conjuntamente para evitar el desplazamiento de los pilares de la tribuna una vez se destesaron los anclajes inicialmente ejecutados.

El esquema funcional del sistema requirió la prolongación de las *cajeras* más allá de la proyección de la *galería técnica*, en un nivel inferior, y su ejecución y diseño tuvieron que

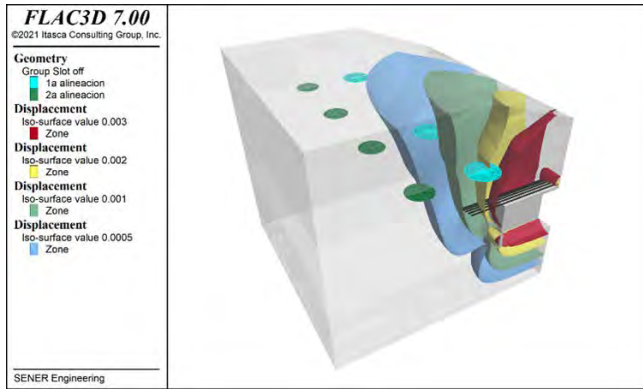


Figura 2. Cimentaciones del estadio en el contexto de isosuperficies de desplazamientos totales.

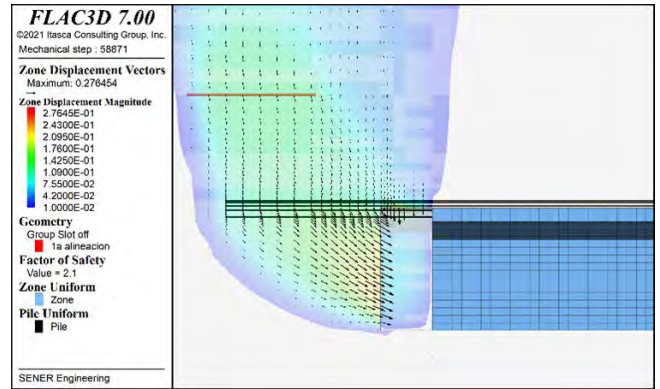


Figura 3. Mecanismo de rotura del cálculo de estabilidad del frente de las galerías de celosías retráctiles.

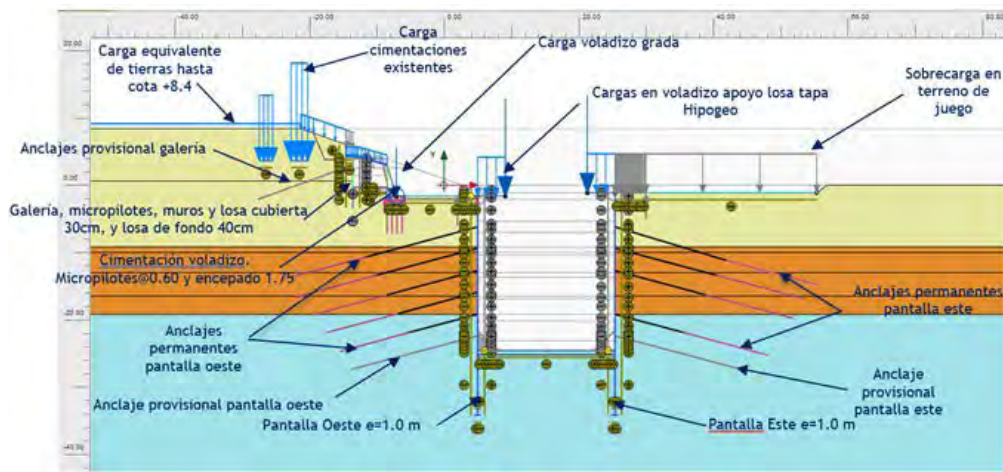


Figura 4. Sección de cálculo en Plaxis 2D del Hipogeo.

ser compatibles con el funcionamiento posterior del estadio (mantenimiento de cotas, núcleos de comunicación con vomitorios de gradas, accesos de mantenimiento, geometría de grada, etc.). Para ello se previó una excavación en mina en dos fases de avance y protegida mediante paraguas de micropilotes, cerchas metálicas y proyectado de hormigón.

El hipogeo constituye el recinto principal que aloja el sistema. A sus muros se anclaron los sistemas de almacenamiento y elevación de las 6 bandejas. En la parte superior se ubicaron voladizos –tanto en el lado este como el oeste, a modo de prolongación de las cajeras de las celosías retráctiles– que permiten el anclaje de las mismas durante las maniobras y que, además, constituyen el apoyo de la tapa que cierra el hipogeo.

La estructura de muros-pantalla y anclajes permanentes se diseñó para resolver los límites de deformabilidad requeridos por el propio sistema y las cimentaciones de la grada y permitió que la excavación del interior fuese compatible con el funcionamiento del estadio.

Las pantallas tienen una profundidad de 34.2 m, siendo su altura libre de 25.20 m y por lo tanto empotrando 9 m en el estrato tosco. Se necesitó de 5 niveles de anclajes permanentes dispuestos cada 2.25 m, y otro nivel de anclajes provisionales.

En los testeros norte y sur la reconstrucción de la grada baja del estadio se realizó puentada sobre los propios muros

del hipogeo. Los forjados de esos testeros acodalan los muros pantalla siguiendo una construcción tipo *top-down* en el caso del testero norte y *bottom-up* en el sur, con empleo provisional de vigas perimetrales y puntales metálicos, debido a necesidades derivadas de la extracción de tierras. Con esta solución se independizó la estructura interior del hipogeo y se eliminó cualquier potencial impacto de la construcción en el aforo del estadio.

2.2. Losa inferior

El diseño de la losa inferior que se extiende bajo las bandejas se fundamentó en tres requisitos: alojar con límites estrictos de deformabilidad los railes embebidos por los que transitan los carros de transporte horizontal, servir de apoyo a las bandejas en *modo-partido* y servir de base sobre la que organizar los eventos alternativos. Las reducidas tolerancias requeridas y el estrecho plazo de construcción (escasamente 6 semanas) necesitaron de un estudio detallado del procedimiento de ejecución.

Además, es importante destacar el importante impacto que tuvo en su diseño y su posterior construcción el túnel ferroviario que conecta Atocha con Chamartín que discurre en el lateral este del terreno de juego. La estructura de las tribunas norte y sur se diseñó originalmente puentando el túnel y que la parte baja de la grada este afectada, excavada

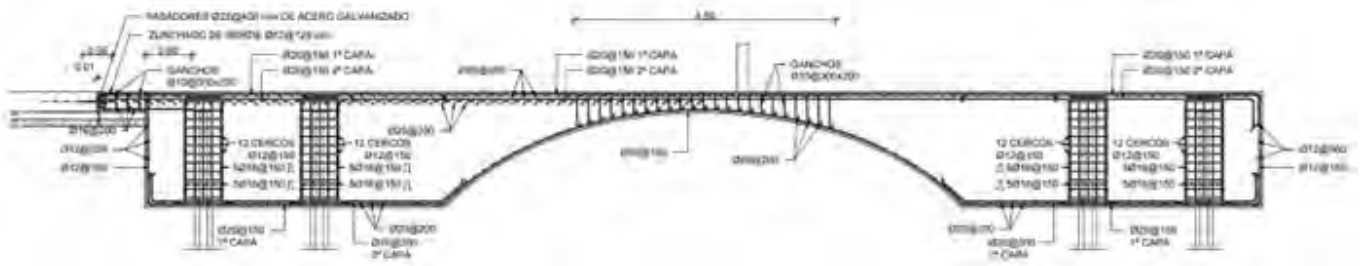


Figura 5. Detalle de armado de la losa inferior sobre la bóveda del túnel.

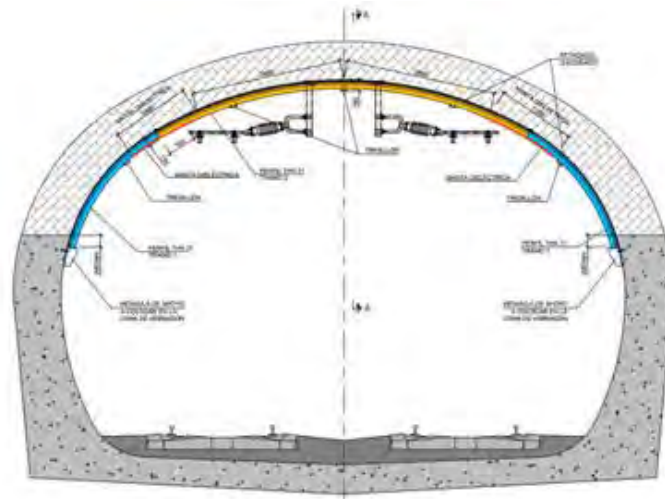


Figura 6. Sección tipo transversal del refuerzo del túnel.

sobre el terreno, apoya parcialmente en la bóveda del mismo. La profundización del nivel del terreno de juego para alojar las *bandejas* suponía una modificación del comportamiento de la estructura del propio túnel, por lo que fue necesario su refuerzo.

Inicialmente la bóveda se reforzó por el interior (figura 5) mediante cerchas y proyectado de hormigón. Con el tráfico ferroviario restablecido, se actuó en el exterior construyendo la protección diseñada.

2.3. Tapa

La tapa del *hipogeo* se resolvió con una estructura metálica que cubre una superficie de 108 m x 13.3 m. Su diseño estuvo condicionado por varios factores. En primer lugar, por el hecho de tratarse de una estructura móvil. En segundo lugar, por los condicionantes geométricos propios de una obra con numerosos interfaces. En tercer lugar, por el dispar uso que de la misma se puede hacer y, en cuarto, por los condicionantes constructivos.

Además de los modos principales de uso del sistema, *modo-evento* (figura 7) y *modo-partido* (figura 8), el diseño de la tapa debe considerar uno adicional, *modo-abierto*. A estas posiciones fijas hay que sumar dos posiciones en movimiento: elevación y traslación horizontal. Esto se traduce en cuatro esquemas estructurales distintos y muy diversos puntos de apoyo.

En el *modo-evento*, con las bandejas de césped ubicadas en el interior del *hipogeo*, la tapa apoya sobre los voladizos de hormigón de la coronación de las pantallas del *hipogeo*,

quedando su superficie enrasada con la losa. El esquema estructural en esta situación es la de vigas biapoyadas de 12.8 metros de luz.

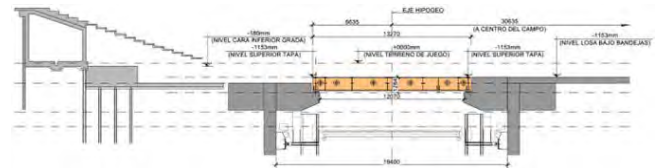


Figura 7. Sección entre cajeras. *Modo Evento*.

En el modo-abierto, la tapa se ubica parcialmente bajo la grada en voladizo y permite la entrada y salida de las bandejas en el hipogeo. En esta posición el esquema estructural es idéntico al de la posición cerrada, con vigas biapoyadas de 12.8 metros de luz.

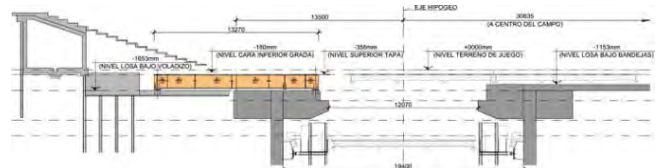


Figura 8. Sección entre cajeras. *Modo Abierto*.

En el modo-partido la tapa cubre parcialmente el hipogeo y queda adosada a la bandeja lateral oeste, que apoya sobre las celosías retráctiles. En esta situación, los apoyos quedan separados 10,3m, con un voladizo de 2.74 metros.

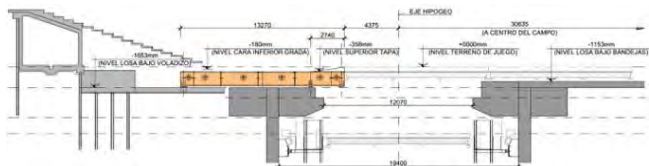


Figura 9. Sección entre cajeras. *Modo Partido*.

Durante el movimiento de elevación de la tapa, ésta apoya sobre el elevador. Durante su movimiento de traslación horizontal, sobre los carros de transporte. Hay también que disponer zonas rigidizadas para una futura sustitución de apoyos. Por tanto, en total nos encontramos con 4 tipos distintos de apoyos (hormigón, elevadores, carros y cambio de apoyos), que no pueden ser coincidentes.

La estructura se conforma por 36 vigas armadas en I. Sin embargo, se eleva en tan solo 11 alineaciones (22 puntos de elevación) y se traslada en 12 alineaciones (24 puntos de traslación/carros). Esto implica que, en las maniobras de elevación y traslación, la estructura adopte el esquema estructural propio de un emparrillado, trabajando en las dos direcciones.

Por un lado, la tapa debe permitir la circulación de los carros de transporte por debajo de la misma. Por otro, ha de quedar emplazada y ser transportada por debajo de la grada en voladizo. Ambos condicionantes implican que los cantos estructurales disponibles en los carriles de circulación sean muy reducidos (220 mm).

Dado que en modo-evento, la tapa, junto con la losa, forma parte del espacio útil para la realización de actividades, se diseñó para poder acoger un espectro muy amplio de las mismas. Quedando descartada una losa de hormigón por los reducidos cantos disponibles, así como para evitar incrementar el peso a soportar por carros y elevadores, se opta por una solución de chapa ortótropa, que pueda absorber cargas locales elevadas como ruedas de camión, apoyo de escenario, etc.

Igualmente, la tapa se diseñó y calculó para garantizar el confort de los usuarios en sus diferentes modos de uso, evitando vibraciones que resulten molestas. Se verificó que las frecuencias propias de vibración, incluso con una masa oscilante igual a la carga permanente más una eventual carga muerta de 400 kg/m², fuera superior a 8Hz, valor mínimo que establece el Código Técnico de la Edificación, parte 2 DB SE [3], para es-

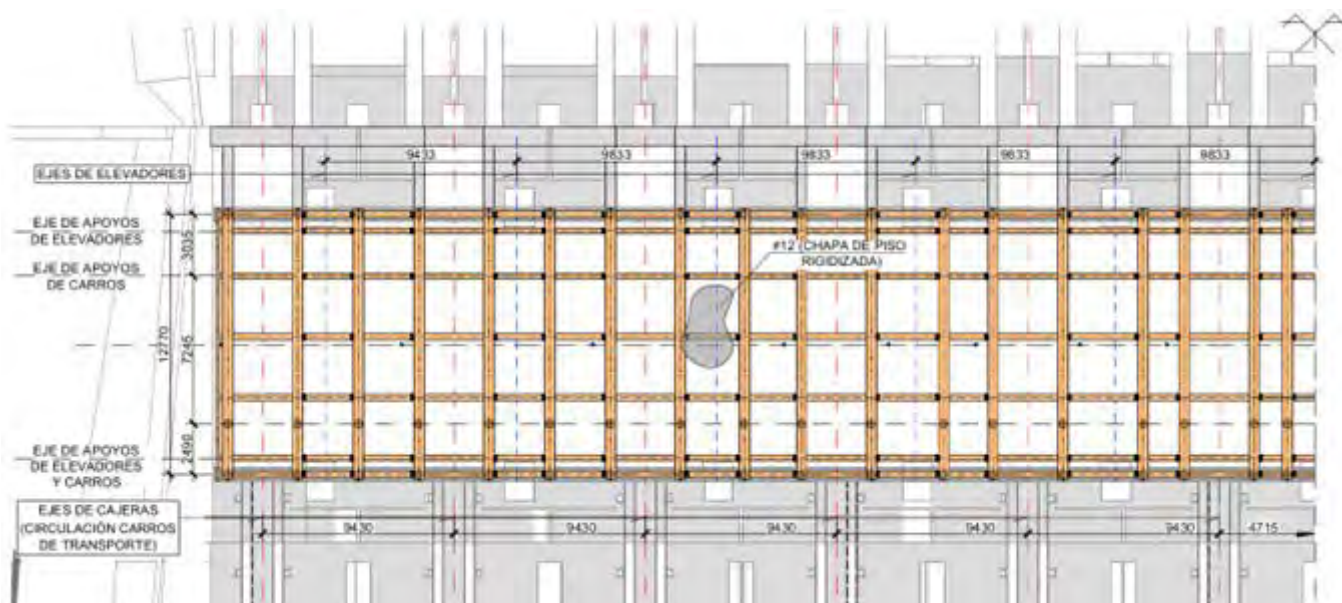


Figura 10. Semi-planta. *Modo Evento*.



Figura 11. Montaje de módulos de tapa.

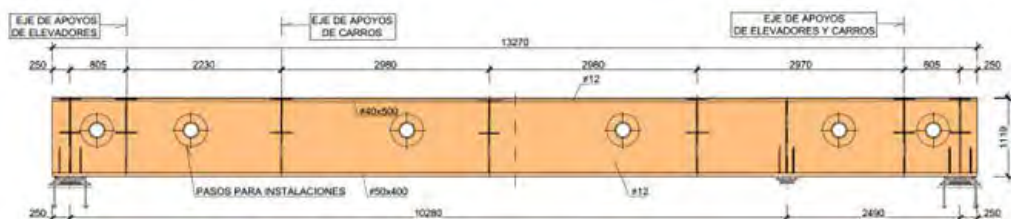


Figura 12. Sección transversal de bandeja por viga principal.

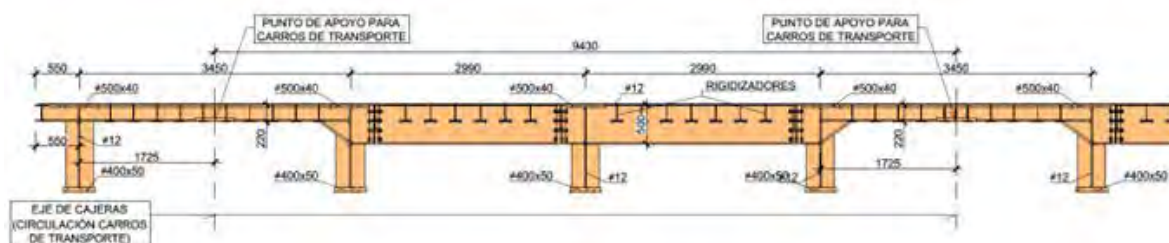


Figura 13. Sección longitudinal de bandeja por vigas transversales.



Figura 14. Aproximación de bandeja a hipogeo.

tablecer que una estructura de gimnasios o polideportivos es lo suficientemente rígida para descartar este tipo de fenómenos.

Por lo que respecta a los condicionantes constructivos, el acceso de las estructuras al estadio se tuvo que realizar a través de pasos relativamente angostos. Fue por ello necesario transportar la estructura despiezada (figura 11). Por otro lado, dado que los plazos de ejecución eran muy ajustados se decidió diseñar una estructura modular atornillada cuyas únicas uniones soldadas a realizar in-situ fueron las de la chapa de piso, dada la necesidad de asegurar la estanqueidad del hipogeo.

Debido a los condicionantes anteriormente descritos, la tapa se conformó con 36 vigas principales, armadas en I (figura 12), de 1,10m de canto aproximadamente y vigas transversales, también en I, de 500 mm de canto, salvo en las zonas de circulación de los carros (figura 23), donde el canto disponible fue de tan solo 220 mm. La formación de piso se realizó mediante una chapa de 12 mm rigidizada. Se descartaron los rigidizadores cerrados tipo bulbo para favorecer la resolución de los detalles, particularmente en los encuentros entre las vigas transversales de 220 mm de canto y la propia rigidización.

2.4. Bandejas

El diseño de las 6 bandejas en las que se divide el terreno de juego estuvo determinado por los mismos condicionantes des-

critos para la tapa: estructura móvil y condicionantes geométricos, constructivos, así como los propios de su uso final.

De esta manera, las bandejas pueden presentar dos posiciones fijas y dos posiciones en movimiento.

Las posiciones fijas se corresponden, por un lado, con el modo-evento, con las bandejas guardadas en el hipogeo y soportadas por las torres del almacén. Por otro lado, con el modo-partido, con las bandejas fuera del hipogeo conformando el terreno de juego.

En el modo-partido, las bandejas apoyan sobre la losa inferior, salvo la bandeja más occidental, que, al quedar sobre la vertical del hipogeo, apoya sobre las celosías retráctiles. Esto hace que esta bandeja presente una configuración estructural distinta a las demás.

Las posiciones móviles se refieren a la posición de elevación, con las bandejas soportadas sobre los elevadores, y a la posición de transporte, con las bandejas apoyadas en los carros de transporte (figura 23).

Es decir, las bandejas están sometidas a cuatro esquemas estructurales distintos. Al igual que sucedía en la tapa, el limitado número de elevadores y carros implica la necesidad de que la estructura trabaje en las dos direcciones en una configuración estructural de emparrillado. Se dispone de un entramado de vigas principales, ubicadas en las dos direcciones, sobre las que apoya otro entramado de vigas secundarias

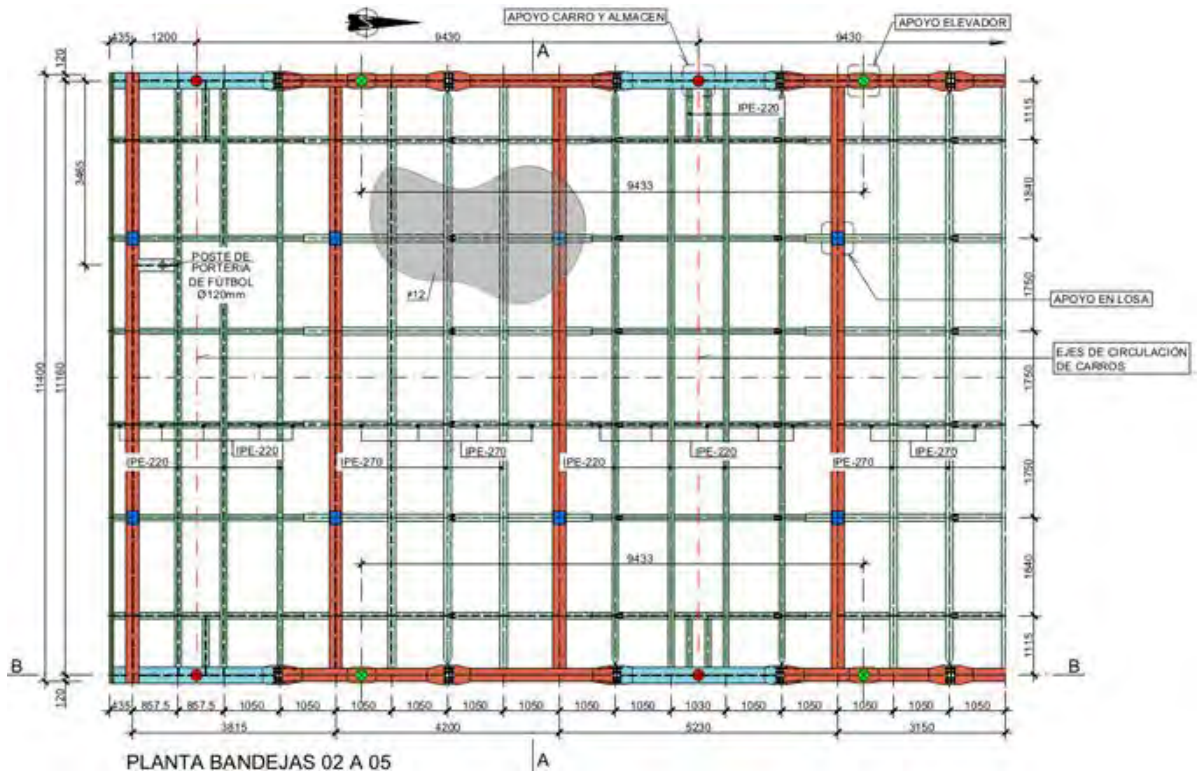


Figura 15. Planta de bandejas 2-5.

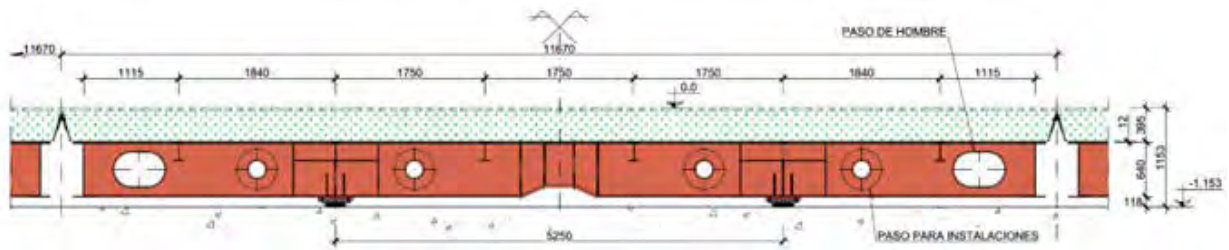


Figura 16. Sección transversal. Bandejas 1-5.

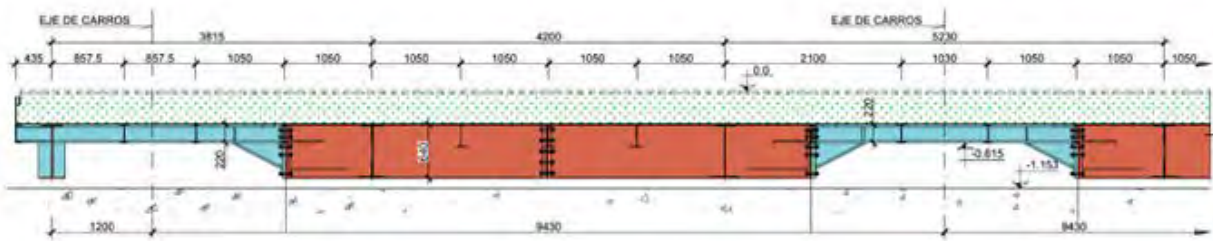


Figura 17. Sección Longitudinal. Bandejas 1-5.

a modo de correas, formando en conjunto su bastidor estructural inferior.

El canto estructural de las bandejas estaba limitado, tanto por arriba como por debajo. Por arriba, porque la cota de césped no se pudo alterar, ya que suponía una merma en la capacidad del estadio. Por debajo, porque la cota superior de la losa no se podía bajar, debido a la cercanía del túnel del tren de cercanías.

A la distancia entre estos dos límites, 1153 mm, había que restar el espesor del paquete agronómico, de 385mm, así

como la separación necesaria entre cara inferior de estructura y losa inferior, de 118 mm. Así, el canto estructural disponible resultante fue de 652 mm. Las vigas principales, armadas en I, tuvieron un canto de 640mm y, sobre ellas, se dispuso la chapa de 12 mm de espesor, sobre la que directamente se apoya el paquete agronómico.

Por otro lado, las bandejas son desplazadas por los carros de traslación, que han de poder circular por debajo de ellas. Esto implicó que, en las calles de circulación de los carros, el canto estructural disponible fuese de tan solo 220 mm.

Al igual que en el caso de la tapa, los condicionantes constructivos (gálibos de acceso al estadio y necesidad de un rápido montaje), determinaron que las bandejas fueran configuradas de forma modular y atornillada. Las únicas soldaduras a realizar en obra fueran las de la chapa continua superior, para evitar eventuales filtraciones.

Dado que el uso principal de las bandejas es el de la práctica del fútbol, fue imprescindible garantizar el confort óptimo de los jugadores. En particular, se tuvo que estudiar que las vibraciones no interfirieran con la práctica deportiva.

Por esta razón, era importante que las frecuencias de vibración de la estructura fueran elevadas, alejándose, no sólo de la frecuencia máxima de un jugador corriendo (alrededor de 3.5 Hz), sino también de su segundo armónico (7,0 Hz). De esta manera se evitaron posibles fenómenos de acople o resonancia. En particular, la frecuencia propia de vibración de las bandejas supera los 8 Hz, valor mínimo que establece el Código Técnico de la Edificación, parte 2 DB SE [3], para establecer que una estructura de gimnasios o polideportivos es lo suficientemente rígida ante acciones dinámicas.

Adicionalmente, se obtuvieron las aceleraciones provocadas por las vibraciones, para verificar que éstas estuvieran dentro de los rangos admisibles de confort, no siendo percibidas por los futbolistas como molestas.

Se realizaron modelos de cálculo en SAP2000 en los que se incluyeron, tanto la estructura metálica portante (elementos tipo “barra” para las vigas y elementos tipo “shell” para la chapa superior) como las tierras sobre ella (elemento tipo “solid”). El incremento en la masa oscilante que suponen las tierras reduce las frecuencias de vibración, pero también contribuye a una reducción de las aceleraciones y a un incremento del amortiguamiento. En el modelo de la bandeja oeste se incluyeron también las celosías retráctiles sobre las que se apoya.

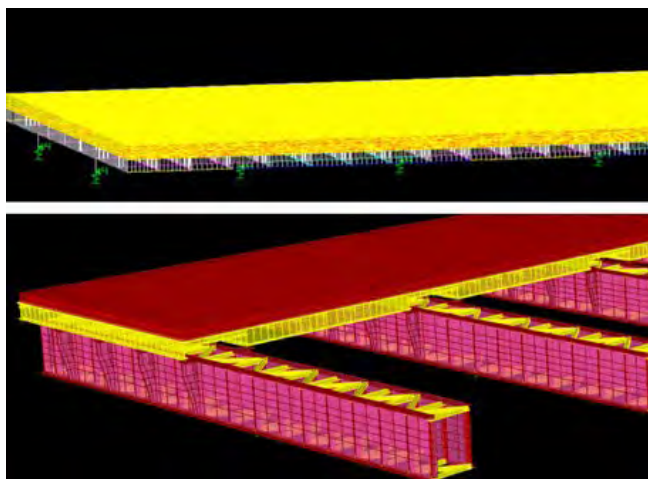


Figura 18. Modelos de cálculo dinámico para bandeja tipo y bandeja 6.

Se analizaron las bandejas bajo cargas impulsivas, de acuerdo con las normas ISO 10137-2007 – Serviceability of buildings and walkways against vibrations [7] y ISO 2631-1 – Evaluation of human exposure to whole-body vibration [6]; y bajo cargas periódicas de acuerdo con la JRC-ECCS-Design of lightweight footbridges for human induced vibration [8].

Para las cargas periódicas o armónicas, se estudiaron diversos escenarios (partido de fútbol, evento previo, invasión de aficionados, etc.), y se tuvo en cuenta tanto la capacidad de

sincronización en función de la carga (mayor sincronización para menor número de personas) como el acople de la misma a la frecuencia natural de la estructura. El amortiguamiento estructural para condiciones de servicio se estimó en 1.2%. Las aceleraciones de pico obtenidas estuvieron en todos los casos dentro de los límites del máximo confort.

Para las cargas impulsivas se estudiaron tres situaciones distintas, con una modelización de saltos o caídas de jugadores desde 0.2 m, 0.4 m y 0.8 m. Se obtuvieron las aceleraciones promediadas y ponderadas (RMS), teniendo en cuenta la distinta sensibilidad humana a cada rango de frecuencia y resultando todas ellas inferiores a las aceleraciones admisibles.

Grada oeste en voladizo

Dado que el sistema requiere desplazar la tapa fuera del recorrido que realizan las bandejas hacia el hipogeo, hubo que rediseñar el tramo bajo de la grada oeste de tal manera que permitiese poder ubicar la tapa bajo ella.

La existencia de la galería técnica perimetral del estadio impedía la disposición de los habituales pórticos transversales al terreno de juego, ya que éstos quedarían interrumpidos. Adicionalmente, para una mayor comodidad de los espectadores, la grada del Santiago Bernabéu forma una curva en planta, que se tuvo que respetar. Esto introdujo una complicación geométrica adicional, ya que en esta zona también debían incluirse, en un nivel inferior, las cajas para las celosías retráctiles. Es decir, hubo que compatibilizar la alineación ortogonal de las celosías / cajas con la geometría curva de la grada.

Por todo ello, se optó por diseñar unas columnas de hormigón (figura 19) que evitasen cualquier interferencia. En ellas se empotraron unas ménsulas metálicas de canto variable, que seguían la geometría curva de la grada. Sobre las ménsulas metálicas se dispusieron los prefabricados de grada.



Figura 19. Columna de hormigón para apoyo de vigas metálicas en voladizo.

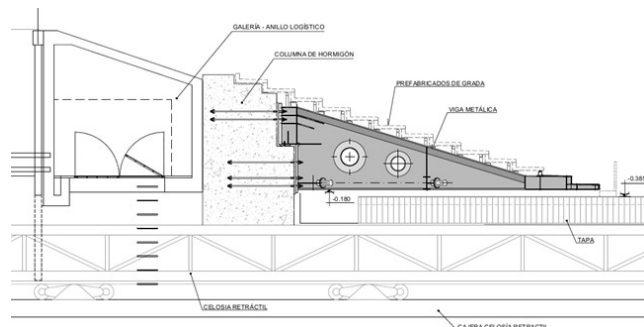


Figura 20. Sección de viga metálica de grada en voladizo.

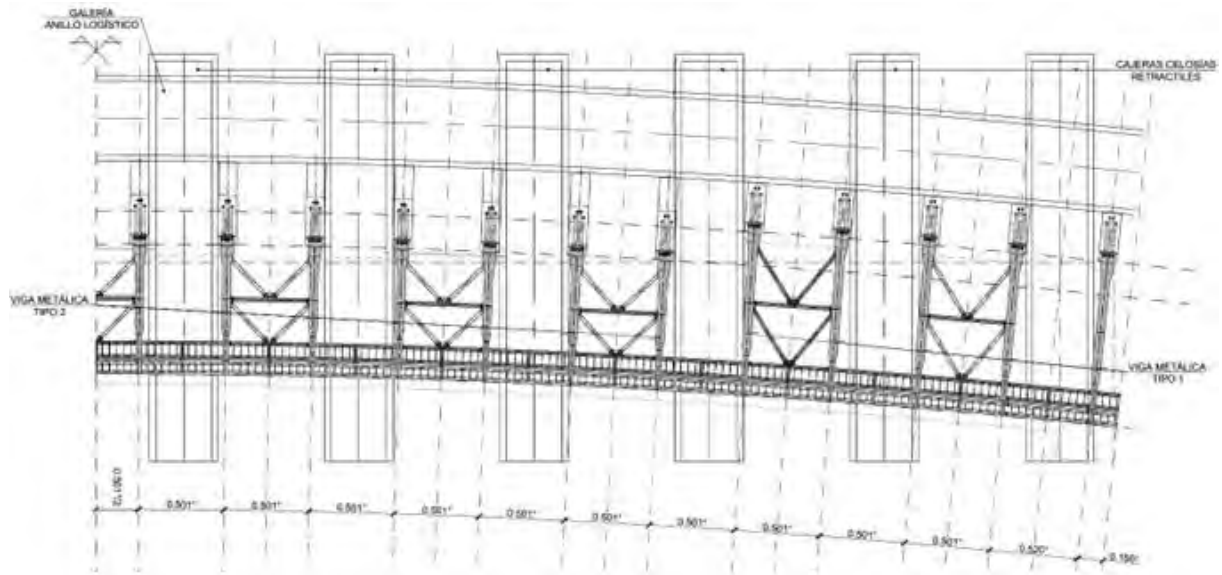


Figura 21. Plano de planta de disposición de elementos estructurales de grada.

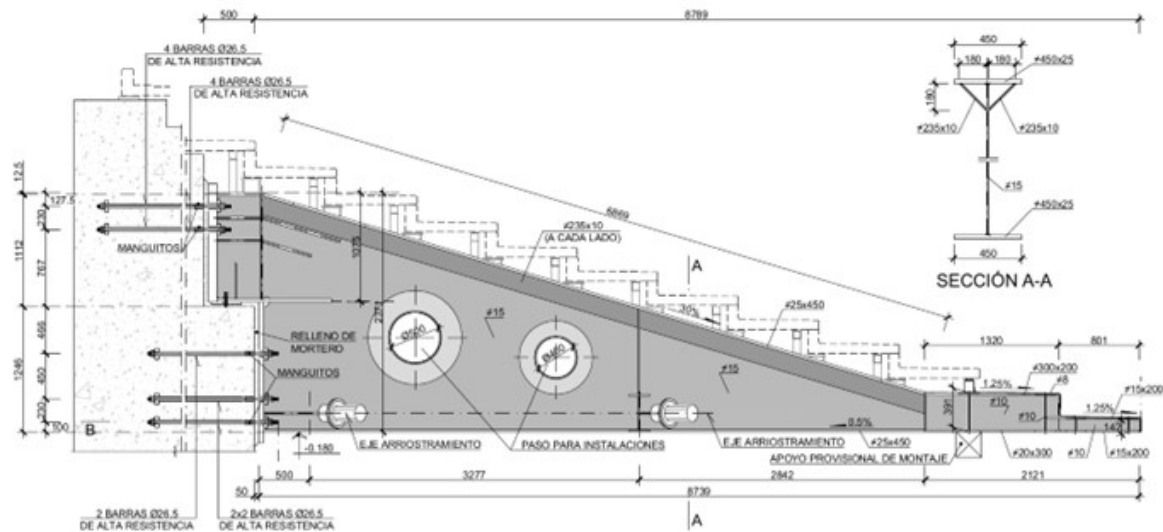


Figura 22. Alzado lateral. Viga Tipo 1.

Dada la configuración radial de las ménsulas y rectangular de la tapa, y para evitar la interferencia de los núcleos de hormigón con la tapa, las ménsulas presentan una mayor longitud en su posición más alejada del centro del campo (más longitud en fondos norte/sur que en centro de campo). Para uniformizar la solución, se adoptaron dos únicas geometrías, de longitudes aproximadas de 8.7 m y 6.9 m.

Las ménsulas metálicas, que tienen un canto máximo de 2.4 m y un canto mínimo de 0.14 m, se empotraron en el hormigón a través de barras de anclaje de alta resistencia, postesadas. Las cargas verticales se introducen a través de un esquema tipo *media madera*. Para absorber las cargas horizontales y aportar rigidez horizontal, las ménsulas se arriostraron dos a dos. La separación aproximada entre costillas es de 4.7 m, por lo que, en el ala superior se dispusieron células que podían trabajar a torsión y evitar las flexiones laterales del ala.

2.5. Mecanismos del sistema

Además de la obra civil y el conjunto de instalaciones asociadas al mantenimiento del césped natural, el sistema se basa en el funcionamiento automatizado de un conjunto de mecanismos integrados en el sistema de manera coordinada.

Los mecanismos, diseñados para asegurar la mayor fiabilidad, se pueden dividir en tres grandes grupos.

En un primer lugar se encuentran el conjunto de los carros de transporte (figura 23) horizontal que operan sobre la losa inferior guiados por los raíles embebidos. El sistema de carros está compuesto de 12 parejas de carros de transporte (carro máster más carro esclavo) que operan de manera totalmente automatizada y que fueron diseñados para elevar cada bandeja, unos pocos milímetros sobre la losa, para luego proceder con su desplazamiento horizontal en cada maniobra.

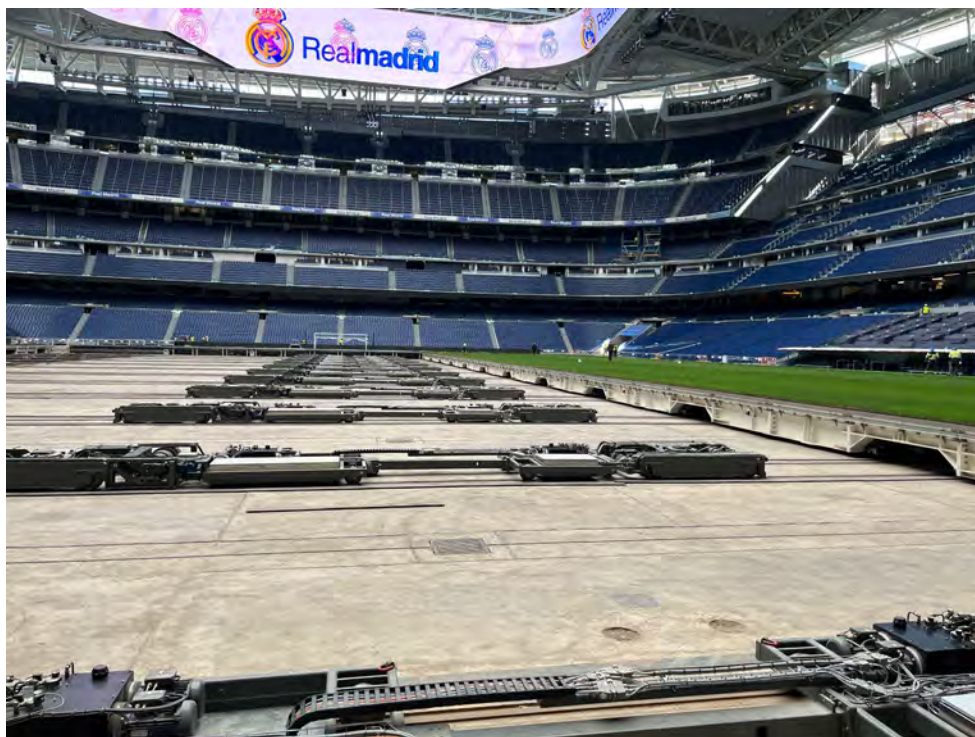


Figura 23. Carros de Transporte.



Figura 24. Celosías Retráctiles.

En segundo lugar, se encuentra el conjunto de 12 celosías retráctiles (figura 24) de apoyo de las bandejas sobre la vertical del hipogeo. Estas celosías metálicas que deslizan por las cajas anteriormente descritas sirven de breve apoyo temporal a las bandejas en cada maniobra de salida y entrada del hipogeo y, sobre todo, de apoyo permanente en operación a la bandeja 6 en modo-partido. Para ello, cada celosía dispone de mecanismos de despliegue y anclaje especialmente diseñados

para garantizar la seguridad de cada maniobra, así como la total estabilidad del conjunto en modo-partido.

Para terminar, el sistema dispone del conjunto formado por el elevador (figura 25) y almacén ubicados dentro del hipogeo y formados por un sistema de torres construidas a base de celosías metálicas ancladas a las pantallas del mismo que, a su vez, integran los diferentes mecanismos de ménsulas de apoyo de cada una de las bandejas en sus niveles específicos,



Figura 25. Elevación de Bandeja.

así como los mecanismos de elevación y descenso de las mismas durante cada maniobra.

En este punto cabe hacer especial mención que el proyecto constituyó un verdadero reto de coordinación interdisciplinaria entre muy distintas ramas de la arquitectura y la ingeniería con dinámicas de funcionamiento muy diferentes. En este sentido, el hecho de que todas las disciplinas de diseño se encontrasen integradas dentro del paraguas del mismo diseñador (Sener) favoreció sustancialmente el proceso dotándolo de mucha mayor agilidad y garantizando una mejor y más eficaz interlocución y transmisión de la información. De esta manera, no solo se obtuvo una óptima coordinación técnica, sino que se dotó al sistema de la máxima fiabilidad

exigida por el Real Madrid y, sobre todo, se consiguió cumplir con los comprimidos plazos de entrega mucho más tensionados, si cabe, por motivos derivados de la pandemia.

3. CONCLUSIONES

La implementación del sistema de automatización del terreno de juego en el Estadio Santiago Bernabéu representa un hito en la ingeniería aplicada a infraestructuras deportivas. El desarrollo de una cámara hipogea de más de 26 m de profundidad, la reconstrucción de la grada oeste en voladizo, el diseño de bandejas estructurales móviles y la integración de mecanismos automatizados exigieron una coordinación interdisciplinaria sin precedentes. La solución adoptada permitió compatibilizar la preservación del césped natural con la transformación del estadio en un espacio multifuncional, superando condicionantes geométricos, estructurales y constructivos singulares de un edificio histórico. Este proyecto demuestra la capacidad de la ingeniería contemporánea para responder a exigencias técnicas extremas mediante soluciones innovadoras, eficientes y completamente integradas en la operación del estadio.

Referencias

- [1] Eurocódigo 0- UNE EN 1990_2003_Bases de cálculo de estructuras.
- [2] Eurocódigo 1- UNE EN 1991-2_2004_Cargas de tráfico en puentes.
- [3] CTE- Código Técnico de la Edificación_2006 Parte 2 DB SE.
- [4] CTE- Código Técnico de la Edificación_2006 Parte 2 DB SE-A.
- [5] CTE- Código Técnico de la Edificación_2006 Parte 2 DB SE-C.
- [6] UNE-ISO 2631-1-2008- Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero.
- [7] ISO 10137-2007 Bases design structures-Serviceability buildings and pedestrian walkways vibration.
- [8] JRC-ECCS- Design of lightweight footbridges for human induced vibration.
- [9] SETRA- Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading
- [10] Hivoss- Vibration Design of floors.
- [11] Hivoss- Design of footbridges.
- [12] FIB bulletin 32- Guidelines for the design of footbridges.
- [13] IABSE-Bachmann- Vibrations in Structures Induced by Man and Machines.

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructura soporte del videomarcador

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Videoboard Support Structure

Eduardo Romero Rey^a, Tejani El Bannoudi^b y Rodrigo Burgos Valverde^c

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

^c Arquitecto. FHECOR, S.A. (Madrid, España).

Recibido el 24 de noviembre de 2024; revisado el 25 de diciembre de 2024, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

El videomarcador del Estadio Santiago Bernabéu es una pantalla electrónica con capacidad para reproducir imágenes de video en un anillo de 360°. Su altura es variable y oscila entre 6,58 m y 10,95 m. Para sostener estas pantallas, junto con el resto de las instalaciones, se ha diseñado una estructura suspendida de la cubierta. Uno de los principales desafíos en su diseño ha sido compatibilizar las deformaciones de la cubierta, tanto por sobrecargas como por los desplazamientos derivados de la posición cambiante de la cubierta móvil, con las estrictas limitaciones impuestas por el fabricante. Estas restricciones son fundamentales para garantizar la calidad de la imagen y la integridad del sistema, lo que ha condicionado por completo la solución estructural adoptada en cada zona.

PALABRAS CLAVE: Estructura metálica, colgada, izado, deformaciones, uniones atornilladas.

©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 videoboard at the Santiago Bernabéu Stadium is an electronic screen capable of displaying video images on a 360° ring. Its height is variable, ranging from 6.58 m to 10.95 m. To support these screens, along with the rest of the installations, a structure suspended from the roof has been designed. One of the main challenges in its design has been reconciling the roof deformations caused by live loads and the displacements resulting from the shifting position of the retractable roof with the strict limitations imposed by the manufacturer. These restrictions are essential to ensuring image quality and system integrity, which has entirely conditioned the structural solution adopted in each area.

KEYWORDS: Steel structure, suspended, hoisting, deflections, bolted connections.

©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@fhecor.es (Eduardo Romero Rey)

Cómo citar este artículo: Romero, E., El Bannoudi, T., & Burgos, R. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Estructura soporte del videomarcador. *Hormigón y Acero*. 76(307):249-269. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4009>

1. INTRODUCCIÓN

Entre las distintas intervenciones estructurales llevadas a cabo para mejorar y renovar la imagen de uno de los estadios más emblemáticos del mundo, destaca la instalación de un videomarcador de 360° en el perímetro interior de la cubierta fija del estadio.

Este videomarcador tiene como principal objetivo modernizar el estadio, ofreciendo a los aficionados una nueva manera de disfrutar del fútbol, así como una experiencia inmersiva y completa. Además, se contempla su uso en una

amplia variedad de eventos de entretenimiento, tales como conciertos, congresos, eventos públicos y privados, competiciones de otros deportes, e incluso otro tipo de competiciones de Esports o Deportes electrónicos.

En todas estas actividades, el videomarcador juega un papel crucial para enriquecer la experiencia de los aficionados y espectadores que acuden a los diferentes eventos.

El presente artículo tiene como finalidad explicar y describir la estructura que soporta dicho videomarcador, así como detallar los desafíos y dificultades que surgieron durante su diseño y ejecución.



Figura 1. Diseño conceptual inicial del videomarcador. (Real Madrid).



Figura 2. Diseño final del videomarcador. (Real Madrid)

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL VIDEOMARCADOR

En el diseño de un estadio moderno, contar con medios audiovisuales de calidad es fundamental, destacando especialmente el papel del videomarcador 360°. La tecnología de estos elementos está en constante evolución y, como era de esperar, ha evolucionado significativamente desde la solución propuesta en el proyecto de licitación de octubre de 2018, hasta su construcción en agosto de 2023.

Con objeto de adaptarse a esta evolución tecnológica y de diseño se ha realizado una actualización del videomarcador en septiembre del 2022, que es el que finalmente se ha construido.

En la [figura 1](#) se presenta el diseño conceptual inicial de dicho videomarcador, mientras que la [figura 2](#) se muestra el diseño final.

El videomarcador está compuesto por un halo 360° orientado hacia el campo, con una altura estándar de 6,58 m y máxima de 10,95 m en los fondos. Además del halo, se disponen 10 pantallas adicionales (tres en cada uno de los laterales y dos en cada fondo) dirigidas hacia los graderíos, para facilitar la visión de los graderíos superiores.

El videomarcador tiene en los fondos una longitud de 52,67 m, mientras que los laterales 114,08 m y están unidos por una zona curva de una longitud media de 18.50 m.

La superficie total de todas estas pantallas es de más de 3700 m², lo que representa una superficie mayor a la mitad del terreno de juego.

La estructura de soporte del videomarcador, además de cumplir esa función, sirve de soporte para diversas instalacio-

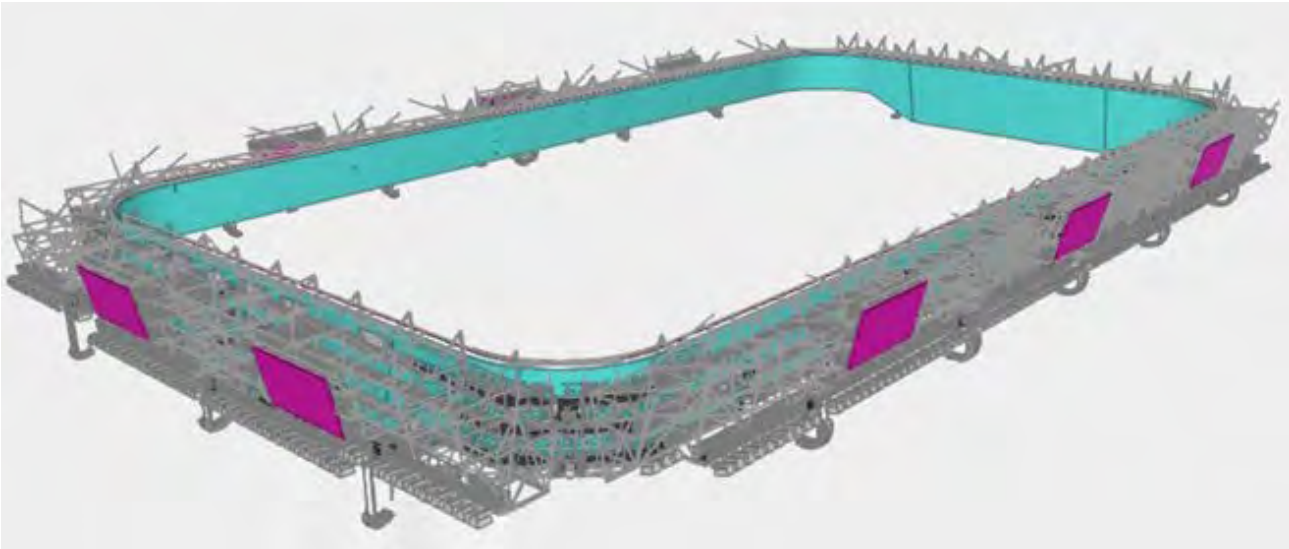


Figura 3. Modelo 3D desarrollado por ARUP en que se marca las pantallas del videomarcador.

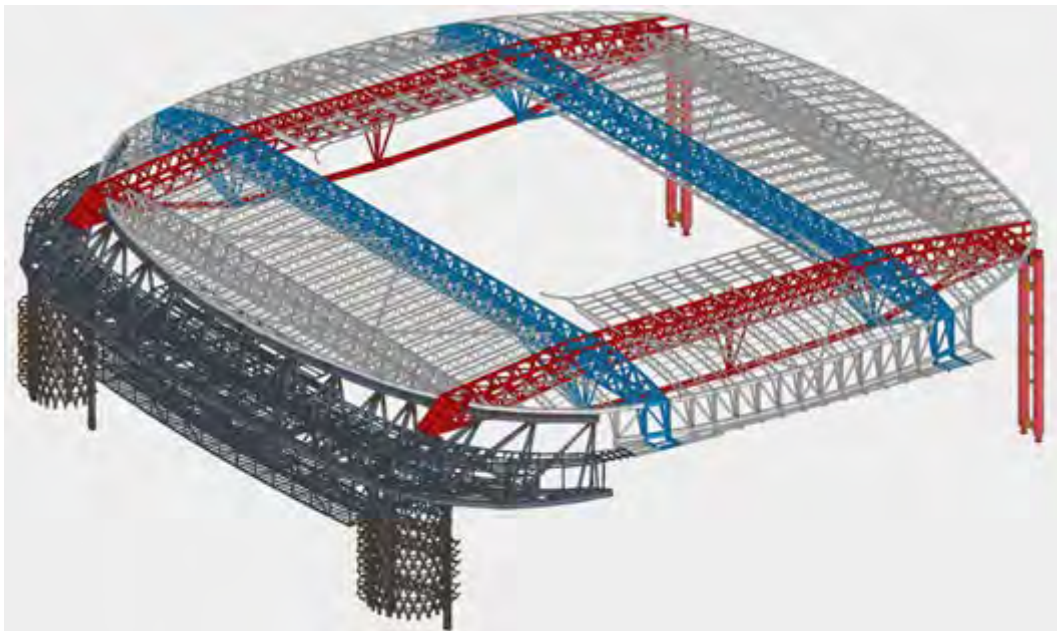


Figura 4. Cerchas principales de cubierta. Modelo BIM.

nes, como el sistema de megafonía, iluminación, calefacción, equipos de control, la Skycam, entre otros. Para facilitar el acceso y el mantenimiento de estas instalaciones tecnológicas, se han proyectado una serie de pasarelas y plataformas distribuidas a lo largo de los distintos niveles de la estructura.

En la [Figura 3](#) se ilustran todas las pantallas que componen el videomarcador.

3. CONDICIONANTES PRINCIPALES

El diseño del videomarcador debe cumplir con una serie de requisitos específicos, para realizar con su función. Además, el contorno en que se ubica impone ciertas condiciones a las

que la estructura debe adaptarse. A continuación, se explican en detalle los principales condicionantes.

3.1. Condiciones de apoyo

La estructura de soporte del videomarcador se encuentra colgada de las cerchas principales de la cubierta fija. Los fondos están colgados de las cerchas atirantadas (marcadas en rojo en la [Figura 4](#)) y los laterales están suspendidos de la cercha de rodadura sobre la que se desplaza la cubierta móvil (marcadas en azul en la [Figura 4](#)).

Dado que la estructura de soporte del videomarcador se encuentra suspendida de estas cerchas, sus deformaciones (que a efectos del cálculo de la estructura es una deformación impuesta) juegan un papel crucial en la elección del sistema estructural más adecuado, así como en su propio diseño.



Figura 5. Deformaciones punto de cuelgue videomarcador fondo.

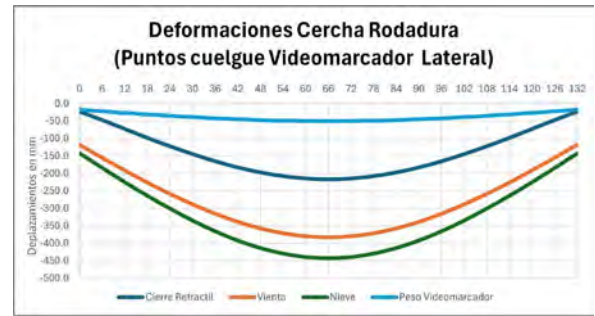


Figura 6. Deformaciones punto de cuelgue videomarcador lateral.

Pasamos a continuación a hacer una breve explicación de cómo son estas deformaciones y a que son debidas. Para un conocimiento más detallado del funcionamiento de la cubierta fija se puede consultar la referencia [1].

Las cerchas atirantadas van en dirección este – oeste y están simplemente apoyadas sobre los péndulos del este y los torreones del oeste. Las cerchas de rodaduras van en dirección Norte – sur y se encuentran apoyadas en las cerchas atirantadas y continúan en vuelo hacia ambos extremos hasta llegar a la fachada del estadio [2], [3]. Sobre la cercha de rodadura se desplaza la cubierta retráctil [4] (de ahí su nombre), que cubre el terreno de juego.

De acuerdo con este comportamiento global se puede entender que una gran parte de la carga que soporta la cercha atirantada es debido a la carga que recibe de las cerchas de rodadura. Esto hace que la deformada de la cercha atirantada entre las cerchas de rodadura (zona en la que está suspendido el videomarcador) sea muy pequeña y uniforme.

Como puede observarse en la Figura 5, el movimiento de la cubierta retráctil prácticamente no genera deformaciones sobre los puntos de cuelgue de los fondos. Son las hipótesis de viento y nieve las que producen mayores deformaciones, un máximo de 134 mm por nieve y 108 mm por viento, pero con una deformación relativa de 20 y 17 mm respectivamente (una relación de L/3200).

En cambio, las cerchas de rodadura tienen la deformación clásica de una viga biapoyada con cargas distribuidas, como se puede observar en la Figura 6.

La deformación máxima se obtiene para las hipótesis de nieve y viento, con valores máximos de 440 y 380 mm, respectivamente, con deformaciones relativas de 301 y 265 mm (una relación de L/438).

El desplazamiento de la cubierta retráctil tiene un impacto importante en los vanos laterales, produciendo una deformación máxima de 217 mm, y relativo de 194 mm (relación de L/682).

Por lo tanto, y como era de preverse, las deformaciones de las cerchas de rodadura y atirantada son completamente diferentes. Este aspecto condiciona fuertemente el diseño y ha sido uno de los puntos críticos analizados y que ha determinado la solución estructural desarrollada para cada una de las zonas.

3.2. Limitaciones de deformaciones de las pantallas

El fabricante del videomarcador impone unos límites de deformaciones para garantizar el correcto funcionamiento de las pantallas, asegurar su integridad estructural y garantizar la calidad visual.

El videomarcador de fondos y laterales de forma general está compuesto por pantallas de 2195x2195 mm² que se conectan a la estructura soporte en las cuatro esquinas. La posición de estas conexiones es un aspecto crítico y deben alinearse con precisión para lograr una calidad visual óptima. Las tolerancias horizontales y verticales prescritas para estas uniones son de 50 mm.

Para cumplir estas tolerancias se han diseñado elementos de regulación en las conexiones con la cubierta y en los tubos que sirven de apoyo a las pantallas.

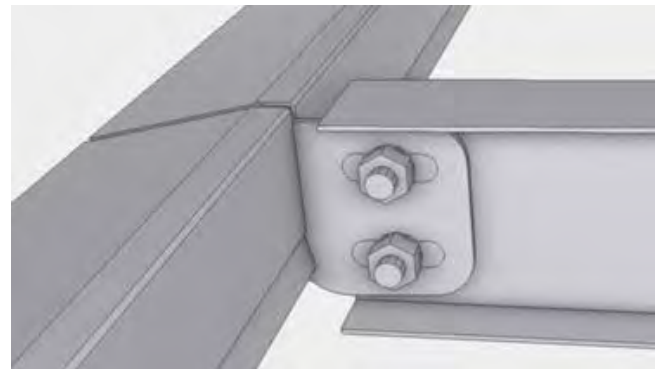


Figura 7. Elemento de regulación del perfil de apoyo de las pantallas. Modelo de Taller (Horta Coslada).

En cuanto a las deformaciones, el fabricante (Dacktronics) establece los siguientes valores límites:

- L/400 para deformación en el plano para combinaciones de cargas a corto plazo.
- L/400 para la deflexión fuera del plano debido a cargas muertas, y para combinación frecuente.
- L/240 para deformaciones fuera del plano para combinación características.

Además, también está limitada las distorsiones de la pantalla (marco) a 9 mm, como se indica en la Figura 8.

Para garantizar que la calidad de imagen de las pantallas no se vea afectadas, es necesario realizar estas comprobaciones en cada una de ellas.

El cumplimiento de estos requisitos de uso, junto con la necesidad de adaptarse a las deformaciones de la cubierta mencionadas en el apartado anterior, ha supuesto un gran desafío en el diseño de la estructura de soporte de los videomarcadores, especialmente en los laterales.

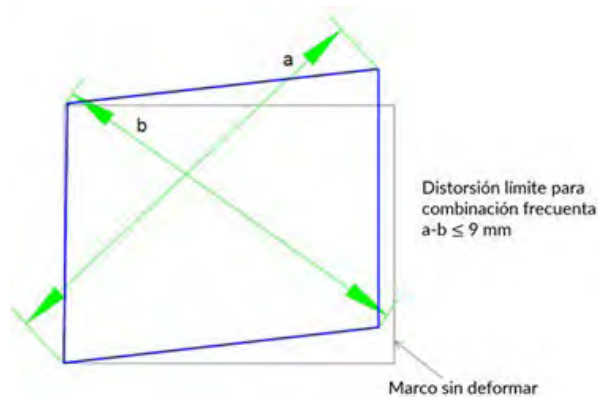


Figura 8. Limitación de distorsión angular de la pantalla.

3.3. Interferencias con las cerchas de la cubierta

Las cerchas de la cubierta también interfieren geoméricamente con la estructura “ideal” diseñada para el soporte del videomarcador. Esto ha obligado a modificar su geometría para evitar colisiones, teniendo en cuenta la posición deformada bajo las diferentes combinaciones de carga. Asimismo, se ha tenido en cuenta las tolerancias necesarias para garantizar el montaje seguro de estos elementos a 40 metros de altura.

La estructura de los fondos envuelve el tirante inferior de la cercha de cubierta. Esta situación, además de condicionar la posición de los perfiles, ha complicado notablemente el diseño de esta zona. En su diseño se ha tenido en cuenta en todo momento la complejidad de su montaje.

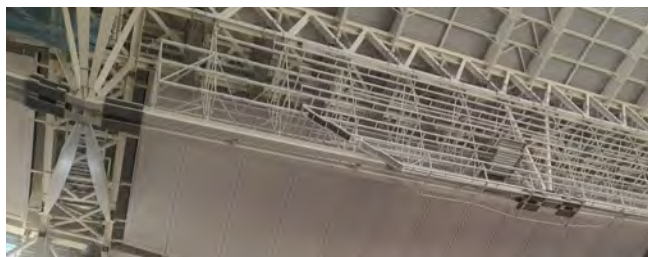


Figura 9. Estructura de fondos envolviendo al tirante de la cercha de cubierta.

Los extremos de la estructura de los laterales también envuelven completamente a los puntales de apoyo de la cercha de rodadura (figura 10). Al igual que en el caso anterior, este hecho ha condicionado la geometría de la estructura y complicado notablemente el proceso constructivo, como se verá en el apartado 5.

3.4. Plataforma de mantenimiento

La estructura proyectada no solo soporta los paneles de las pantallas del videomarcador, sino que también integra el sistema de megafonía, iluminación, calefacción y otras instalaciones (figura 11). Para garantizar el mantenimiento adecuado, tanto de estas instalaciones, como de las pantallas se ha previsto una red de pasarelas de acceso. Estas pasarelas deben cumplir con los anchos mínimos de paso, lo cual ha representado un desafío adicional en el diseño de la estructura debido a las grandes restricciones de espacio de algunas áreas.



Figura 10. Estructura de laterales rodeando a los puntales de apoyo de la cercha de rodadura.

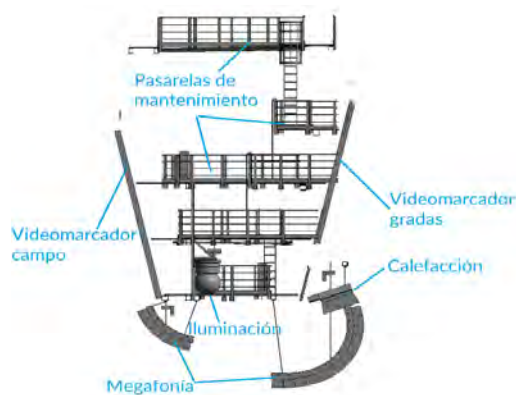


Figura 11. Instalaciones alojadas en la estructura de soporte del videomarcador.

3.5. Peso de la estructura

El diseño del videomarcador actual se llevó a cabo una vez completada la ejecución de la estructura principal de la cubierta. En la fase de diseño de la cubierta, se habían considerado unas cargas basadas del diseño inicial del videomarcador. Sin embargo, al actualizar el diseño y aumentar sus dimensiones, uno de los requisitos imperativos para su diseño fue optimizar al máximo el peso para no exceder la estimación original. Finalmente, se logró cumplir con el objetivo y el peso final ha sido menor que la estimación inicial.

En la tabla siguiente se indica los pesos de los distintos elementos y la optimización que se realizó para los distintos elementos.

	Peso Inicial [ton]	Peso final [ton]	Diferencia [ton]
Fondos + ½ curva	185,5	156,0	-29,5
p.p. estructura	128,5	116,0	-12,5
Tramex	27,9	21,5	-6,4
Barandilla	29,1	18,5	-10,6
Laterales + ½ curva	336,6	216,5	-120,1
p.p. estructura	239,9	159,0	-80,9
Tramex	49,2	30,0	-19,2
Barandilla	47,5	27,5	-20,0
Parcial	522,1	372,5	-149,60
Videomarcador	144,5	164,7	20,2
Total	666,6	537,2	-129,4

3.6. Plazo de diseño y construcción

El diseño de la estructura soporte del videomarcador, al igual que el resto de las reformas del estadio se ha hecho mediante

el sistema “design and build”. Sin embargo, en este caso, el plazo de ejecución estaba particularmente condicionado, ya que el montaje de gran parte de la estructura solo podía realizarse desde el terreno de juego y, por lo tanto, debía llevarse a cabo una vez finalizada la temporada de liga.

Dado que el diseño del videomarcador se empezó en septiembre del 2022 y el montaje debía realizarse en verano del 2023, los plazos fueron muy reducidos, lo que requirió un gran esfuerzo de todo el equipo. En términos generales, puede decirse que el diseño se realizó entre septiembre de 22 a enero de 23 (estructura: Fhecor, arquitectura e instalaciones: Arup y coordinación general: servicios técnicos de FCC), los planos de taller y la ejecución de la estructura entre enero de 23 a junio de 23 (realizada por Horta Coslada) y el montaje de junio de 23 a septiembre de 23 (ejecutado por FCC y BBR).

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Teniendo en consideración todas las condiciones explicadas anteriormente, se analizaron para cada zona distintas alternativas con el objetivo de encontrar la solución que mejor se adaptara.

4.1. Acciones consideradas

Las principales cargas permanentes consideradas, además del peso propio de la estructura, son las siguientes:

- Pasarelas de tramex: 0.25 kN/m² (tradicional). 0.18 kN/m² (resina)
- Barandillas: 0.15 kN/ml (aluminio)
- Pantallas del videomarcador:
 - Fondos y Laterales: 2.65 kN/ud (2.195 x 2.195 m²).
 - Ud. lado campo: 2x116 (fondos) + 2x156 (laterales)
 - Ud. lado grada: (2x2) x15 (fondos)+ (2x3)x15 (laterales)
 - Curva: 66.6 kN cada curva. Compuesta por 662 stick.
- Calefacción: 0.82 kN/ml
- Iluminación: 1.55 kN/ud
- Sonido, Racks, skycam ...

En cuanto a las sobrecargas de uso, se han tenido en cuenta las indicadas en el CTE [5] para cubierta accesibles únicamente para mantenimiento, así como las cargas horizontales aplicadas a las barandillas.

Los valores de carga de viento utilizados son los indicados en el ensayo de tunel de viento realizado al Estadio.

Dado que la estructura está protegida de la radiación solar directa, al igual que la cubierta, se ha considerado un salto térmico de ±30 °C. Además, al estar suspendida de la estructura principal de la cubierta y compartir las mismas condiciones de exposición térmica y soleamiento, no se ha contemplado una diferencia de temperatura significativa entre ambas estructuras.

4.2. Estructura de fondos

Para el cumplimiento de los condicionantes indicados anteriormente (apartado 3), se optó por un concepto estructural

Impermeable video screens:

$W_{net,video\ screens}$	A = 1 m ² :	+1.10 kN/m ² (towards grandstands) / -0.80 kN/m ² (towards playing field)
	A = 10 m ²	+1.00 kN/m ² (towards grandstands) / -0.75 kN/m ² (towards playing field)

Video screens with 60% opening degree (wind loads on gross area):

$W_{net,permeable\ video\ screens}$	A = 1 m ² :	+0.75 kN/m ² (towards grandstands) / -0.60 kN/m ² (towards playing field)
	A = 10 m ²	+0.70 kN/m ² (towards grandstands) / -0.55 kN/m ² (towards playing field)

Figura 12. Valores de presión/succión de viento indicados en el informe del túnel de viento.

lo más simple posible. Se diseñó una estructura compuesta por 12 pórticos verticales independientes, situados cada 6 metros, con arriostramientos en K, (ver figura 13 y figura 14) colgados de los nudos de la cercha de cubierta.

Las dimensiones aproximadas de la estructura de los fondos son 74.85 m de largo, 5.50 m de ancho medio y 13.65 m de altura máxima.

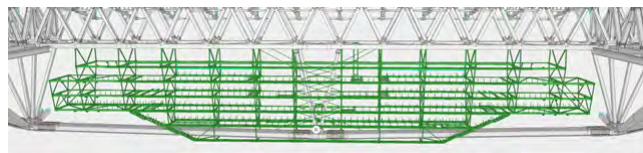


Figura 13. Modelo 3D de la estructura de fondos.

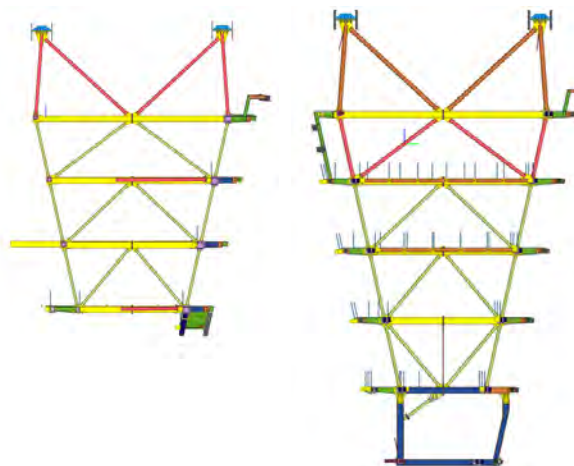


Figura 14. Pórticos tipos de los fondos. Extremo (Izq.) y típico con “portería” (Drcha.).

Los pórticos típicos (zona central) tienen 5 niveles, a los que se añade unas “porterías”, para rodear al tirante inferior de la cercha de cubierta, sobre la que se sitúa el nivel 6. Estas “porterías” son pórticos rígidos articulados en sus apoyos y rigidizados con una diagonal, lo que simplifica la unión y, al mismo tiempo, permite controlar sus deformaciones transversales,

Este planteamiento estructural facilita el montaje, ya que permite montar primero el tramo no afectado por la cubierta y conectar después a éstos las “porterías”.

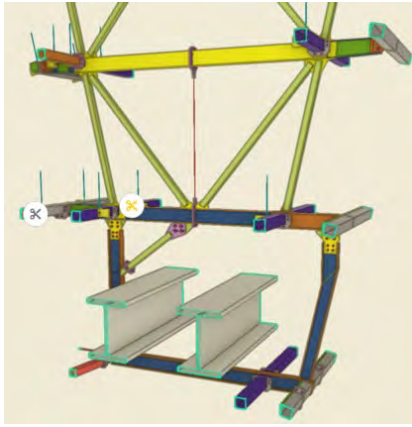


Figura 15. Pórtico de nudo rígido inferior “portería”.

Estos pórticos verticales están conectados entre sí por tubos horizontales, generalmente de 140x140x4, que sirven de apoyo a las pasarelas, las zonas de instalaciones y las pantallas del videomarcador.

Las cargas horizontales perpendiculares a las pantallas, principalmente viento, son transmitidas a la cubierta a través de los pórticos, generando un par de tracción/compresión en las conexiones con esta.

Para resistir las cargas horizontales en el plano de las pantallas se han dispuesto unas cruces de San Andrés en la zona central, dimensionadas únicamente a tracción. Se ha elegido esta zona para reducir el impacto que las cargas térmicas provocan y minimizar los esfuerzos que esto produciría.

En la [figura 16](#) se muestra un croquis inicial de la concepción estructural de la estructura de fondos.

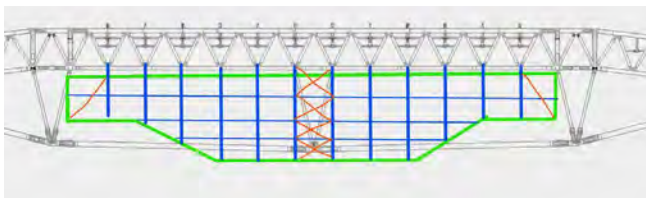


Figura 16. Concepción estructural. Estructura de fondos.

Para evitar interferencia de estas cruces con los puntales de la cercha atirantada, en la parte superior e inferior se han desdoblado los arriostramientos hacia los vanos contiguos (ver [figura 17](#)).

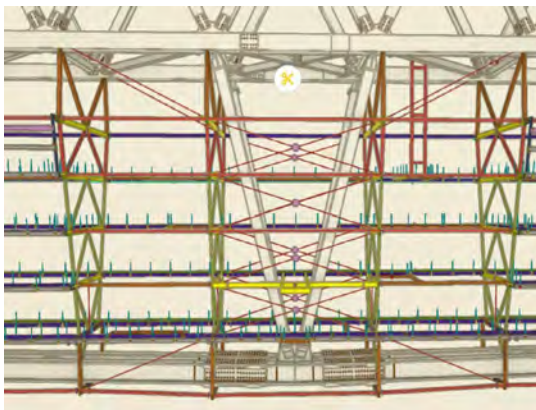


Figura 17. Detalle de las cruces de arriostramiento centrales. Modelo BIM de fabricación de Horta Coslada.

La parte final presenta otra singularidad producida por la imposibilidad de colocar el último pórtico por interferir nuevamente con la cubierta. Esto ha obligado a que trabajen en ménsula, tanto vertical como horizontalmente (de una luz de cuatro metros), sostenida por diagonales que transmite las cargas al resto de la estructura.

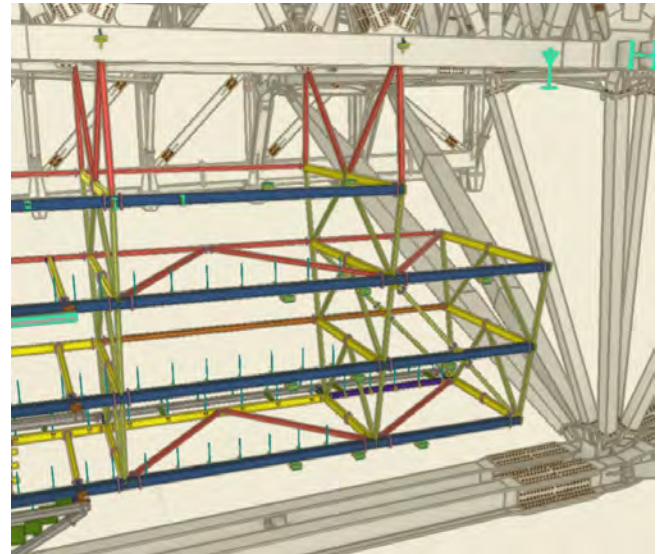


Figura 18. Detalle de tramo final de la estructura de los fondos.

En general, la estructura se ha resuelto con tubos cuadrados o rectangular (140x140x4, 140x140x5, 200x100x4 y 80x80x4), excepto las “porterías” que por facilidad constructiva se ha empleado perfiles doble T armados de 150 mm de canto.

Los pórticos se han construido en taller en dos mitades y se han unidos en obra mediante uniones atornilladas (se usaron tornillos de calidad 10.9), previamente a su izado mediante grúa a su posición definitiva. Los largueros entre pórticos también se conectan mediante uniones atornilladas. En general se ha optado por uniones de chapa frontal.

La conexión de esta estructura con la cercha atirantada se realiza mediante tornillos pretensados de calidad 10.9 a los taladros que se habían dejado previstos para este fin ([figura 19](#) y [figura 20](#)). Para evitar tener que realizar soldadura a la cercha atirantada la rigidización del nudo se ha realizado con una chapa en T por la cara superior del nudo.

La unión permite un cierto grado de ajuste mediante la colocación de chapa adicional por la parte inferior que ayuda al replanteo de la posición final del pórtico.

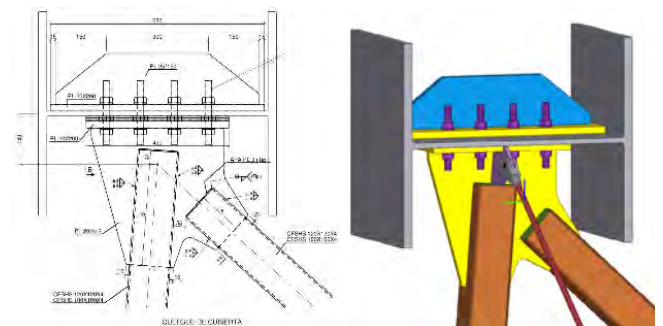


Figura 19. Detalle de unión a la cercha Atirantada. Plano de definición y modelo de taller.

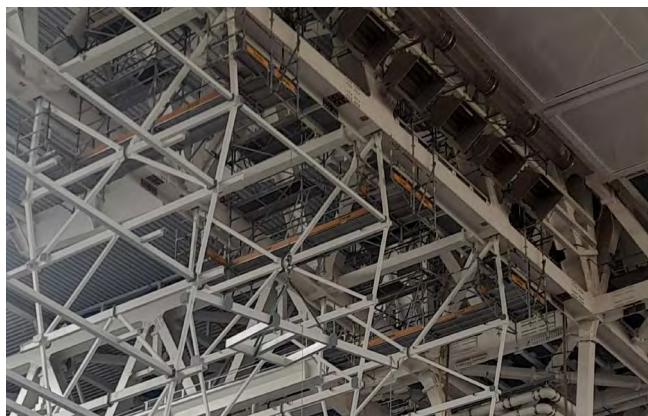


Figura 20. Conexión de pórticos con cubierta atirantada.

Para reducir el peso global, además de plantear un diseño estructural muy eficiente y optimizar las dimensiones de los perfiles, se ha optado por el empleo de barandillas de aluminio y un tramex de resina.

4.3. Estructura de laterales

Se encuentra ubicada a lo largo de la dirección longitudinal del campo. Su longitud total es de 132,90 metros, con un ancho que varía entre 6,75 m en el nivel 1 y 4,75 m del nivel 4 y una altura de 9,17 m.

La estructura está fuertemente condicionada por las deformaciones impuestas producidas por la cubierta, debidas a las sobrecargas y el movimiento de la cubierta retráctil (ver figura 6), y las limitaciones de deformaciones proporcionadas por el fabricante del videomarcador, indicas en el apartado 3.2.

Con el objetivo de encontrar la solución óptima se estudiaron varias soluciones alternativas para esta zona.

Primeramente, se analizó una solución similar a la de los fondos (por su facilitada constructiva), pese a que las deformaciones no parecían que cumplieran los requisitos del fabricante.

Esta primera solución consistía en una serie de pórticos verticales que cuelgan de cada nudo de la cercha de Rodadura, conectados horizontalmente por las pasarelas de mantenimiento de los distintos niveles y con cruces de San Andrés en el centro para dotar a la estructura de rigidez en sentido longitudinal.

En la figura 21 se muestra el esquema estructural analizado.

En la figura 22 se muestran las deformaciones producidas por el movimiento de la cubierta retráctil. Se puede observar, como era de esperar, que las deformaciones producidas son prácticamente idénticas a las que tienen los puntos de la cubierta de los que descuelga.

Para esta solución se tiene para la combinación de cierre de la retráctil y nieve una deformación relativa de $194+301=495$ mm, que equivale a una ratio de $L/267$, mayor que $L/400$ solicitado por el fabricante.

Además, las importantes deformaciones verticales relativas entre los puntos de cuelgue inducen esfuerzos adicionales en los elementos horizontales (ver figura 23), a no ser que se liberen sus movimientos horizontales mediante uniones rasgadas, por ejemplo. Pero esta solución sería incompatible con la colocación de un único punto de arriostamiento longitudinal.

Una vez descartada esta solución, se propone dividir la estructura de los laterales en cinco módulos, colgados cada uno únicamente de dos pórticos ($2 \times 2 = 4$ apoyos). Cada módulo trabajará como una cercha biapoyada, en realidad dos cerchas: una en el lado hacia el terreno de juego y otra en el lado hacia el graderío.

Al suspender cada módulo únicamente de dos puntos, se logra que cada uno actúe como un sólido rígido (debido a que la relación entre el canto y luz de la cercha es muy grande), de modo que las deformaciones relativas entre los puntos de apoyo de los paneles del videomarcador son prácticamente nulas. Por contra, se rompe la continuidad del videomarcador debido a la creación de cuatro juntas entre los cinco módulos.

En la figura 24 se ilustran los cinco módulos mencionados anteriormente.



Figura 21. Estructura de laterales. Alternativa 01.



Figura 22. Deformaciones por el movimiento de la cubierta retráctil.

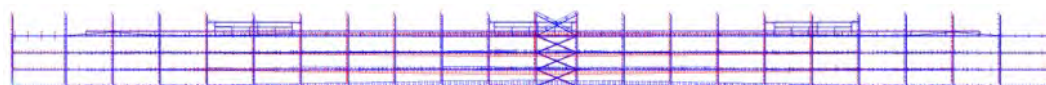


Figura 23. Esfuerzos originados por desplazamientos impuestos en los puntos de cuelgue.



Figura 24. Estructura de laterales. Solución de 5 módulos.

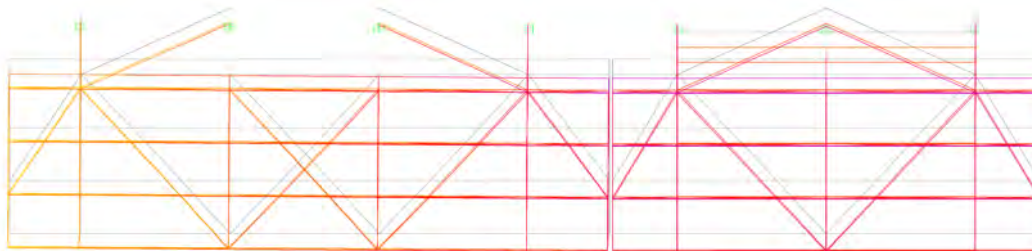


Figura 25. Deformaciones módulos 4 y 5.

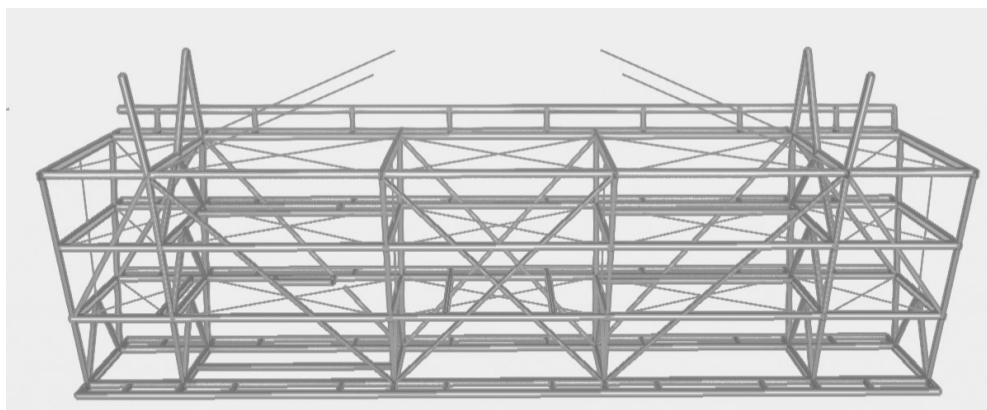


Figura 26. Modelo 3D del módulo 2. El módulo 4 es simétrico a este.

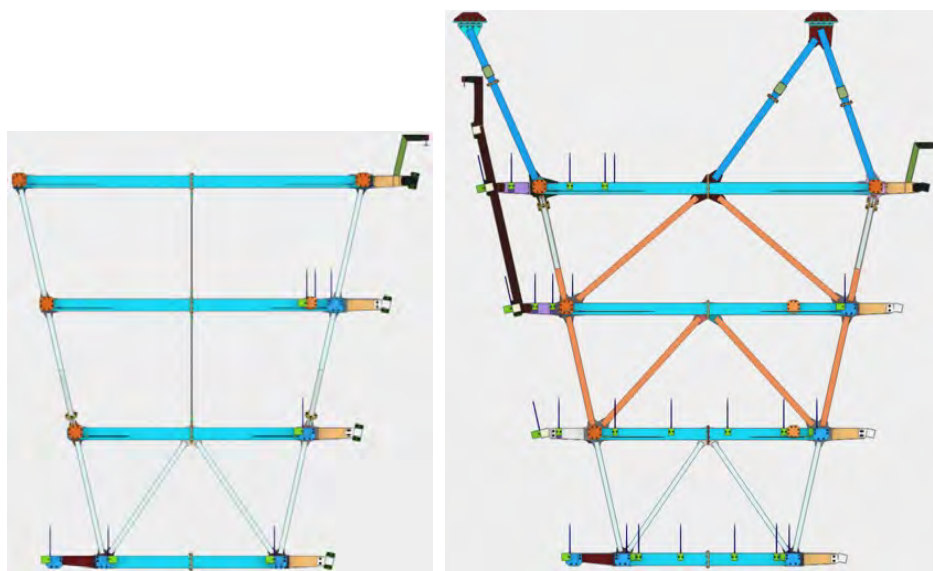


Figura 27. Tipos de pórticos. Izquierdo intermedio, derecha principal.

En la [figura 25](#) se muestran las deformaciones de los módulos 4 y 5, donde se puede apreciar que cada módulo se deforma como un sólido rígido.

Para resistir las cargas horizontales perpendiculares al videomarcador, se han dispuesto cruces de San Andrés en todos los niveles, excepto en el inferior (por incompatibilidad con las instalaciones). Estas cruces, trabajando como cerchas horizontales, transmiten la carga a los pórticos de cuelgue, los cuales, a su vez, transfieren la carga a la cubierta, funcionando como un pórtico vertical triangulado (ver [figura 26](#)).

En cuanto a las cargas horizontales longitudinales, se transmiten a la cubierta a través de las cerchas “verticales” hasta el nivel superior de los pórticos de cuelgue, y de allí a la cubierta mediante cuatro tirantes, dos en lado campo y dos

en el lado grada (ver [figura 26](#)).

En cuanto a la estructura vertical, se distinguen dos tipos de pórticos: los que cuelgan de la cercha de rodadura (principales), y los que no (intermedios). Los dos tipos se pueden apreciar en la [figura 27](#).

Los módulos tienen diferentes longitudes. Los extremos, módulos 01 y 05, son los de mayor longitud, con 7 pórticos, 2 principales y 5 intermedios, de los cuales 3 están entre los principales y los otros 2 en voladizo. Los módulos 02 y 04 están formado 6 pórticos, 2 principales y cuatro intermedios. Finalmente, el módulo 03 tiene solo 5 pórticos, 2 principales y 3 intermedios.

A continuación, se muestra la configuración del resto de módulos.

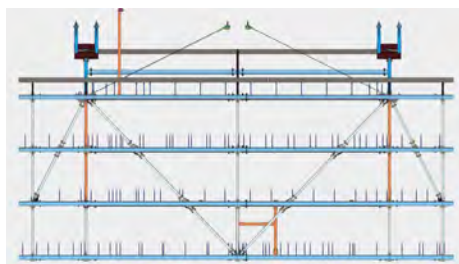


Figura 28. Módulo central. Módulo 3.

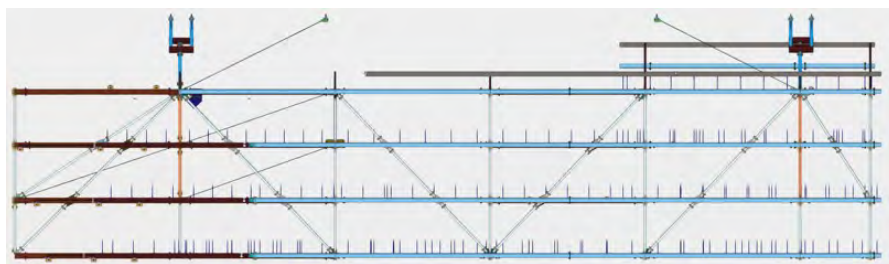


Figura 29. Módulo extremo. Módulos 1 y 5.

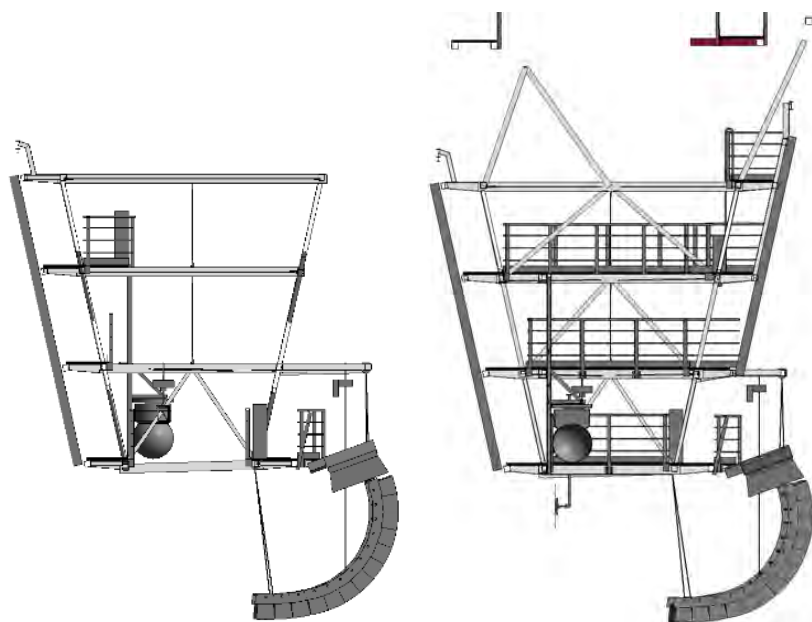


Figura 30. Sección transversal en que se aprecian las instalaciones que cuelgan de la estructura.

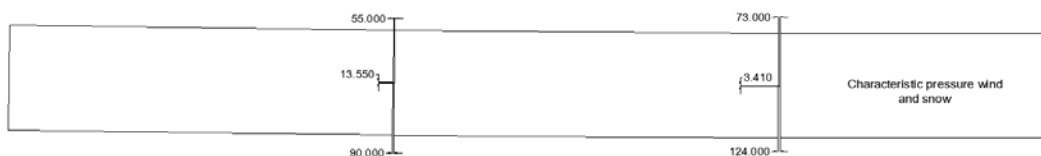


Figura 31. Desplazamientos máximos previstos para combinación característica de viento y nieve.

Al igual que en la estructura de los fondos, la estructura ha sido diseñada teniendo en cuenta las múltiples instalaciones que cuelgan de ellas, como se puede apreciar en la [figura 30](#).

Los perfiles de esta estructura están formados, al igual que los fondos, por tubos cuadrados y rectangulares (140x140x5, 200x100x4, 80x80x4, 100x100x4 y 120x120x4), optimizados para no penalizar el peso.

Este mismo concepto estructural se analizó con tres módulos en vez de cinco, pero debido a que los movimientos de las juntas eran mayores, se descartó.

Es importante destacar que los desplazamientos máximos requeridos por el fabricante para cada una de las 694 pantallas han sido comprobados obteniéndose valores inferiores a los admisibles. Además, se han consensuado con el fabricante los desplazamientos máximos admisibles de las juntas.

En la [figura 31](#) se muestra un alzado de los módulos 3, 4 y 5 en que se indican los desplazamientos máximos de la junta entre módulos teóricos para la combinación característica de

viento y nieve. Los desplazamientos de las otras dos juntas son simétricos a los indicados.

Cabe señalar que, al igual que en los fondos, la geometría de la estructura de los extremos de los módulos 1 y 5 ha tenido que ser adaptada para no interferir con la estructura de la cubierta, tal y como se muestra en la [figura 32](#).

Al reducirse el número de puntos de cuelgue de la estructura a la cercha de rodadura, la carga que se transmite por estos es mayor, ya que la carga total de la estructura se mantiene, pero ahora se transmite de forma más concentrada. Esto provoca que las conexiones tengan que ser más potente, sin embargo, en términos de flexión, el momento máximo en la cercha de rodadura es menor.

Al igual que en los fondos, se ha diseñado una unión atornillada para la conexión entre la estructura del videomarcador y la cubierta, pero en este caso ha sido necesario emplear los taladros previstos en la cercha de rodadura a ambos lados del nudo. Para ello se ha diseñado unos perfiles en forma de

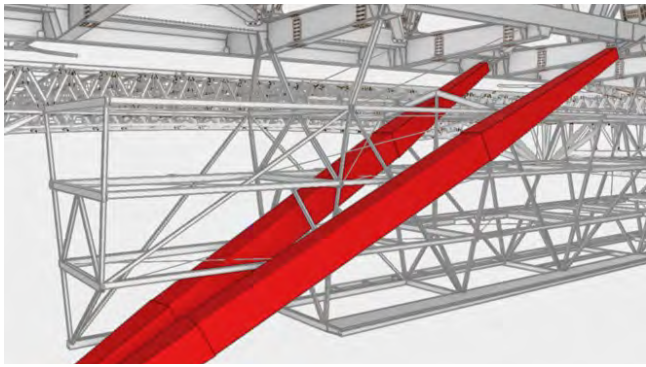


Figura 32. Interferencia de los extremos con la estructura de cubierta.

“tirachinas” que permite rodear el perfil transversal de la cercha de rodadura (figura 33).

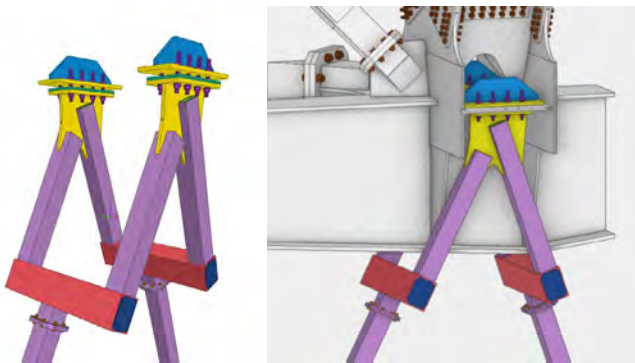


Figura 33. Unión con la cercha de Rodadura en forma de tirachinas. Modelo de taller (Horta Coslada).

4.4. Estructura de esquina (zonas curvas).

La transición entre los laterales y los fondos se realiza mediante una estructura especial denominada estructura de curva, que sirve de soporte a unas pantallas tipo “stick”, compuestas por barras o tiras individuales de LED, que se apoyan en elementos verticales inclinados en vez de en los horizontales utilizados en fondos y laterales.

El principal condicionante de esta zona radica en la necesidad de diseñar una estructura apoyada en los fondos y en los laterales, pero compatible con las deformaciones de ambas estructuras, que, como se ha comentado en el apartado 3.1, se deforman de forma totalmente diferente y en direcciones perpendiculares entre sí (ver figura 34).

Se ha diseñado una estructura compuesta por tres plataformas horizontales independientes apoyadas en la estructura del fondo y laterales, y conectadas entre sí únicamente por unos perfiles inclinados regulables, que sirven de apoyos a las pantallas del videomarcador.

Cada plataforma tiene tres vigas principales (marcadas en azul en la figura 34), sobre la que se apoya el resto de estructura secundaria que sirve de apoyo a los forjados de tramex (marcados en amarillo). Para resistir los esfuerzos horizontales de viento se ha formado una celosía entre la primera y la segunda viga (marcadas en rojo).

Para dar continuidad a las pasarelas de mantenimiento del videomarcador, se han colocado dos vigas a cada lado, apoya-

das en la viga principal y en el último tramo de pasarela de fondo y lateral (marcadas en verde).

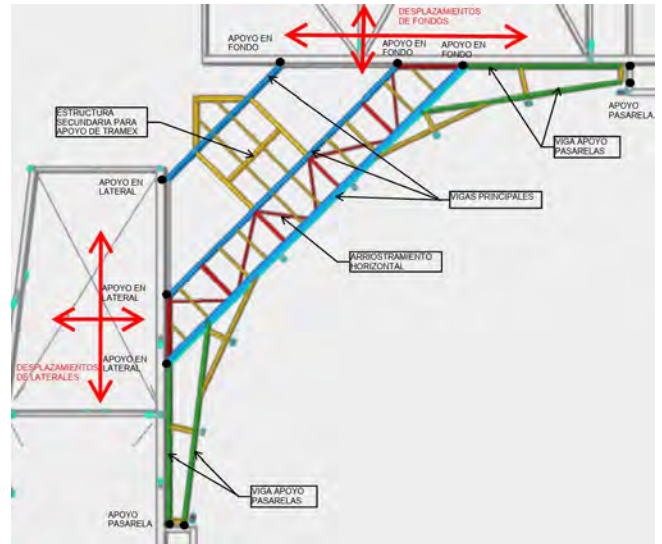


Figura 34. Esquema de diferentes elementos y movimientos de la estructura de curvas.

Esta subestructura tiene que permitir el movimiento relativo entre subestructuras de fondo y lateral impuesto por acciones térmicas y movimientos relativos verticales de las dos cerchas de apoyo (Atirantada y Rodadura).

En la figura 35 se muestra el modelo 3D de la estructura metálica de la zona de curvas.

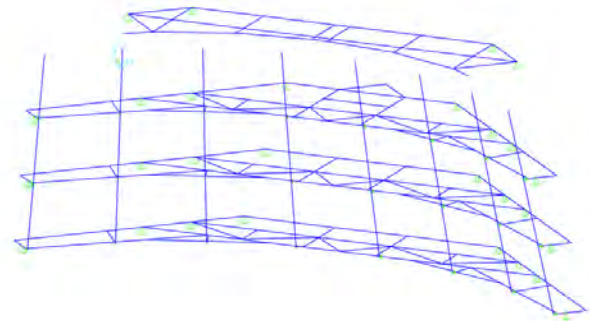


Figura 35. Modelo de cálculo de la estructura de curvas.

El apoyo de las vigas principales en la estructura colgada de fondo y laterales se realiza mediante uniones con bulones de $\varnothing 30$ (42CrNiMo4+QT cromado duro 60 micras) y chapas rasgadas de forma que se permite el desplazamiento en dos direcciones perpendiculares (figura 36). En las dos vigas interiores, la conexión interfiere con la viga de apoyo del tramex, lo que obliga a diseñarla mediante una ménsula inferior.

Uno de los extremos de las vigas de apoyo de la pasarela, marcadas en verde en la figura 34, está apoyado en la estructura de fondo o laterales, por lo que también ha sido necesario diseñar un apoyo mediante bulones con chapa rasgada, que permite el desplazamiento en dos direcciones perpendiculares (figura 37).

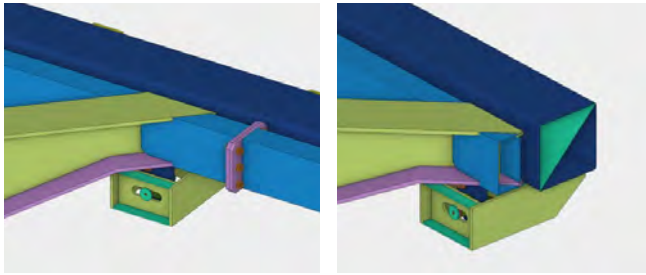


Figura 36. Detalle de apoyo de vigas principales en estructura de fondo y lateral.

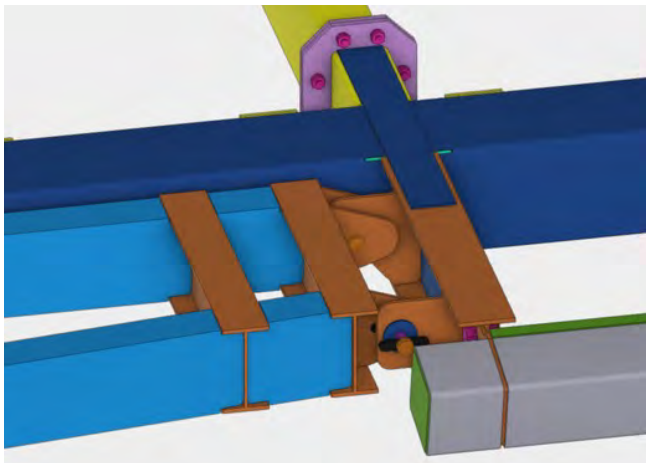
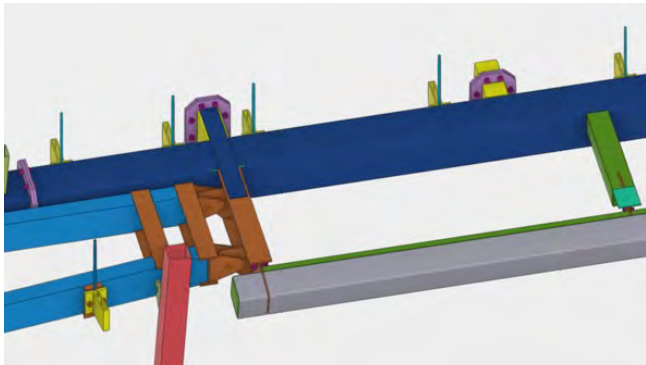


Figura 37. Apoyo estructura curva sobre tubo paralelo.

Como en el resto de los casos, la estructura también tiene que dar soporte a diversas instalaciones además de las pantallas del videomarcador. En la [figura 38](#) se muestra el modelo BIM, donde se observan dichas instalaciones.

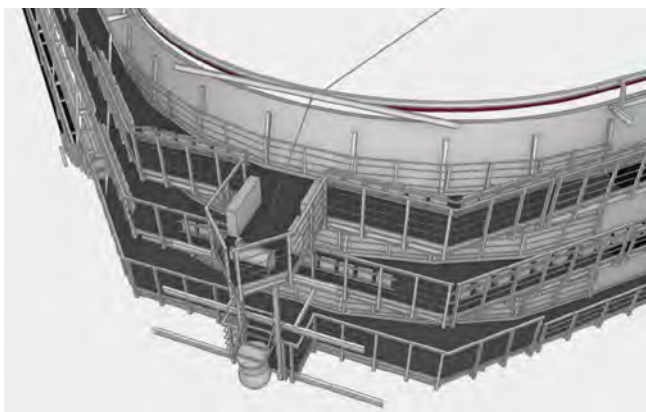


Figura 38. Modelo BIM de arquitectura, instalaciones de la zona de curva (ARUP).

4.5. Diseño de las uniones enfocado a la facilidad constructiva.

En la concepción estructural general de la estructura y, en particular, de las uniones se ha dado importancia a la facilidad y rapidez de la construcción, lo cual, como se comentó anteriormente, [apartado 3.6](#), ha sido uno de los grandes retos. Por ello, las uniones soldadas se han realizado en el taller para asegurar un mayor control de calidad, donde los pórticos se ensamblaron en dos mitades, por limitaciones de transporte. El resto de los elementos se montaron a pie de obra mediante uniones atornilladas.

Las uniones entre perfiles se han realizado con chapa de testa cuando es necesaria su continuidad y mediante una chapa intermedia a la que se conectan los perfiles cuando son articuladas, caso de los pórticos y los arriostramientos. El dimensionamiento de estas uniones se ha realizado mediante el programa IDEA Statica.

En las figuras siguientes se muestra ejemplos de algunas de las uniones más representativas.

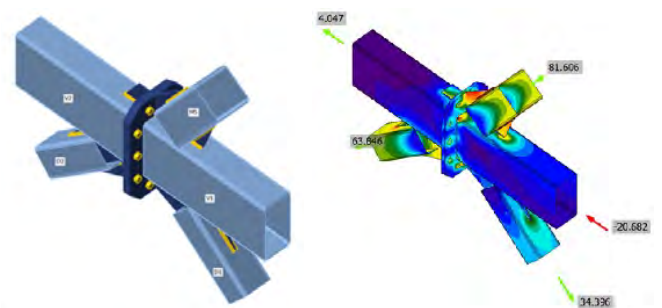


Figura 39. Detalle unión atornillada de conexión de las mitades del pórtico.

En la [figura 40](#) se puede observar la unión de los perfiles longitudinales mediante chapa de testa, las diagonales con chapa central y muñón con chapa de testa y las uniones articuladas con chapa central para los montantes y diagonales del pórtico.

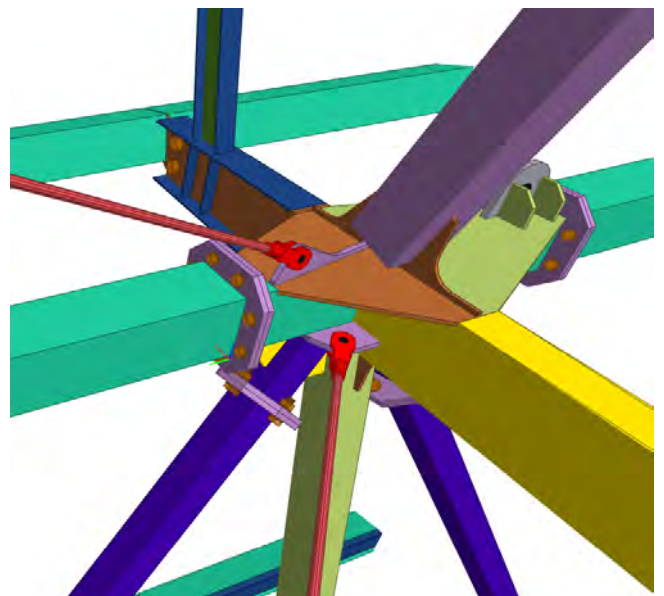


Figura 40. Detalle de nudo de nivel superior del pórtico de los laterales.

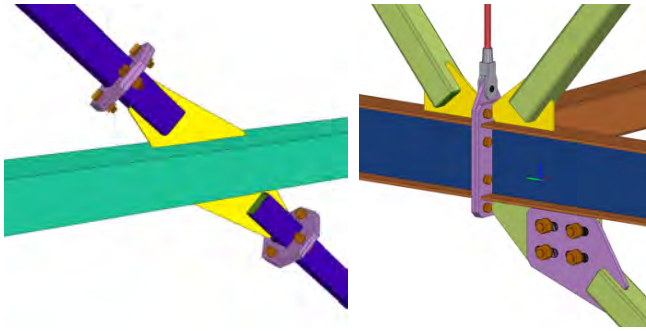


Figura 41. Detalle de continuidad de diagonales (izquierda), nudo central inferior de pórtico de fondo con diagonal de arriostamiento (derecha).

5. PROCESO CONSTRUCTIVO

5.1. Ajuste a la geometría real

Para el correcto posicionamiento del videomarcador se hizo un replanteo topográfico de los puntos de suspensión de la estructura de soporte del videomarcador.

En este replanteo se observó que las cerchas atirantadas de los dos fondos estaban ligeramente desplazadas hacia el centro del campo, algo más el fondo norte que el sur. Para compensar esta situación se decidió desplazar el eje del videomarcador unos centímetros respecto al eje del campo.

Otro efecto de este desplazamiento es que el eje del nudo de la cercha de rodadura (y, por tanto, de los puntos de cuelgue) no estaba alineado con los ejes de los pórticos. Esta circunstancia se resolvió ajustando las distancias de los dos brazos del “tirachinas” (ver figura 42).

También se detectó que la cercha de rodadura del Este estaba ligeramente desplazada hacia el centro del campo. Este efecto se corrigió variando el ángulo de inclinación de los tirachinas.

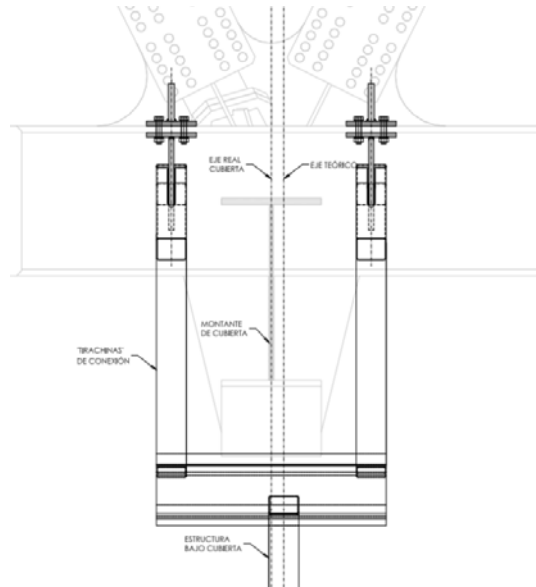


Figura 42. Desfase entre eje nudo cubierta y eje de pórticos de los laterales.

5.2. Estructura de fondos

Para esta zona se decidió izar independientemente cada pórtico con grúas y conectarlos con la cubierta mediante la unión atornillada prevista al efecto. Como se comentó anteriormente, esta unión permite cierta regulación en altura e inclinación para el ajuste final de la posición del videomarcador.

Debido a la interferencia de la estructura de fondos con el cordón inferior de la cercha atirantada, no se puede izar el pórtico completo en la zona central. Por lo tanto, la parte inferior, las porterías, se izan posteriormente. Esta circunstancia fue tenida en cuenta en el diseño y por este motivo se calcularon estas uniones como articuladas para facilitar su montaje.

En la figura 43 se puede observar el izado de los pórticos.

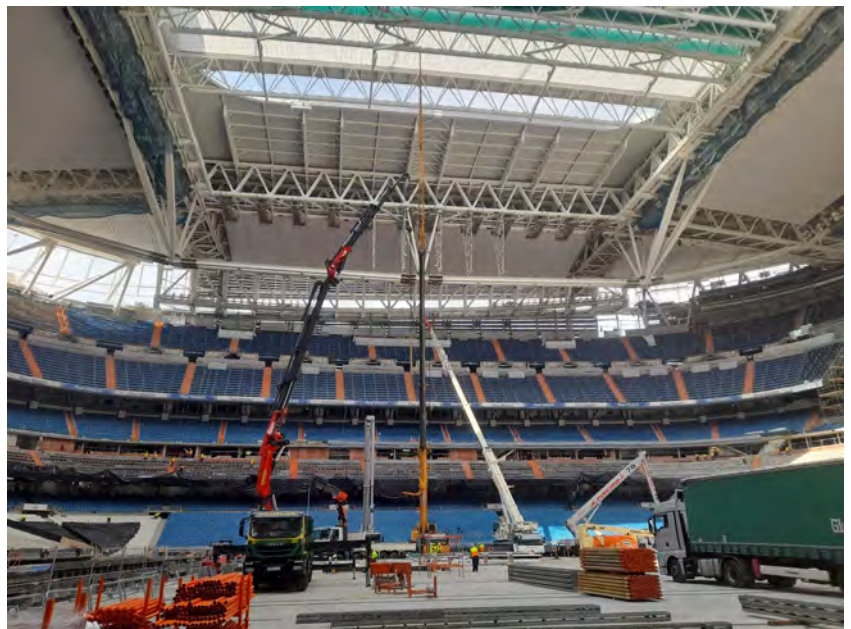


Figura 43. Izado con grúa de los pórticos de fondos.

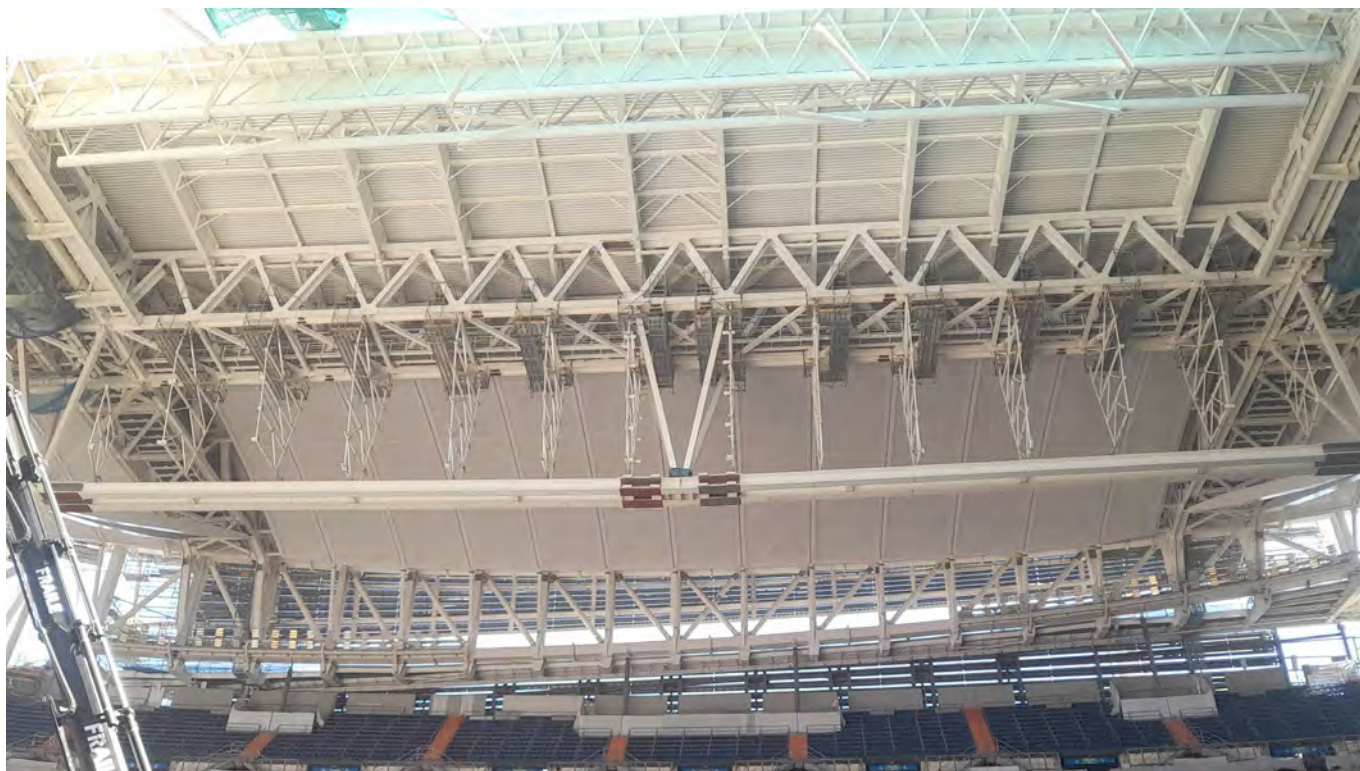


Figura 44. Imagen general tras el izado de todos los pórticos, y antes de colocar las “porterias”.

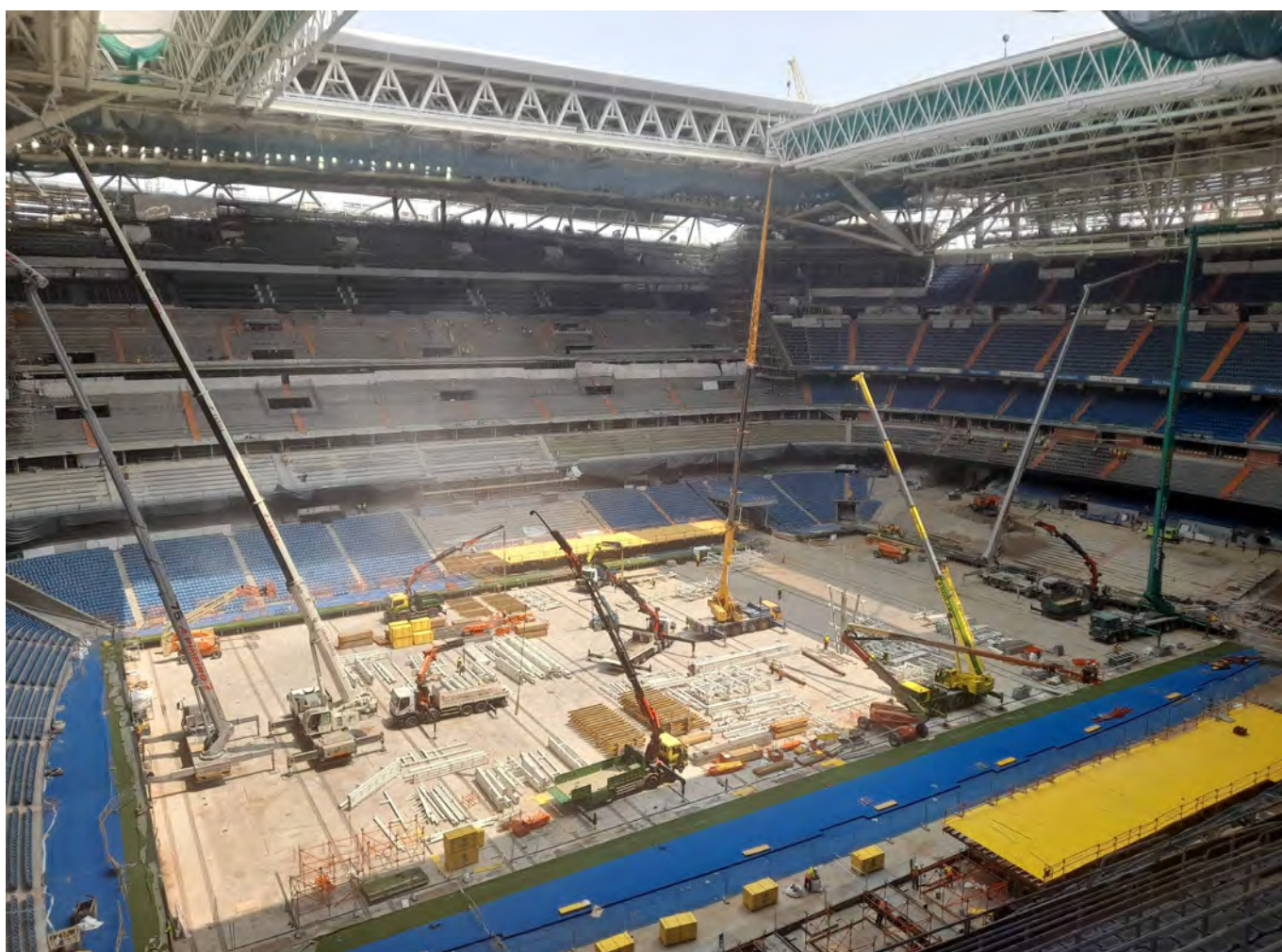


Figura 45. Izado del resto de la estructura.



Figura 46. Estructura de fondos totalmente ejecutada.

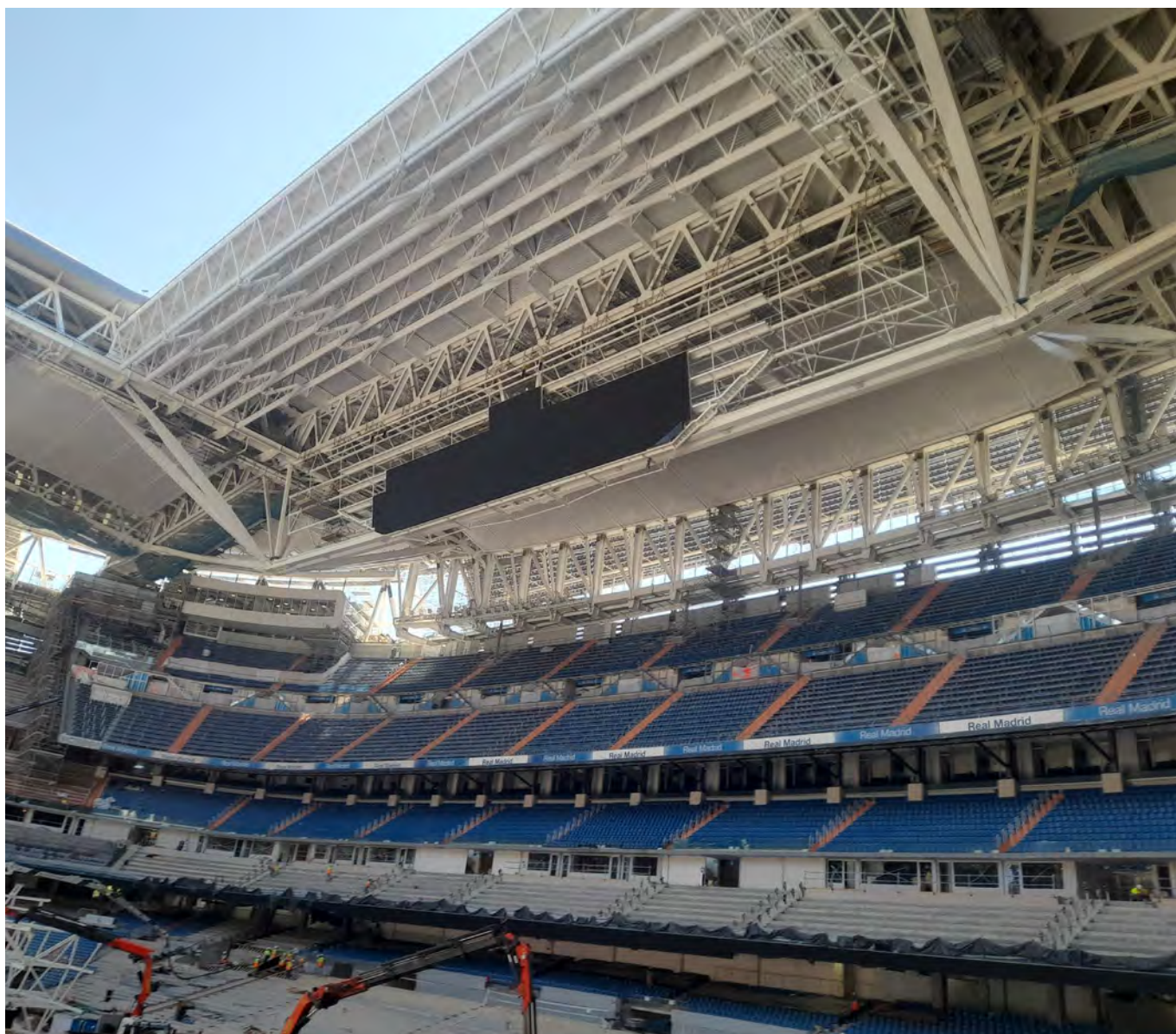


Figura 47. Pantallas de fondo. Lado campo.

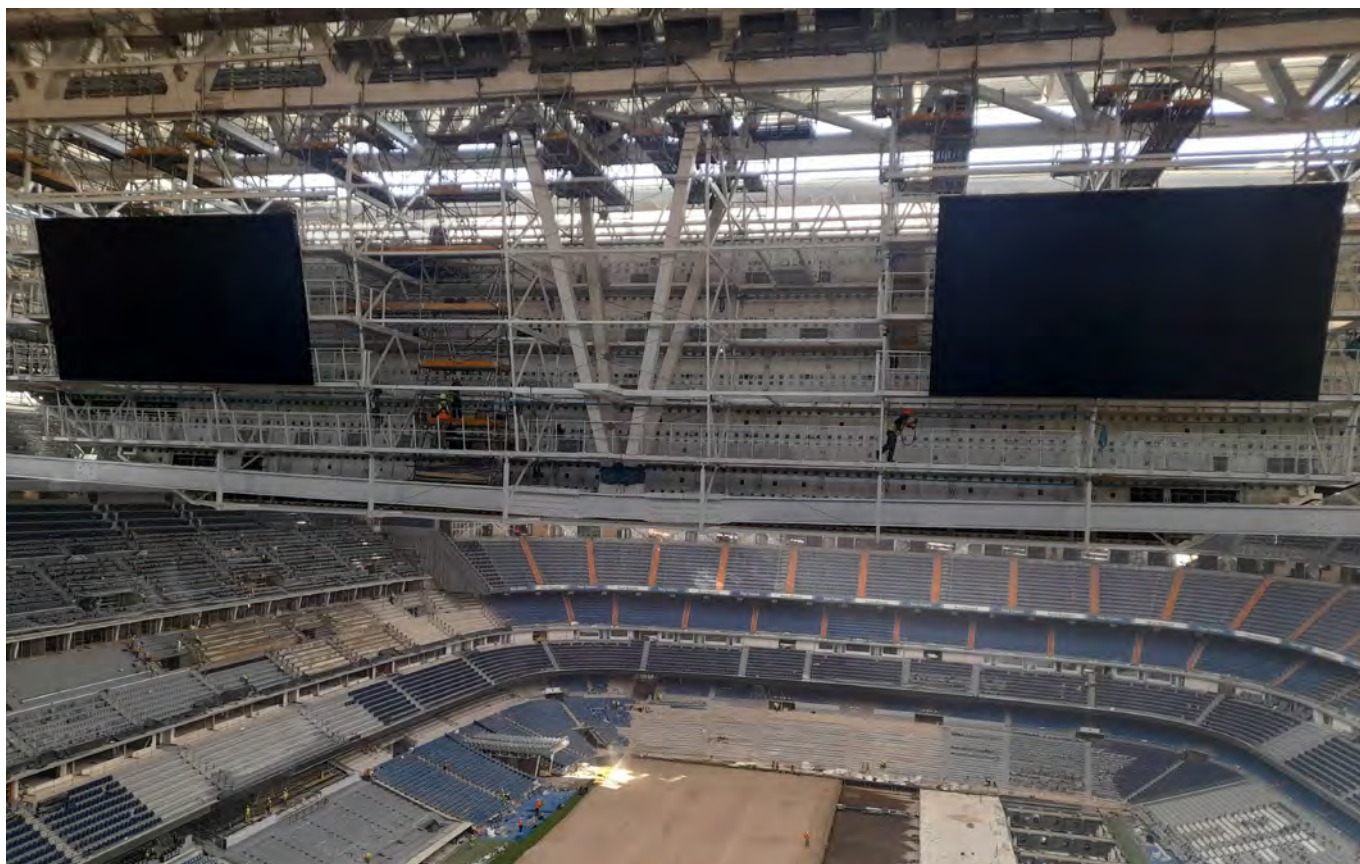


Figura 48. Pantallas de fondos. Lado graderío.

Una vez izados los pórticos, se procede al izado del resto de la estructura elemento a elemento.

Los pórticos extremos de la estructura de los fondos no se pueden colgar de la cubierta por interferir con la cercha atirantada (ver figura 18), por lo que esta parte también tiene que ser montada elemento a elemento.

En la figura 46 se muestra una de las estructuras de fondos totalmente ejecutada.

Finalmente, y en paralelo con el montaje de la estructura de laterales, se procede con el montaje de las pantallas.

5.3. Estructura de laterales

El montaje de los distintos tramos de la estructura de los laterales presenta una mayor complejidad, dado que su comportamiento como cerchas tridimensionales colgadas de la cubierta exige ensamblarlas previamente en el suelo y, posteriormente, izarlas hasta su posición final.

Para izarlas, es imprescindible realizar el montaje directamente en la vertical de su posición final, lo que implica hacerlo sobre el graderío. Esta condición exige la construc-

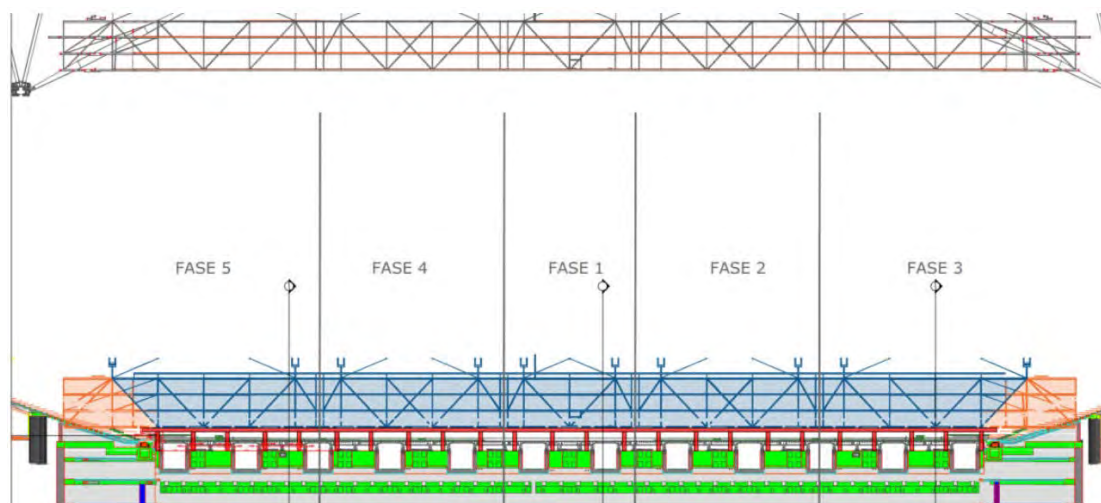


Figura 49. Zona de montaje de estructura de videomarcador de los laterales.

ción de una plataforma horizontal temporal en dicha zona.

El izado de cada tramo se hará desde tres puntos para evitar que se sobrecargue una eslinga más que otra y minimizar los movimientos del tramo durante el izado.

Se disponen dos puntos de izado en los nudos de conexión con los tirachinas de una de las alineaciones de cuelgue (figura 50), y el tercer punto en el otro pórtico de cuelgue. La posición de este último punto se ha calculado para que el centro de gravedad del tramo coincida con el centro de momentos nulos, y así evitar el giro del tramo durante el izado.

Como se muestra en la figura 50, al proyectar la vertical de los puntos de cuelgue del pórtico con dos puntos de tiro para posicionar los gatos sobre la cercha de rodadura, se detecta una interferencia con las pasarelas de mantenimiento de esta. Para resolver esta situación, se ha dispuesto un balancín que transfiere los puntos de izado a una zona libre de interferencias (ver figura 51, figura 52 y figura 53).

En estas figuras también se puede observar que los puntos de tiro están desplazados del eje del pórtico para compensar la posición real de la cercha de rodadura.

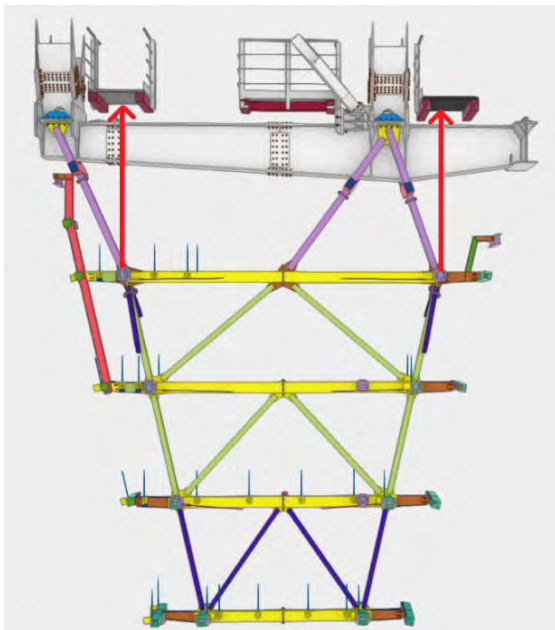


Figura 50. Sección pórtico con dos puntos de izado. Interferencia con pasarelas de cubierta.

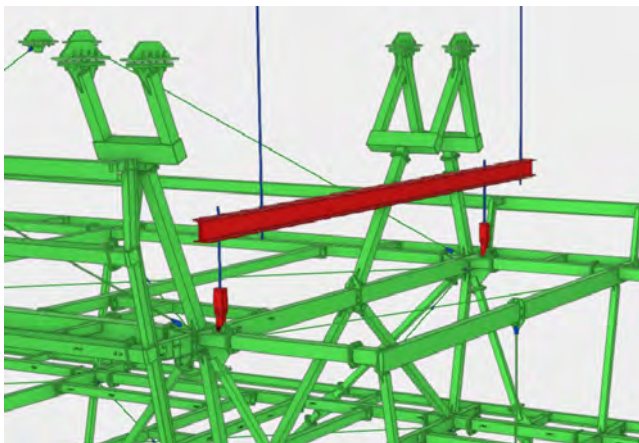


Figura 51. Detalle de la viga balancín. Modelo BIM fabricación.



Figura 52. Viga balancín durante la ejecución.

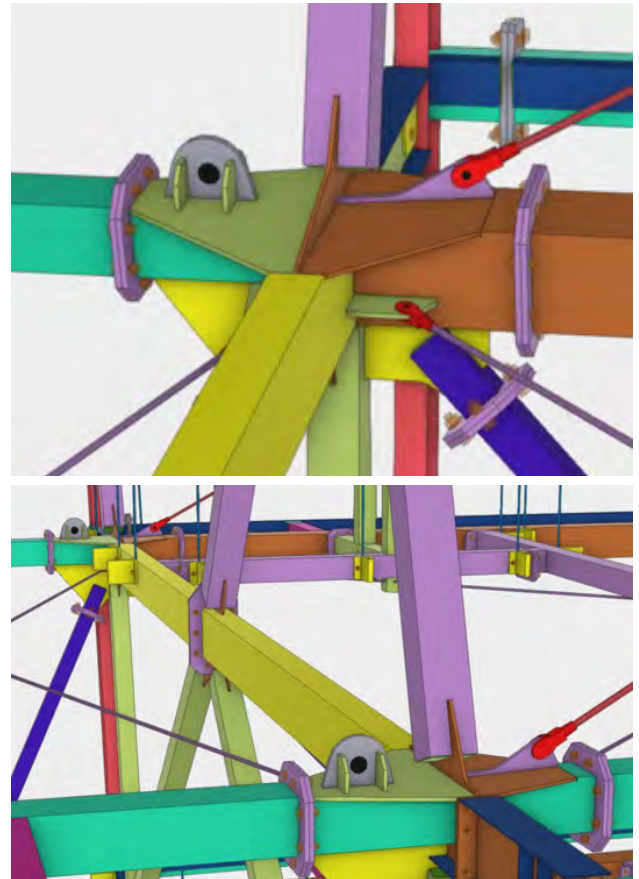


Figura 53. Detalle de nudo de izado en pórtico con 2 tiros. Modelo BIM de fabricación.

Cada uno de estos tiros se hizo con un gato situado sobre una viga puente que apoya entre un montante de cubierta y el siguiente. De esta forma el gato no generará torsiones a los montantes de la cubierta (figura 54).

En la alineación con un único punto de izado se disponen dos gatos (la carga es prácticamente el doble), uno a cada lado del montante de cubierta para no introducir excentricidades en el perfil de sección abierta de cubierta (figura 55, figura 56 y figura 57).

La conexión en el pórtico se resuelve con una chapa perpendicular a ese con dos agujeros que servirán para fijar el cable de izado mediante bulones. La geometría de esta chapa y la posición de los taladros se define teniendo en cuenta la posición de los cables de izado, condicionada por la posición real de la cercha de rodadura.

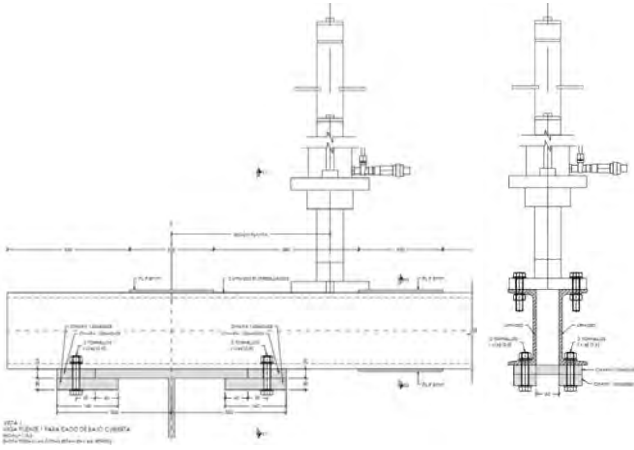


Figura 54. Plano de viga puente 1 y disposición del gato de izado.

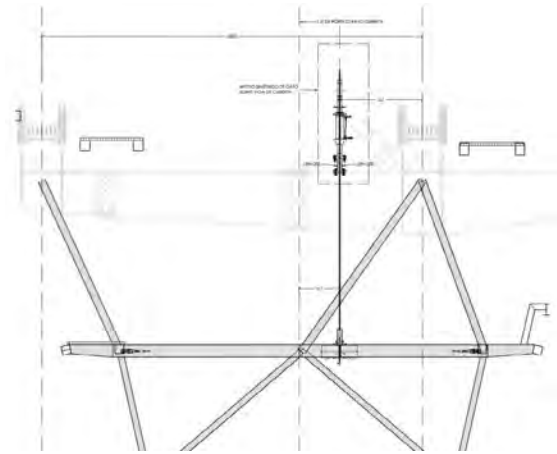


Figura 55. Sección pórtico un punto de izado.

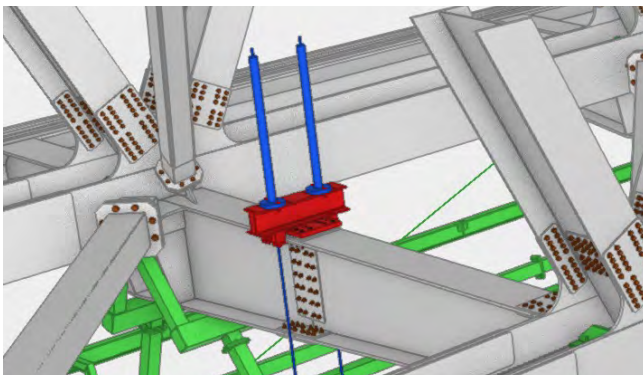


Figura 56. Apoyo de los gatos en uno de los cordones de la cercha de Rodadura. Modelo BIM de fabricación.



Figura 57. Apoyo de los gatos en uno de los cordones de la cercha de Rodadura. Ejecución.

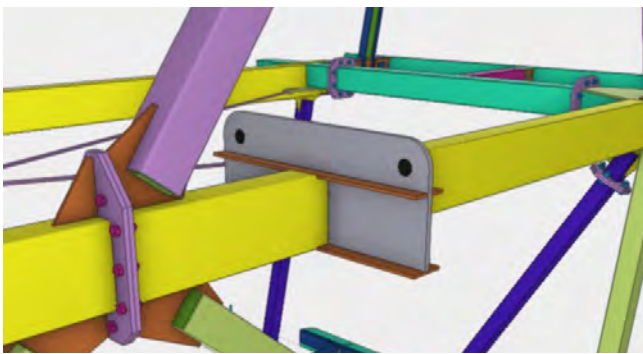


Figura 58. Detalle de nudo para izado por un punto. Modelo BIM de fabricación.

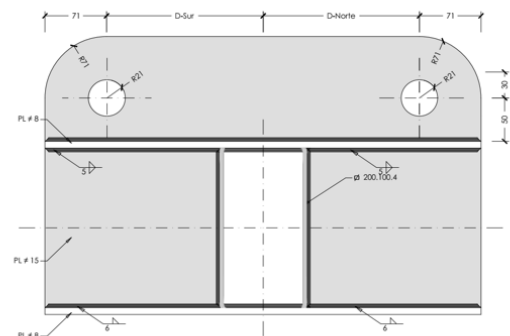


Figura 59. Detalle de cartela para su izado por un punto.

Por tanto, la distancia de los taladros al eje del pórtico principal es diferente para cada punto de izado y para cada lado (lateral este y lateral oeste). Esto provoca unas torsiones en el tubo central del pórtico en fase de montaje.

El procedimiento anteriormente descrito es válido para los tres tramos centrales, pero como se comentó anteriormente, los tramos extremos de la estructura rodean los puntales de la cercha atirantada de cubierta (figura 60). Esta circunstancia imposibilita el izado completo del tramo, lo que añade una complejidad adicional, nada menor, al proceso de montaje.

La estrategia adoptada en este caso consiste en construir la mayor parte posible de la estructura sobre la plataforma situada sobre el graderío, para posteriormente izarla y completar el montaje del tramo restante, elemento a elemento, en altura.

En la figura 61 se muestra un alzado del tramo extremo, donde se destaca en rojo la parte de estructura que no puede ser izada. Se observa que el uno de los pórticos de cuelgue de la cubierta está afectado, lo que impide su uso como punto de tiro. Esto obliga a trasladar el punto de tiro al pórtico anterior.

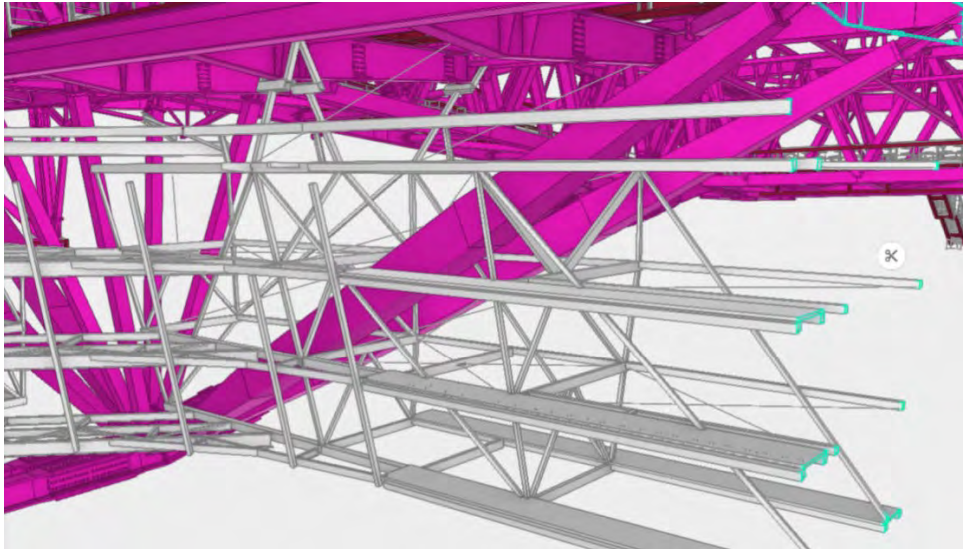


Figura 60. Tramos extremos de lateral rodeando la los desviadores de cercha de atirantada. Modelo BIM de coordinación.

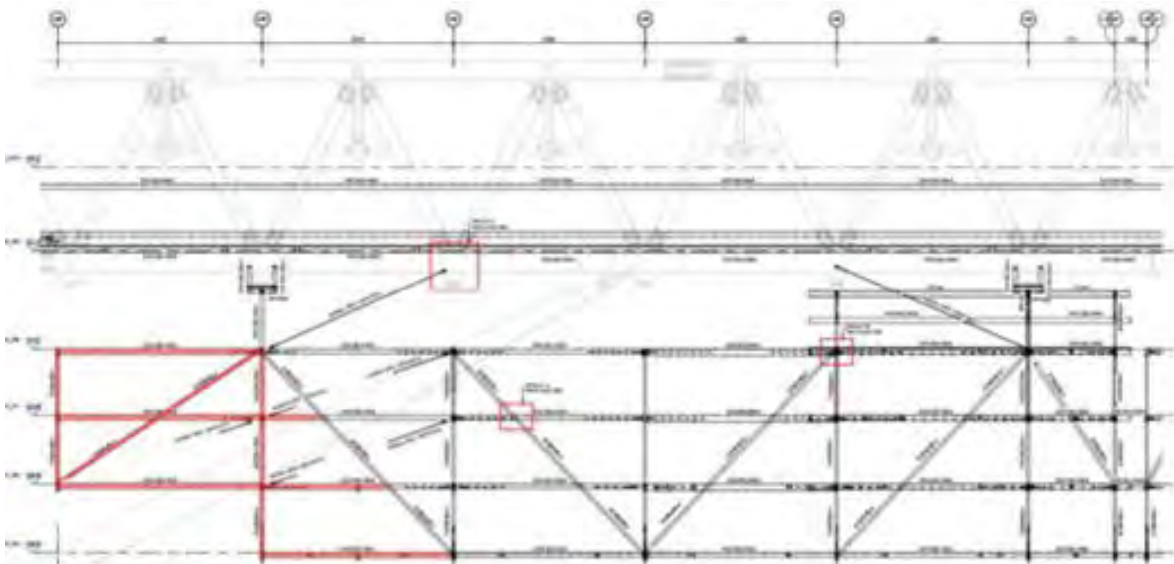


Figura 61. Tramo extremo (1 y 5). En rojo se marca la zona que puede ser izada por interferir con la cubierta.

TRAMO 1

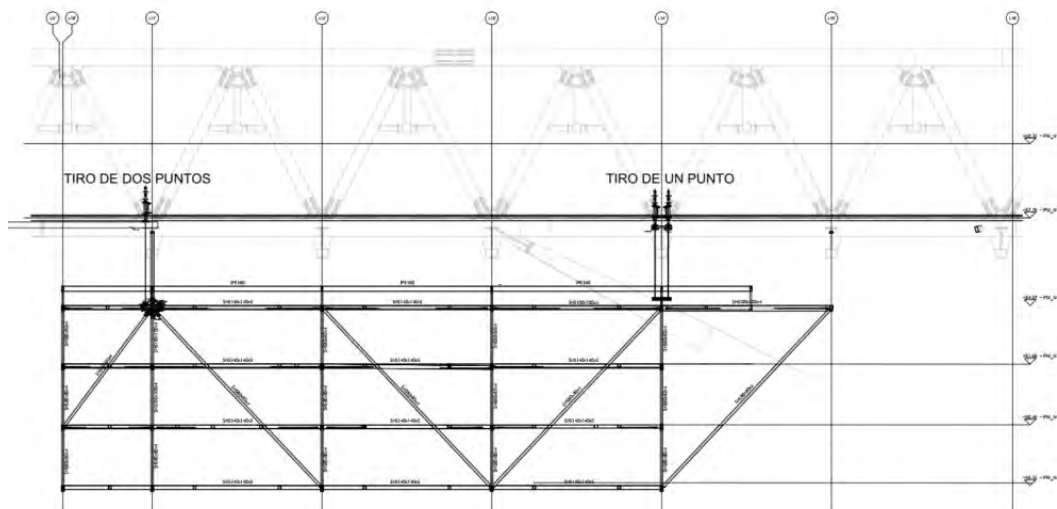


Figura 62. Tramo izado de los pórticos extremos.

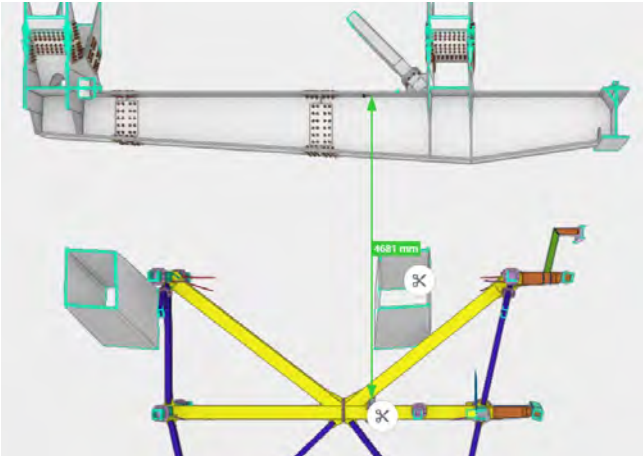


Figura 63. Punto de izado de pórtico intermedio de tramo extremo.



Figura 64. Montaje de los tramos en la estructura sobre la plataforma situado sobre los graderios.



Figura 65. Izado del módulo central. Módulo 3.

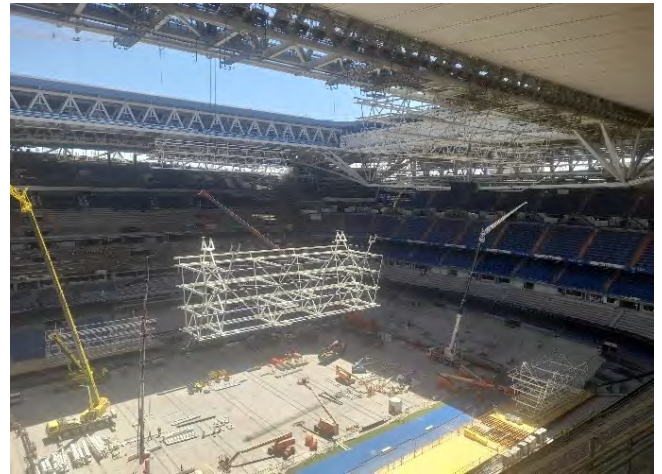


Figura 66. Izado de los tramos 2 y 4.

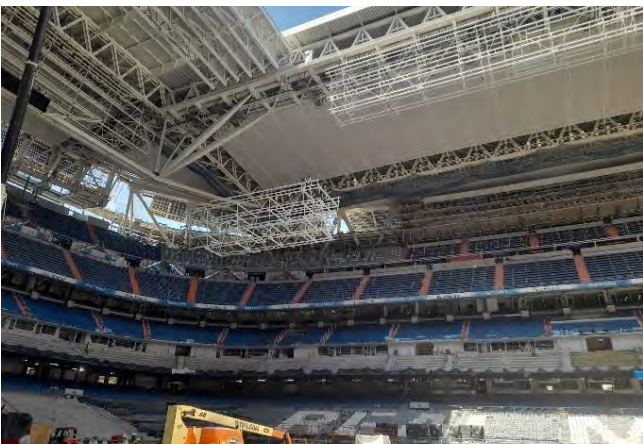


Figura 67. Izado de los tramos extremos. 1 y 5.

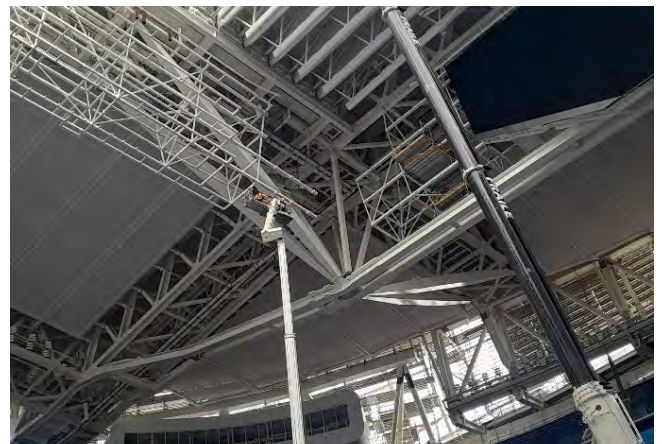


Figura 68. Colocación de elementos que rodean los puntales de la estructura de cubierta.

La configuración del tramo durante la fase de izado es la que se muestra en la [figura 62](#), donde se puede observar que el esquema estructural durante en esta fase difiere del correspondiente a la situación final. Este estado de construcción ha sido analizado, prestando especial atención a la última diagonal, que durante el izado trabaja a compresión, aunque bajo una carga muy reducida.

Este nuevo punto de izado se ha tenido que situar en el segundo nivel del pórtico intermedio, ya que en el primero no se dispone de un montante horizontal debido a la interferencia con el puntal de la cubierta.

Dado que el izado no se realiza en el mismo pórtico que los puntos de cuelgue definitivo, es necesario transferir la carga a los apoyos finales una vez completado el izado. Para



Figura 69. Instalación de las pantallas del videomarcador.



Figura 70. Estructura horizontal de la zona de curvas.

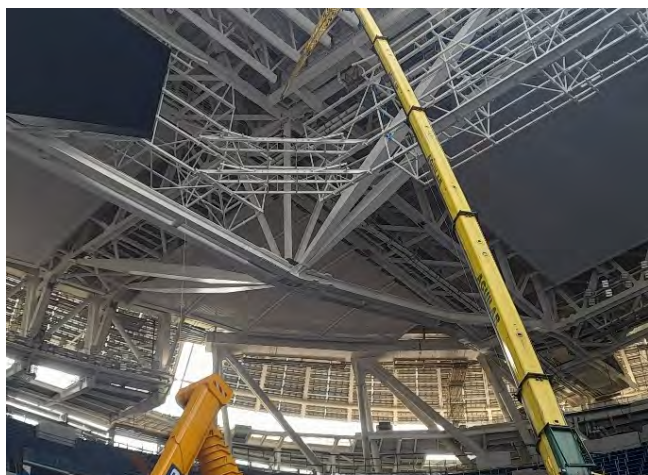


Figura 71. Izado y colocación del entramado de vigas de la estructura horizontal de las curvas.



Figura 72. Colocación de las vigas de apoyo de la pasarela.

ello, se instalan previamente los "tirachinas" de conexión con la cubierta, dejándolos listos para ser unidos al tramo izado cuando este alcance su posición final.

La ejecución de esta unión resulta especialmente compleja, ya que debe realizarse a gran altura y requiere transferir el peso de manera progresiva a medida que se va liberando la carga de los gatos.

En las figuras 64 a 69 se incluyen algunas fotos del proceso de izado y montaje de la estructura del lateral.

5.4. Estructura de esquina (zonas curvas)

Finalmente, el montaje de la estructura de la curva se llevó a cabo ensamblando en el suelo la estructura de cada nivel horizontal, excepto las vigas de apoyo de las pasarelas (figura 70), para luego ser izada con grúas hasta su posición definitiva.

Por último, se monta la estructura de soporte de las pasarelas, junto con los perfiles verticales inclinados que sostienen las pantallas del videomarcador tipo stick

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] 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>
- [3] García del Valle, M., Roiz, A., & Alcaine, J. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. La ingeniería para la definición y cálculo estructural de la fachada de lamas. *Hormigón y Acero*. 76(307): 215-234. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3984>
- [4] Martínez Salcedo, J., & del Río Rodríguez, S. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Diseño y construcción de la cubierta retráctil. *Hormigón y Acero*. 76(307): 175-197. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.3995>
- [5] CTE. DB SE-AE Código Técnico. Documento Básico Seguridad Estructural Acciones en la Edificación.

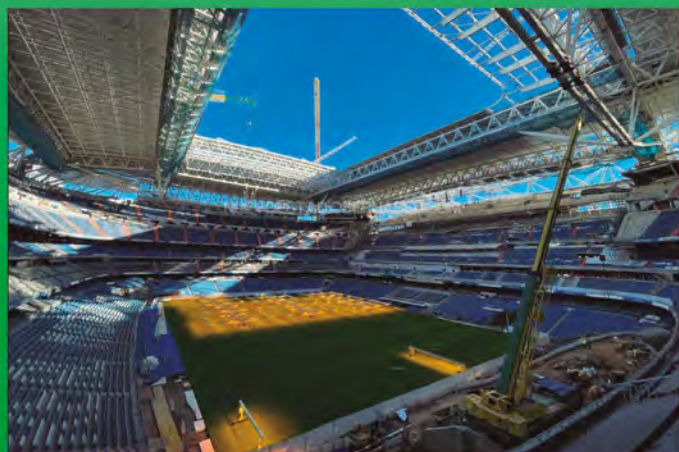


HORTA COSLADA

Oficinas Centrales y Talleres Madrid:
Camino del Corral, s/n – Polígono Industrial de Alcamar
28816 Camarma de Esteruelas (Madrid)
Oficinas y Talleres A Coruña:
Polígono Industrial de Sabón, 92-94
15142 Arteixo (A Coruña)

Web: www.hortacoslada.com / Mail: hc@hortacoslada.com
Teléfono : (34) 91 886 59 70, Fax : (34) 91 886 59 75

Construcciones Metálicas



CUBIERTA, VIDEOMARCADOR Y CESPED RETRACTIL
ESTADIO SANTIAGO BERNABEU

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Convivir con el pasado: evaluación y refuerzo de la estructura preexistente

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Live With the Past: Evaluation and Reinforcement of the Original Structure

José Luis Martínez Martínez^{a,*}, José Antonio Martín-Caro Álamo^a

^a *Ines Ingenieros, Núñez de Balboa 120, Madrid, España.*

Recibido el 20 de noviembre de 2024; revisado el 3 de febrero de 2025, aceptado el 15 de septiembre de 2025

RESUMEN

Este artículo presenta el proceso de evaluación y refuerzo de la estructura original del estadio Santiago Bernabéu, adaptando la edificación a los requerimientos actuales. Se detalla la evolución de las fases constructivas, desde la construcción original en 1947 hasta las intervenciones recientes, poniendo el acento en los refuerzos estructurales implementados. Los pilares, costillas y forjados fueron intervenidos utilizando técnicas como el recrecido perimetral y refuerzos con microhormigón, además de refuerzos con fibras de carbono (FRP) y soluciones metálicas. Estas acciones permitieron mejorar la seguridad, rigidez y durabilidad del estadio, preparándolo para las exigencias de su uso moderno.

PALABRAS CLAVE: Refuerzo estructural, Estadio Santiago Bernabéu, rehabilitación de estructuras, microhormigón, fibras de carbono (FRP), pilares, túnel ferroviario, recalce de cimentaciones.

©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

This article presents the process of evaluation and reinforcement of the original structure of the Santiago Bernabéu stadium, adapting the building to current requirements. The evolution of the construction phases is detailed, from the original construction in 1947 to the recent interventions, placing emphasis on the structural reinforcements implemented. The pillars, ribs and slabs were intervened using techniques such as perimeter screed and reinforcement with microconcrete, as well as reinforcement with carbon fibers (FRP) and metallic solutions. These actions made it possible to improve the safety, rigidity and durability of the stadium, preparing it for the demands of its modern use.

KEYWORDS: Structural strengthening, Santiago Bernabéu Stadium, Structural rehabilitation, Micro-concrete, Carbon fibers (FRP), Columns, Railway tunnel, Foundation underpinning.

©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: jlm@inesingenieros.com (José Luis Martínez)

Cómo citar este artículo: Martínez, J.L., & Martín-Caro, J.A. (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>

1. BREVE RESEÑA DE LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN DEL ESTADIO

El visitante del estadio difícilmente puede distinguir cuándo pisa una estructura de 80 años y cuándo una nueva. En cambio, el proyectista reconoce claramente esta diferencia al aplicar los requisitos de un moderno estadio de primer nivel y las normas vigentes a una estructura como el Bernabéu, producto de sucesivas construcciones y ampliaciones.

1.1. 1947-1953

La construcción original es de 1947 y la primera ampliación se produce tan pronto como 1953 [1]. El primer Bernabéu

se concibe para 70,000 espectadores, ocupa una superficie de 34,000 m² y muestra ya una característica que no ha variado en las distintas épocas: la diferenciación de la tribuna este que se completa con una sección y diseño diferente 6 años después de la primera construcción.

El terreno de juego y la grada baja, de hormigón en masa, quedan enterrados en el terreno, con un rebaje de unos 8 m respecto al nivel de la calle. La sección transversal (ver [Figura 1](#)) presenta cuatro alineaciones de pilares cimentados sobre pozos de hormigón en masa ('*pilarotes*') con su base ensancha-

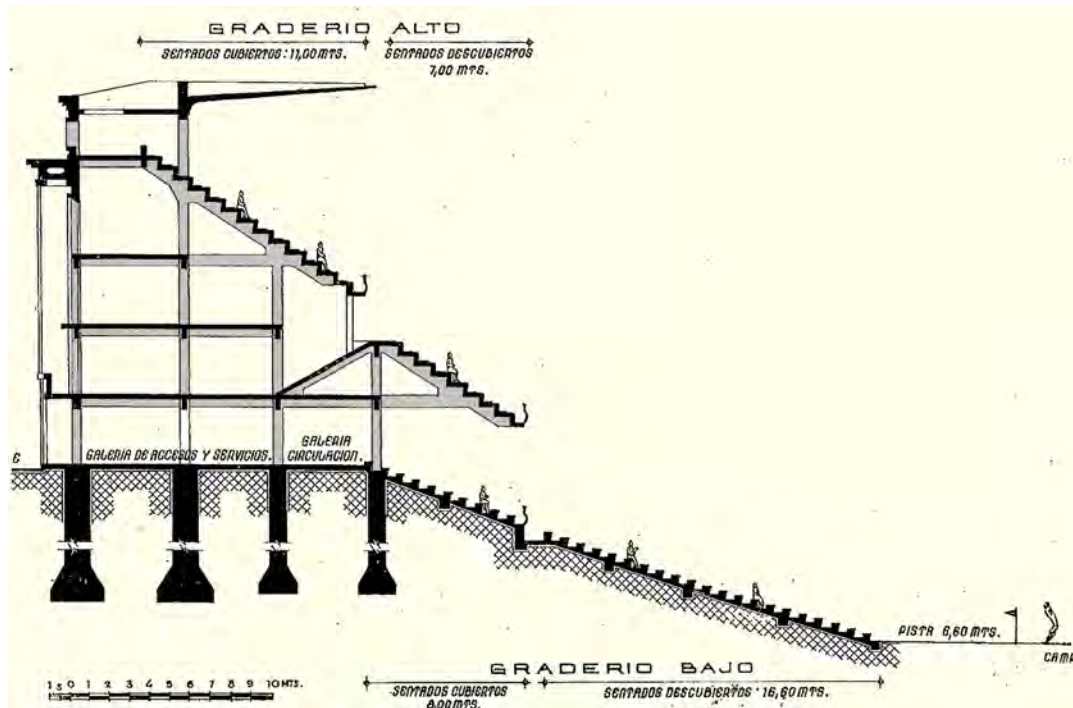


Figura 1. Sección transversal tipo en el lateral oeste del estadio original (1944-1947). La visera superior, de 10 m de vuelo, no fue construida.

da. Los pilares tienen sección constante y cuadrada en toda su altura (cantos de 0.40 a 0.55 m). Las luces varían entre 4.50 y 5.50 m. La estructura consta de dos gradas, el primer anfiteatro volado sobre la grada baja y el segundo sobre este y retranqueado hacia el exterior. Estos pórticos de hormigón armado que configuran la sección transversal están espaciados 7.00 m y se forman con vigas de 0.30x0.55 (ancho x canto). En la dirección longitudinal, las vigas tienen dimensiones de 0.30x0.65 y presentan juntas a media madera en el cuarto de la luz cada 3, 4 o 5 vanos de forma que simulan un comportamiento continuo a flexión mientras mantienen longitudes dilatables muy moderadas. Los cuatro niveles de forjados se resuelven con losas de hormigón apoyadas en el contorno de 5x7 m formado por las citadas vigas de pórtico y longitudinales. Este apoyo en recuadro posibilita la flexión en dos direcciones y un canto de solo 120 mm para las losas, las cuales reproducen las juntas longitudinales mediante pasadores. Las gradas se forman en hormigón armado aprovechando la tabica del respaldo, de 0.57 m de canto [2].

Un elemento singular es la presencia del ‘túnel de Enlaces Ferroviarios’ construido antes que el estadio, si bien entró en servicio solo mucho más tarde. Este cruza el campo de sur a norte en su lado este y, debido al rebaje del campo de juego, queda con su clave a menos de un metro de la superficie. En varias zonas de los fondos se construyeron estructuras de puente del túnel [3].

Las sobrecargas de cálculo fueron de 4.00 kN/m² en forjados y de 6.00 kN/m² en el graderío. Este último valor es, afortunadamente, superior al actual de acceso público y se debe a que casi todo el público estaba de pie. La norma de hormigón [4] y el texto de Carlos Fernández Casado, proyectista de la estructura [5], orientan sobre los materiales utilizados: un hormigón asimilable a un HA-15 y acero de 240 MPa de límite elástico (tabla 1).

TABLA 1: Hormigones y aceros de armar usuales en 1944 y sus características

Hormigones				
Tipo	Cemento [kg/m ³]	Agua [l/m ³]	Relación a/c [-]	f28 [MPa]
A	400	210	0.53	15
B	350	205	0.59	13
C	250	200	0.80	8.5
D	200	193	0.97	6.0

Aceros de armar			
Tipo	fy [MPa]	fu [MPa]	Alargam. [%]
Corriente	24	36	23
Especial	36	50	18

El cálculo en tensiones admisibles usaba un factor de 2 para minorar el acero y de 3 para el hormigón en flexión y compresión. La resistencia a cortante era aún un fenómeno comprendido a medias y se resolvía levantando las barras de positivos según se aproximaban a la zona de soportes. Las barras eran lisas y el modo de anclaje era mediante ganchos. Los diámetros usuales [mm] eran 5, 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 25, 30 y 35 [4]. Esta multiplicidad de diámetros complica la identificación del calibre de las barras en catas.

La obra se termina dejando el lateral este inconcluso y a falta de una ampliación que tiene lugar en 1953 [1] configurando una estructura similar en tipologías, pero con más niveles [7], una fachada en desplome y una crujía de ancho doble en cada planta, lo cual implicó, para mantener las dimensiones de los recuadros de las losas una viga longitudinal que no apo-



Figura 2. Aspecto del estadio tras la reforma de 1982 (i) y 1994 (d).

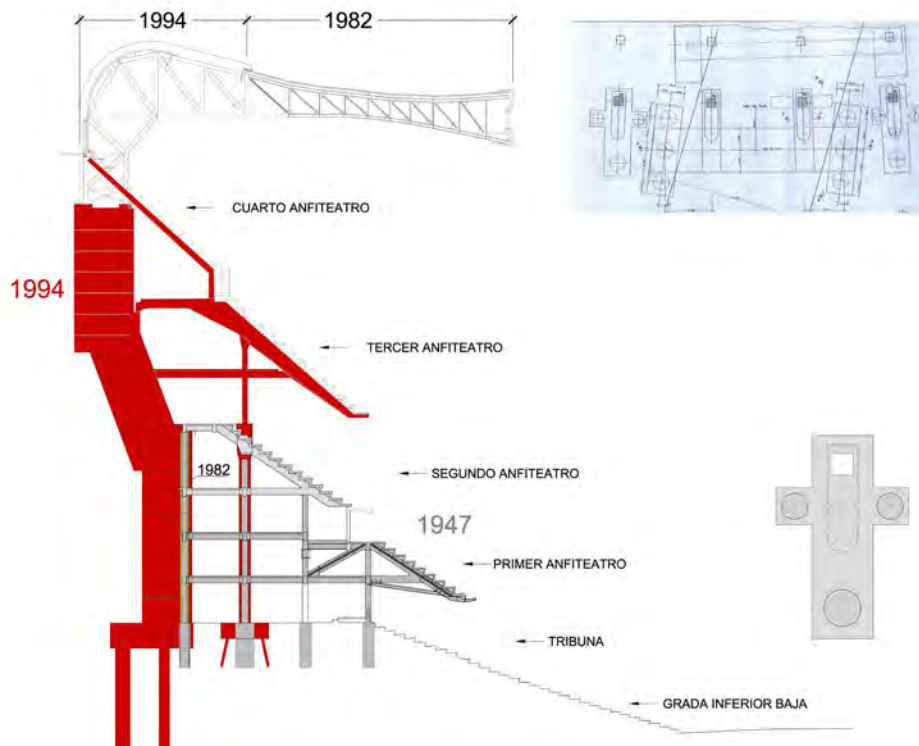


Figura 3. Sección transversal oeste y fondos tras la ampliación de 1994, planta de cimentación de una costilla típica (der. abajo) y refuerzo de las estructuras puente sobre el túnel en el lado sur (der. arriba).

ya en pilares, sino que embrochala en vigas transversales. Esta singularidad –como se verá– propició un tipo de refuerzo diferente en el lateral este.

1.2. 1982

La celebración del mundial de fútbol en España y dio pie a la siguiente remodelación. Las localidades pasan a ser sentadas y se cubre el estadio (excepto el lateral este) con una celosía metálica que fue objeto de un pionero estudio en túnel de viento [7]. Las celosías, de 20 m de longitud apoyan en los pilares de 3ª y 4ª alineación, comprimiendo el primero y traccionando este último, el más exterior, que fue recrecido a una sección de 0.70x0.70 [m] y armado para resistir la tracción que es máxima en su parte superior, pero que llega a anularse antes de entrar en cimentación.

1.3. 1994

La intervención de 1994 [8] fue una transformación de gran magnitud con profundas implicaciones en la estructura. El estadio incorpora dos nuevos anfiteatros creciendo en vertical y hacia fuera, amplía la cubierta, crea cuatro torres para acceso y cambia drásticamente la alineación exterior de los pilares (4ª alineación) y su cimentación.

La figura 3 muestra la sección resultante de la ampliación de 1994. Los dos nuevos anfiteatros se apoyan en los pilares de primera y segunda alineación, mientras la cubierta es izada en vertical y complementada por un tramo curvo nuevo que permite empotrarla en la costilla de 4ª alineación. El pilar de la segunda alineación recibe de la nueva estructura una reacción vertical de la nueva estructura, por lo que se refuerza su sección con un recrecido perimetral y su cimentación se micropi-

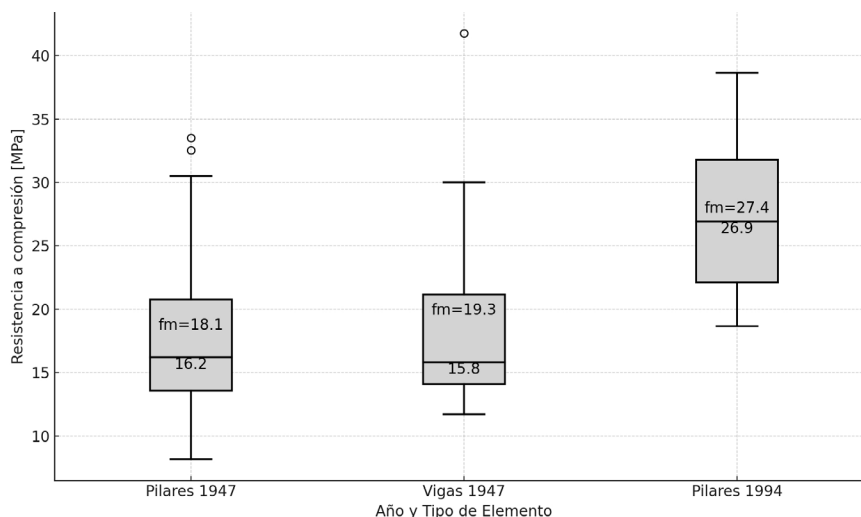


Figura 4. Distribución de los resultados de resistencias a compresión en testigos de diámetro 100 mm y $h/\phi=2$. Se indica el valor medio fm y el valor mediano.

lota. El nuevo pilar de la cuarta alineación, la costilla, tiene un trazado complejo: vertical en su arranque en el que absorbe al pilar preexistente (original de 1947 pero reforzado en el 1982), quebrado luego para dejar espacio al anfiteatro superior y finalmente vertical en su contacto con la cubierta. La intención del proyectista, creemos, fue la de independizar este poderoso machón de la estructura original, ya que entre el pilar preexistente y el nuevo hormigón deja interpuesto un panel de porexpán. El quiebro a la altura del tercer nivel es una fuente de problemas ante aumentos de carga como se verá luego. El aspecto más incierto de este diseño es la cimentación de las costillas. En un principio se diseñó un encepado con cuatro pilotes que, eso sí, estaban situados en planta de forma asimétrica respecto al pilar, desplazados hacia el exterior. Esta posición está impuesta porque no era posible introducir una pilotera bajo el estadio del 47. La cimentación finalmente construida tiene tres pilotes, uno centrado de 1.20 m de diámetro y dos, uno a cada lado, de 0.85 m. Este encepado en cruz con su desplazamiento hacia el exterior del estadio y su peculiar armado es un elemento con muy poca facilidad de adaptación y refuerzo ante nuevas sollicitaciones. A esto hay que añadir el hecho de que el encepado está interrumpido por el nacimiento del pilar de 1947 (figura 3, derecha). En los puentes sobre los túneles existentes en las alineaciones afectadas el proyecto del 1994 amplía y refuerza estas estructuras. Por su lado, los nuevos anfiteatros son metálicos con forjados de placas alveolares. En este proyecto se incorporan a todo alrededor del estadio las losas de palcos, aprovechando un espacio solo parcialmente ocupado en el nivel 2 en la obra original. Otros aspectos de interés se describen en Cauce 1994 [9].

1.4. Otras intervenciones: 2004 y 2011

En la actuación del 1994 el lateral este se amplía de forma análoga al resto del estadio disponiendo dos nuevos anfiteatros, pero sin costillas y sin cubierta. Esta obra se acomete en 2004 junto con la reordenación de los torreones del este y la nueva fachada de este lateral. En 2011 se añade una fila al voladizo del primer anfiteatro y se refuerza el pilar de primera alineación y las vigas inclinadas que apoyan en él.

2.

AUDITORÍA DE LA ESTRUCTURA PREEXISTENTE

Como primer paso, se acometió una campaña de recopilación documental, análisis estructural y trabajos de campo. Estos, junto con ensayos de laboratorio, permitieron actualizar la evaluación de la seguridad, funcionalidad y durabilidad de la obra. El objetivo era identificar los elementos más susceptibles a los nuevos requisitos de la remodelación y definir las acciones necesarias de reparación o aumentar de la durabilidad de la estructura en el proyecto.

Se recopiló toda la información gráfica sobre la estructura, así como cuatro campañas anteriores de catas y ensayos llevadas a cabo por Ayesa, Cones, Intemac y Retineo. Los resultados de resistencias a compresión (figura 4) muestran coeficientes de variación en torno al 40% para los hormigones antiguos y del 25% para los de 1994. Los resultados son compatibles con un HA-15 para 1947 y HA- 20 (valor de proyecto) para 1994. Se investigó la compacidad de los hormigones (UNE 83-312-90) con resultados de índice de huecos entre el 9 y el 10% para ambos grupos de hormigones, denotando un "hormigón de buena calidad y compacidad".

En un total de 60 catas se midió la profundidad de carbonatación y el recubrimiento en vigas y pilares (tabla 2). El recubrimiento en las vigas fue significativamente menor que en los pilares (18 mm frente a 38 mm), y en casi dos de cada tres catas la carbonatación alcanzó había alcanzado o superado la armadura. Los datos de recubrimiento en losas resultaron muy irregulares con valores mínimos de prácticamente cero y máximos no mayores de 20 mm.

TABLA 2:

Recubrimientos y profundidad (media \pm desviación típica) y proporción de casos en que la carbonatación ha superado al recubrimiento

	Pilares 1947	Vigas 1947	Pilares 1994
Recubrimiento medio [mm]	38 \pm 11	18 \pm 11	60 \pm 24
Prof. Carbonatación media [mm]	20 \pm 8	27 \pm 8	27 \pm 9
Casos Carbonatación \geq recubrimiento [%]	20%	61%	0%

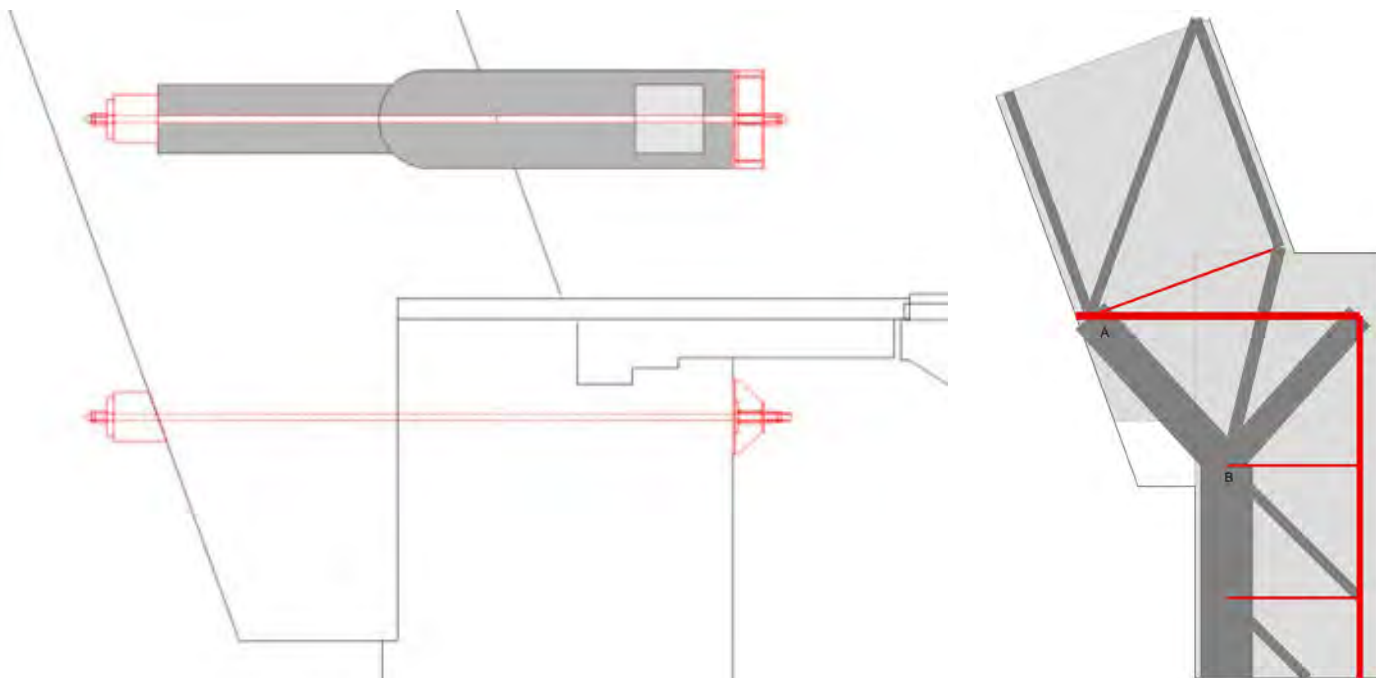


Figura 5. Refuerzo de las costillas. Barra pretensada (i) y esquema de bielas y tirantes. El recreido del tacón permite bajar el nudo B y mejorar además la dimensión de la biela AB.

No obstante, los resultados anteriores, no se encontraron síntomas de corrosión de armaduras ni siquiera en vigas con grandes profundidades de carbonatación con la excepción de zonas bajo gradas mal ventiladas y con presencia constante de humedad. Los contenidos de cloruros en el cemento fueron despreciables y los de sulfatos siempre inferiores a 0.25 mg/m^3 .

En un total de 10 muestras de acero liso de armar se obtuvo un valor del límite elástico de $317 \pm 48 \text{ MPa}$ (valor mínimo 244 MPa), tensión de rotura $462 \pm 48 \text{ MPa}$ y alargamientos en rotura del 26% en promedio.

En lo que respecta a condiciones de seguridad estructural, la principal conclusión ciertos elementos requerían intervenciones de refuerzo incluso antes del aumento de carga debido al nuevo uso. En particular los pilares de primera alineación y las losas de 120 mm de canto de la obra de 1947, así como las losas de palco, con problemas ya conocidos de flechas. Se detectaron fisuras de abertura significativa en la zona de encuentro de los tramos primero (vertical) y segundo (inclinado) de las costillas.

3. LOS REFUERZOS DE LA ESTRUCTURA

Los incrementos de carga superficial se deben a los nuevos usos, pavimentos, acabados e instalaciones, así como protección al fuego, las propias medidas de refuerzo y a los requisitos de las normas vigentes.

3.1. Refuerzos de pilares y costillas

Los pilares de la primera alineación en todo el perímetro del estadio, junto con algunos pilares de los niveles inferiores del este,

fueron recreidos perimetralmente con armaduras continuas entre plantas. Se empleó un microhormigón autocompactante de 40 MPa en un espesor de 100 mm.

Las costillas de 1994 vieron incrementada su solicitación en los niveles superiores. La zona de encuentro entre el arranque vertical y el tramo inclinado de las costillas estaba solicitada de forma similar al de una (gran) ménsula corta. El problema se estudió con detalle para disponer un refuerzo consistente en un tirante horizontal y un recreido de hormigón. El tirante lo forma una barra $\phi 65$ de acero Y-1050 dentro de una perforación de 90 mm de diámetro y 5.85 m de longitud. El recreido tenía como objetivo ampliar el canto de la sección diagonal en la zona de encuentro entre tramos (figura 5). Si bien el tirante se alojaba en el centro de la sección de la costilla, la fuerza de tesado en el anclaje interno no podía aplicarse en la zona central porque el pilar de 1947-1982 funciona como un hueco central de 700 mm de ancho próximo al borde. El anclaje apoya en una estructura metálica que puentea la reacción hacia dos bandas de solo 150 mm de ancho en cada borde. Para limitar los efectos de segundo orden fuera de su plano, se dispuso un arriostramiento a base de celosías metálicas de 2.50 m de canto en su parte superior, donde eran compatibles con las instalaciones.

3.2. Refuerzos de forjados y juntas

Las losas de 120 mm de espesor precisaban una mejora de la resistencia y la rigidez, así como una protección al fuego en su cara superior. Esto se consiguió mediante un recreido nominal de 45 mm de microhormigón autonivelante, lo cual aumentaba el canto en un 50%. La realidad de las deformaciones e imperfecciones de las losas obligó a hacer un levantamiento de precisión por nube de puntos y definir una cota de arquitectura en cada nivel de forma que el recreido tuviera siempre más

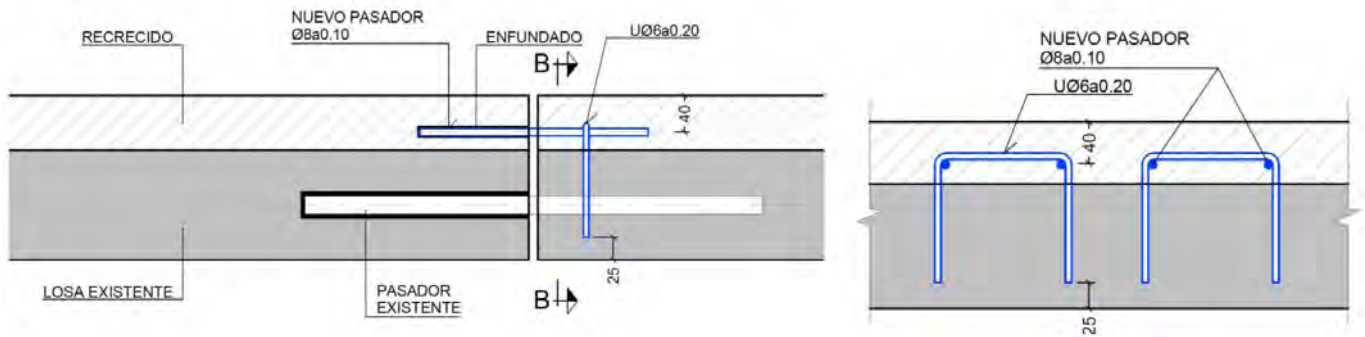


Figura 6. Detalle de pasadores en juntas de losas de 1947.

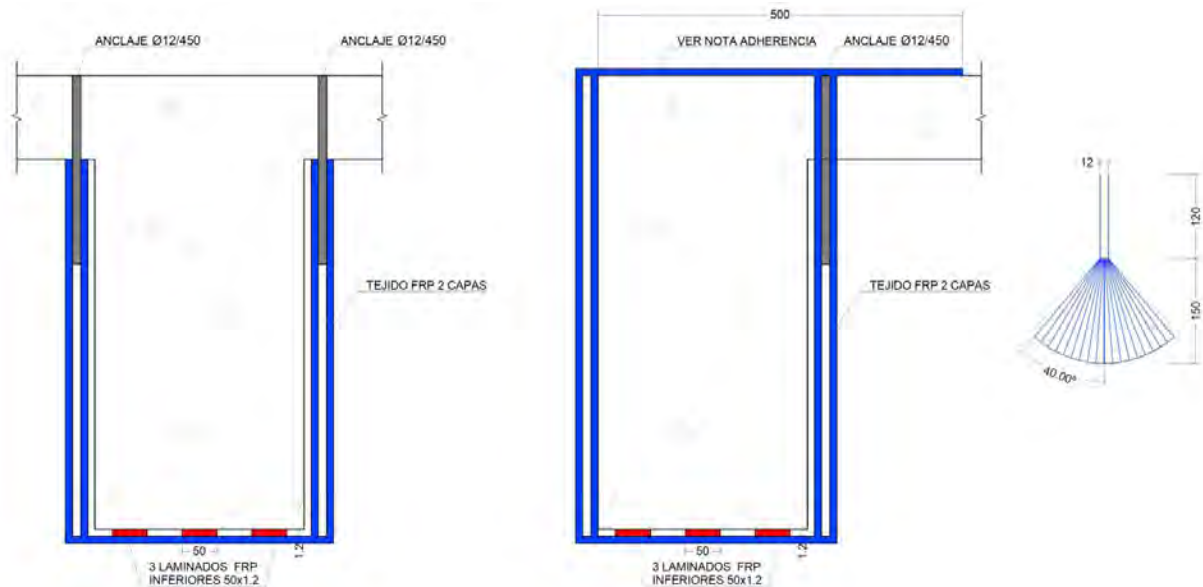


Figura 7. Detalle de anclaje de los tejidos de FRP de refuerzo a cortante en vigas interiores y de borde.

de 45 mm en su punto de menor espesor. Este ajuste influye tanto en los niveles de arquitectura (escaleras, etc.) como en las cargas muertas efectivas. El recrecido es efectivo considerando rugosidad normal, sin barras de cosido entre hormigones y sin puente de unión. En la zona de junta se dejan pasadores en el hormigón nuevo y sí se perforan barras para anclar Ues que evitn el empuje al vacío de los pasadores. El armado del recrecido consistía en un mallazo #Ø6 a 0.15 y en refuerzos Ø10 a 0.15 sobre las vigas en que apoyan los recuadros de losa.

Las vigas longitudinales y transversales no mejoran significativamente su seguridad por el recrecido descrito. Se diseñaron dos clases de refuerzos: de flexión y cortante mediante laminados y tejidos de fibra de carbono y refuerzos metálicos. Los refuerzos de FRP se aplicaron siempre que fue posible. Los refuerzos a cortante en vigas en T tienen el problema de la falta de eficacia del tejido aplicado en tres caras, lo cual además incrementa la sollicitación de la armadura de positivos. Para resolverlo, se utilizaron anclajes en abanico. Estos elementos no están recogidos en las normas de refuerzos de FRP [10][11] por lo que se recurrió a bibliografía especializada [12]. Se diseñaron 17 refuerzos tipo con entre 3 y 9 laminados de 50x1.2 [mm] y dos o tres capas de tejido de 0.167 mm de espesor.

Los refuerzos de FRP son aplicables hasta cierto nivel de necesidad de mejora de la seguridad. Además, en ocasiones era precisa la demolición de tramos de vigas. Esto interrumpe el

esquema de continuidad del diseño original y deja a los tramos adyacentes al retirado con un problema en su armadura longitudinal, ya que los ganchos que la anclaban se encontraban en el vano retirado. En estos casos se recurrió a una adaptación de un refuerzo clásico de vigas de madera adosando lateralmente perfiles UPN. Cuando los gálibos lo permitían se emplearon refuerzos metálicos bajo las vigas existentes. En total, se definieron 20 refuerzos metálicos tipo, incluyendo los que se encuentran en tramos de junta a media madera. Todos los refuerzos metálicos inferiores son pasivos en el sentido de la referencia [13].

En los forjados del este la singularidad del vano de doble ancho con viga longitudinal embrochada en las transversales hacía inaplicables las soluciones tipo metálicas. Para resolver el refuerzo de las vigas transversales, que reciben la carga puntual, se diseñó un refuerzo de recrecido perimetral de microhormigón en el que los esfuerzos se resisten con la nueva armadura longitudinal y transversal. El refuerzo es conceptualmente similar al de recrecido de los pilares, pero su ejecución es considerablemente más complicada. Los contactos horizontales entre el hormigón preexistente y el del refuerzo requerían un tratamiento de rugosidad alta para asegurar la transmisión de rasantes. Los agujeros en la losa practicados para introducir la armadura vertical en U servían además para el vertido del microhormigón. Un refuerzo a cortante similar pero con hormigón proyectado se presenta en [14]. La zona de embrocha-

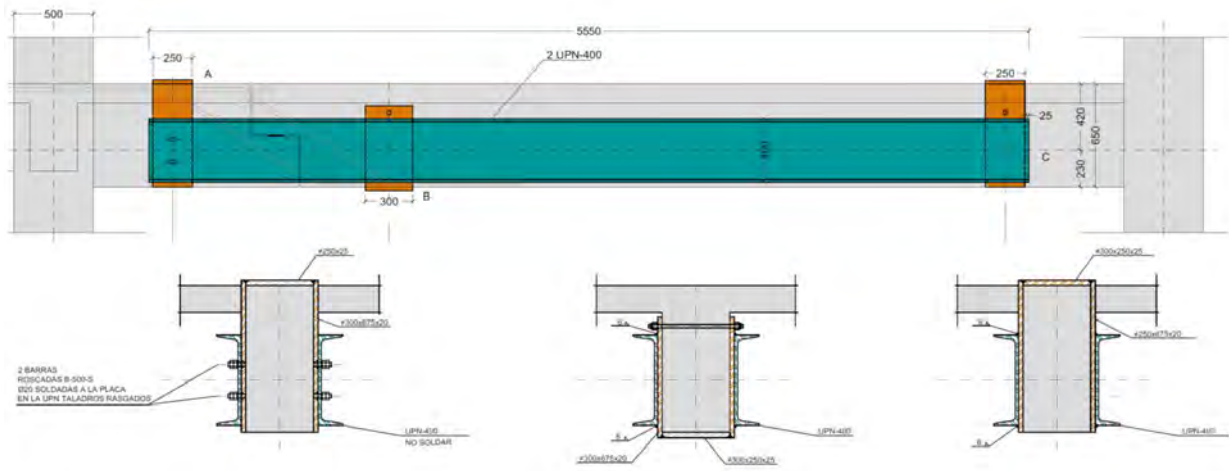


Figura 8. Refuerzo metálico tipo de una viga longitudinal en tramo de junta.

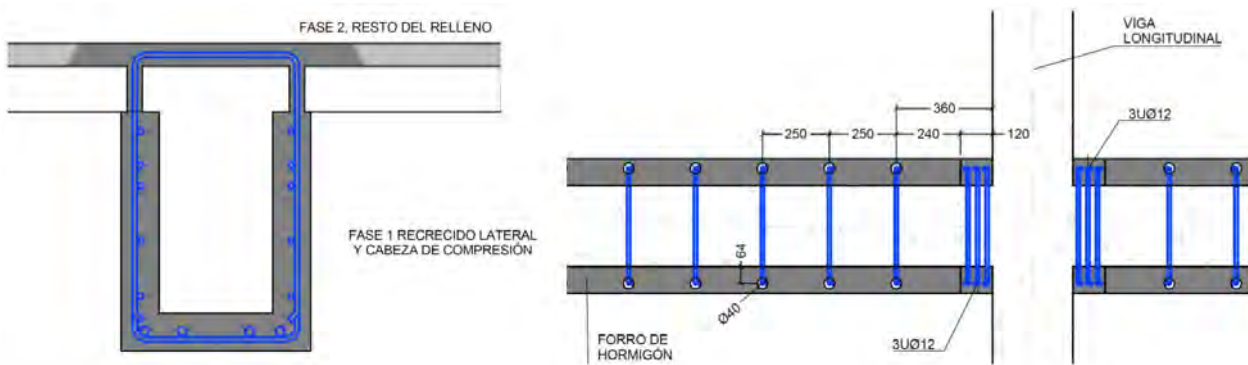


Figura 9. Sección de la viga transversal recrecida y detalle en planta del encuentro con la viga longitudinal.

lamiento con la viga longitudinal requiere un refuerzo local y un armado de detalle (figura 9).

Una vez definidos y comprobados todos los refuerzos tipo, y establecidas sus condiciones de aplicabilidad (luces, cargas, gálibo y continuidad), el proyecto se organiza desde la planta general, asignando el refuerzo mínimo en cada vano según reglas predeterminadas, como si fuera un juego de mesa. Esto es necesario para acometer un proyecto de gran volumen y complejidad en el que la obra va en paralelo, cuando no por delante, del diseño y con datos en directo.

Por su parte las losas de palco fueron sustituidas por losas de hormigón armado ejecutadas in situ. Estas losas se apoyan en los perfiles metálicos que soportaban las anteriores losas, si bien se hubo de bajar la cota de estos, y en las vigas longitudinales originales mediante pasadores. Los vuelos de estas nuevas losas de palco siguen siendo losas originales.

4. ACTUACIONES SINGULARES

5.1. Recalce de estructura junto al túnel de carros

Una objetivo de la reforma era proveer un acceso camiones desde el exterior al campo de juego. El trazado de este acceso (el túnel de carros) definía una rasante por debajo de los pozos

de cimentación de los pilares del edificio este. Para ejecutar el túnel fue necesario apea y poner en carga dos alineaciones, sosteniendo simultáneamente cinco pilares con una fuerza total de 11 MN. La puesta en carga activa se consideró importante para evitar que el apeo tomara la carga bruscamente al perforar los pozos existentes o al excavar el túnel.

Para ello, se construyó una línea de encepados sobre micropilotes y separados del terreno mediante porexpán. Sobre esta línea se formó una viga pared que abrazaba los pilares existentes. Entre la viga pared y la cimentación se deja una rendija que permite situar 17 gatos. Una vez aplicadas las cargas, que son distintas en cada gato en función de las reacciones de los correspondientes pilares, se introdujeron calzos y se hormigonó la rendija. Los movimientos totales de la estructura a máxima carga fueron inferiores al milímetro.

5.2. Estructuras sobre túnel

Se han descrito los puentes sobre el túnel ferroviario de la obra original y su ampliación y refuerzo en la obra de 1994. Tanto en el cruce del lado sur, como en el norte el apoyo de unos soportes auxiliares de la cubierta (*las muletas*) se produce sobre estas estructuras. El caso más complejo se da en el norte (figura 11) en el que el soporte se sitúa junto a una costilla que ya se encuentra apoyada en un extremo en el puente de la obra original (pilar de cuarta alineación) u en el otro en un puente de hormigón armado de 3 m de canto.

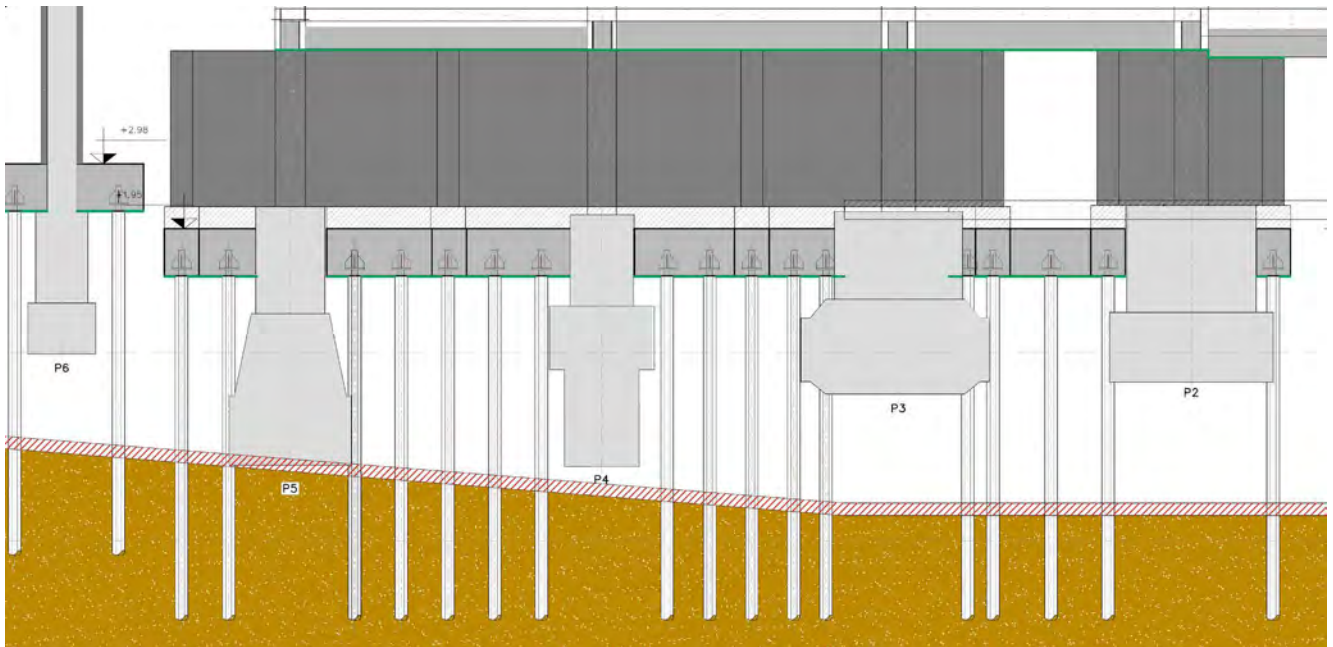


Figura 10. Alzado parcial del recalce de la estructura y cota inferior del túnel de carros.

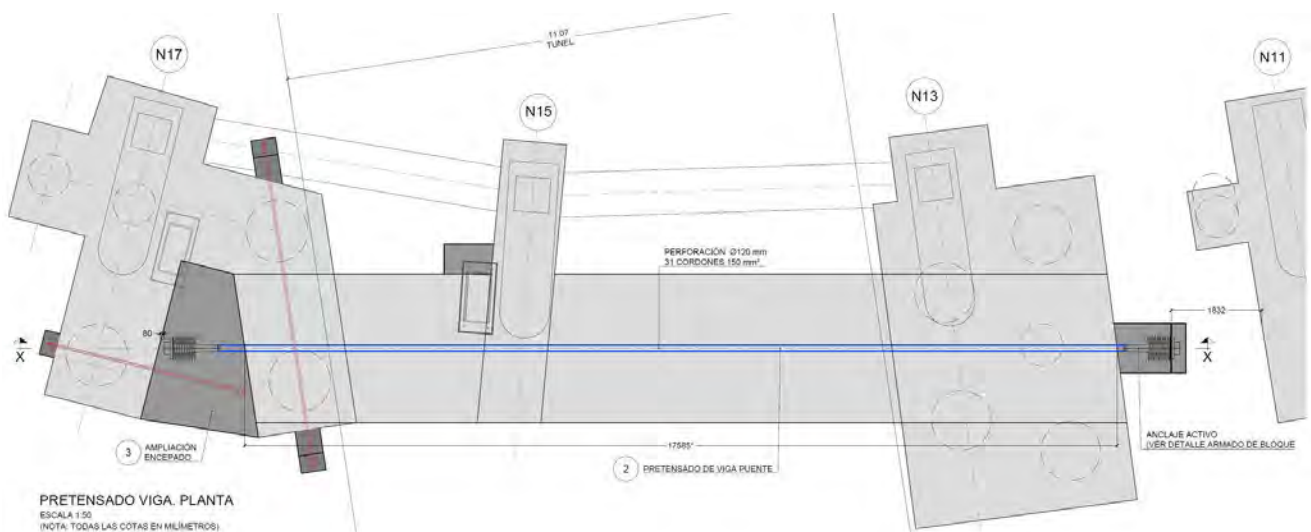


Figura 11. Planta de una de las estructuras sobre el túnel que muestra las sucesivas intervenciones de 1947, 1994 y refuerzo actual. El apoyo de los nuevos soportes de cubierta están junto a las costillas N15 y N17.

Los importantes incrementos de sollicitación en este elemento (flexión biaxial y torsión) se resolvieron con un conjunto de refuerzos que incluían el cosido de varias cimentaciones y el pretensado longitudinal de la viga puente, lo que requirió una perforación de 17.5 m que se ejecutó con una desalineación de menos de 60 mm. El pretensado preveía una resistencia adicional ante los esfuerzos y rigidez suficiente para evitar que las reacciones sollicitaran las partes más antiguas de la obra.

5.3. Independización de la grada este y refuerzo del túnel

El túnel Atocha-Chamartín atraviesa el campo de sur a norte, quedando muy cerca de la superficie en gran parte de su recorrido bajo la grada este. El Club y Adif acordaron corregir esta

situación mediante dos actuaciones: por un lado, el refuerzo de la bóveda del túnel en su tramo bajo el campo y, por otro, la independización de la grada respecto al túnel. De esta forma debimos transformar esta grada apoyada sobre el terreno en una estructura autoportante. La estructura resultante queda en vuelo sobre el túnel o puenta biapoyada según la zona y se coordina con la cimentación de la nueva losa móvil del terreno de juego, descrita en otro artículo de este número.

5.4. Refuerzo de cimentaciones de costillas DAC

Para terminar, se describe brevemente el refuerzo que fue preciso en ocho costillas del fondo norte y otras tantas en el sur a raíz de la fuerza limitada por dispositivos DAC a razón de 500

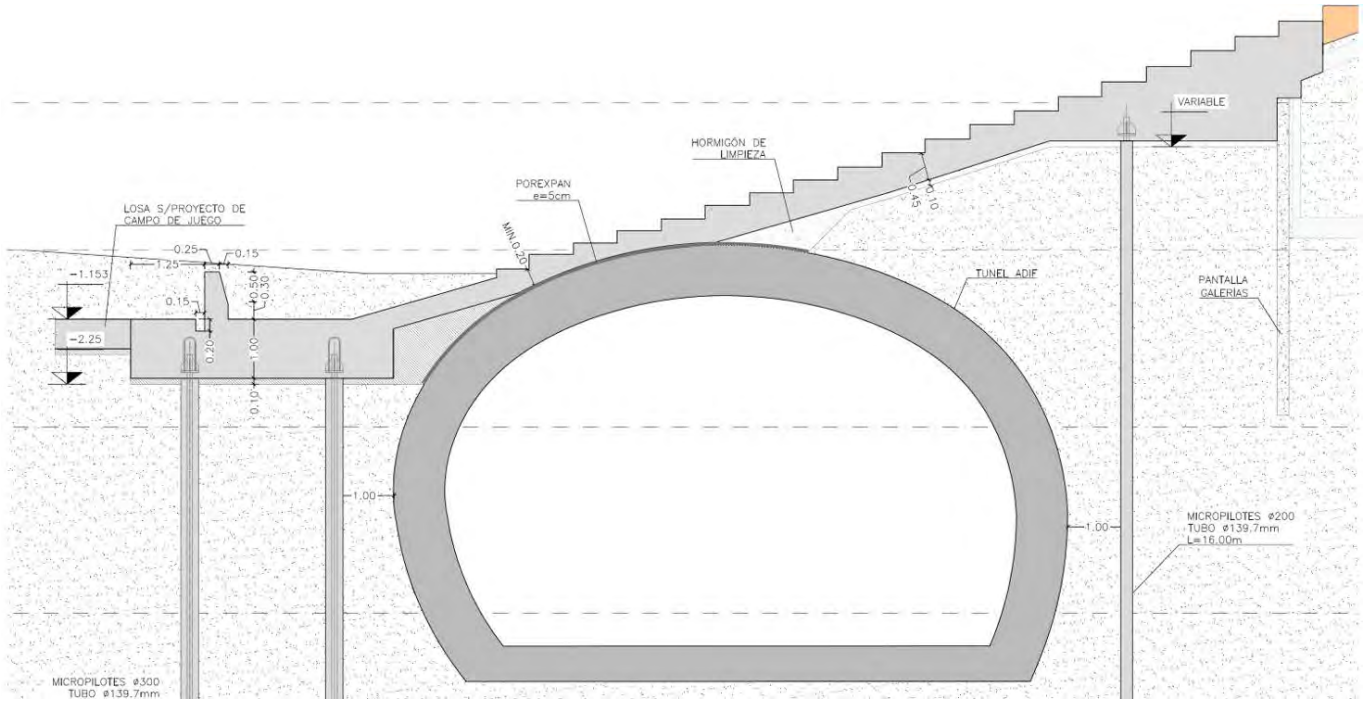


Figura 12. Sección transversal de grada estructural y túnel en el lado este (el refuerzo del propio túnel no se representa).

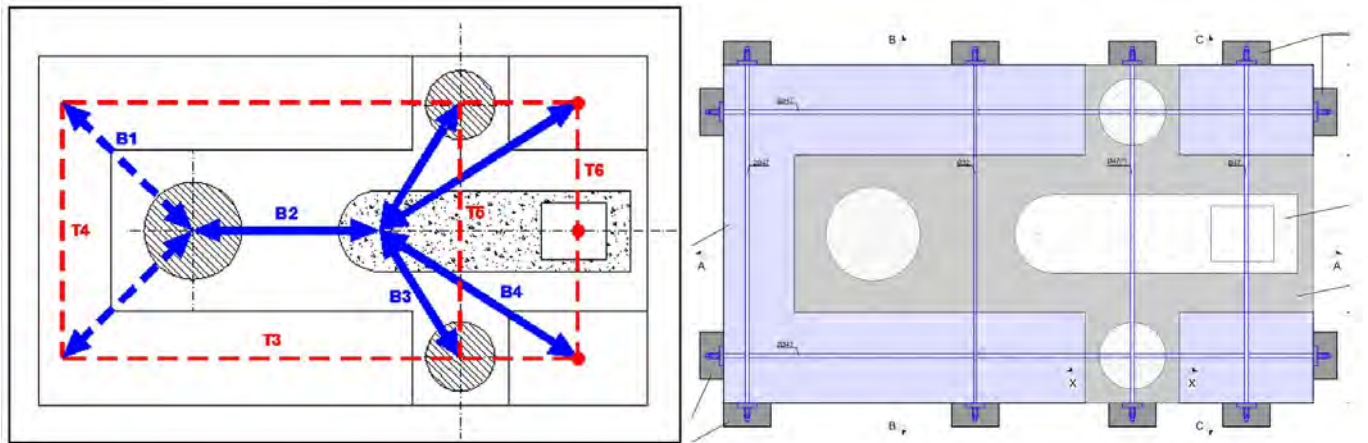


Figura 13. Planta del esquema de equilibrio del encepado reforzado (i) y ampliación y cosido con barras pretensadas del encepado.

kN por costilla. En el fuste de estos soportes se ejecutaron refuerzos similares, aunque de mayor entidad, a los de las costillas tipo (figura 5) complementados con tejidos de FRP en el tramo inclinado para reforzar tirantes internos asimilables al cortante del elemento. En estos 16 casos el análisis de esfuerzos en los encepados mostró la necesidad de refuerzo. Es de destacar que no se precisaban elementos de reacción nuevos (pilotes o micropilotes) sino un mecanismo interno eficaz para llevar los esfuerzos a los pilotes existentes. La Figura 13 muestra la planta del esquema estático. El axil excéntrico de la costilla se representa mediante una compresión en su zona exterior (remate semicircular) y una tracción cuyo centro de gravedad está en el hueco debido al pilar preexistente. Las bielas o tirantes grafiados en línea discontinua están en un plano horizontal, el resto son bielas de trazado 3D.

6. CONCLUSIÓN

La remodelación integral de una infraestructura viva como es el Estadio Santiago Bernabéu requiere conocer con exactitud las diferentes etapas vitales por las que ha transcurrido a lo largo de su historia, sus intervenciones pasadas y su operativa diaria.

Las actuaciones realizadas en la estructura existente muestran cómo es posible conservar y adaptar estructuras de más de 75 años a los nuevos requisitos de explotación mediante técnicas modernas de refuerzo y rehabilitación. Esta variedad de técnicas aplicadas a pilares, costillas y forjados han permitido garantizar la estabilidad y seguridad del estadio ante las nuevas exigencias de uso, pero, sobre todo, han debido convivir con un

estadio que ha estado operativo en todo momento, lo que ha obligado a analizar su idoneidad a lo largo de diferentes etapas constructivas. Finalmente, el proceso de independización de la grada este respecto al túnel ferroviario es un ejemplo de la innovación aplicada en contextos de complejidad estructural.

Bibliografía

- [1] Sesión de crítica de Arquitectura. Ampliación del Estadio Bernabéu en Madrid. Revista nacional de Arquitectura. N° 159. 1955. Disponible *on line* en: <https://www.coam.org/media/Default%20Files/fundacion/biblioteca/revista-arquitectura-100/1946-1958/docs/revista-articulos/revista-nacional-arquitectura-1955-n159-pag33-40.pdf>.
- [2] Carlos Fernández Casado. La estructura del estadio Bernabéu. Revista nacional de Arquitectura N° 162. 1955. Disponible *on line* en <https://www.coam.org/media/Default%20Files/fundacion/biblioteca/revista-arquitectura-100/1946-1958/docs/revista-articulos/revista-nacional-arquitectura-1955-n162-pag46-48.pdf>.
- [3] Estadio del Real Madrid C. de F. Chamartín de la Rosa (Madrid). Monografía publicada por Huarte y Cia. S.L. Construcciones. Madrid, 1948.
- [4] Instrucción para el proyecto de obras de hormigón. Revista de obras públicas. Julio 1944.
- [5] Carlos Fernández Casado. Estructuras de edificios. Ejemplos tercero y cuarto. ed. Dossat. Madrid. 1955.
- [6] Alemany Indarte, L., Alemany Indarte, R. y Blanco, P.J. 1981. Remodelación del estadio Santiago Bernabéu, Madrid. Informes de la Construcción. 33, 333-334-335-336 (dic. 1981), 107-122. DOI: <https://doi.org/10.3989/ic.1981.v33.i333-334-335-336.2200>.
- [7] Pedro Juan Blanco. Determinación en túnel aerodinámico de las cargas de viento sobre tres marquesinas. Informes de la construcción, vol. 33. 1981. <https://doi.org/10.3989/ic.1981.v33.i333-334-335-336.2194>.
- [8] Carlos Lamela y Concha Esteban. El estadio Santiago Bernabéu y Estudio Lamela. TC Cuadernos. 2024.
- [9] José María Fernández Álvarez. Ampliación del estadio Santiago Bernabéu. Equilibrio en el aire. Cauce, enero-febrero 1994.
- [10] ACI.440-2R-17 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. 2017.
- [11] Fib-90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures. 2019.
- [12] Design approach for FRP spike anchors in FRP-strengthened RC structures, E. Rey del Castillo y otros, Composite Structures 214 (1019), 23-33. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0263822318333762?via%3Dihub>.
- [13] Rodríguez Escribano, R., E. González Valle, y J. Ley Urzaiz. Refuerzos Activos De Vigas Y Forjados Mediante Perfiles Metálicos. *Hormigón y Acero*, Vol. 72, n.º 294/295, July 2021, pp. 137-50, doi:10.33586/hya.2021.3053.
- [14] Arroyo Portero, J., Costaguta, A., Medina, E., & Alonso, M. (2021). Ingeniería sobre estructuras existentes: patologías, cirugías, trasplantes, urgencias,... *Hormigón y Acero*, 72(294/295), 117-135. <https://doi.org/10.33586/hya.2021.3054>.

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Un templo digital contemporáneo. Metodología BIM en diseño, construcción y fabricación de un hito

Renovation of Santiago Bernabéu Stadium. A Contemporary Digital Temple. BIM Methodology in Design, Construction and Manufacturing of a Milestone

Laura Aldea Abad^a

^a FCC Construcción, Avenida del Camino de Santiago, 40, Madrid, España.

Recibido el 5 de noviembre de 2024; revisado el 28 de mayo de 2025, aceptado el 7 de octubre de 2025

RESUMEN

La remodelación del estadio Santiago Bernabéu, que comenzó en 2019, es un proyecto emblemático tanto para el Real Madrid como para la ciudad de Madrid. Este proyecto de remodelación se ha llevado a cabo utilizando la metodología BIM, fomentando el trabajo colaborativo y OpenBIM a través de BIM360. Además, ha requerido una gestión documental digital para el seguimiento de la documentación mediante la herramienta Thinkproject.

El proyecto destaca por su metodología 'Fast-Track', en la cual las fases de diseño y construcción se desarrollan de manera simultánea. Este enfoque demanda una actualización constante de los modelos BIM y un acceso constante a la información dentro del Entorno Común de Datos (CDE). Este ritmo acelerado exige una coordinación meticulosa entre disciplinas, procedimientos de validación más ágiles y la incorporación de herramientas colaborativas que faciliten la resolución de problemas en tiempo real.

Además, la tecnología LiDAR jugó un papel crucial en garantizar la precisión geométrica a lo largo del proyecto. Inicialmente, se utilizó para escanear la estructura existente, generando un modelo digital detallado que facilitó la integración del nuevo diseño con la infraestructura actual. Al finalizar, se empleó nuevamente para comparar la geometría construida con la modelada, verificando el cumplimiento de las tolerancias establecidas y asegurando la calidad en la entrega del modelo As-Built.

A lo largo del proceso, se han implementado diversas herramientas digitales para la gestión de incidencias y el control de calidad, así como para la planificación y el control presupuestario. La digitalización ha sido clave para la eficiencia del proyecto, permitiendo una colaboración fluida entre todos los actores involucrados. Al finalizar la obra, los modelos BIM fueron actualizados para reflejar la realidad construida, lo que facilitará la gestión, la operación y el mantenimiento del estadio a lo largo de su vida útil.

Debido a la envergadura del estadio, la metodología BIM resultó imprescindible para evitar la pérdida de datos y permitió ahorrar un 50% de tiempo en la búsqueda de información. Todos los modelos y toda la información se almacenaban en la nube y se actualizaban a tiempo real. Uno de los beneficios para la resolución de problemas de obra y en el estudio de opciones de diseño, fue la posibilidad de tenerlo incluido en los modelos para facilitar la comparación de opciones mediante la visualización dentro del contexto general.

La remodelación del Bernabéu es un ejemplo de cómo la digitalización y la colaboración pueden transformar un proyecto complejo en un éxito al asentar las bases para que el uso de la metodología BIM se convierta en un procedimiento en las futuras obras.

PALABRAS CLAVE: OpenBIM, CDE; BIM360, herramientas digitales, digitalización, colaboración, Santiago Bernabeu..

©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 revamp of the Santiago Bernabéu Stadium, which began in 2019, is an emblematic project for both Real Madrid and the city of Madrid. This remodelling project has relied on BIM methodology, collaborative work, and OpenBIM through BIM360, and has required digital document management for tracking documentation, using Thinkproject.

The project is characterized by its "Fast-Track" approach, in which the design and construction phases are developed simultaneously. This approach requires constant updates to the BIM models and continuous access to information within the Common Data Environment (CDE). This accelerated pace demands meticulous coordination between disciplines, more efficient validation procedures, and the incorporation of collaborative tools that facilitate real-time problem resolution.

Moreover, LiDAR technology played a crucial role in ensuring geometric accuracy throughout the project. Initially, it was used to scan the existing structure, generating a detailed digital model that facilitated the integration of the new design with the existing infrastructure. Upon completion, it was used again to compare the built geometry with the modelled one, verifying compliance with the established tolerances and ensuring quality in the delivery of the As-Built model.

Throughout the process, various digital tools have been implemented for Issues Management and Quality Control, as well as for planning and budget control. Digitalization has been key to the project's efficiency, enabling smooth collaboration among all involved parties. At the end of the work, the BIM models were updated to reflect the as-built reality, facilitating the management, operation, and maintenance of the stadium throughout its lifecycle.

Due to the stadium's magnitude, the BIM methodology was essential to prevent data loss and helped save 50% of the time spent on information retrieval. All models and information were stored in the cloud and updated in real-time. One of the benefits for problem-solving during construction and studying design options was the ability to include them in the models, enabling option comparison by visualizing them within the general context.

The revamp of the Bernabéu is an example of how digitalization and collaboration can transform a complex project into a success, laying the groundwork for the use of the BIM methodology to become a standard procedure in future projects.

KEYWORDS: OpenBIM, CDE, BIM360, digital tools, digitalization, collaboration, Santiago Bernabeu Stadium.

©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: laura.aldea.abad@gmail.com (Laura Aldea Abad)

Cómo citar este artículo: Aldea, L. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Un templo digital contemporáneo. Metodología BIM en diseño, construcción y fabricación de un hito. *Hormigón y Acero*. 76(307):281-303. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4000>

1. INTRODUCCIÓN

El estadio Santiago Bernabéu, con una capacidad para 81.000 espectadores, ha experimentado múltiples remodelaciones desde su apertura en 1947, afirmándose como un referente tanto arquitectónico como funcional. La reciente intervención incluyó la incorporación de una cubierta retráctil y un césped móvil, manteniendo su emblemática ubicación en el corazón de Madrid, asegurando así su valor simbólico y urbano. Este enfoque confirma su papel como una infraestructura icónica que fusiona la innovación tecnológica con el respeto a su legado.

La remodelación del actual estadio Santiago Bernabéu comenzó hace ya cinco años, en el 2019. Se comienza a partir de un estadio del año construido en 1943, que se renueva con más de 150.000 m² incluyendo urbanismo; y cuyas bases de trabajo son el BIM colaborativo y OpenBIM¹. Esto implica el trabajo de todo el equipo unido bajo un mismo objetivo, y a través de estándares abiertos, fomentando de este modo la interoperabilidad entre agentes, procesos y herramientas.

2. PLAN DE EJECUCIÓN BIM (PEB) O BIM EXECUTION PLAN (BEP)

No hay éxito sin organización. Para garantizar que todo el mundo trabaje bajo las mismas consignas y con la finalidad de asegurar la coordinación desde el inicio hasta la finalización del proyecto, se crea un documento de obligado cumplimiento para todo aquel que trabaje bajo la metodología BIM². Este

documento es el Plan de Ejecución BIM (PEB) o BIM Execution Plan (BEP). Cada proyecto tiene uno específico y único, donde se detallan todos los hitos, incluyendo procedimientos y tecnologías utilizadas.³

Es uno de los documentos más importantes dentro de un proyecto BIM, ya que contiene toda la información centralizada del proyecto, así como las especificaciones tecnológicas y las directrices para los colaboradores involucrados. La transparencia es crucial en esta fase, garantizando que todas las personas implicadas en el proyecto tengan acceso constante a toda la información y comprendan claramente la construcción, el contexto y los roles y responsabilidades de cada uno.

Es un documento vivo, que debe mantenerse al día y actualizarse según se produzcan cambios. Su extensión debe ser precisa, explicando todas las necesidades BIM del proyecto. No debe ser un documento corto en el que no se detalle lo relevante, y tampoco muy largo, ya que, si resulta demasiado extenso, nadie lo leerá, provocando el efecto contrario. En nuestro caso, resultó ser un archivo principal de 60 páginas, al que luego se añadieron aproximadamente 15 anexos más, para una gestión específica.

Este es el índice del PEB de la remodelación del estadio: (Figura. 1).

Dentro de estos anexos al documento principal, se incluye información particular y más específica de algunos de los temas comentados en el documento base. Organizarlo de esta forma, nos permite acceder eficazmente a determinada información. Nuestros anexos al PEB son:

- Sistema de coordenadas
- Procedimientos con BIMcollab
- Criterios de modelado de arquitectura
- Vínculos DWG
- Guía de CAD estándar

1 Definición y explicación extensa en: <https://www.buildingsmart.es/bim/openbim/>

2 La metodología BIM, los modelos BIM, modelo federado, modelo As built se explican dentro de este artículo online: *Espacio BIM*. (2024). *¿Modelo BIM?*

¿Qué es un modelo BIM?

3 Parte de nuestro documento PEB ha partido de plantillas base como la de: ESBIM (2018). *Guía Transversal. Guía para la elaboración del Plan de Ejecución BIM*. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. (Pág. 56-57)

1	INFORMACIÓN DEL PROYECTO	4	10	SISTEMA DE COORDENADAS	36
1.2	HITOS Y ENTREGABLES	4	11	CRITERIOS GENERALES DE MODELADO	36
2	DEFINICIONES	5	11.1	TIPOS DE ARCHIVO	37
3	DOCUMENTACIÓN DE REFERENCIA	9	11.2	NOMENCLATURA DE SUB-PROYECTOS	37
3.1	ESTÁNDARES Y NORMATIVA	9	11.3	NAVEGADOR DE PROYECTO	40
3.2	INFORMACIÓN DE PARTIDA GRÁFICA (MODELOS)	9	11.4	NOMENCLATURA DE FAMILIAS	41
4	ROLES Y RESPONSABILIDADES	10	11.5	NOMENCLATURA DE FASES	41
4.1	ROLES Y RESPONSABILIDADES	10	11.6	NOMENCLATURA DE NIVELES	44
4.2	EQUIPO DE PROYECTO. ORGANIGRAMA	12	11.7	NOMENCLATURA DE REJILLAS	45
4.3	CONTACTOS	12	11.8	INFORMACIÓN DE PROYECTO	45
4.4	COMUNICACIONES	12	11.9	DATOS DE ATRIBUTOS (PARÁMETROS COMPARTIDOS)	45
4.5	REUNIONES	13	11.10	VÍNCULOS DWG	47
4.6	REQUISITOS BIM PARA PROVEEDORES Y SUBCONTRATISTAS	14	11.11	BUENAS PRÁCTICAS DE MODELADO	47
5	USOS BIM	15	12	MATRIZ DE MODELOS. [LOD-MEA]	49
5.1	MODELADO DE CONDICIONES EXISTENTES	15	12.1	DEFINICIONES LOD	49
5.2	AUTORÍA DE DISEÑO	16	12.2	DEFINICIONES LOI	50
5.3	REVISIÓN DE DISEÑO	16	12.3	MATRIZ LOD – M.E.A.	50
5.4	ANÁLISIS DE INGENIERÍA (ILUMINACIÓN, ENERGÍA, MECÁNICA, OTROS)	17	12.4	ALCANCES DE MODELADO	50
5.5	COORDINACIÓN 3D	18	13	PROCEDIMIENTO COORDINACIÓN DE OBRA	50
5.6	DOCUMENTACIÓN 2D	18	14	CONTROL DE CALIDAD	51
5.7	PLANIFICACIÓN DE FASES 4D	19	14.1	PROCESO	51
5.8	MEDICIONES Y PRESUPUESTOS (5D)	19	15	IMPLANTACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL PEB	54
5.9	MODELO DE REGISTRO	20	15.1	IMPLANTACIÓN	54
5.10	EXCLUSIONES	21	15.2	MANTENIMIENTO	55
6	SOFTWARE DE PROYECTO Y FORMATOS DE ENTREGA	23	ANEXOS	57	
6.1	SOFTWARE DE PROYECTO	23	APÉNDICE 1. MAPA DE USOS BIM	58	
6.2	FORMATOS DE ENTREGA	23			
7	GESTIÓN DE LA INFORMACIÓN	24			
7.1	PLATAFORMA DE INTERCAMBIO INFORMACIÓN	24			
7.2	ESTRUCTURA DE CARPETAS	28			
7.3	PERMISOS Y ACCESOS EN BIM 360 DOCS	30			
8	ESTRATEGIA DE PARTICIÓN Y NOMENCLATURA DE MODELOS	30			
8.1	ESTRATEGIA DE PARTICIÓN DE MODELOS	30			
8.2	CODIFICACIÓN DE MODELOS	34			
8.3	MODELOS AUXILIARES	35			
8.4	REGISTRO DE REVISIÓN EN MODELOS	35			
9	UNIDADES Y TOLERANCIAS	36			

Figura. 1. Índice PEB proyecto ejecución y obra.

- Exportaciones DWG
- Procesado de nubes de puntos
- Plataforma de intercambio
- Proceso de intercambio de información
- Mapear y Revincular
- Coordinación 3D
- Recomendaciones para Revit
- Planificación 4D
- Exportaciones IFC
- Criterio de modelado de estructuras

2.1. El uso de nomenclatura

En el caso del Bernabéu, es un proyecto Fast-Track en el que las fases están solapadas (Figura. 2), donde diseño y construcción se desarrollan simultáneamente, e incluso las propias tareas de demolición. De hecho, dentro del estadio podrían

coexistir una zona en fase de obra con demoliciones y en construcción, otra zona aún en fase de diseño, y otra parte ya terminada y entregada al cliente. Por ello es imprescindible contar con una buena gestión y coordinación BIM, donde todos y cada uno de los intervinientes sepan cuál es la última información y la válida para tener en cuenta o para construir.

¿Cuánta cantidad de documentos diferentes en un proyecto se crean en cada una de las diferentes fases? Es por ello que, al tenerlos nombrados de una forma específica no sólo los organiza, sino que hace que nosotros mismos podamos identificarlos incluso antes de abrirlos, sabiendo de qué trata o puede tratar un documento, así como los usos posibles de la información, la revisión o la versión de este. Así, facilita la gestión de la información y su búsqueda dentro de la plataforma.

La nomenclatura de los contenedores de información está basada en la adaptación del Anexo británico de la ISO

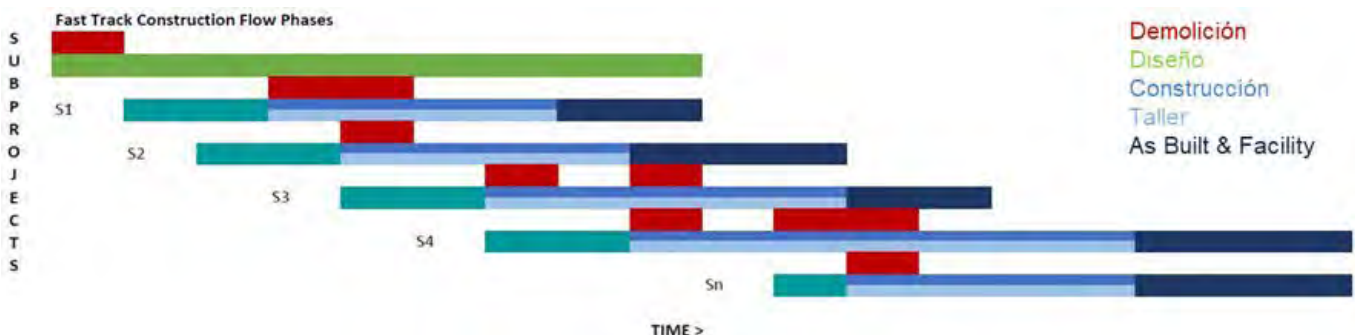


Figura. 2. Ejemplo de proyecto Fast-Track.



Figura. 3. Ejemplos nomenclatura Building Smart Spain (versión Junio 2021).⁵

19650⁴. Contar con una nomenclatura para los contenedores de información es fundamental para implementar una estrategia efectiva de segregación de la información. Esto facilita a los distintos participantes del proyecto acceder a los datos necesarios para trabajar en una fase específica del proyecto o en una tarea particular. (Figura. 3)

El uso de una estructura fija de codificación para los diferentes documentos aporta una serie de beneficios:

- Disponer una identificación única para cada documento.
- Permite buscar y encontrar eficientemente.
- Mejora del intercambio de información entre todos los agentes y a lo largo de todo el ciclo de vida del estadio.

Los modelos se nombran siguiente la siguiente codificación:

RSB	AA	BB	CC	DD	EE	0000
1- Código proyecto	2- Originador	3- Fase	4- Localización	5- Tipo de entregable	6- Disciplina	7- Número

- 1- El código de proyecto.
- 2- El originador es la empresa propietaria del modelo o su creador.
- 3- El proyecto y obra se puede dividir en varias fases diferentes.

3- Fase	Código
Existente	EA
Diseño Avanzado	DA
Proyecto Básico	PB
Proyecto de Ejecución	PE
Proyecto de Obra	PO
As Built	AB

Tabla 1 – Codificación de Fase (3)

- 4- Cuando un proyecto es extenso, conviene dividirlo en zonas y subproyectos, evitando utilizar un único modelo.

4- Localización	Código
Genérico	GE
Aparcamiento	AP
Graderío	GR
Galería	GA
Zona Este	ZE
Zona Norte	ZN
Zona Oeste	ZO
Zona Sur	ZS
Fachada	FA
Cubierta	CU
Hipogeo	HI

Tabla 2 - Codificación de Localización (4)

- 5- El tipo de entregable en modelos es un Modelo Genérico (MD) o un Modelo Federado (MF).
- 6- Es la subdivisión de los modelos por disciplina.

6- Disciplinas	Código
Arquitectura	AR
Envolvente	EN
Estructuras	ES
Instalaciones	IN
Climatización y ventilación	CL
Extracción	EX
Electricidad	EL
Fontanería y saneamiento	FS
Extinción de incendios	EI
Gas	CC
Urbanización	UR
Seguridad anti-incendios	SI
BIM	BM
Instalaciones tecnológicas	IT
Auxiliar	AU

Tabla 3 – Codificación de Disciplinas (6)

4 Información de referencia para nombra documentación y modelos BIM en: <https://www.buildingsmart.es/recursos/nomenclatura-documentos-bim/>

5 Información obtenida de: Introducción a la Serie EN-ISO 19650. Revisión de Mayo 2021. <https://www.buildingsmart.es/recursos/en-iso-19650/>

- 7- El último código de los modelos es un número de cuatro dígitos que será único para cada modelo.

7- Número	Código
Arquitectura	0501 a 0504
Estructuras	3501 a 3505
Instalaciones	6501 a 7000
Urbanización	7501 a 8000
Niveles y rejillas	9000
Graderío	0801 y 0811

Tabla 4 - Codificación de Número (7)

2.2. Roles y responsabilidades

Para la gestión del proyecto bajo metodología BIM se creó un equipo en el cual se definen los roles y responsabilidades dentro del plan de Ejecución BIM (PEB) reflejados en el contrato. Debido a las diferentes etapas del ciclo de vida del estadio, en cada una de estas fases se debían analizar los equipos de trabajo que colaboraban en su desarrollo.

En cuanto a la fase de diseño y construcción, quien inicia el proceso y la puesta en marcha del proyecto BIM es el Cliente y a partir de ese momento se van incorporando los siguientes equipos:

- Equipo del Cliente
- Equipo de Project Management
- Equipo de Dirección Facultativa
- Equipo de Diseño del proyecto. Proyectista principal y otros proyectistas.
- Equipo del Contratista: FCC Construcción
- Equipos de las subcontratas
- Equipos de Operación y Mantenimiento

Respecto a la etapa de diseño y construcción antes de comenzar las obras de remodelación, se llevó a cabo la movilización de recursos para la creación de un equipo BIM dentro de FCC Construcción con los siguientes perfiles y sus responsabilidades:

A. BIM MANAGER DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Ejerce de intermediario entre la Oficina BIM del RMCF y los equipos BIM de Obra. Es el interlocutor directo con el RMCF, asesorándole en materia de metodología BIM relacionada con el proyecto.

El BIM Manager es el responsable de la organización, planificación e implantación de los sistemas BIM en el proyecto. Cuando el proyecto se lleve a cabo en colaboración con otros, será el interlocutor y representante de FCC ante los BIM Managers del resto de las organizaciones implicadas, a efectos de garantizar el adecuado desarrollo del proyecto en entorno colaborativo.

Organización y Planificación:

- Lidera la definición, implementación y cumplimiento del PEB del proyecto.
- Define la estrategia de soluciones que permitan maximizar los beneficios de los Usos BIM de acuerdo con los objetivos del proyecto.
- Organiza reuniones del seguimiento BIM.

- Definir la estrategia BIM y el flujo de trabajo para el proyecto.
- Elaborar y mantener actualizado el Plan de Ejecución BIM (PEB).
- Distribuir y mantener accesible el PEB entre el equipo de trabajo de proyecto.
- Dar soporte a los equipos de producción implicados en materia de metodologías BIM y de los criterios específicos, pautas y estándares de trabajo definidos en el PEB de aplicación al contrato.

Coordinación:

- Apoya el trabajo colaborativo y vela porque se garantice la interoperabilidad.
- Plantea y coordina la formación del personal en temas BIM.
- Coordinar el proyecto BIM con los BIM Managers del resto de organizaciones externas involucradas en el proyecto.
- Asesorar en todo momento y de forma transversal al resto de intervinientes implicados en la aplicación del PEB.

Ejecución:

- Responsable de validar y aprobar el PEB.
- Verifica el correcto uso de las herramientas de acuerdo con lo establecido en el PEB.
- Garantiza el control de la calidad y supervisa la coordinación BIM entre los agentes del proyecto, según lo establecido en el PEB.
- Controlar el PEB en la carpeta compartida en el ACC, mantener actualizado el PEB e informar al equipo de trabajo de sus actualizaciones.

B. COORDINADOR BIM DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

El Coordinador BIM, es el interlocutor de los Coordinadores BIM de cada departamento, y asumirá las siguientes funciones y responsabilidades:

- Mantener actualizada la carpeta donde residan los instrumentos de normalización del proyecto relativos al modelado (familias, parámetros compartidos, rutinas de programación para modelado, coordenadas de proyecto, etc.).
- Ser el interlocutor cotidiano del BIM Manager de Obra y, como intermediario principal para la implantación del Plan de Ejecución BIM (PEB) y sus actualizaciones, así como para el control del flujo de trabajo en el CDE.
- Mantener actualizado el Master Model (modelo de niveles y rejillas).
- Supervisar la implantación de las pautas de modelado establecidas en el PEB en todas las disciplinas.
- Llevar a cabo, con la frecuencia definida en el Plan de Calidad, las tareas de comprobación del cumplimiento de los estándares del proyecto (PAC y PEB), dejando constancia de las mismas.
- Supervisión de la implantación del sistema específico de clasificación de componentes en las distintas disciplinas y verificará que los modelos cumplen los requisitos de implantación.
- Verificar que los archivos intercambiados codifican sus metadatos en el CDE según lo establecido en el PEB.
- Para la Coordinación 3D mediante Navisworks, el coordinador organizará las sesiones rutinarias de detección de interferencias en los intervalos planificados, y coordinará y

supervisará las acciones previas y posteriores a las sesiones. En particular:

- Verificar antes de las sesiones que los Coordinadores BIM de Disciplina han introducido en los objetos sujetos a detección los metadatos necesarios para que las sesiones se desarrollen eficazmente.
- Verificar que los modelos están preparados a tiempo para las sesiones de coordinación y que los responsables de cada disciplina han guardado los archivos caché en la carpeta adecuada del CDE.
- Participar en dichas sesiones gobernando la integración de los modelos en el Modelo Federado y la aplicación del software de detección de interferencias.
- Trasladar a todas las disciplinas a través de sus Coordinadores BIM de Disciplina las decisiones adoptadas en las sesiones en relación con el modelado.
- Verificar, antes de su entrega, los archivos Navisworks que se producen cuando un agente externo requiere visualizar el modelo en un estadio intermedio de la producción.
- Controlar de forma exclusiva la carpeta que contiene los archivos e informes obtenidos de la detección de interferencias.

C. COORDINADOR BIM DISCIPLINA

La función de los Coordinadores BIM de cada Disciplina es asumir la responsabilidad BIM de la disciplina. El Coordinador BIM es el responsable de los modelos de su disciplina:

- Gestiona un modelo de disciplina específico y asegura que los modeladores de disciplina realizan el trabajo de manera coordinada y con los criterios que establece BEP.
- Los distintos Coordinadores BIM de cada Disciplina se coordinarán por medio de las instrucciones del Coordinador BIM de obra.
- Realiza controles de control de calidad antes de compartir los modelos con otras disciplinas, de acuerdo con el procedimiento del PEB.
- Mantiene una biblioteca de objetos y elementos para su uso en el proyecto, que sean compatibles con las plataformas de software seleccionadas.

D. GESTOR DE LA INFORMACIÓN

Debido a la cantidad de información de proyecto ya generada y a toda la documentación a generar, para este proyecto fue necesario contar con un rol como gestor de la información entre todos los intervinientes, con las siguientes responsabilidades:

- Establece y hace cumplir flujos de trabajo y la gestión de requisitos entre los agentes participantes.
- Define los flujos de trabajo entre los agentes participantes, tanto del propio equipo de obra y BIM como con los equipos de los subcontratistas.
- Coordina las soluciones de TIC con los Gestores de la Información de cada Equipo.
- Administrador de la Información para establecer el Entorno

Común de Datos (CDE) que dé cumplimiento a los requisitos de información del cliente. Concretamente, gestionaba la plataforma Thinkproject para gestionar los accesos y desarrollar los flujos de trabajo y de revisión correspondientes.

- Colaborar en la implantación y gobierno del Entorno Común de Datos (Thinkproject) y en la definición de los Flujos de Trabajo.

E. TÉCNICOS BIM Y MODELADORES

El resto del equipo BIM⁶ está conformado por profesionales técnicos, y dentro de los roles destacamos los Modeladores técnicos tanto para Arquitectura (7 personas), Estructura (6 personas) e Instalaciones (5 personas), 2 Coordinadores BIM, uno para arquitectura y estructuras, y otro para instalaciones; y finalmente 1 Responsable BIM. (Figura. 4)

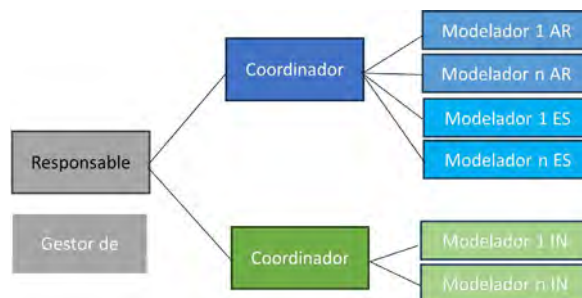


Figura. 4. Organigrama equipo BIM

En todo este esfuerzo de digitalización de la obra, ha sido encomiable el esfuerzo y las ganas de aprender de la plantilla, muchos de los cuales afrontaban por primera vez una obra bajo la metodología BIM. Jefes de Obra, Jefes de Producción y Oficina Técnica, se mostraron interesados en trabajar en la metodología por medio de los principales softwares BIM que necesitaban en su día a día, tomando formación específica para ello.

2.3. Matriz de responsabilidades (RASCI)

Con el fin de conocer hasta dónde llega cada equipo implicado y sus respectivas responsabilidades, se establece una matriz de responsabilidades (Figura. 5) junto con las tareas y usos BIM requeridos. Se diferencian cinco funciones a tener en cuenta para cada actividad:

3. GESTIÓN DE LA INFORMACIÓN

3.1. Common Data Environment (CDE) o Entorno Común de Datos

FCC ha trabajado con distintos tipos de gestores documentales: Alejandría, Thinkproject, Aconex, Viewpoint, y

⁶ Roles y responsabilidades del equipo de trabajo: Puertos del Estado. (2019). *Guía BIM Del Sistema Portuario de Titularidad Estatal*. Puertos del Estado. Ministerio de Fomento. (Pág. 61-63).

MATRIZ DE RESPONSABILIDADES RASCI BIM									
Procesos	Actividades (UNE-EN ISO 19650-2:2019)	RMCF		Dirección Facultativa		FCC Construcción			
		Dirección de Obra	Responsable BIM	Director DF	Técnico DF	BIM Manager	Coordinador BIM	Modelador BIM	Gestor de la información
Planificación BIM	Establecer el Plan de Ejecución BIM (BEP)	I	A	I	I	R	S	I	I
	Establecimiento de estándares y protocolos BIM	I	C	I	I	R	S	I	I
	Aceptar el Plan de Ejecución BIM (BEP) del equipo de desarrollo	I	A	I	I	R	S	I	I
	Establecer la Matriz de Responsabilidades RACI	I	A	I	I	R	S	I	I
	Establecer los Requisitos de Intercambio de Información del adjudicatario principal	I	C	I	I	R	S	I	I
	Establecer la Tabla de Producción de Modelos (MPDT)	I	C	I	I	R	S	I	I
	Establecer Programa General de Desarrollo de Información (MIDP)	I	C	I	I	R	S	I	C
Movilización	Movilizar recursos	I	I	I	I	R	C	I	
	Movilizar la tecnología	I	I	I	I	R	C	I	
	Probar los métodos y procedimientos de producción de información del proyecto	I	I	I	I	R	C	I	C
Usos BIM	Información centralizada	I	A	I	I	R	C	I	R
	Desarrollo de modelo BIM	I	A	I	I	A	S	R	C
	Planificación de fases 4D	I	A	I	I	A	S	R	I
	Verificación de costes 5D	I	A	I	I	A	S	R	I
	Modelo As-Built	A	A	I	I	A	S	R	I
	Modelo de Registro (Record Model)								
	Modelo Facility Management	A	A	I	I	R	S	S	I
Fin de fase	Archivar el modelo de información del proyecto	A	R	I	I	R	C	I	I

R (Responsable)	Persona responsable o encargada de realizar la tarea
A (Accountable)	Persona con la responsabilidad última sobre la tarea.
S (Support)	Persona que apoya a otro rol en una tarea.
C (Consulted)	Persona a la que se debe o puede consultar sobre la tarea
I (Informed)	Persona a la que se debe informar sobre la tarea

Figura. 5. Matriz RASCI.

Thinkproject. En el año 2019, tuvieron lugar las primeras reuniones con la Dirección Facultativa y el Cliente, donde expusieron varias opciones como gestores documentales, y finalmente fueron ellos quienes, según esta comparativa y la adaptación a las necesidades, eligieron la plataforma Thinkproject. La necesidad principal era contar con un gestor documental digital para el seguimiento de entregas y revisión de documentación⁷. El formato de entrega final, y con el que se construía como documentación única y final era en .pdf.

Desde la perspectiva de FCC, esta necesidad era la misma en cuanto al seguimiento de entrega y aprobación de documentación. Sin embargo, al tratarse de un proyecto BIM en diseño y construcción, se identificó la necesidad adicional de coordinar y gestionar los modelos BIM durante el desarrollo de las obras. Con Thinkproject o con cualquier de las otras plataformas, no era posible gestionar y coordinar esta información

BIM de forma fluida, por lo que se decidió utilizar BIM360.

En este contexto, se establecieron dos métodos de gestión de información, los cuales son completamente complementarios (Figura. 6): por un lado, Thinkproject como herramienta de gestión documental, en la que intervienen los equipos de FCC, la Dirección Facultativa, Project Management y el cliente; y, por otro lado, BIM360 (o ACC como se le conoce actualmente), como herramienta de colaboración BIM, en la que intervienen los equipos de FCC, las empresas colaboradoras en fase de diseño, y las empresas colaboradoras en fase de obra y construcción (constructora, subcontratistas, empresas y fabricantes, talleres, y otros).

Por lo tanto, la documentación final, fiable y apta para construir, como lo son los planos pdf, se vuelca siempre en Thinkproject. En esta plataforma, la información cargada puede ser simplemente para información o para aprobación. Si es esta segunda, cada vez que se carga un archivo, se inicia el flujo de aprobación: comienza desde Oficina técnica y su responsable, pasando por el jefe de obra, para después recibirlo el encargado del subproyecto de la Dirección Facultativa y finalmente

7 Tener claros los objetivos BIM por parte del cliente: ESBIM (2018). *Guía Transversal. Guía para la elaboración del Plan de Ejecución BIM*. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. (Pág. 16)



Figura 6. Tecnología para la gestión de la información.

Codigo con Revisión	Asunto	Documento en PDF + QR	Localización, Fragment...	Recepción/envío	Estado
R00-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00	RSB-G00.REPOSICIÓN	RSB-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00-Reposic...	G00-PROYECTO GALERIA...	Vie 05.08.2021 10:41	Aprobado por Ayesa Directi...
R01-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00	RSB-G00.REPOSICIÓN	RSB-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00-Reposic...	G00-PROYECTO GALERIA...	Jue 05.08.2021 19:11	Aprobado por Ayesa I...
R02-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00	RSB-G00.REPOSICIÓN	RSB-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00-Reposic...	G00-PROYECTO GALERIA...	Mie 04.08.2021 17:21	Aprobado por Jefe de Obra...
R03-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00	RSB-G00.REPOSICIÓN	RSB-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00-Reposic...	G00-PROYECTO GALERIA...	Mie 04.08.2021 17:18	Aprobado por Resp. Oficina
R04-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00	RSB-G00.REPOSICIÓN	RSB-FO-PO-G00-NT-ES-0435-R00-Reposic...	G00-PROYECTO GALERIA...	Mie 04.08.2021 17:12	Pendiente de Aprobación

R00 > Técnico OT → Responsable OT → Jefe de obra → Dirección Facultativa → Director Dirección Facultativa

Figura 7. Flujo de información: Aprobado..

Codigo con Revisión	Asunto	Codigo	Documento en PDF + QR	Localización, Fragment...	Recepción/envío	Estado
R00-FO-PO-G00-PL-AR-0360-R00	G00_PLANOS DE OBRA	RSB-FO-PO-G00-PL-AR-0360	RSB-FO-PO-G00-PL-AR...	G00-PROYECTO GALERIA...	Mie 23.09.2022 22:46	Rechazado por Ayesa I...
R01-FO-PO-G00-PL-AR-0360-R00	G00_PLANOS DE OBRA	RSB-FO-PO-G00-PL-AR-0360	RSB-FO-PO-G00-PL-AR...	G00-PROYECTO GALERIA...	Mie 27.09.2022 11:28	Aprobado por Jefe de Obra
R02-FO-PO-G00-PL-AR-0360-R00	G00_PLANOS DE OBRA	RSB-FO-PO-G00-PL-AR-0360	RSB-FO-PO-G00-PL-AR...	G00-PROYECTO GALERIA...	Mie 27.09.2022 11:20	Aprobado por Resp. Oficina
R03-FO-PO-G00-PL-AR-0360-R00	G00_PLANOS DE OBRA	RSB-FO-PO-G00-PL-AR-0360	RSB-FO-PO-G00-PL-AR...	G00-PROYECTO GALERIA...	Mie 27.09.2022 11:04	Pendiente de Aprobación

R00 > Técnico OT → Responsable OT → Jefe de obra X Dirección Facultativa / Director Dirección Facultativa
R01 > Técnico OT → Responsable OT → Jefe de obra → Dirección Facultativa → Director Dirección Facultativa

Figura 8. Flujo de información: Rechazado..

el máximo responsable de la Dirección Facultativa. Cuando el documento está aprobado en todas las etapas, es apto para construir con él. (Figura. 7)

Si, por el contrario, un documento en alguna de las etapas de aprobación es Rechazado (Figura. 8), no podrá ser útil, ni referencia para nada. En este caso, lo que hacemos es corregir las incidencias, pasar a una revisión superior, y volver a inicial el flujo de aprobación hasta que finalmente se apruebe.

La información dentro de BIM360 estará siempre en uno de los siguientes estados: (Figura. 9)

- TRABAJO EN PROCESO: Información que está siendo trabajada, no definitiva y no finalizada. No está validada, ya que todavía se trabaja en ello.
- COMPARTIDO PARA INFORMACIÓN: Información que se comparte para orientar sobre cambios, suele ser archivos en formato nativo o en el software de trabajo.
- COMPARTIDO: Información que ha pasado el proceso de comprobación de calidad. Está validada para ser com-

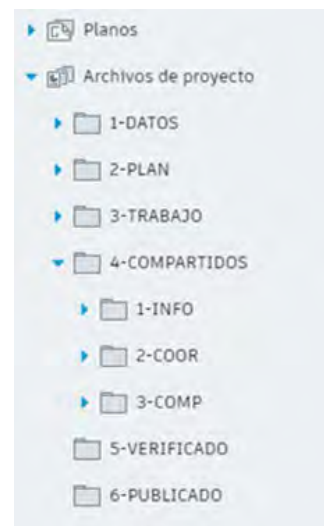


Figura 9. Organización del CDE.

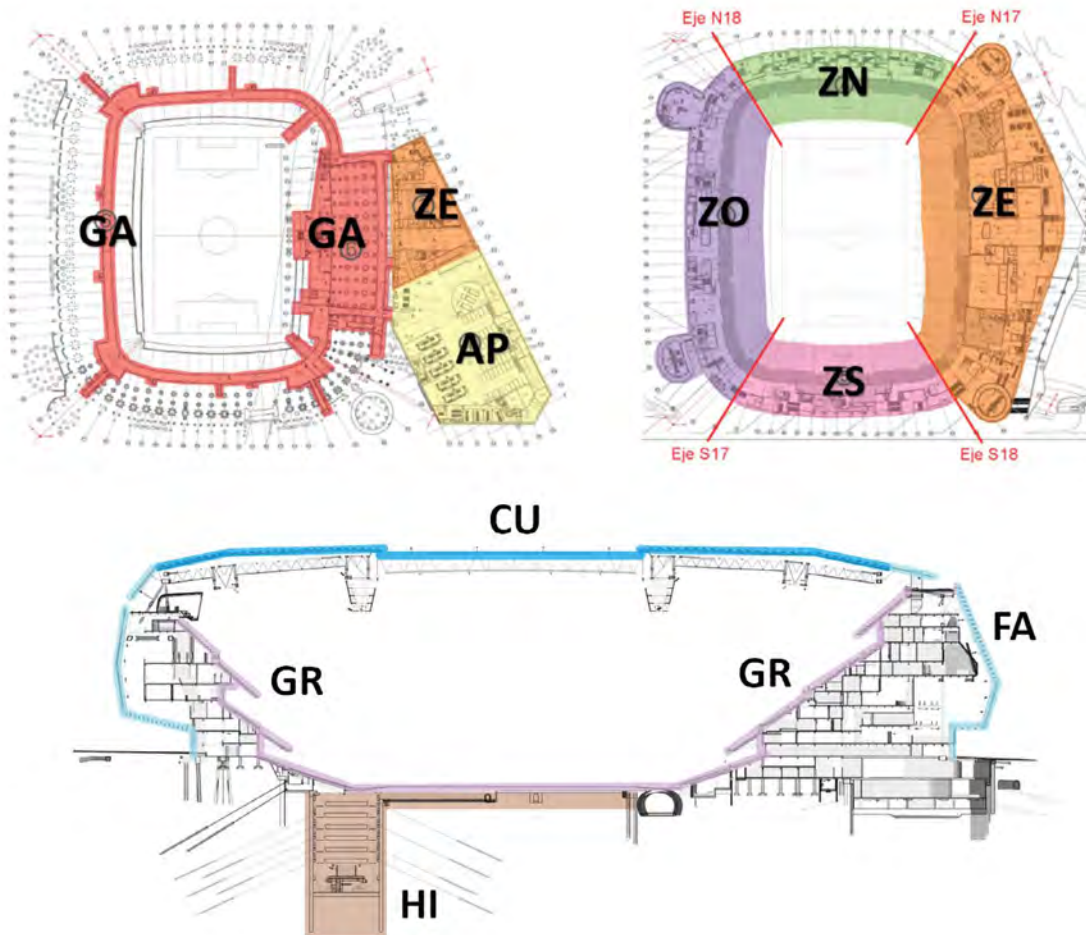


Figura. 10. División modelos en subproyectos por zonas.

partida oficialmente con el resto de los intervinientes en el proyecto y es necesaria para el desarrollo colaborativo. El formato con el que se comparte suele ser IFC (formato abierto y vinculable en cualquier software BIM).

- VERIFICADO: Información "Compartida" que además ha sido coordinada y sometida al proceso de verificación mediante limpiezas y comprobaciones de calidad. Es información lista para ser entregada al cliente.
- PUBLICADO: Se trata de información que ha sido comprobada y autorizada para ser entregada al cliente (contenida también en Thinkproject).
- CANCELADO: Cuando por algún motivo se cancelan los trabajos (por cambio de criterios de Obra, por ejemplo), la información pasará al estado Cancelado.

Uno de los principales principios que marca el antes y el ahora en la gestión de la información en los proyectos, es el acceso y la total colaboración de todos los intervinientes en las fases del proyecto⁸. En este caso, en la fase de diseño, el

entorno común permitía a diseñadores, ingenierías, Dirección Facultativa, y Cliente, y ya posteriormente, en la fase de construcción y ejecución de obra, entraron en juego los talleres de fabricación también.

3.2. Estrategia de federación y estructura de distribución

En esta gran obra de remodelación, el proyecto se ha dividido en unos 38 subproyectos, con un total de más de 250 modelos BIM y han formado parte más de 10 equipos completos de obra.

Pero ¿Por qué se ha subdividido el proyecto en subproyectos? (Figura. 10) Esto se debe principalmente a la gran cantidad de diferentes actuaciones en el Bernabéu, ya que es una remodelación y no una obra que parte de cero. El hecho de subdividirlo ha hecho que la resolución de pequeños problemas sea más fácil, al igual que el seguimiento de obra y la entrega terminada de cada una de estas partes.

Como la extensión del proyecto no debe quedar aislada de la magnitud BIM, y debido a la complejidad del proyecto,

⁸ Se expone los requisitos mínimos en cuanto al nivel BIM exigido en las obras según su presupuesto total desde el año 2023 en adelante. MITMA. Gobierno de España. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. Secretaría General Técnica. Centro de Publicaciones. (2023). *Plan BIM en la contratación pública. Plan de incorporación de la metodología BIM en la contratación Pública de la Administración General del Estado y sus organismos*

públicos y entidades de derecho público vinculados o dependientes. (Pág. 41-47) Comisión Interministerial BIM. https://cdn.mitma.gob.es/porta1-web-drupal/cBIM/planbim_v25_acce.pdf

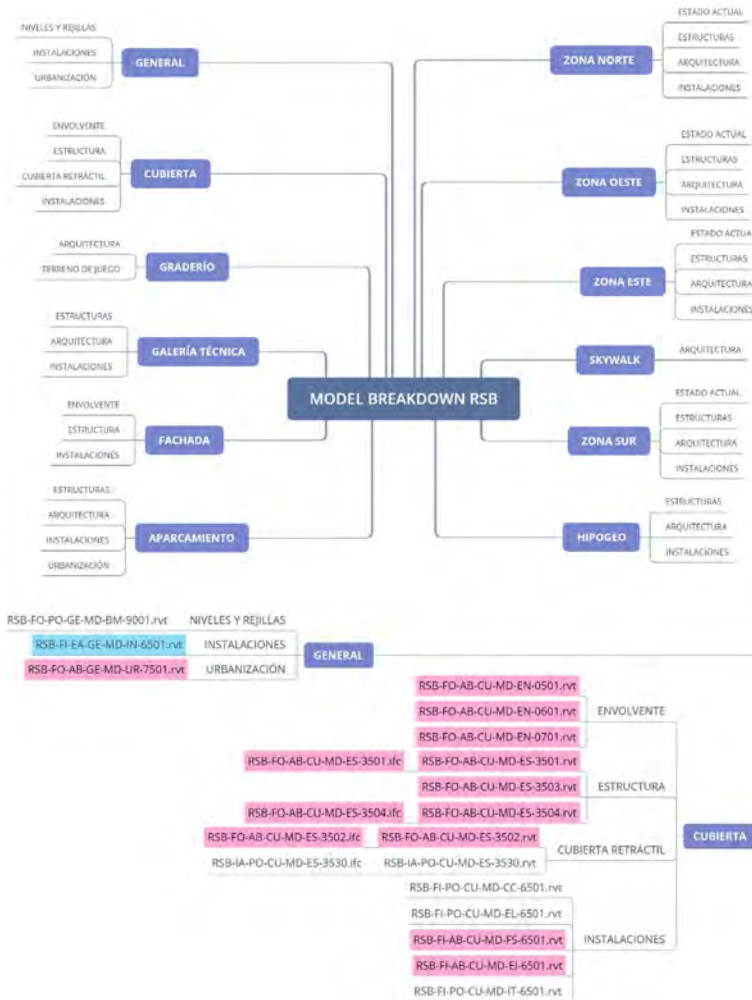


Figura. 11. Esquema y zoom parcial del Breakdown Structure (MBS). Lista de modelos del estadio (sólo FCC) casi al final de la obra.

esto ha derivado en una gran cantidad de modelos, los cuales, primero se han dividido según 12 disciplinas⁹: partiendo de las condiciones existentes, arquitectura, estructura, instalaciones y la envolvente. Y a su vez, cada una de estas disciplinas se ha dividido en 11 zonas. En resumen, se fragmenta en las cuatro zonas principales: norte sur, este y oeste, la galería, el aparcamiento, las gradas, la cubierta fija y retráctil y la fachada, haciendo un total de más de 300 modelos en su punto máximo. Para la organización y visualización de todos los modelos se cuenta con un modelo federado en formato Navisworks, y también con el esquema resumen de todos los modelos conocido como Model Breakdown Structure. (Figura. 11).

Como finalidad para permitir el trabajo viable y productivo de cada uno de los modelos BIM, se ha establecido el tamaño máximo de los modelos dentro del PEB. Al dividir el proyecto en disciplinas y zonas, sólo queda dividir los modelos por niveles o grupos de niveles para que el tamaño máximo no supere los 200 Mb. Este límite se debe a que, al estar varios usuarios dentro de un mismo archivo, la velo-

cidad de trabajo dentro del ordenador, así como en el visor web (BIM360) se pueden ver alteradas en cuanto a rapidez y rendimiento. Esta subdivisión también atiende a necesidades productivas y organizativas, dividiendo desde el nivel NS01 hasta el N03, del N04 al N07 y en algunos casos, sobre todo en la disciplina de arquitectura, en la zona este, desde el N08 al N10 también (Figura. 12).

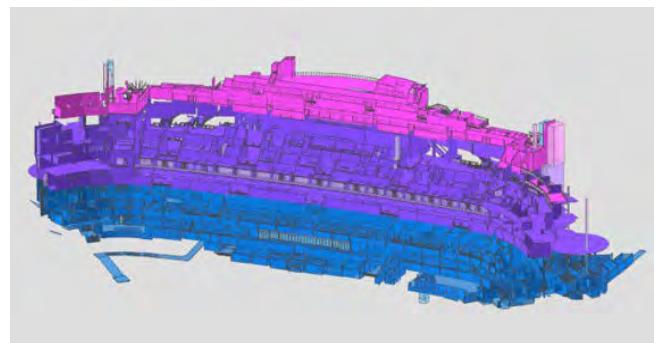


Figura. 12. Ejemplo Subdivisión modelos Arquitectura zona Este (autor: FCC Construcción; software: Revit).

Respecto al LOD (Level Of Development) en los modelos, y desde la firma del contrato con el cliente, se propuso desa-

⁹ Explicación y ejemplos para la organización y subdivisión de los modelos BIM: ESBIM (2018). *Guía Transversal. Guía para la elaboración del Plan de Ejecución BIM*. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. (Pág. 29-36)

rollarlos con un LOD 300 y LOD 350. El primero, en estructuras de hormigón, en los cuales la armadura no se ha llegado a modelar geoméricamente, y en el segundo caso, en el resto de las estructuras metálicas con más detalle de modelado, de perfiles, platabandas, pernos, etc. Por tanto, a nivel global se puede decir que es un LOD 350, con la excepción nombrada.¹⁰ Similar ocurre en las disciplinas de arquitectura e instalaciones, que se modelaron bajo un LOD 300.

3.3. Usos BIM

Los Usos BIM se seleccionaron acorde a las necesidades y requisitos aportados por el cliente (EIR) y se han desarrollado conforme al NZCIC (New Zealand Construction Industry Council¹¹) y su anterior versión NZ BIM Handbook¹². (Entre paréntesis número de referencia).

- Modelado de las condiciones existentes (1): La base de partida sobre la que configurar el diseño ha sido clave en la remodelación.
- Mediciones y presupuestos (2): Una vez que el proyecto está modelado en BIM, se ha usado para obtener mediciones a través de tablas de planificación o con exportaciones con el plugin Cost It a Presto de algunas unidades de obra.
- Planificación de Fases 4D (3): Los modelos BIM junto con la planificación técnica, se han complementado para simular los futuros trabajos en obra y ver otro tipo de interferencias.
- Revisión del diseño (6): Algunos de los planteamientos de diseño se han modelado como distintas opciones de diseño antes de elegir la oficial y definitiva.
- Autoría del diseño (7): Se han modelado geometrías, y volúmenes con capacidad para explicar espacios.
- Análisis de ingeniería (8): Se ha utilizado para analizar la geometría propuesta, y como ésta puede afectar a las evacuaciones, reflejos en el entorno, movimientos e impacto del viento, entre otras.
- Coordinación 3D (11): El conjunto de modelos se han ido vinculando entre sí para garantizar la coherencia y compatibilidad entre disciplinas.
- Modelo de Registro (16): Los modelos de diseño posteriormente, se han ido actualizando según modificaciones en obra, hasta conformar un modelo de obra fidedigno.
- Documentación 2D (23): Se han creado modelos de publicación donde se han vinculado los modelos de geometría y desde los que se han exportado los planos de obra y posteriormente planos As-Built.

4.

CASO DE USO

4.1. Modelado de las condiciones existentes: El punto clave para tener un diseño coordinado

Uno de los principales desafíos del diseño fue replicar meticulosamente el estado actual del estadio dentro de los modelos

BIM para integrar la nueva propuesta de diseño de los arquitectos e ingenierías. Los modelos BIM de las condiciones existentes no representaban de forma fiel la realidad del estadio, al menos no en su totalidad: la posición y ubicación exacta en el espacio y la geometría constructiva de los elementos. Para ello, se contó con dos equipos de escaneado que, mediante tecnología LiDAR (Laser Imaging Detection and Ranging, técnica de teledetección activa mediante la emisión y captación del retorno de luz pulsada continua), proporcionaron información fiable a los proyectistas conforme se requería. Se escaneó el estadio, consiguiendo nubes de puntos, que sirvieron de referencia para actualizar los modelos BIM del estado actual según la realidad y las condiciones existentes del estadio. Al actualizar estos modelos, se logró un LOD 350, una buena base de partida para la fase de diseño y la fase de construcción. Cabe recordar que el estadio original, inaugurado en 1947, ha sido objeto de diversas modificaciones a lo largo de los años, de las cuales existen registros poco fiables sobre la realidad ejecutada.

Además de la recopilación de datos, se disponía del proyecto original de GMP, L35 y Ribas&Ribas, quienes ganaron el concurso de diseño con una propuesta de geometría singular en piel de acero, cuyas líneas fluían de manera variable, adaptándose a un entorno relativamente cerrado y creando nuevos espacios para los ciudadanos. Esta propuesta inicial ya incluía una cubierta retráctil que permitiría el uso ininterrumpido del estadio durante los 365 días del año.

4.2. Autoría del diseño y documentación 2D

Desde principios de 2019, cuando se publicó la ISO 19650, se tuvo muy claro que se debía trabajar con estas consignas y bajo flujos o procesos interactivos ya desde las fases de diseño y aplicarlo al proyecto. En obras de esta magnitud y singularidad es primordial que tanto FCC Construcción como el resto de las empresas intervinientes puedan trabajar de manera conjunta para ganar en eficiencia:

ISO 19650-1: Define cómo es el flujo y los procesos de desarrollo y gestión de la información. Establece un Entorno Común de Datos, donde se almacena la información de manera centralizada y accesible para todos los involucrados. Mediante esta norma, también se establecen los procedimientos de aprobación de la documentación.

ISO 19650-2: Corresponde a la fase de desarrollo de los activos, y que comienza desde las primeras etapas, incluso antes desde la contratación. Una vez contratada la obra, se plantean los recursos en tiempo, se nivelan los requisitos y las necesidades con el fin de satisfacerlos, e incluso se inicia con la redacción del Plan de Ejecución BIM (BEP), el Programa de Desarrollo de Tareas (TIDP), y el Programa de Desarrollo de la Información (MIDP). Es en esta etapa cuando, a la vez que se produce la información, se realizan controles de calidad internos.

ISO 19650-4: Plantea cuál es el proceso para el intercambio de información de forma más específica, adecuándose a la escala del proyecto.

ISO 19650-5: Establece el enfoque de seguridad en la gestión de la información. En este caso, dado que es un

¹⁰ El desarrollo del LOD en los modelos de geometría sigue el documento de referencia: BIM FORUM. 2023. Level of Development (LOD) Specification.

¹¹ <https://nzcic.co.nz/resources/>

¹² <https://www.biminz.co.nz/nz-bim-handbook>

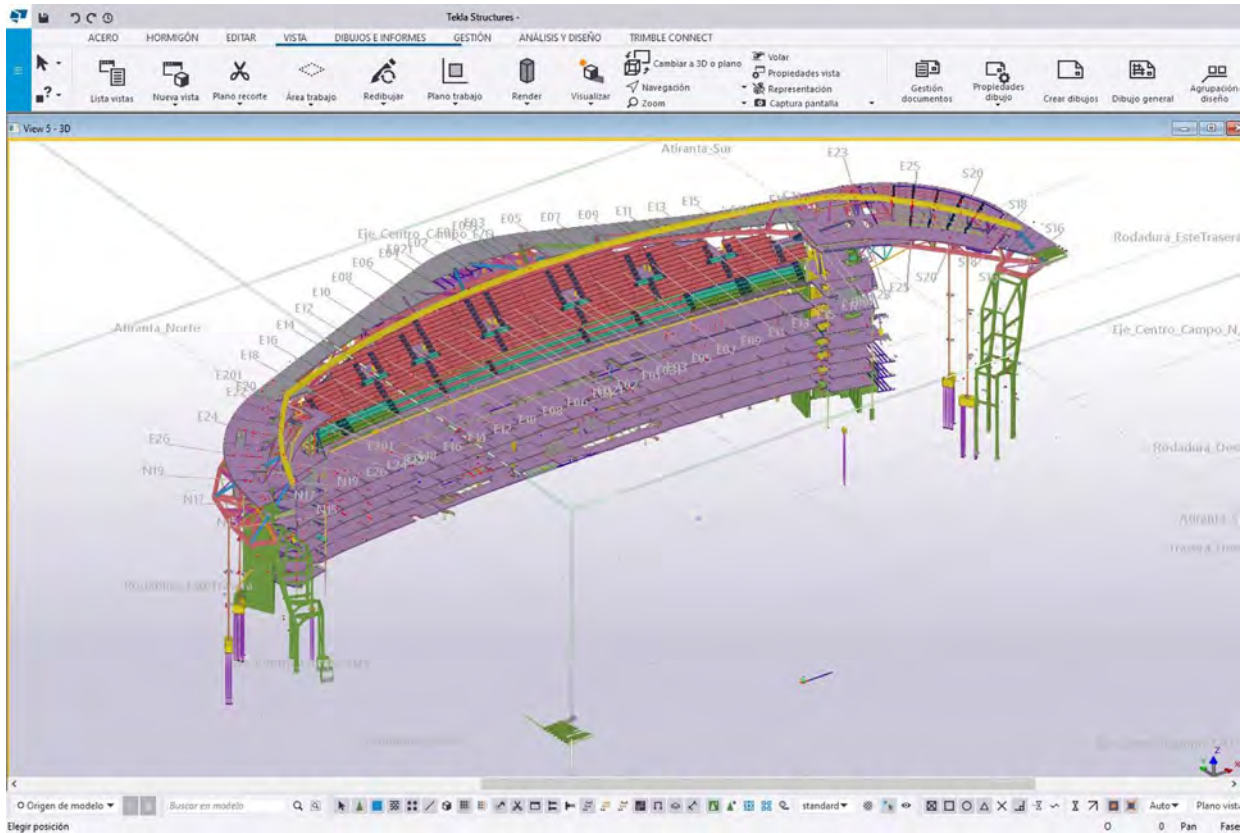


Figura. 13. Modelo de estructura del edificio Este (autor: Fhecor; software: Tekla Structures).

proyecto de alta confidencialidad, se plantean riesgos, protecciones, estrategias ante amenazas y soluciones.

Al haber escogido la metodología BIM desde las fases tempranas, ayudó en momentos de inflexión como la pandemia del COVID-19 o la tormenta Filomena; una tormenta que tuvo lugar en enero del 2021 y que llegó a paralizar la ciudad de Madrid durante una semana. Fue en esos momentos críticos donde se resaltó la importancia de la digitalización y la utilización de diferentes softwares para llevar a cabo las tareas del día a día, lo que resultó esencial. Concretamente, facilitó la revisión y seguimiento de documentación a través de las plataformas online como BIM360, Thinkproject, y Trimble Connect, sin necesidad de desplazamiento, así como el seguimiento y resolución de interferencias entre disciplinas y modelos en BIMcollab.

Los procesos de colaboración y gestión de intercambio de información implantados en el proyecto permitieron a FCC Construcción obtener en 2022 la certificación EN-ISO 19650 Partes 1 y 2¹³.

Para el diseño constructivo, FCC Construcción se apoyó en los Servicios Técnicos para la ingeniería estructural del proyecto, y con FCC Industrial para el diseño de las instalaciones que debían dar servicio a la nueva infraestructura. Además, se contó con las mejores ingenierías nacionales para la arquitectura y la envolvente, así como para determinadas actuaciones

en la estructura, con las que se estableció un flujo de trabajo y colaboración continua para configurar el diseño final.

En este punto, al contar con los modelos BIM actualizados, se pudieron utilizar en estas fases iniciales y comenzar a trabajar conjuntamente bajo la metodología BIM. La mayoría de los modelos fueron realizados en Revit, aunque para posibilitar y facilitar el trabajo se permitió diferente software BIM. De esta forma, no era necesario modelar en Revit, si no que cada empresa podía elegir el que más favoreciera el desarrollo de su trabajo. Es por ello que, con más de 30 empresas, se llegó a tener entre todos más de 20 softwares diferentes, y en los cuales otras herramientas fundamentales destacaron, como por ejemplo Tekla Structures y Tekla Model Sharing (Figura. 13). Al apostar por esta libertad en la elección del software de modelado, prevaleció el uso del OpenBIM para la coordinación entre las distintas empresas, modelos y fases, como en el uso del formato IFC (Industry Foundation Classes).

Además, el trabajo mediante BIM Collaboration Format (BCF)¹⁴ permitió una comunicación entre las distintas empresas de diseño y construcción, esencial en un proyecto vivo. Una de las herramientas utilizadas fue BIMcollab, con la que se realizaban 'incidencias' cada vez que se encontraban interferencias, o discrepancias entre modelos para su posterior resolución entre los distintos equipos. Primero, dichas incidencias eran creadas en Revit y con el plugin BIMCollab la geometría se vincula a un 'issue' en la plataforma. Luego, se procede a exportar a Navisworks con este mismo plugin, y así se podían ver las incidencias e interferencias en todo su contexto.

13 Las normas ISO 19650 definen el marco, los principios y los requisitos, para la adquisición, uso y gestión de la información a lo largo de todo el ciclo de vida de un proyecto, tanto de edificación como de obra civil.

14 <https://www.buildingsmart.es/bim/openbim/bcf/>

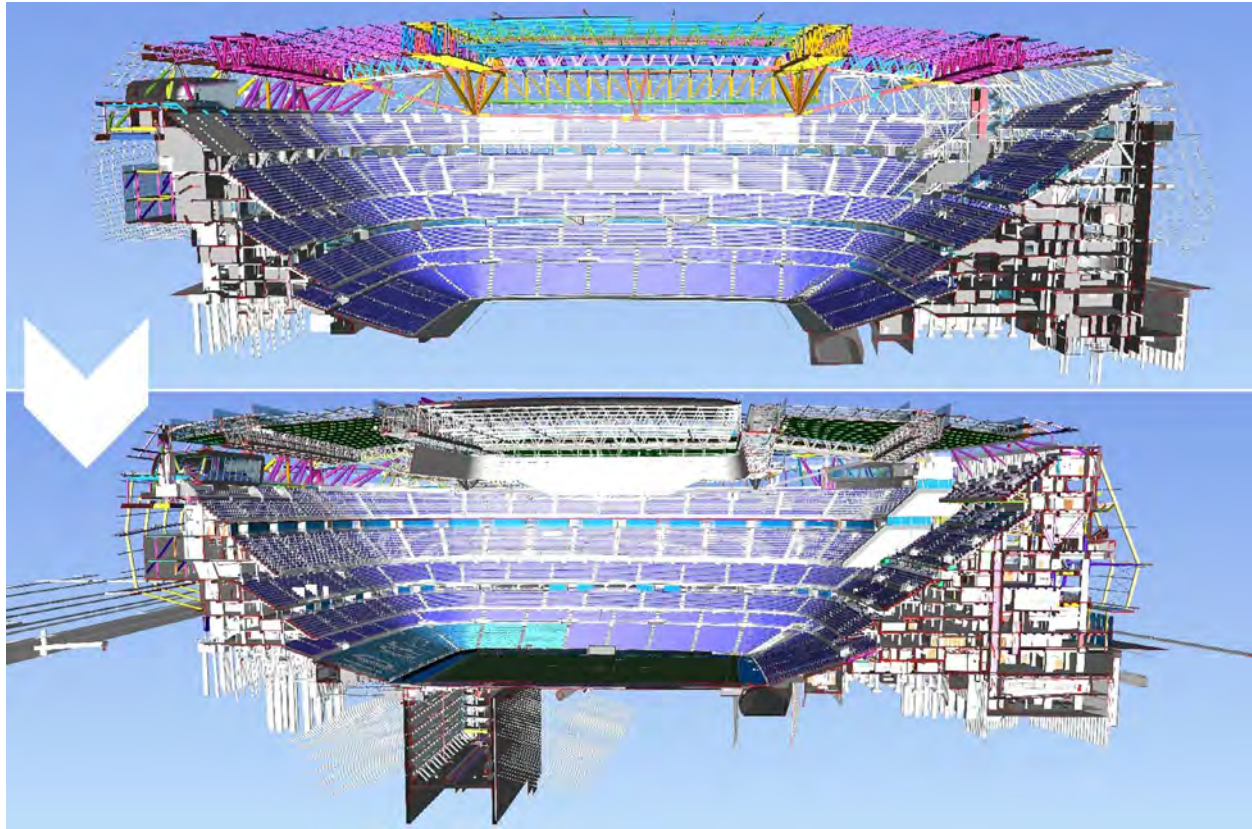


Figura 14. Comparación entre diseño inicial y diseño final con la inclusión del hipogeo (Autor: FCC Construcción; Software: Vista Federada en Navisworks).

RMCF y FCC Construcción, en su búsqueda continua de excelencia, seleccionaron ingenierías alineadas con su visión para el uso de herramientas digitales avanzadas. Esto permitió realizar simulaciones detalladas para dar solución a elementos críticos, como los estudios de evacuación de espectadores y la visualización desde cada asiento. Asimismo, los estudios aerodinámicos realizados con herramientas de simulación CFD (Computacional Fluid Dynamics) evaluaron el impacto del viento sobre la envolvente del estadio, optimizando su diseño estructural y minimizando riesgos asociados a cargas dinámicas.

Reseñable es el esfuerzo realizado por la ingeniería ARUP para la elaboración de un modelo paramétrico que permitiera simular el deslumbramiento para la optimización de la piel envolvente del estadio. Se siguieron los siguientes pasos:

- Exploración y Análisis de Reflexiones:** Se comenzó analizando las reflexiones en los alrededores de los vecinos y del tráfico para entender cómo afectaban las lamas. Se analizaron más de 11.000 lamas, sobre las que se simularon casi 700.000 impactos lumínicos (del sol o de fuentes no naturales, tales como las luces de tráfico). Las lamas se inclinaron en diferentes ángulos para modificar estas reflexiones. Utilizando la función gaussiana, se analizaron más de 682.000 configuraciones diferentes para encontrar las óptimas.
- Desarrollo Geométrico:** Se utilizó el software Rhinoceros para el modelado 3D y para el desarrollo de la forma de las lamas con precisión geométrica. Este software

permitió explorar múltiples configuraciones y ajustes geométricos.

- Parametrización en Revit:** Una vez definidas las geometrías en Rhinoceros, se empleó Dynamo, una herramienta de programación visual para Revit. Dynamo permitió transferir y parametrizar las lamas en Revit, facilitando la integración y manipulación de los modelos dentro del entorno BIM.
- Iteración y Validación:** A lo largo de estas anteriores etapas, se realizaron iteraciones constantes para asegurar que las lamas no solo cumplieran con los requisitos estéticos y funcionales, sino que también respetaban las tolerancias geométricas y de fabricación establecidas.

4.3. Nueva incorporación a diseño

En el año 2021, cuando parecía que todo el diseño ya estaba coordinado con el estado actual del estadio y con la obra ya comenzada, se añadió al diseño el proyecto del hipogeo. Este proyecto fue redactado aparte por SENER, y coordinado e integrado por FCC Construcción con el conjunto de los trabajos. Geométricamente, es un hueco de 25 metros de profundidad, dividido en 6 niveles, donde se alojan verticalmente las bandejas de césped, que miden 110 metros de largo y 11,6 metros de ancho, lo que suponía incluir más demoliciones en la zona de las gradas del oeste, cambios en todo el perímetro del terreno de juego y dentro del mismo, y nuevas estructuras dentro del este. (Figura. 14) Al igual que se coordinó el diseño inicial, en este caso se continuó utilizando los modelos Re-

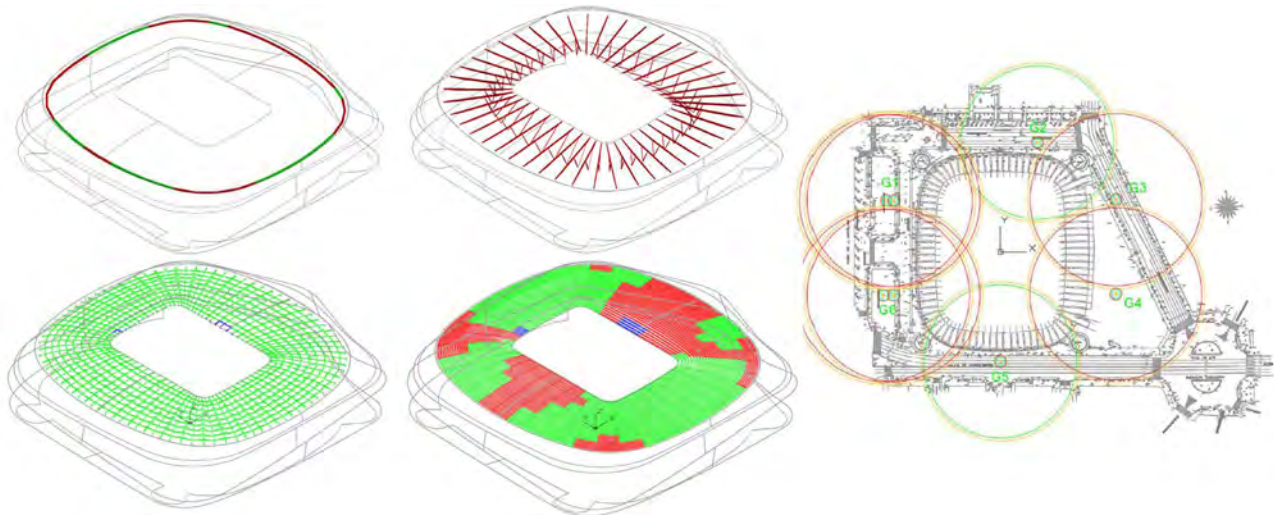


Figura 15. Estudio de izado de las grúas torre (autor: FCC Construcción; software: Revit).

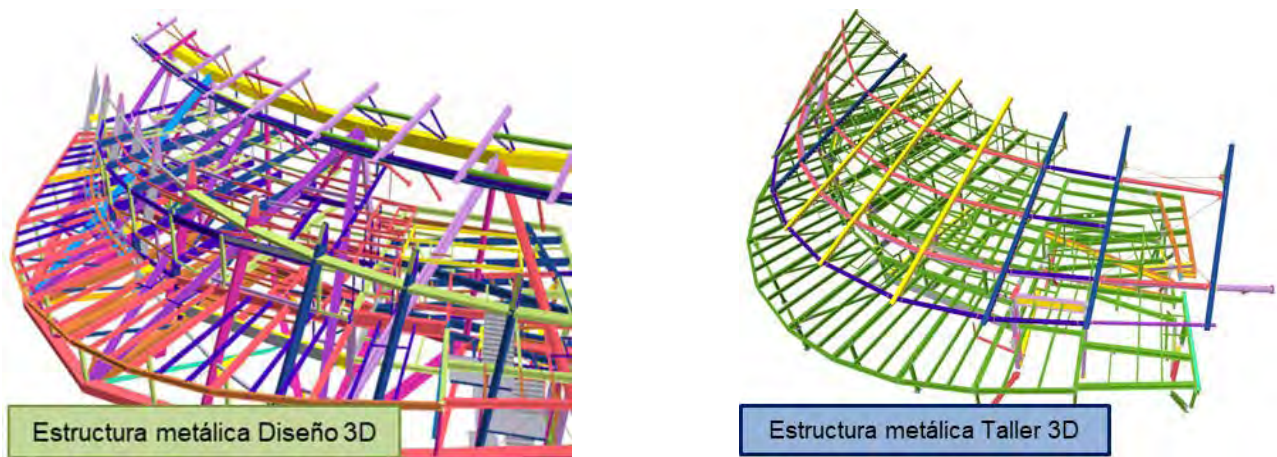


Figura 17 y Figura 18. Modelos 3D comparativos de una misma zona (izq: diseño de Fhecor; dcha: taller de Inbersa).

vit, BCFs para la gestión de incidencias, Navisworks Manage para la coordinación y visualización de interferencias.

4.4. Otros análisis de ingeniería

Otro ejemplo de cómo BIM apoyó a FCC Construcción es el ejercicio de simulación del izado (Figura. 15) de los distintos elementos de la estructura metálica para la implantación logística de las grúas torre y la coordinación constructora-taller para su montaje y posición en obra. Dado que el estadio está en plena Calle Castellana (Madrid), no hay suficiente espacio para poder ocupar con acopios, y maquinaria, por lo que su localización debe ser lo más eficiente y abarcar la mayor cantidad de área de cara a ejecutar los puntos más altos, como la cubierta: en verde, zonas de fácil acceso, y en rojo, las áreas más retiradas.

4.5. Coordinación: Diseño & Fabricación

En cuanto a la coordinación con las empresas de fabricación y FCC Construcción, estas primeras han desarrollado prin-

cialmente lo que corresponde con estructura metálica en Tekla, por lo tanto, el uso de IFC¹⁵ y OpenBIM ha sido muy importante de cara a la coordinación geométrica. A la hora de compartir los modelos, también se ha seguido el flujo mediante el CDE como única fuente de verdad. (Figura. 16)

El trabajo de coordinación comenzaba a partir de los modelos BIM de diseño en detalle de las ingenierías participantes (Figura. 17). Esta geometría era exportada en IFC y compartida, a la vez que estaba visible y actualizada dentro del modelo federado. Una vez que los talleres ya tenían dichos modelos BIM de diseño en detalle, comenzaban su trabajo para desarrollar la geometría con todo el detalle necesario para su construcción y fabricación, incluyendo placas, tornillos, pernos, o cualquier elemento necesario para su ejecución, incluso se realizó alguna modificación puntual que mejoraba la eficiencia y montaje en el proyecto. (Figura. 18)

15 UNE, Normalización Española. (2020). ISO 16739-1:2020 *Intercambio de datos en la industria de construcción y en la gestión de inmuebles mediante IFC (Industry Foundation Classes). Parte 1: Esquema de datos (ISO 16739-1:2018) (Ratificada por la Asociación Española de Normalización en abril de 2020).* International Standards for business, Government and Society.

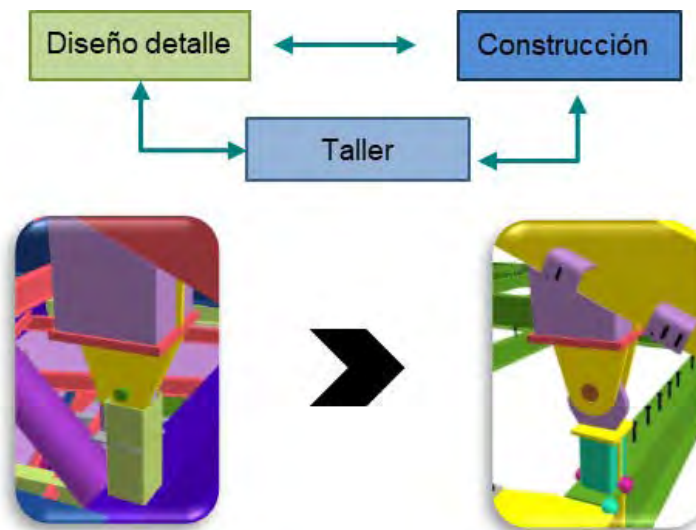


Figura 19. Flujo de trabajo entre diseño en detalle y taller de fabricación. Ejemplo de unión estructura metálica en modelos BIM.

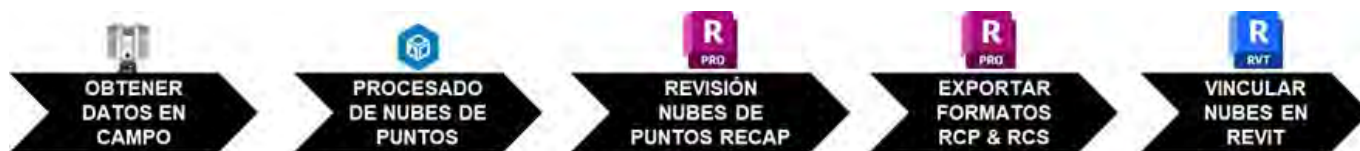


Figura 20. Proceso control calidad modelo con Nubes de puntos..

En el caso anterior, cuando se precisaba de cambios, era siempre comentados en reuniones semanales entre todos para dar el visto bueno a su modificación o no, y siempre teniendo a todos los intervinientes informados. Además, se realizaba mediante el CDE, un flujo de aprobación entre la empresa de diseño y la de fabricación. Se creaba un flujo para una tarea en concreto, o más bien, un flujo entre las empresas que debían revisarlo y las que debían ejecutarlo. Se establecía quien comienza la revisión. En este caso, normalmente, la iniciaba el taller hasta la ingeniería, y esta procedía a descargar el modelo de fabricación para revisarlo y confirmar si era válido. El documento o el modelo, en este caso, podía ser aprobado, rechazado, o aprobado con comentarios. Finalmente, se procedía a compartir los nuevos IFCs de fabricación y a actualizar el modelo federado con estos nuevos modelos, para comprobar el encaje final.

Durante estas tareas de coordinación entre diseño y fabricación, además de los escaneos LiDAR, fueron fundamentales las labores topográficas, sobre todo en lugares donde la nube de puntos ya no era tan fiable ni nítida por estar más lejos físicamente. El seguimiento de los elementos construidos se realizó con periodicidad para comprobar la posición final y verificar si la geometría propuesta para fabricar y montar inmediatamente después, era la adecuada. (Figura. 19)

En cuanto a la estructura metálica, estas labores topográficas se llevaron a cabo en la cubierta fija, cubierta retráctil, el nuevo edificio este, y la subestructura de la fachada, entre otras. Con estos datos (x, y, z) en coordenadas, se pudieron introducir como puntos 3D para comparar su posición real respecto de la posición teórica en los modelos y posteriormente, ajustar sus dimensiones, posición o ver alguna interferencia.

Una de las principales ventajas que han encontrado las empresas fabricantes o los talleres de fabricación en la metodología BIM, ha sido la mejora de la eficiencia y la sostenibilidad, ya que, por ejemplo, la fabricación de las piezas metálicas y su correspondiente despiece ha conllevado un grado de desperdicio de materiales significativamente menor.

4.6. Coordinación 3D

Debido a la necesidad de agilizar los plazos de ejecución, los Servicios Técnicos de FCC Construcción se alinearon con los talleres de estructura metálica para ajustar el diseño con la construcción y así optimizar el proceso de fabricación y ensamblaje (DfMA, Design for Manufacturing and Assembly). Esto permitió, entre otras acciones, como el montaje en blanco o la maqueta de lamas y su suportación, pasar de la maqueta virtual al taller y al ensamblaje final, minimizando tiempos y errores en el proceso.

Esencial para el control de lo ejecutado es poder realizar comprobaciones que permitan cotejar la realidad física construida contra el modelo BIM. Para ello, se han realizado escaneos en obra mediante tecnología LiDAR de manera continua. Se realizaba el procesado de los escaneos para obtener las nubes de puntos (Figura. 21) y, tras establecer su formato y proceder a su importación en Revit, se contrastaba la obra ejecutada contra el modelo BIM. El proceso (Figura. 20) permitía detectar desajustes geométricos y de localización, y actuar en consecuencia en un breve espacio de tiempo. Este análisis entre la nube de puntos y el modelo se logró hacer automáticamente a través del software Topcon Verity (Figura. 22), que tenía en cuenta las distintas tolerancias de proyecto en la automatización de reportes gráficos.

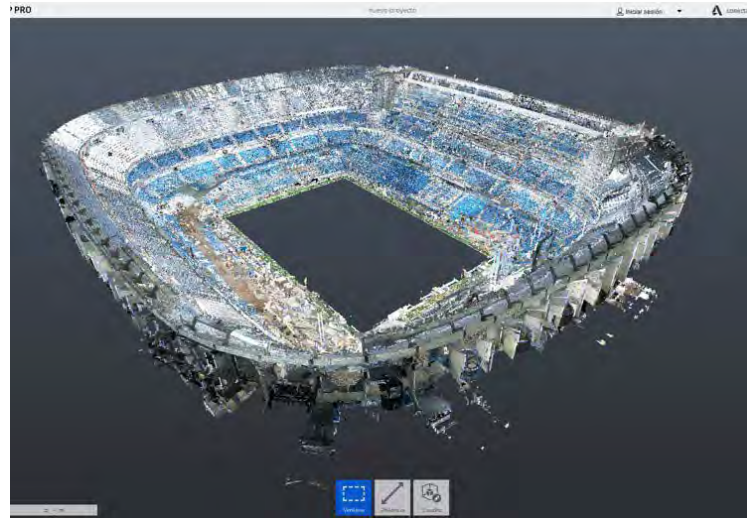


Figura 21. Nube de puntos del estado actual del Bowl antes de iniciar los trabajos (autor: FCC construcción; software: Autodesk Recap Pro).

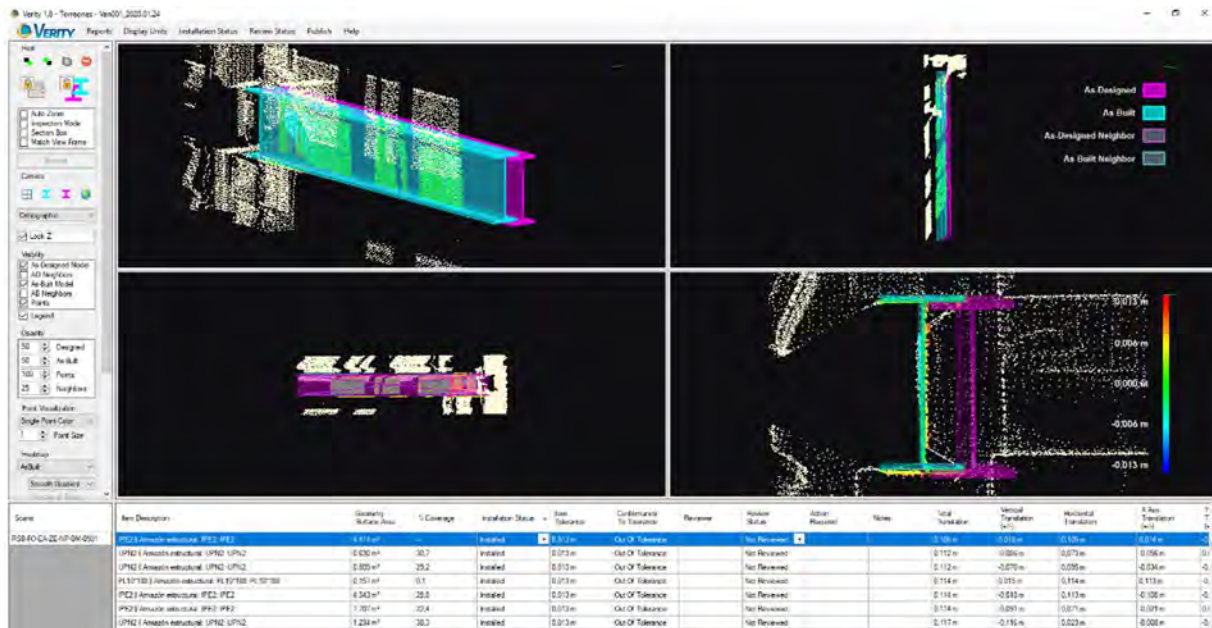


Figura 22. Comparativa nube de puntos con geometría y posible localización. (autor: FCC construcción; software: Verity).

Este proceso era gradual, y semanalmente se podían actualizar pequeñas zonas recién ejecutadas, siguiendo el proceso ilustrado anteriormente.

4.7. Planificación de fases 4D

Más allá de su uso para la coordinación de los trabajos de demolición y diseño, y en paralelo con la nueva construcción, FCC Construcción utilizó la metodología BIM para un mayor control del proyecto en cuanto a la gestión del plazo.

Para abordar la obra desde fases tempranas, durante la ‘pre-construcción’ se escogió Bentley Synchro Pro, software BIM 4D¹⁶, con el que se realizó el análisis de conflictos espaciales y temporales (Figura. 23). Analizar la obra en tiempo y en espacio a través de la integración de los modelos BIM y la planifi-

cación de obra, permitió establecer trabajos de obra seguros al poder visualizar todo el progreso en avance a los mismos.

4.8. Mediciones y presupuestos

Un proceso para el cual BIM se puede utilizar para ayudar a generar estimaciones de costos precisas durante todo el ciclo de vida de un proyecto, generalmente realizado por un técnico de planificación económica o un técnico de estudios, es lo que se conoce como 5D¹⁷. Este proceso ayuda al equipo del proyecto a evaluar el impacto del coste en los cambios durante todas las fases del proyecto, lo que puede ayudar a frenar los sobrecostos debidos a modificaciones del proyecto o de diseño.

¹⁶ La dimensión 4D trata de incorporar el factor tiempo a la fase de modelado (3D) que se ha realizado hasta el momento.

¹⁷ Es la dimensión del 4D más costes. La dimensión 5D, donde se incorpora la información necesaria para determinar los costes a lo largo del tiempo. 5D agrega información de costes a un modelado.

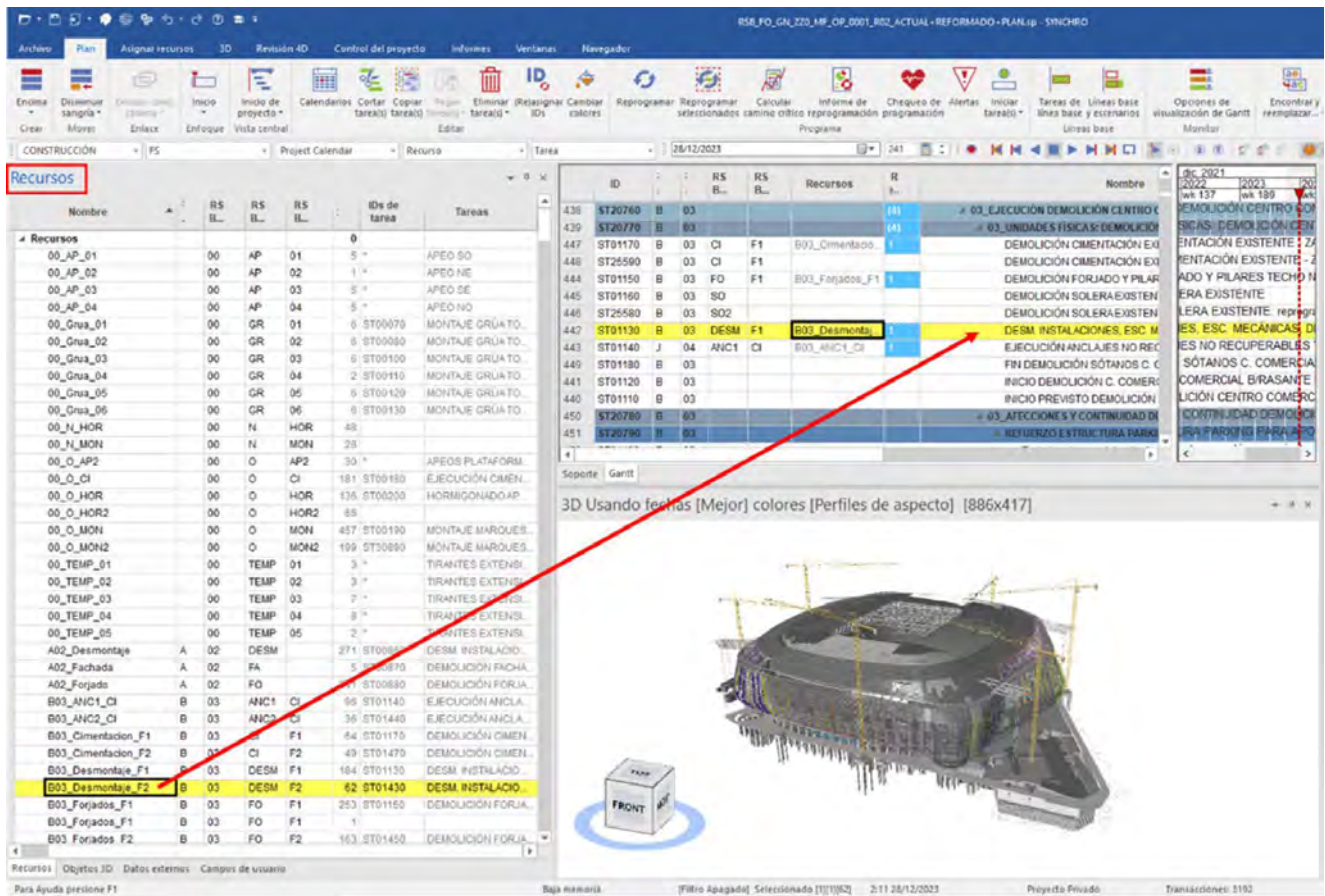


Figura 23. Modelo de planificación BIM 4D (autor: FCC Construcción, software: Bentley Synchro Pro).

El control presupuestario a través de RIB Presto se consigue a través de una gestión eficiente de las mediciones por parte de la constructora. Para ello, FCC Construcción preparó los modelos BIM para conseguir un control que permitiera agilidad suficiente para el seguimiento de la producción y los cambios, así como en avance para apoyar los procesos de compra. Dentro de los modelos se crearon una serie de parámetros compartidos que se rellenaban con información que permitía filtrar por zonas o subproyectos: RSB_Zona. El enlace entre Revit y Presto se realizó mediante Cost-it (Figura. 24), plug-in de Revit que se complementaba con el uso de Bexel Manager¹⁸. El análisis y extracción de mediciones con Bexel fue utilizado principalmente para aquellos modelos que provenían de otro software distinto a Revit, y cuyo formato era IFC. Estos se importaban, se filtraba la geometría a medir tanto con parámetros como geométricamente y se exportaba la medición calculada.

4.9. Modelo As Built: Control de Calidad y seguimiento

Asimismo, en determinadas áreas del estadio se usaron herramientas digitales para la gestión de incidencias en el campo con dispositivos móviles, más concretamente Autodesk BIM 360 Field

18 BEXEL Manager es una plataforma de software que revoluciona la gestión de proyectos de construcción. Su propósito es mejorar el modelo, así como optimizar los costos y procesos de trabajo en todas las etapas del proyecto, para desarrollarlo exitosamente. Su uso fue complementario para extracción de mediciones.

Management (Figura. 25). Este procedimiento fue utilizado en el edificio Este, donde los refuerzos estructurales eran ejecutados puntualmente y se debía hacer un seguimiento casi diario entre lo ejecutado y la documentación. Dado que se requerían comprobaciones tan continuadas, la opción de la nube de puntos no era tan ágil. Mediante esta solución, permitió implantar un procedimiento de carga de información en el CDE, visitas a obra, y comprobación y comparación de lo ejecutado respecto al modelo.

Principalmente, se utilizó en la zona Este, entre el topógrafo, el jefe de producción, el jefe de obra y el técnico BIM de Oficina Técnica. Para ello, los planos cargados en Thinkproject también se cargaron algunos de los planos de la zona Este dentro de BIM360, en total, más de 280 planos. Cargada toda esa documentación, y a través del móvil o Tablet, se comprueba si la geometría estaba ejecutada en obra tal cual el plano y, por tanto, el modelo BIM. Si no es correcta la documentación, entonces, mediante incidencias a las que se adjuntaba un comentario descriptivo y fotografías de obra, se notificaba a todo el equipo de trabajo la incoherencia. Además, se incluían notas y nubes de revisión para concretar el punto o zona a revisar dentro del plano digital. (Figura. 26).

4.10. Modelo de Registro

Al finalizar la obra, los modelos BIM de obra se tuvieron que ir actualizando según los cambios realizados en la ejecución

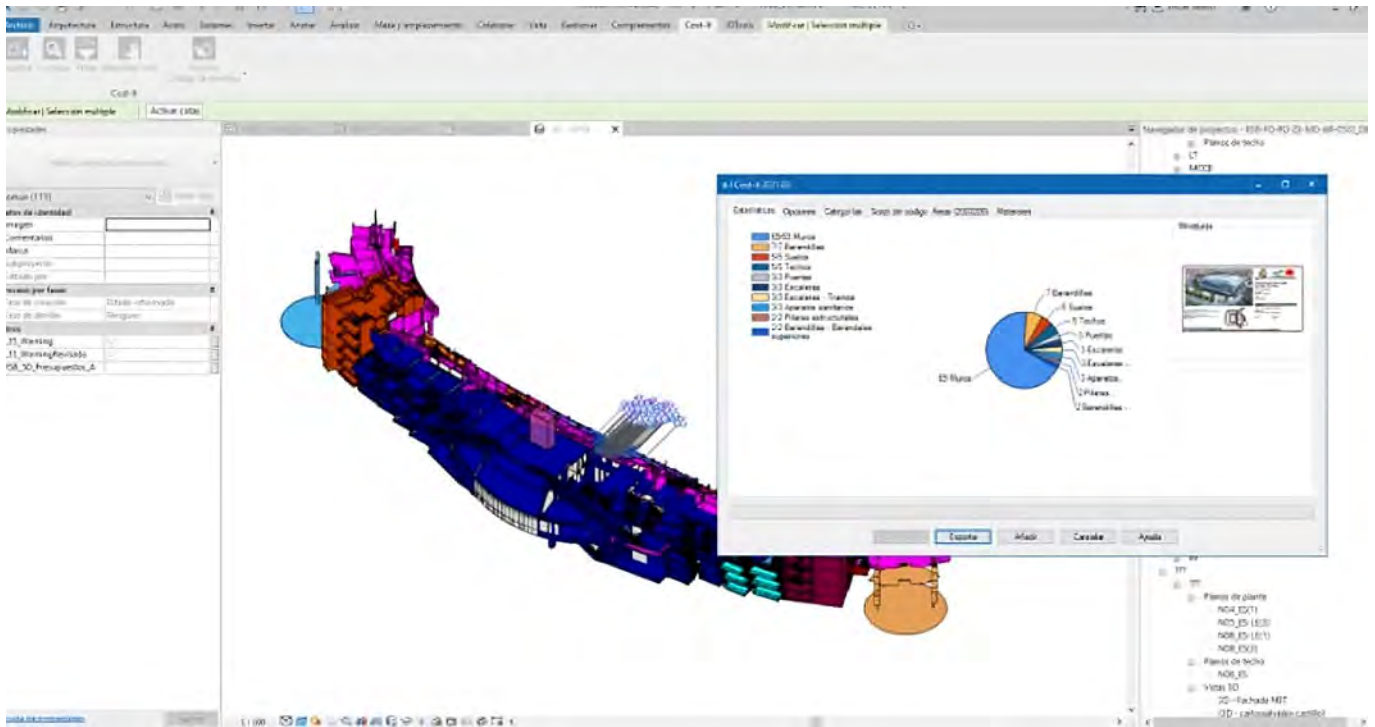


Figura 24. Integración de mediciones (autor: FCC Construcción; software: Revit + Cost-it).

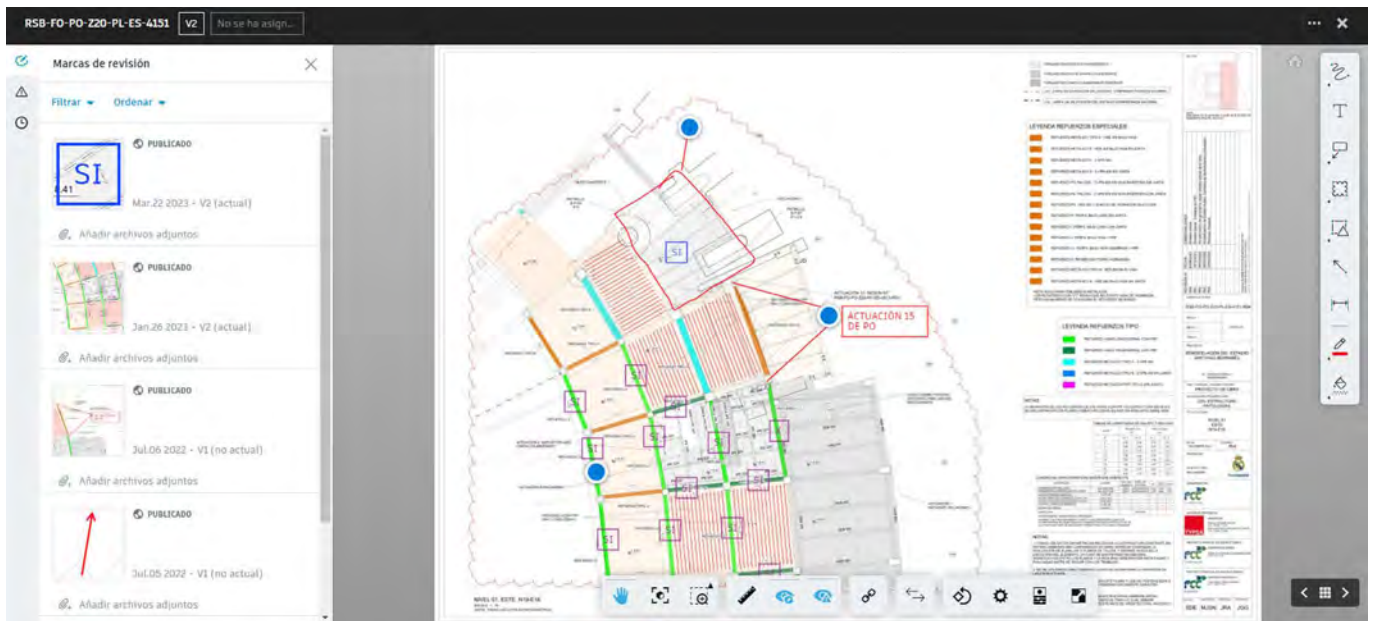


Figura 25. Ejemplo de reporte de incidencias en planos (software: Autodesk BIM360 Field Management).

hasta conformar los modelos As-Built. Posteriormente, una vez realizados cambios dentro del modelo, junto con la limpieza de elementos y parámetros compartidos no útiles para el cliente, se conformaron los Record Models. Finalmente, y partiendo de estos Record Model, se crearon los modelos de Facility Management mediante el relleno de información dentro del parámetro RM_Codigo RM de cada una de las habitaciones de arquitectura, y de manera similar en los aparatos y las instalaciones.

Este trabajo se realizó principalmente en obra, en los refuerzos estructurales dentro del edificio este: se creaban in-

cidencias en los planos y se adjuntaba toda la información necesaria, como las fotografías tomadas con la tablet en la obra, y cualquier otra información relevante. Posteriormente, se realizaban los cambios en los modelos de Revit en la oficina y comenzaba el proceso nuevamente. Así, se logró una coordinación coherente entre la realidad y los modelos.

Además, en este proceso de auditoría interna del modelo, al igual que al inicio de los trabajos, se realizaron escaneos para comparar la geometría dentro de Revit con nubes de puntos.

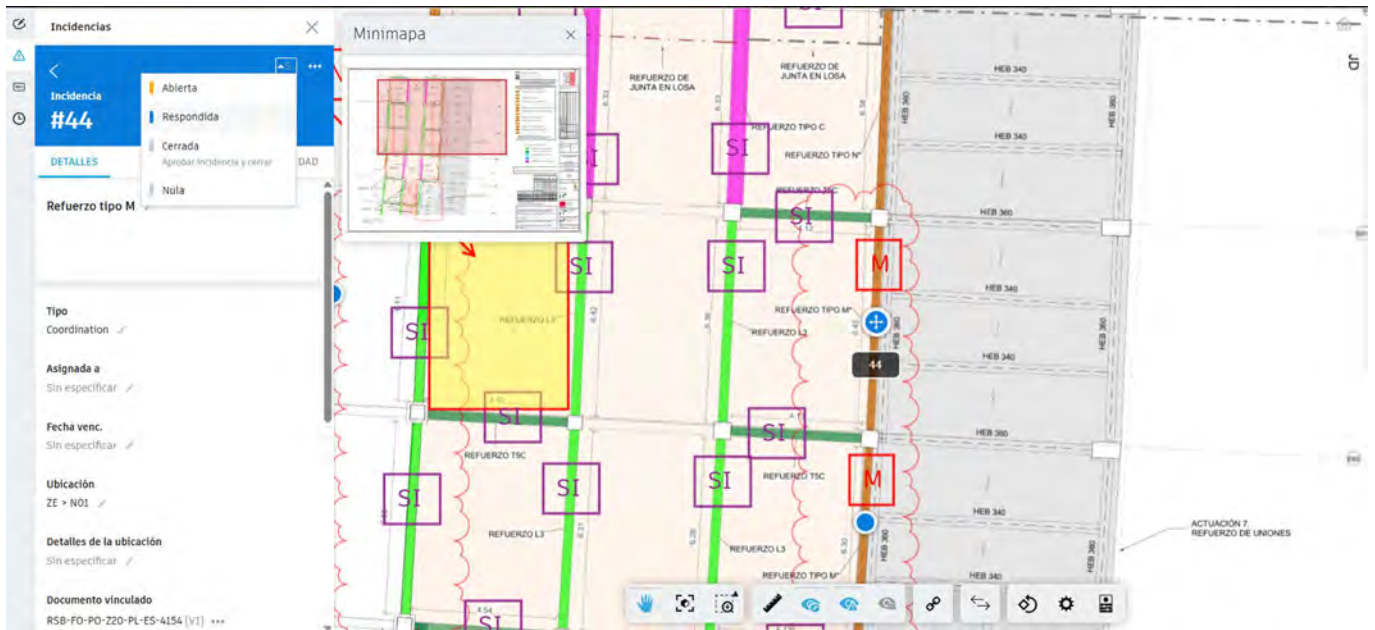


Figura 26. BIM360 Field. Incidencias en planos con anotaciones según ejecución de obra.

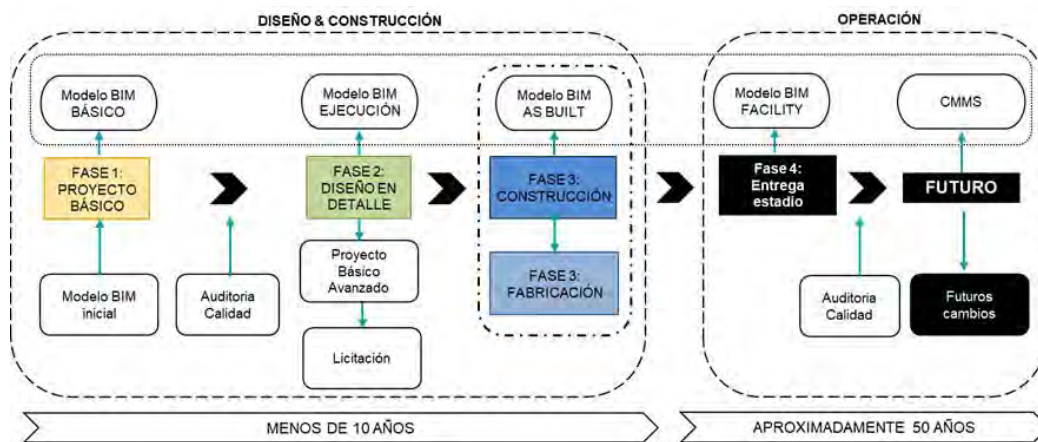


Figura 27. Flujo de fases del proyecto y de la obra, y fases posteriores tras la entrega del estadio.

4.11. Modelo de Información de Activos (AIM)

Finalizados todos los trabajos en obra, y teniendo los modelos BIM fieles a la realidad construida, es cuando el trabajo realizado con los modelos cobra una mayor relevancia. Al observar el esquema general del proceso del modelo desde el comienzo (Figura. 27), ya se está en las últimas fases, entre la etapa final de las obras en el sitio de construcción y la fase de explotación del activo. Esta última etapa será la que tome más tiempo; por ejemplo, si la construcción ha durado algo más de cuatro años, su mantenimiento tomará aproximadamente cincuenta años. Por ello, se destaca la importancia de desarrollar un modelo de instalaciones que sirva durante toda la vida útil del estadio.

Durante la fase de operación, el mantenimiento y gestión del activo se realizan a través de los modelos mediante pla-

taformas GMAO (Gestión del Mantenimiento Asistido por Ordenador) a desplegar por RMCF.

El RMCF estableció desde un principio las bases y definió sus necesidades y enfoque con vistas a Operación y Mantenimiento. Se pone el foco en la planificación de los trabajos a realizar, en vez de solucionar fallos puntuales y reparaciones urgentes, además de proporcionar información sobre la salud del activo, el aprovisionamiento necesario y la capacidad de registrar cada una de las intervenciones en el estadio. Desde acciones más sencillas, como el cambio de bombillas que han dejado de funcionar, hasta tareas más complejas, como la gestión y venta de entradas de partidos y/o conciertos, pasando, por supuesto, por futuras obras y modificaciones en las instalaciones, entre otras muchas actividades.

5.

CIERRE DEL PROYECTO Y LECCIONES APRENDIDAS

En cuanto al cierre de un proyecto, toda la información creada y gestionada hasta ahora debe volcarse en la tecnología corporativa creada para organizar y almacenar todos los proyectos y trabajos. En FCC se cuenta con Alejandría, una aplicación basada en SharePoint.

El volcado de toda la información se realiza automáticamente utilizando la herramienta ACC-Connect, una vez establecido el flujo de trabajo, es decir, desde la carpeta de origen hasta la carpeta de destino. Esto se logra mediante la asignación de carpetas. Así como se mapea la ruta de los archivos, también se mapean los metadatos que interesa copiar, como: el nombre, la revisión, la fase, la persona responsable y su estado final. Otra ventaja es que cualquier cambio o actualización en los metadatos también se refleja en el entorno de SharePoint.

5.1. Lecciones aprendidas y propuesta de mejoras

El final de la fase de desarrollo concluye con el proceso de documentación de las lecciones aprendidas, que servirán como referencia para futuros proyectos.

Las lecciones aprendidas se recogen a lo largo del desarrollo de todo el proyecto y se archivan en su ubicación correspondiente, incluyendo el registro de los siguientes datos:

- Descripción de los aspectos BIM característicos a transmitir.
- Acciones correctivas aplicadas en caso de que fueran necesarias.
- Recomendaciones para futuros proyectos.
- Experiencias por transmitir relacionadas con los participantes en el proyecto.

El objetivo principal de este proceso es transmitir las experiencias, tanto positivas como negativas, recogidas de los participantes en el proyecto. Se consigue identificar posibles riesgos que afecten a los objetivos BIM, reduciendo de esta forma su aparición, así como establecer las bases de éxito para un desarrollo eficiente de un proyecto futuro.

Entre las lecciones aprendidas en este proyecto y sus medidas de mitigación o propuestas de mejora se destacan:

ASPECTOS BIM CARACTERÍSTICOS DEL PROYECTO	DESCRIPCIÓN APLICADA A PROYECTO	LECCIONES APRENDIDAS	PROPUESTAS DE MEJORA
Requerimientos BIM y datos significativos	EIR: Gestor de documentación con flujos de aprobación tipo Thinkproject. FCC propuso BIM360 como herramienta para la coordinación y compartición BIM	Los modelos del estado actual recibidos de parte del cliente, no eran ni fieles a la geometría del estadio, ni los elementos estaban colocados en su localización correcta. No eran fiables de cara a la construcción. Como conclusión a esto primero, los recursos BIM para actualizar los modelos del Estado Actual llegaron más tarde: en el verano del 2020, a la vez que ya se estaba empezando a demoler y ejecutar alguna parte del estadio. Mediante toma de datos topográficos y nubes de puntos se obtuvo información de la localización y geometría de la gran mayoría de los elementos para actualizar los modelos base EA. No se plantearon al inicio los requerimientos BIM para la entrega final de los modelos.	El cliente debe también involucrarse en la aprobación de modelos, así como en los requerimientos mínimos fijados desde el inicio. FCC debe asegurar para futuras obras de remodelación/rehabilitación, que los modelos de las condiciones existentes reflejen fielmente la realidad, y que también superen el mínimo de calidad establecido.
Entorno Común de Trabajo (CDE)	BIM360 para WIP y SHARED Thinkproject para PUBLISHED (NWCs); BIM360 para PUBLISHED fase As Built	Las exigencias contractuales del cliente eran la existencia de un gestor de información [Thinkproject o similar] como gestor de aprobación. Dentro de Thinkproject se estableció una clasificación por subproyectos y el proceso de aprobación de la información. El funcionamiento ha sido bueno y se ha usado en todo momento bajo las premisas iniciales (para aprobación de documentación y planos 2D). En el caso de rechazados se pone comentarios para su futura revisión. En cuanto a los modelos BIM, se estableció BIM360 (CDE) como herramienta para la coordinación y la compartición de modelos.	Establecer proceso de aprobación de los modelos BIM en el CDE correspondiente para asegurar la calidad de los modelos recibidos y entregados al cliente, y de todos los modelos recibidos por los subcontratistas.
Estructura de desglose de modelos	Modelo de coordinación general Modelos por disciplinas y edificios	El modelo federado se generó con un árbol de desglose de modelos separado por disciplinas, y después por las zonas del estadio o subproyectos. Se ha ido actualizando, partiendo desde las primeras versiones en la fase de Diseño, continuando por fase de obra, y posteriormente en la fase As Built. Es un modelo NWD compuesto por más de 250 modelos y son 2Gb de dimensión, lo que para algunos usuarios de la obra con ordenadores menos potentes (jefes de obra y jefes de producción) han encontrado dificultades para abrirlo, y visualizarlo.	Generar varios modelos parciales que se vayan actualizando desde las primeras fases. O generar modelos federados con otros formatos u otras plataformas, como hicimos, por ejemplo, IFCs con Trimble Connect.

ASPECTOS BIM CARACTERÍSTICOS DEL PROYECTO	DESCRIPCIÓN APLICADA A PROYECTO	LECCIONES APRENDIDAS	PROPUESTAS DE MEJORA
Coordinación espacial entre los modelos de diseño (3D)	BIM360 coordination y Navisworks BIM Collab	Para la visualización de la coordinación BIM se ha usado Navisworks, o directamente vinculando los modelos en Revit. Para la gestión de incidencias ha sido mediante BIMcollab, Revit y el plugin BIMcollab BCF Manager. Debido al gran número de intervinientes y de empresas, no todas las incidencias han sido respondidas o resueltas y cerradas a través de BIMcollab.	Seguir el workflow normal forzando el uso de este tipo de plataformas para el cierre y resolución final de incidencias e interferencias.
Planificación de fases (4D)	Microsoft Project y Synchro	La función BIM no estuvo involucrada desde el principio en este proceso y fue complicado vincular toda la planificación con los elementos modelados debido a la codificación. Requiere de un mantenimiento semanal. En el caso de creación de nuevos elementos o modelos como ha sido en nuestro caso, se requiere un seguimiento exhaustivo para incorporar todo con su codificación correcta.	Acordar con el cliente necesidades y requisitos 4D desde el principio y en el contrato. En el caso de que no esté en contrato, si es necesario implementarlo desde el equipo BIM, también se deben fijar las necesidades al principio.
Estimación de costes (5D)	Revit + Cost It. Presto	El software Revit + Cost It ha servido para la obtención de mediciones aproximadas de muchas partidas o la comprobación de las partidas de los subcontratistas. Para dicha exportación de mediciones, era necesario rellenar parámetros compartidos creados para separar el proyecto en los subproyectos necesarios (RSB_Zona). El software funciona correctamente, pero exige al usuario tener conocimientos de Revit a nivel gestión de la información y parámetros. Mediciones extraídas en base a categoría de modelado y filtrado mediante relleno de subproyectos en parámetros compartidos creados para este propósito.	La estimación de costes debería implementarse en BIM desde el inicio de la fase de diseño y continuando en la fase de obra posteriormente. Si se desea que los costes salgan prácticamente de los modelos BIM, estos deberán estar preparados para que las mediciones sean más precisas. De cara al personal o a los recursos humanos que realicen estas funciones deberán tener formación previa en Revit y Cost It así como Presto desde el principio. En proyectos de gran envergadura, como este, es importante que el seguimiento desde la fase de diseño a la de obra sea continuo. Posible alternativa software: Bexel.
Capacidades y Organización del equipo BIM	BIM Manager + BIM Coordinator	En general, sigue habiendo muy poco conocimiento de BIM por parte de los equipos de gestión y, se sigue considerando exclusivamente como modelos 3D.	Enfocarse en la gestión de los datos y la información. Utilización de Excel y Power BI y reducir la dependencia de los modelos 3D para todas las gestiones.
Aseguramiento y Control de calidad BIM	BIM 360 y Navisworks Dynamo	Se pierde mucho tiempo abriendo modelos para revisión. BIM360 ayuda, pero Dynamo es la solución. De cara a la entrega final de los modelos As-Built, ha sido en la fase final de obra cuando fueron expuestos y acordados las exigencias mínimas de cara a los modelos BIM por parte del cliente.	Crear modelos de auditoría con tablas y rutinas de Dynamo. Las necesidades y requisitos BIM por parte del cliente se han de fijar al comienzo del proyecto. De esta forma, desde el principio se siguen las consignas de modelado y de nomenclatura solicitadas tanto por la empresa como por los subcontratistas.
Entregables del proyecto	Nativos, IFC, NWC, NWD Planos DWG y PDF	Se han generado numerosos entregables, sobre todo del tipo 2D en planos PDF y DWG, los cuales se han volcado dentro de Thinkproject. Los flujos de aprobación han funcionado a la perfección. En cuanto a los entregables BIM, también se han volcado en Thinkproject como documento informativo (sin flujo de aprobación) y también se compartían dentro de BIM360 con el cliente, dirección Facultativa y Project Manager en la fase de diseño. De cara al As-Built, los planos 2D se han seguido compartiendo por Thinkproject, y ha hecho falta establecer un flujo de aprobación de todos los modelos BIM, ya sea en Thinkproject o BIM360.	Todo aquello que se entrega en Thinkproject por contrato es oficial, y si es aprobado, es válido para construir. Lo mismo debería ocurrir con los modelos BIM. Deben pasar por un flujo de aprobación en BIM360 en todas sus fases: diseño, obra y As-Built. Explorar las funcionalidades de BIM360 planos.

6.

CONCLUSIONES

La remodelación del Estadio Santiago Bernabéu constituye un caso paradigmático de cómo la digitalización y la metodología BIM pueden transformar la gestión de proyectos de gran envergadura. La integración de procesos colaborativos en entornos comunes de datos, el uso de estándares internacionales como la ISO 19650 y la aplicación de tecnologías como LiDAR permitieron una coordinación precisa entre disciplinas, optimizando tiempos y garantizando la calidad constructiva. La estrategia “Fast-Track” impulsó la ejecución simultánea de diseño y obra, lo que exigió una gestión rigurosa de la información y una comunicación constante entre agentes. En conjunto, este proyecto demuestra que la implementación estructurada de BIM no solo mejora la eficiencia y la trazabilidad, sino que también sienta las bases para una gestión operativa inteligente a lo largo del ciclo de vida de la infraestructura.

Referencias

Bibliografía de referencia

- [1] BIM FORUM. 2023. Level of Development (LOD) Specification.
- [2] ESBIM (2018). *Guía Transversal. Guía para la elaboración del Plan de Ejecución BIM*. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- [3] ESBIM (2018). *Guía Transversal. Guía para la elaboración del Plan de Ejecución BIM*. Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- [4] Espacio BIM. (2024). *¿Modelo BIM? ¿Qué es un modelo BIM?* <https://www.espaciobim.com/modelo-bim>
- [5] MITMA. Gobierno de España. Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. Secretaría General Técnica. Centro de Publicaciones. (2023). *Plan BIM en la contratación pública*. Plan de incorporación de la metodología BIM en la contratación Pública de la Administración General del Estado y sus organismos públicos y entidades de derecho público vinculados o dependientes. Comisión Interministerial BIM. https://cdn.mitma.gob.es/portal-web-drupal/cBIM/planbim_v25_acce.pdf
- [6] Puertos del Estado. (2019). *Guía BIM Del Sistema Portuario de Titularidad Estatal. Puertos del Estado*. Ministerio de Fomento. <https://www.puertos.es/servicios/publicaciones>
- [7] UNE, Normalización Española. (2020). *UNE-EN ISO 16739-1:2020 Intercambio de datos en la industria de construcción y en la gestión de inmuebles mediante IFC (Industry Foundation Classes). Parte 1: Esquema de datos (ISO 16739-1:2018) (Ratificada por la Asociación Española de Normalización en abril de 2020.)*. International Standards for business, Government and Society.
- [8] Varios autores (2021). *Introducción a la Serie EN-ISO 19650*. Revisión de Mayo 2021. <https://www.buildingsmart.es/recursos/en-iso-19650/>
- [9] Y anexos varios: *Matriz de responsabilidades asociada a los procesos ISO 19650-2 durante las fases de diseño y obra; Matriz de responsabilidades asociada a los procesos ISO 19650-3 durante la fase de operación; Nomenclatura de documentos; MIDP - Registro de Entregables.*

Bibliografía de consulta

- [10] Álvarez, Analia Alejandra, & Ripoll Meyer, M. Verónica. (2020). *Propuesta para la implementación de la metodología BIM en una experiencia áulica orientada a la sustentabilidad edilicia*. Revista Hábitat sustentable, 10(1), 32-43. <https://dx.doi.org/10.22320/07190700.2020.10.01.03>
- [11] ATBIM. Salanova, José Ángel. (2021). Artículo: *BIM en Obra: Usos, beneficios y madurez BIM*. <https://atbim.com/bim-en-obra-usos-beneficios-y-nivel-de-madurez-bim/>

- [12] Azhar, S. (2011). *Building information modeling (BIM): trends, benefits, risks, and challenges for the AEC industry*. Leadership and Management in Engineering, 11(3), 241-252.
- [13] Barlish, K., & Sullivan, K. (2012). *How to measure the benefits of BIM—a case study approach*. Automation in Construction, 24, 149-159.
- [14] Blat Tatay, D. (2016). *Nuevas metodologías y tecnologías en el proceso constructivo y mantenimiento de infraestructuras y edificios singulares*. Recuperado de <https://repositorio.comillas.edu/xmlui/handle/11531/14566>.
- [15] Bryde, D. J., Broquetas, M., & Volm, J. M. (2013). *The project benefits of building information modelling (BIM)*. International Journal of Project Management, 31(7), 971-980.
- [16] Chong, W. K., & Zin, R. M. (2016). *Building Information Modeling (BIM) in the Construction Industry: A Review of the Literature*. International Journal of Construction Management, 16(1), 1-12.
- [17] Eastman, C., Teicholz, P., Sacks, R., & Liston, K. (2011). *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers and Contractors*. Wiley.
- [18] Fuentes Giner, Begoña. (2014) *Impacto de BIM en el proceso constructivo español*. Cuadernos EUBIM.
- [19] Martín Dorta, N., González de Chaves Assef, P., Roldán Méndez, M. (2014). *Building Information Modelling(BIM): Una oportunidad para transformar la industria de la construcción*. Spanish Journal of BIM, n° 14/1 12-18
- [20] Mokhtar-Noriega, F., Jernigan, F., Martínez-Matute, J. (2018), *Las dimensiones humanas del BIM*. EUBIM 2018: BIM International Conference / 7º Encuentro de Usuarios BIM Universidad Politécnica de Valencia.
- [21] Meana, V., Bello, A., & García, R. (2019). *Análisis de la implantación de la metodología BIM en los grados de ingeniería industrial en España bajo la perspectiva de las competencias*. Revista ingeniería de construcción, 34(2), 169-180. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732019000200169>
- [22] Nieto, E., Rico, F., Antón, D., Moyano, J.J. (2017), *Metodología BIM en el grado de edificación: modelo de taller en la asignatura Expresión Gráfica de Tecnologías Universidad Politécnica de Madrid*. Advances in Building Education / Innovación Educativa en Edificación. Sep-Dic 2017, Vol.1 N°3, 37-52
- [23] Holzer, Dominic. (2016). *The Bim Manager's Handbook: Guidance for Professionals in Architecture, Engineering, and Construction*. John Wiley & Sons Inc.
- [24] Jernigan, Finith. (2007). *BIG BIM little bim - the practical approach to building information modeling - Integrated practice done the right way*. 4Site Press
- [25] Klaschka, Robert. (2014). *BIM in Small Practices: Illustrated Case Studies*. NBS
- [26] Krygiel, E., & Nies, B. (2008). *Green BIM: successful sustainable design with building information modeling*. Wiley.
- [27] Oussouboure, Guere y Delgado Victore, Roberto. (2017). *La asignación de recursos en la Gestión de Proyectos orientada a la metodología BIM*. Revista Arquitectura E Ingeniería, vol. 11, n.o 1, p.4.
- [28] Reyes, Manuel; Cordero, Pablo & Candelario, Alonso. (2016). *BIM. Diseño y gestión de la construcción*. ANAYA.
- [29] Sacks, R., & Barak, R. (2010). *Interaction of BIM and lean construction*. Journal of Construction Engineering and Management, 136(9), 1001-1010.
- [30] Saldías Silva, Rodolfo Omar Luis. (2010). *Estimación de los beneficios de realizar una coordinación digital de proyectos con tecnologías BIM*. Tesis postgrado.
- [31] Santamaría Gallardo, Luisa & Hernandez Guadalupe, Javier. (2017). *Salto al BIM: Estrategias BIM de calidad para empresas punteras del sector AEC*.
- [32] Suermann, Patrick C. (2009). *Evaluating the impact of building information modeling (BIM) on construction*. University of Florida.
- [33] Yan, Han., & Damian, Peter. (2008). *Benefits and barriers of building information modelling*. In 12th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering 2008.

Estándares y normativa

El desarrollo del Proyecto de Obra para la Remodelación del Santiago Bernabéu se basa en documentación de referencia reconocida, en los que se recogen una serie de procesos digitales, estándares y usos BIM de aplicación en la fase de Obra:

Guías y estándares

ISO 19650-1-2018	Organización y digitalización de información sobre edificios y obras de ingeniería civil, incluido el modelado de información de edificios (BIM). Gestión de la información mediante el modelado de información de edificios. Parte 1: Conceptos y principios.
ISO 19650-2-2018	Organización y digitalización de información sobre edificios y obras de ingeniería civil, incluido el modelado de información de edificios (BIM). Gestión de la información mediante el modelado de información de edificios. Parte 2: Fase de entrega de los activos.
NZ BIM HANDBOOK	Manual sobre BIM para la construcción, gestión de las instalaciones e infraestructuras lineales en Nueva Zelanda.
BS 8536-1:2015	Instrucciones para diseño y construcción. Código de prácticas para la gestión de instalaciones (infraestructura de edificios)
The CIC BIM Protocol	Protocolo de modelo de información de construcción (BIM); protocolo estándar para uso en proyectos que utilizan modelos de información de construcción
BS ISO 29481-1-2016	Modelado de información de construcción. Manual de entrega de información. Parte 1: Metodología y formato.
BS ISO 29481-2-2012	Creación de modelos de información. Manual de entrega de información. Parte 2: Marco de interacción
LOD BIM FORUM Specification 2018	Especificación que permite a los profesionales de la industria AEC especificar y articular con un alto nivel de claridad el contenido y la confiabilidad de los Modelos de información de construcción (BIM) en varias etapas del proceso de Obra y construcción.
Guías uBIM	Guía adaptada por la BuildingSmart Spanish Chapter a partir del COBIM finlandés.



SIEGRIST ingeniería



ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU

Supervisión del Proyecto de Construcción de las Estructuras



SIEGRIST ingeniería

MADRID, SPAIN
Tfno: 638338917
e-mail: gsierid@ciccp.es

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Supervisión externa del proyecto estructural de las obras de rehabilitación, ampliación y exteriores. Nueva estructura de cubiertas y exteriores

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. External Supervision of the Structural Project of the Rehabilitation, Expansion and Exterior Works. New Structure of Roofs and Exteriors

Guillermo Siegrist Ridruejo^{a,*}, Jesús Ortiz Herrera^a y Pedro Díaz Domínguez^a

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Siegrist Ingeniería, S.L.P (Madrid, España).

Recibido el 16 de diciembre de 2024; revisado el 3 de marzo de 2024, aceptado el 4 de mayo de 2025

RESUMEN

En este artículo se expone el modus operandi seguido en la supervisión externa del proyecto estructural de la nueva cubierta y edificios exteriores del Estadio Santiago Bernabéu y rehabilitación de las estructuras y cimentaciones existentes. Este trabajo de supervisión se inició en 2019 y finalizó en 2023, por lo cual la descripción completa de sus pormenores requeriría una extensión muy superior a los límites propios de este artículo. Por otra parte, el mismo se integra en un conjunto de comunicaciones donde los autores del proyecto y las diversas ingenierías colaboradoras describen detalladamente el planteamiento, la tipología estructural, el diseño de elementos, los detalles constructivos y el proceso de ejecución de los diferentes subproyectos constituyentes de este gran proyecto. Es claro que no nos corresponde a nosotros replicar dichas exposiciones. Por todo ello, este artículo se ciñe, en primer lugar, a determinadas cuestiones genéricas, como la justificación de la normativa básica del proyecto estructural; y la exposición de determinadas bases del proyecto, especialmente relevantes por su peculiaridad y su trascendencia o repetitividad en diferentes subproyectos, sin agotar el extenso repertorio de cuestiones relacionadas, que, según lo indicado, daría a esta comunicación una extensión desproporcionada. En segundo lugar, se expone la filosofía seguida en esta supervisión, consistente en tratar de aportar valor al proyecto, en concreto optimizando su fiabilidad, pero sin ralentizar la ingente labor de desarrollo del mismo, que debía llevarse a cabo sin retardar la cronología de la obra. En este sentido se aportan unos (muy) pocos ejemplos concretos, siempre con carácter no invasivo del protagonismo que corresponde a los autores del proyecto y del conjunto de sus colaboradores.

PALABRAS CLAVE: Supervisión externa, estructura, cubierta, rehabilitación estructural, optimización, previsión, eurocódigos, 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

This article sets out the methodology followed in the external supervision of the structural project for the new roof and exterior buildings of the Santiago Bernabéu Stadium, located in Madrid (Spain), and the rehabilitation of the existing structures and foundations. The work began in 2019 and ended 2023, therefore a comprehensive and complete description would require an extension far beyond the limits of this article. On the other hand, the project is integrated into a set of communications where the authors of the project and the various collaborating engineering firms describe in detail the approach, the structural typology, the design of elements, the construction details and the execution process of the different subprojects that make up this great project. It is clear that it is not up to us to replicate these expositions. For these reasons, this article is limited, first of all, to certain generic issues, such as the justification of the basic regulations of the structural project, and the exposition of certain project bases, especially relevant due to their peculiarity and their significance in different subprojects. This is done without exhausting the extensive repertoire of related issues, which, as cited above, would render this article disproportionate long. Secondly, the philosophy followed in this supervision is described, based on trying to add value to the project, specifically optimizing its reliability, but without slowing down the vast work of its development, which had to be carried out without delaying the chronology of the work. In this sense, a few (very) concrete examples are provided, always with a non-invasive character of the role that corresponds to the authors of the project and the group of their collaborators.

KEYWORDS: External supervision, structure, rigid and retractile deck, structural rehabilitation, optimisation, forecasting, eurocodes, 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: gsierid@ciccp.es (Guillermo Siegrist)

1. INTRODUCCIÓN

Hay un clamor (contenido) entre los proyectistas de estructuras en nuestro país, sobre que la supervisión de los proyectos, en muchos casos, deviene en un mero trámite burocrático que no aporta valor, sino ralentización, a las tareas de desarrollo del proyecto; y que suele plantearse, además, "demasiado tarde": si no cuando las decisiones importantes ya son irreversibles, ¡muchas veces cuando la estructura está ya ejecutada!

En este MAGNO proyecto, cuyo desarrollo ha sido ingeniero y simultáneo con la ejecución (tan sólo con unos meses de decalaje en las cronometrías respectivas), teníamos claro que en modo alguno nuestra labor de supervisión podía caer en las situaciones antedichas.

No es posible entrar en esta comunicación resumida en todos los pormenores de una labor de supervisión tan extensa, sino tan sólo mostrar unas pocas cuestiones particulares que no resulten excesivamente tediosas o poco trascendentes para este proyecto.

Por otra parte, esta comunicación no puede ni debe restar protagonismo a las presentaciones de los trabajos realmente interesantes, que son, lógicamente, las de los autores del proyecto y equipos colaboradores.

2. NORMATIVA DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

Al inicio del proyecto (2019) se acordó que la normativa básica en materia de estructuras sería el conjunto de las EuroNormas (EN) en vigor, con sus correspondientes Anejos Nacionales (AN), en su caso.

Como fundamento legal, cabe destacar el preámbulo incluido en las diversas EN publicadas por AENOR:

"Los miembros de CEN (entre ellos, España) están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. (...)"

Es decir, salvo las especificaciones propias de los AN, ninguna normativa estatal, autonómica o local puede modificar los contenidos de las EN suscritas por el estado español, siendo pues nulas en aquellos posibles aspectos que las contravengan.

La adopción de las EN como normativa básica del proyecto estructural, en 2019, supuso una anticipación a la publicación del Código Estructural [1] (CE) (B.O.E. de 10 de agosto de 2021), que ha venido a derogar las Instrucciones EHE y EAE [2] [3] vigentes en aquel momento. Puesto que, como no podría ser de otra manera, el CE es básicamente una transcripción ordenada de varios Eurocódigos (EN1992, EN1993 y EN1994) y de sus correspondientes AN, esto implica que cualquier posible intervención futura sobre la estructura del estadio puede asumir que su proyecto es acorde, básicamente, con la versión actual (2024) del CE.

Sin embargo, al inicio del proyecto se debía clarificar el papel de las Instrucciones EHE y EAE y del Código Técnico de la Edificación (CTE) [4].

Un ejemplo de tales posibles conflictos era el empleo de aceros estructurales de calidades superiores a las incluidas dentro del ámbito del CTE-DB-SE-A y de la Instrucción EAE. Estos aceros cuentan con más de medio siglo de utilizaciones exitosas en estructuras de edificación singulares (en concreto, en edificios de gran altura) y están recogidos en las EN. Por otra parte, su utilización era un requisito para la optimización del peso propio de cubierta principal (que es su acción dominante); y, por lo tanto, indirectamente afectaba también a los medios auxiliares del proceso constructivo y a la solución del destino final de la trayectoria de las cargas, las cuatro macro-cimentaciones principales.

Más allá de los aspectos puramente legales, en este magno y plural proyecto no habría tenido sentido dejar de usar el que era y es, sin duda, el mejor cuerpo normativo existente sobre proyecto y ejecución de estructuras a nivel mundial, el constituido por el conjunto de las EN, con la salvedad obvia de que no hay ninguna obra humana perfecta. Dicho cuerpo normativo cuenta además con la inestimable labor desarrollada por AENOR para su traducción y publicación como UNEs, con sus Anejos Nacionales, y su actualización periódica.

Se repasan a continuación las EN aplicadas en el proyecto estructural, incluyendo algunas referencias resumidas de aspectos donde ciertos epígrafes de dichas EN fueron especialmente relevantes en las tareas de supervisión.

EUROCÓDIGO 0 [5] (UNE-EN-1990, 'Bases para el cálculo de estructuras')

La relevancia de este Eurocódigo en las labores de supervisión se destaca en un apartado posterior.

En este Eurocódigo se establece la noción probabilista de la teoría de la seguridad estructural y su formulación basada en coeficientes de seguridad parciales. Por la singularidad del edificio, ha constituido un documento más consultado de lo que es común en otros proyectos. La definición y los criterios de aplicación de los diversos valores de combinación se introducen con la economía de léxico característica de las EuroNormas; por ejemplo (artº 6.5.3): 'La combinación frecuente se utiliza normalmente en los estados límites reversibles', frase que puede ser muy relevante para el control de determinados estados límites de servicio en edificios de grandes dimensiones, y que se despacha con dos sustantivos, un verbo, tres adjetivos y un adverbio, ninguno redundante ni omitible. La flexibilidad de su interpretación, otra de las características típicas de las EuroNormas, es asimismo bien patente por el adverbio incluido en esa frase; dicha flexibilidad a veces se pierde por la traducción inexacta de los tiempos verbales (no es el caso de la frase citada, pero podrían traerse a colación otros casos, muy sesgados, de otros Códigos).

EUROCÓDIGO 1 [6] (UNE-EN-1991-1, "Acciones")

Ya se ha indicado que la acción dominante de la gran cubierta es su peso propio, pero la acción del viento es obviamente muy relevante por afectar especialmente a determinados estados límites de servicio. Por este motivo, se realizó un ensayo en túnel de viento (figura 1), que fue llevado a cabo por WACKER INGENIEURE

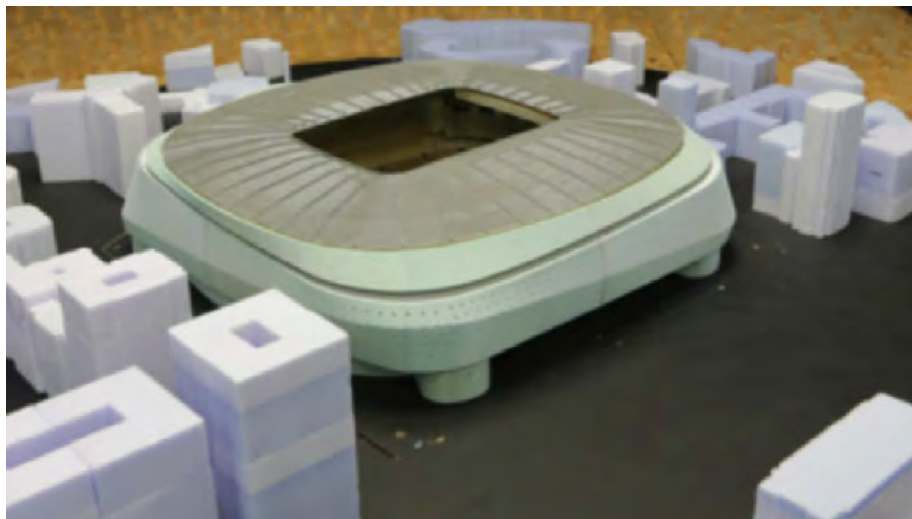


Figura 1. Maquetas del ensayo en túnel de viento.

Los resultados de este ensayo fundamentalmente consistieron en los valores de los coeficientes de presión de diferentes zonas y situaciones, por ejemplo, con la cubierta cerrada o abierta.

El resto de magnitudes consideradas en el proyecto proceden de UNE-EN-1991-1-4

EUROCÓDIGO 2 [7]

Básicamente el documento de aplicación fue la UNE-EN-1992-1-1 en su versión corregida por AENOR de 2020. Durante el desarrollo de los trabajos se encontraba ya muy avanzada la redacción de la nueva edición de este Eurocódigo, que finalmente se aprobó en noviembre de 2023 (CTN-UNE 140-SC 2-N416-EN 1992-1-1-nov2023). Determinados Anejos de este nuevo Eurocódigo de los que ya se disponía previamente fueron útiles en diversas cuestiones, por ejemplo, el Anejo J (Strengthening of Existing Concrete Structures with CFRP). También resultó de aplicación la parte 4: EN 1992-4-2018-Design of concrete structures. Design of fastenings for use in concrete, ésta aparecida como norma UNE en 2021: UNE-EN-1992-4-2021

EUROCÓDIGO 3 [8]

Eurocódigo fundamental para el cálculo de las estructuras metálicas principales: UNE-EN-1993-1-1-2013, UNE-EN-1993-1-8-2013, UNE-EN-1993-1-10-2013, UNE-EN-1993-1-12-2010

EUROCÓDIGO 4 [9]

Aplicado a las soluciones mixtas en parte de la rehabilitación de las estructuras de hormigón antiguas, así como en los forjados mixtos dispuestos en numerosas zonas: UNE-EN-1994-1-1-2013.

2.1. Bases de cálculo de la estructura metálica principal

No es posible entrar en esta comunicación resumida en todos los pormenores de una labor de supervisión de más de tres años, sino tan sólo mostrar algunas (muy pocas) cuestiones

particulares que no resulten excesivamente tediosas y que hayan sido trascendentes dentro de este proyecto.

En este sentido, se comentan algunos aspectos relativos a la minimización de las tensiones residuales de las secciones de alto límite elástico, que afectan al coeficiente de imperfección (α) de los cálculos del coeficiente de pandeo (χ), cuestión que puede parecer, "aburrida" y de índole menor; pero tiene que ver con la optimización de la acción dominante de la estructura de cubierta (su peso propio) y por lo tanto con los medios auxiliares del proceso constructivo y con las reacciones transmitidas a los cuatro únicos puntos de macro-cimentaciones disponibles.

Conviene citar una serie de referencias, algunas de ellas, del siglo pasado, para descartar posibles dudas acerca de si se han podido emplear los aceros inadecuados (por ejemplo, el S690) o criterios excesivamente innovadores (como los referentes al pandeo de elementos con dicho tipo de acero). Antes bien, se trata de tópicos absolutamente CLÁSICOS en la historia de la construcción.

Siglo XX: L. Tall (ed.), Structural Steel Design, Ronald Press, 1974 [10]. Maquoi, R.: Some improvements to the buckling design of centrally loaded columns, Structural Stability Research Council, Proceedings of the Annual Meeting, 1982 [11].

Siglo XXI: High Performance Steels for Steel Structures, IABSE, 2005 [12]. Ziemian, Centrally loaded columns, 2009 [13]. H.H.Snijder, L.G.Cajot, N.Popa, R.C.Spoorenberg, Buckling curves for heavy wide flange steel columns, 2014 [14]. K.S.Virdi, Column Buckling Curves for High Strength Steel, 2015 [15]. T.Stan, J.Jonsson, Yield stress independent column buckling curves, 2017 [16]. J.Jonsson, European column buckling curves and finite element modelling including high strength steels, JCSR 2017 [17].

Es un hecho probablemente poco conocido la existencia en las piezas metálicas, antes de su puesta en carga, de diferentes distribuciones de tensiones residuales, cuyos valores experimentales se describen, por ejemplo, en la obra citada de Tall et al.:

1) Las chapas laminadas: en ellas las tensiones máximas son de compresión y se sitúan en los bordes, ambas circunstancias determinantes de la pésima repercusión posible en el pandeo de dichas tensiones una sección en H laminada. Como verificación, se incluye la figura 9.17 de Tall et al., donde 1 ksi = 6.9 MPa, C = compresión, T = tracción:

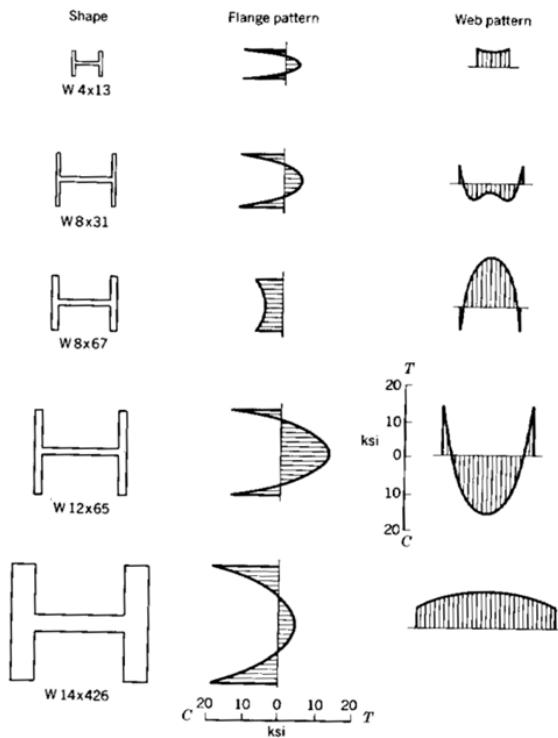


Fig. 9.17 Residual stress distribution in rolled wide-flange shapes.

Figura 2. Ejemplos de tensiones residuales de laminación.

2) Las chapas oxicortadas: en ellas la disposición pésima de las tensiones residuales propia de los elementos laminados se invierte, dando así lugar a tensiones residuales de mínima repercusión posible en el pandeo. Como ejemplo, se incluye la figura 9.24 de Tall et al., donde 1 ksi = 6.9 MPa, - = compresión, + = tracción.

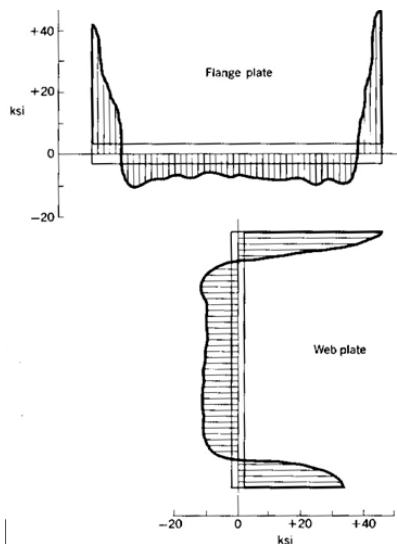


Fig. 9.24 Residual stresses in component FC plates.

Figura 3. Ejemplos de tensiones residuales en chapas oxicortadas.

- 3) Las tensiones residuales debidas al proceso de soldeo, típicamente constituidas por un pico de tracción igual al límite elástico en la zona contigua al cordón de soldadura y una distribución equilibrada con la anterior de tensiones de compresión de menor valor absoluto, por extenderse a una fracción mayor del área de la sección.
- 4) La combinación de tensiones residuales en secciones en H obtenidas por soldadura de chapas oxicortadas, resulta ser la óptima posible para el pandeo en el plano de menor inercia de dicho tipo de secciones.

Como 1ª verificación de lo antedicho, se incluye la figura 9.25 de Tall et al., donde 1 ksi = 6.9 N/mm², - = compresión, + = tracción. Se aprecia dos picos máximos de tracción iguales al límite elástico sobre el eje de menor inercia, picos de tracción del orden de la mitad de los anteriores en los bordes de las alas (oxicortadas) y tensiones de compresión de menor valor absoluto en zonas interiores.

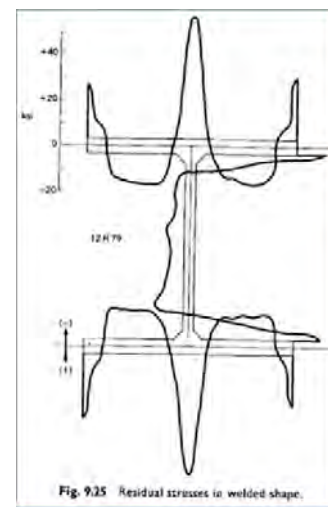


Fig. 9.25 Residual stresses in welded shape.

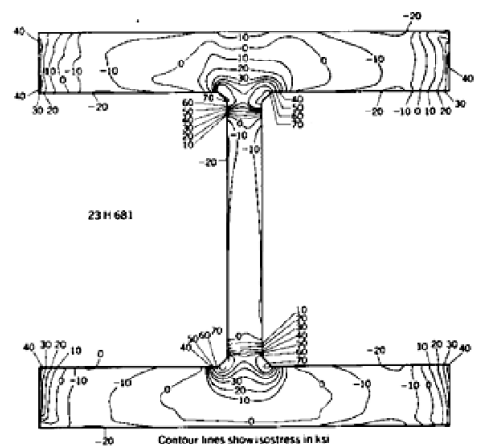


Fig. 9.30 Residual stresses in rolled and welded heavy shapes.

Figura 4. Ejemplos de tensiones residuales de soldadura.

Se incluye también la parte inferior de la figura 9.30 de Tall et al., correspondiente a la misma tipología anterior, pero en este caso con chapas de muy elevados espesores, con un acero de grado superior al S460 europeo actual.

Como 2ª verificación, se incluye la figura 3.7 de Ziemian, Centrally loaded columns, 2009, que confirma la radical dife-

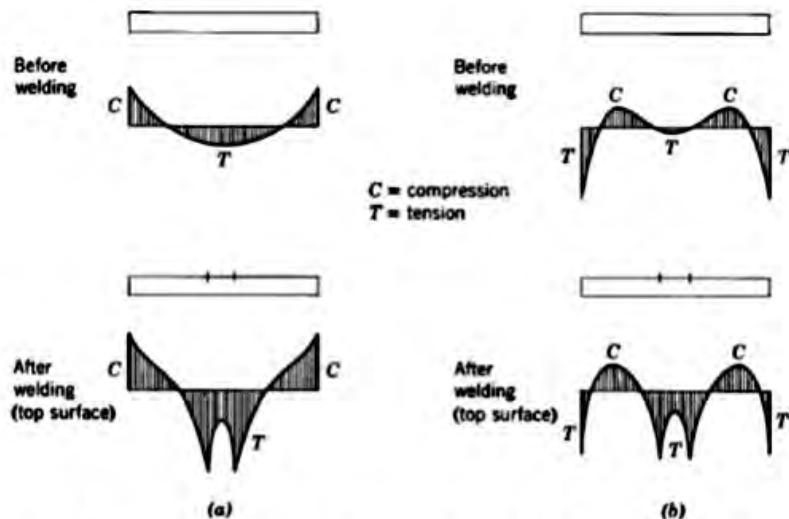


FIGURE 3.7 Qualitative comparison of residual stresses in as-received and center-welded (a) universal mill plate; (b) oxygen-cut plate.

Figura 5. Comparación de tensiones residuales de laminación y de oxicorte.

rencia entre las distribuciones de tensiones residuales en alas laminadas y chapas con ambos bordes oxicortados. Se aprecia que tanto antes como después de soldarlas al alma de una sección en H, los bordes de las alas oxicortadas quedan traccionados, con lo cual los puntos más solicitados de una columna flexocomprimida (por la combinación de un esfuerzo axial centrado y las flexiones por efectos de 2º orden) van a ver incluso mejoradas sus tensiones reales con respecto a las que tendría una pieza que hubiera experimentado un recocido con eliminación teóricamente total de sus tensiones residuales.

Para que el beneficio de oxicortar las chapas sea efectivo, obviamente es necesario desechar los bordes de los planos anchos laminados de origen.

Se debe además minimizar el aporte de calor debido a los cordones longitudinales de soldadura en los cordones longitudinales de las cerchas de S690, merced a un dimensionado estricto de la garganta de dichos cordones que permite su realización en pasada única; y que se debe también evitar las intersecciones de cordones de soldadura.

Aunque no hemos llegado a intervenir en tareas de seguimiento y control de la ejecución, conviene destacar la importancia, también, de acuerdo con el apartado 14.6.2 de la obra reiteradamente mencionada de Tall et al., de un control estricto de los procedimientos de fabricación, que incluya el precalentamiento de chapas, el control de la tensión y amperaje y una secuencia apropiada de soldeo. Este control viene implícito por la clase de ejecución EXC4 especificada para estos elementos.

2.2. El estado límite de vibraciones

Por su reiteración en varios de los subproyectos y los interesantes debates mantenidos con sus autores, dicho estado límite de servicio creemos que merece ser seleccionado para su comentario en el presente artículo. Se hace aquí de manera general y aparece de nuevo en el apartado relativo a la Viga Museo (VM) por lo específico de dicho singular subproyecto.

Para dirimir el ELS de vibraciones, en proyectos singulares no se puede ni se debe recurrir a criterios simplistas basados tan sólo en los valores de las frecuencias propias. Los criterios basados sólo en limitar las FRECUENCIAS PROPIAS, las cuales son inversamente proporcionales a la raíz cuadrada de la masa, más bien conducen a considerar ésta como una magnitud desfavorable. Pero en estructuras de gran envergadura la masa puede ser importante para reducir las aceleraciones, hecho que normalmente se ignora al estudiar este tipo de fenómenos: por la complejidad de los análisis involucrados, se suele perder de vista el concepto básico de que la base primordial de los cálculos de aceleraciones es la tercera ley de Newton, ACELERACIÓN = FUERZA / MASA.

¿Por qué, entonces, determinados reglamentos simplistas despachan el tema del ELS de vibraciones limitando rangos admisibles de las frecuencias propias? Básicamente, porque dichas normas proporcionan condiciones sencillas SUFICIENTES, PERO NO NECESARIAS, para que el dimensionado pueda basarse, sin más, en dichos cálculos estáticos.

El porqué de las reglas simplistas de limitación de frecuencias propias, se entiende sabiendo qué sucede cuando una determinada acción variable sinusoidalmente sincroniza su frecuencia "de excitación" exactamente con una de las frecuencias propias de la estructura (en realidad, salvo una pequeña corrección de ésta dada por el factor $(1-2\zeta^2)^{1/2}$): en tal caso, la respuesta estática se amplifica por un factor $1/2\zeta$, siendo ζ la fracción del AMORTIGUAMIENTO crítico expresada en tanto por uno (se recomiendan al respecto los valores de JRC & ECCS *Design of floor structures for human induced vibrations* EUR 24084 EN - 2009). En una estructura de acero, dependiendo de los acabados no estructurales, suele variar entre 0.01 y 0.04. Entonces el factor de amplificación máximo puede variar en el rango $12.5 < 1/2\zeta < 50$, lo cual evidentemente no es como para tomárselo a broma.

Ahora bien, si la frecuencia propia mayor a suficientemente de la frecuencia de la excitación, el factor de amplificación dinámico (DAF) decae hacia la unidad, lo cual a efectos

prácticos quiere decir que en tal caso se pueden ignorar los efectos dinámicos. Por eso los criterios normativos simplistas antedichos se pueden considerar "SUFICIENTES".

Desde un punto de vista cualitativo, apelando simplemente al sentido común, es obvio que los resultados van a depender de la proporción de las acciones variables que entran significativamente en el rango resonante. Dicha "proporción de las acciones variables que entran en el rango resonante" es sólo una parte de las "acciones variables a considerar en el cálculo del ELS de vibraciones", las cuales, a su vez, son muy inferiores a las sobrecargas características o valores cuasiestáticos normativos. Estas acciones a considerar en el cálculo del ELS de vibraciones pueden consultarse en la reglamentación luego reseñada.

Lo anteriormente indicado pone de manifiesto la importancia de otro parámetro esencial, el AMORTIGUAMIENTO, que normalmente se ignora por completo en los cálculos basados sólo en frecuencias propias. En caso necesario, el amortiguamiento estructural puede reforzarse mediante la disposición de amortiguadores pasivos. Otras soluciones, como dispositivos "sintonizados" (TMD y similares) solamente son viables cuando "la" frecuencia propia susceptible de generar efectos resonantes está bien definida, pero no cuando existe una variedad de modos de vibración que se entran en dicho rango.

Las fuentes de excitación susceptibles de generar movimientos resonantes en edificación en situaciones de servicio (sin acciones sísmicas ni accidentales), típicamente son las acciones debidas a personas en movimiento; y la acción del viento. Respecto de este último, la consulta de UNE-EN-1993-1-4 permite tomar conocimiento de la variedad, casi increíble, de sus efectos posibles más allá del rango estático.

En cuanto a los criterios de confort admisibles, es bastante lógico que se produzcan diferentes interpretaciones posibles sobre límites admisibles de vibraciones para los usuarios de una edificación, ya que ello tiene mucho que ver con la actitud de éstos, evidentemente un tanto subjetiva, difícilmente objetivable y además variable, incluso para una misma persona, en distintos entornos y según la actividad desarrollada en cada caso (ISO-10137-2007-C.1.1.1). En este sentido, en ISO-10137-tabla C.1, pueden verse los AMPLÍSIMOS MÁRGENES que se otorgan para la cuantificación de las vibraciones admisibles en diferentes escenarios. En relación con el "confort de los usuarios", dada la variedad de situaciones posibles, podría ser necesario en determinados casos complementar las decisiones "ex ante" con la monitorización y toma de decisiones 'ex post' con registro y filtrado de lecturas según UNE-ISO-2631.

Además del confort de los usuarios, otros aspectos deben ser considerados. En relación con las vibraciones debidas al viento, además del "confort", otros estados límites de servicio podrían ser vinculantes (daños a acabados, equipos e instalaciones), pero también podrían producirse roturas por fatiga, es decir, estados límites "últimos".

Concluimos esta breve exposición conceptual con la reseña de la reglamentación y recomendaciones aplicables en edificación sobre el estado límite de vibraciones que se incluyen en las referencias [18] a [21] de este artículo.

3.

LA SUPERVISIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL EN EL EUROCÓDIGO 0. FUNDAMENTACIÓN PROBABILISTA DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.

3.1. La seguridad estructural en UNE-EN1990: niveles de fiabilidad, índice de fiabilidad, coeficientes de seguridad parciales. Incidencia de la supervisión externa.

En UNE-EN1990 se establecen los procedimientos para alcanzar la seguridad estructural necesaria frente a los estados límites últimos (ELU). Su fundamento es probabilístico, pero a efectos de su uso en la práctica del proyecto de estructuras se proporcionan formulaciones basadas en coeficientes de seguridad parciales de las acciones (γ_F) y materiales (γ_M).

De una manera muy simplificada (la formulación rigurosa y completa de UNE EN1990 es mucho más prolija), puede decirse que el formato típico de la comprobación de los ELU, puede expresarse mediante un cociente (que en la práctica suele denominarse "coeficiente de utilización o de aprovechamiento"), $E_d/R_d \leq 1$, donde $E_d = E(F_d)$ son los efectos de las acciones de cálculo, $F_d = \gamma_F F_{rep}$, siendo F_{rep} , los valores representativos de las acciones (valores característicos, "nominales" o "de servicio"; en la práctica, valores establecidos por UNE-EN1991); y $R_d = R(f_d)$ son las resistencias de cálculo de los elementos estructurales, funciones de las resistencias de cálculo de los materiales, $f_d = f_k/\gamma_M$, siendo f_k , las resistencias características correspondientes (definidas en UNE-EN1992, UNE-EN1993 y los restantes Eurocódigos).

La conveniencia de manejar dos (o más) coeficientes parciales de seguridad, en lugar de uno único, radica en que las funciones $E()$ y $R()$ son en general no lineales. De esta manera, por ejemplo, las solicitaciones producidas por las acciones de cálculo, pueden ser muy diferentes que el resultado multiplicar por γ_F las solicitaciones de servicio:

$$E(\gamma_F F_{rep}) \neq \gamma_F E(F_{rep})$$

Sólo cuando ambas funciones $E()$ y $R()$ son lineales y homogéneas, los coeficientes γ_F y γ_M podrían agruparse en un coeficiente único, producto de ambos.

UNE-EN1990, para no alterar la práctica más usual con nociones probabilistas, mantiene la dicotomía de coeficientes parciales:



Fig. C.3 – Relación entre los diferentes coeficientes parciales

Figura 6. Factores de γ_F y γ_M .

Descendiendo más en los fundamentos probabilísticos en los que UNE-EN1990 basa la formulación de los coeficientes parciales de seguridad, se constata que en realidad dichos coeficientes sí emanan de un parámetro de seguridad único, el denominado "índice de fiabilidad" (β) por la propia EN.

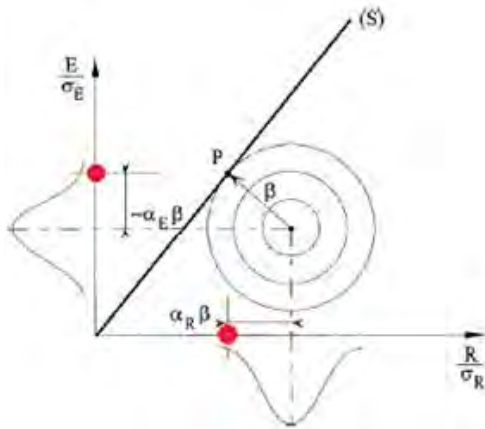


Figura 7. Frontera (S) del dominio $E \leq R$ y punto de cálculo (P).

El parámetro β se define gráficamente en la figura anterior, donde se supone que las variables E y R son estocásticamente independientes entre sí y que β ubica la posición de la separatriz (S) de los dominios válido ($E < R$) y no válido ($E > R$), de tal manera que la probabilidad correspondiente a este último (P_f) alcanza un valor "suficientemente pequeño" durante toda la vida útil del edificio.

Puede sorprender que la probabilidad de fallo P_f legalmente admitida sea no nula, incluso en el supuesto de que el proyecto y construcción cumpla estrictamente todo el conjunto normativo de las EN; pero ninguna actividad humana está exenta de riesgo; y, de hecho, los valores de P_f implícitos en UNE-EN1990 son varios órdenes de magnitud inferiores a los asumidos en el transporte, o en la práctica médica, etc., etc. ¡Si se exigiera $P_f = 0$, NO se podría construir!

Los valores de P_f legalmente admisibles en edificación y su relación con β pueden encontrarse en el BOE de marzo de 2006, donde se publica el Código Técnico de la Edificación, concretamente en el Anejo C4 del D.B. "Seguridad estructural" (SE). La función $P_f = \Phi(-\beta)$, donde Φ es la función de distribución normal (gaussiana) es la misma definida en la tabla C1 de UNE-EN1990.

En la imagen anterior (figura 7), los puntos marcados en color rojo corresponden, en abscisas, a la resistencia de cálculo R_d , y en ordenadas a los efectos de las acciones de cálculo, E_d . Si las distribuciones de probabilidad respectivas son aproximadamente gaussianas e independientes, cumpliendo la condición C7, los valores de cálculo se obtienen en función de β mediante las expresiones linealizadas de la 1ª fila de la Tabla C3 de la EN: $E_d = \mu E + 0.7\beta\sigma_E$, $R_d = \mu R - 0.8\beta\sigma_R$, donde μ y σ son el valor medio y la desviación estándar de cada variable. El hecho de que los "coeficientes de variación" σ/μ sean dispares para las distintas categorías de acciones y de materiales, justifica la diferenciación de coeficientes parciales de seguridad.

En esta fundamental EuroNorma, para establecer el valor del "índice de fiabilidad" (β) del cual emanan los valores de cálculo antedichos, se distinguen en su tabla B2 tres niveles de fiabilidad: RC1 (el menos exigente), RC2 (el considerado como típico en general) y RC3, el más exigente, que es el adoptado en este proyecto. A su vez, en su tabla B4 se definen los correspondientes niveles de supervisión del proyecto.

La comprobación realizada por una organización diferente a la que ha realizado el proyecto, o "SUPERVISIÓN EXTERNA" del proyecto, está pues vinculada al nivel de fiabilidad RC3.

Asimismo, en su Tabla B5, para el nivel RC3, se exige el control de calidad de ejecución a cargo de una organización independiente, tarea en la que nosotros no hemos intervenido. Tampoco, por la inmensidad del proyecto, hemos llegado a intervenir en la supervisión del proyecto de determinadas áreas o cuestiones particulares, para las cuales, salvo las que por su naturaleza admiten el nivel RC2, la tabla B3 establece como compensación un incremento del 10% del coeficiente parcial de acciones, o su equivalente del material, si se dan las condiciones de pseudo-linealidad anteriormente mencionadas.

3.2. Aplicación de criterios probabilísticos: ejemplo.

Otros aspectos probabilísticos fuera de lo habitual en otros casos han debido ser aplicados en este proyecto, ya que, por su escala y peculiaridades, parecían necesarios para calibrar algunos aspectos relacionados con la seguridad estructural. Seleccionamos aquí un ejemplo particular que creemos merece un comentario específico. Se trataba de calibrar el ajuste a la normativa, de la asignación un determinado valor de cál-

Tabla B.4
Niveles de supervisión del proyecto (DSL)

Niveles de supervisión del proyecto	Características	Requisitos mínimos recomendados para la revisión de los cálculos, dibujos y especificaciones
DSL3/(NSP3) Relacionado con RC3	Supervisión ampliada	Revisión por tercera parte: Comprobación realizada por una organización diferente a la que ha realizado el proyecto
DSL2/(NSP2) Relacionado con RC2	Supervisión normal	Revisión por persona distinta a aquellos inicialmente responsables y de conformidad con el procedimiento de la organización.
DSL1/(NSP1) Relacionado con RC1	Supervisión normal	Auto-control: Comprobación llevada a cabo por la misma persona que preparó el proyecto.

Figura 8. Niveles de supervisión del proyecto.

culo ($f_{cd} = 10$ MPa) a la resistencia del hormigón de la estructura primitiva construida en los años finales de la década de los años 40 del pasado siglo. Evidentemente esta cuestión era SISTÉMICA en los trabajos de rehabilitación de esa estructura primigenia. La ingente documentación de *background* disponible se mide por gigabytes, ya que se ha ido acumulando mediante toma de datos experimentales durante intensos y concienzudos trabajos durante casi un decenio.

En principio, según UNE-EN-1990-2002-2010-4.2, cuando un valor inferior de una propiedad de un material sea desfavorable, el valor característico debería venir definido como el fractil 5%. Los valores incluidos en la documentación de *background* entendimos que incluían ya un coeficiente de conversión acorde con CTE-DB-SE--2019-5.3.1 o prEN 1992-1-1 (2021-01): ANEXO I-1.5.2.1, por lo tanto, directamente los consideramos como valores muestrales para la evaluación de f_{ck} por métodos estadísticos. Pero la formulación habitualmente aplicada a dicho efecto, según CTE-DB-SE--2019-5.3.2, se basa en la hipótesis de una distribución normal y por lo tanto NO es correcta para una distribución claramente MULTIMODAL como la que evidenciaban los datos y los gráficos de la documentación de *background* consultada.

Se trataba de efectuar una estimación propia, ajustada a la definición rigurosa de resistencia característica como aquella que cumple $P(f_{ck})=0.05$, es decir, tal que sea un 5% la probabilidad de tener una resistencia inferior. Pero haciendo intervenir a este efecto un conjunto como mínimo de $J = 4$ "poblaciones" de datos muestrales, en lugar de considerar sólo $j = 1$, la más desfavorable. Este es un problema muy sencillo de cálculo de probabilidades si suponemos que las resistencias características de cada una de la J poblaciones, $f_{ck1} < f_{ck2} < \dots < f_{ckj}$ (claramente diferenciadas entre sí como para NO poder agruparlas), corresponden a "poblaciones muestrales" cuyas probabilidades a priori son idénticas, $\pi_j = \frac{1}{J}$ (de tal manera que $\sum_j \pi_j = 1$); y que cada una de dichas "poblaciones" son gaussianas. Entonces, aproximadamente, dentro de cada lote o población se cumple que la "Probabilidad de f_c condicionada a la pertenencia a la clase j " es aproximadamente $P(f_c | j) \approx 0.05 \left(\frac{f_c}{f_{ckj}} \right)^n$, si f_c es relativamente próxima a su f_{ckj} respectiva. El valor aproximado de n_j viene dado en la tabla y gráfica adjuntas en función del COV ($v_n = \frac{\sigma_n}{f_{cm}}$). Para hormigones de la época cabe suponer $V_R \approx 0.4$ o incluso superior, con lo cual $n \approx 5$. En la tabla se ha adoptado $V_R \approx 0.4$, pero las conclusiones posteriores no difieren gran cosa variándolo en torno a dicho valor:

V_R	n
0.1	19.4
0.2	10.4
0.3	7.4
0.4	5.8
0.5	4.9
0.6	4.3
f_{cm1}/f_{ck1}	1.66
$n^{1/4}$	1.55
f_{ck}/f_{cm1}	1.07
f_{cm1}	15
f_{ck}	14
γ_c	1.275
f_{cd}	11

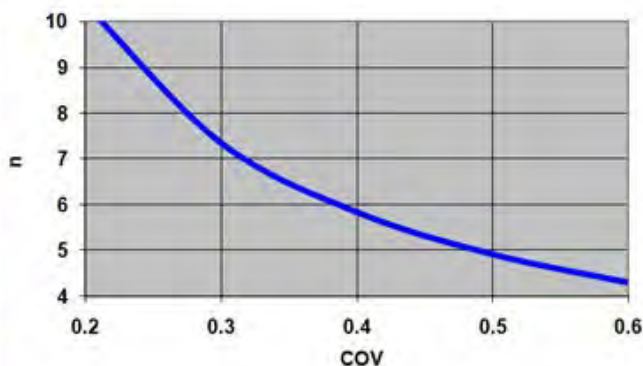


Figura 9. Valor de cálculo de la resistencia del hormigón con una distribución multimodal, no gaussiana.

Para el conjunto de toda la información experimental disponible, será $P(f_c | j) = \sum_n \pi_j P(f_c | j)$, de donde, reemplazando $P(f_c | j) \approx 0.05 \left(\frac{f_c}{f_{ckj}} \right)^n$ con $n_j \approx \text{const.}$ y $\pi_j = \frac{1}{J}$, se deduce la siguiente "FÓRMULA DE INTERACCIÓN APROXIMADA MULTIMODAL": $f_{ck} = \frac{1}{J} \sum_j f_{ckj} \left(\frac{f_{cm1}}{f_{ckj}} \right)^{\frac{1}{n}}$. Si f_{ck1} es netamente distinta a f_{ck2} y n es elevado, resulta $f_{ck} \approx J^{1/n} f_{ck1} = J^{1/n} \frac{f_{cm1}}{1 + 1.64 V_R}$, expresiones que se han aplicado en la misma tabla anterior con $f_{cm1} = 15$ MPa, resultando $f_{ck} = 14$ MPa.

En cuanto al coeficiente γ_c , toda vez que la espectacular acumulación de trabajos intensos y rigurosos de inspección y toma de datos experimentales da sobrado cumplimiento a las condiciones de AN.4.3.3 de UNE-EN-1992-1-1-2013-2015, en aplicación de A.2.3 se considera admisible adoptar $\gamma_c = 0.85 \cdot 1.5 = 1.275$. Por lo tanto estimamos $f_{cd} = 14 / 1.275 \approx 11$ MPa, lo cual entendemos que sirve de verificación aproximada de contraste del valor $f_{cd} \approx 10$ MPa adoptado en los cálculos resistentes.

4. INDEPENDENCIA (ESTOCÁSTICA) DE LOS ANÁLISIS DE CONTRASTE DE LA SUPERVISIÓN.

El aumento de la fiabilidad ('reliability') de los cálculos estructurales es sinónimo de la reducción de la probabilidad (P_{LS}) de una evaluación incorrecta de alguno de los estados límites normativos. ¿Cómo puede la supervisión del proyecto reducir dicha probabilidad de la manera más efectiva? Uno de los principales requisitos para ello es que la probabilidad de error correspondiente del proyecto ($P_{LS,0}$) y la de la supervisión ($P_{LS,1}$) sean, en la medida de lo posible, estocásticamente independientes, en cuyo caso la probabilidad final de error se reduce al producto:

$$P_{LS} = P_{LS,0} P_{LS,1} < \min (P_{LS,0} P_{LS,1})$$

donde se asumen ambos factores estrictamente comprendidos entre sus límites, es decir, si $0 < P_{LS,0} < 1$, $0 < P_{LS,1} < 1$.

¿Qué implica una supervisión (estocásticamente) independiente?

En rigor, la ausencia de '*contaminación*' cruzada de los criterios aplicados y cálculos realizados.

En principio, debería pues basarse exclusivamente en los planos constructivos y en una memoria puramente descripti-

va y definitoria de las bases de cálculo y de la normativa del proyecto estructural.

Una supervisión basada en una simple revisión de los anejos de cálculos del proyecto, incluso aunque desarrolle chequeos numéricos de éstos, será en general puramente un mero trámite ineficaz (muy escasa reducción de P_{LS}), ya que los errores importantes pueden de esta manera pasar desapercibidos.

Por el contrario, una supervisión eficaz, en una primera fase debería consistir en:

- (A) Un modelo de análisis de contraste independiente del realizado en el proyecto (y, para ello, nada mejor que el desconocimiento de los cálculos realizados en éste, o la omisión deliberada de su consulta en dicha primera fase).
- (B) La previsión de las interacciones entre los diferentes subproyectos desarrollados por diferentes equipos.
- (C) Una revisión crítica de la seguridad de los detalles constructivos.

En cuanto al modelo de contraste, NO se trata de que equipare el rigor y detalle de los modelos de análisis del proyecto (y en este proyecto dicho rigor ha abundado a raudales en la mayor parte de sus subproyectos), sino que, al menos de manera aproximada, precisamente por su carácter independiente pueda detectar posibles defectos o lagunas del proyecto.

Sólo después, en una segunda fase, es el momento de pasar a contrastar los resultados de los anejos de cálculo del proyecto y, en su caso, consultar a sus autores.

De otra manera, si esto no se deja para una segunda fase, es perfectamente posible que la supervisión se '*contamine*' en origen de *posibles* fallos de concepto y/o de omisiones en las hipótesis de cálculo. Como meros ejemplos teóricos de tales situaciones, podrían ponerse ejemplos tales como cuestiones sobre las longitudes de pandeo reales de los elementos, o valores inapropiados en las comprobaciones de estados límites de deformación estática y dinámica, etc., etc., que fácilmente pueden producirse durante las labores de proyecto y/o de supervisión.

A mayor abundamiento, lo indicado en el párrafo (B), requiere un conocimiento general del proyecto de estructura y cimentación, que, salvo los Directores del Proyecto, es difícil que el resto de intervinientes hayamos tenido de manera completa, si bien en nuestro caso, por la supervisión de la mayor parte de subproyectos, estábamos en condiciones de advertir posibles interacciones difíciles de prever exactamente; por ejemplo, la compatibilidad de deformaciones entre subestructuras diversas, el arriostamiento de unas contra otras, la capacidad portante de las cimentaciones o subestructuras sustentantes de otras, etc.

5. ALGUNOS EJEMPLOS.

Lógicamente estos ejemplos no pretenden hurtar protagonismo a sus autores respectivos, quienes en las comunicaciones correspondientes exponen las cuestiones (realmente más interesantes), sobre la descripción y justificación de las tipologías estructurales y materiales adoptados; y los retos del

proceso constructivo, el cual ha sido durante su mayor parte, compatible con el uso del Estadio.

Para limitar la extensión del presente artículo, muchos otros casos de enorme interés se quedan en el "tintero", pero serán detalladamente expuestos por sus autores.

5.1. Estructura de la cubierta fija

Las imágenes anteriores muestran el Modus Operandi típico de nuestra supervisión, en un caso concreto. Sobre la malla general de nuestro modelo de análisis, se destacan las celosías atirantadas principales (primera pareja de imágenes) y las de rodadura (segunda pareja). En la segunda imagen de cada pareja, se marcan los elementos donde se había detectado, siempre según nuestro modelo y nuestros propios criterios de comprobación, un "coeficiente de utilización" en ELU (E_d/R_d) algo superior a la unidad.

En una entrevista breve con los autores del proyecto, se aclara esta cuestión: en nuestro modelo estábamos manejando planos de la fase de anteproyecto no actualizados, den lo que, en la fase de "diseño avanzado", se habían incrementado algunos dimensionados. Los autores del proyecto nos definen los nuevos dimensionados, que resultan válidos. Es decir, ambos análisis, realizados de manera independiente, cada uno con sus propios criterios, se autoconfirmaban entre sí, al no encontrarse en ambos análisis ningún elemento sobresolicitado. El tiempo detraído al equipo de proyecto había sido MÍNIMO, y la fiabilidad aportada por la supervisión, MÁXIMA.

En los modelos anteriores y en general en todos nuestros modelos de contraste, sus resultados se ciñen a la determinación de esfuerzos y movimientos y de ciertas propiedades globales de las estructuras, tales como modos de vibración y modos de pandeo generales. Las comprobaciones posteriores de elementos y uniones se han llevado a cabo siempre con HOJAS DE CÁLCULO PROPIAS que implementan los criterios de las diversas EuroNormas. Esto último refuerza la "independencia estocástica" de la supervisión, ya que, en caso de haber utilizado los módulos de diseño de los programas de cálculo, podríamos haber replicado los "bugs" y/o faltas de actualización de los mismos.

Además, nuestras hojas de cálculo permiten siempre al usuario aplicar su mejor criterio sobre determinados parámetros de las comprobaciones a realizar, con la ayuda de formulaciones simplificadas, pero "robustas" de determinados "inputs"; por ejemplo, las longitudes de pandeo. Si con el modelo se ha obtenido un número suficiente de modos de pandeo, para un elemento dado cuyo esfuerzo axil característico es igual a N puede tomarse igual a $L_{cr} = \pi \sqrt{\frac{EI}{\gamma_{cr} N}}$, siendo γ_{cr} el factor de carga crítico del modo de pandeo en el cual intervenga el elemento en cuestión; la aplicación subsiguiente del coeficiente de pandeo χ incluye los efectos correspondientes de las imperfecciones mecánicas y geométricas, siendo pues éste un procedimiento muy sencillo de obviar los costosos análisis geométricamente no lineales con "imperfecciones equivalentes".

Adoptar los valores así obtenidos de L_{cr} es posible de manera mecanizada, pero es MUY arriesgado, mientras que el uso de hojas de cálculo propias permite la "intervención humana" de un profesional experto.

Abundando en el mismo ejemplo, la incorporación del coeficiente de pandeo lateral-torsional (χ_{LT}), los efectos de la

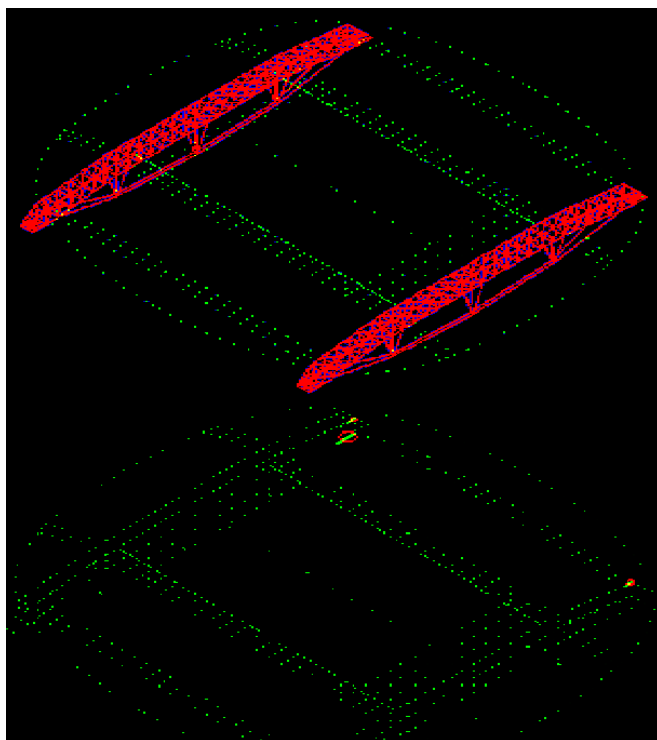


Figura 10. Control de las celosías atrantadas principales de la cubierta.

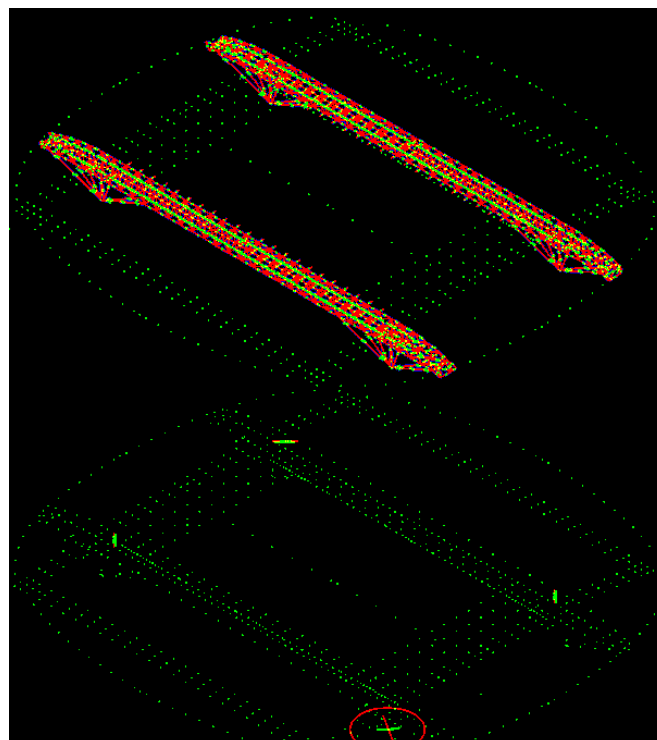


Figura 11. Control de las celosías de rodadura.

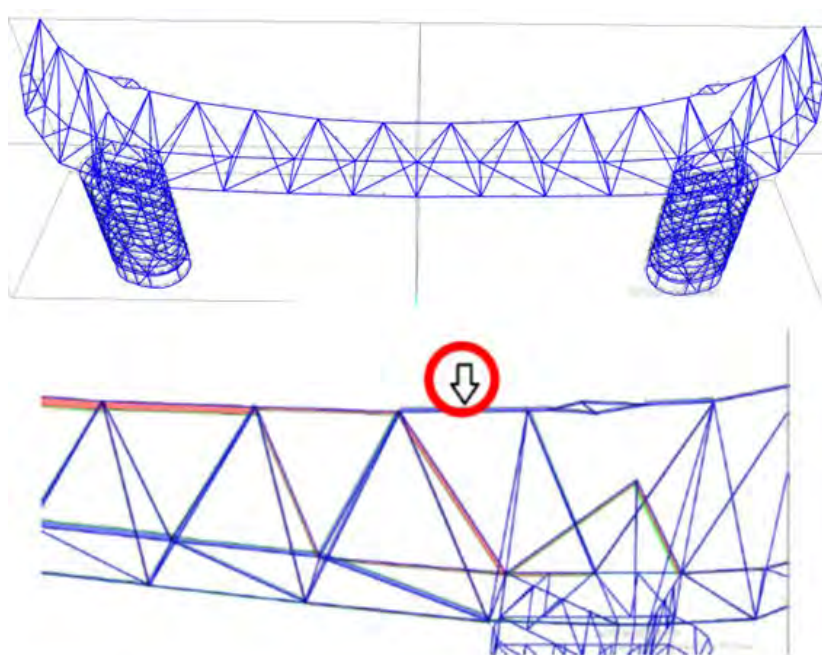


Figura 12. Malla del modelo de contraste de la estructura principal del edificio oeste.

distorsión (en su caso), la comprobación de la "clase" de la sección de elemento, la determinación de la sección eficaz en clase 4, etc., etc., son aspectos generalmente ignorados incluso por los mejores programas de cálculo, pero pueden/deben fácilmente introducirse en hojas de cálculo propias.

5.2. Viga corona del edificio oeste

Siguiendo nuestro M.O., consultamos a los autores del Proyecto después de haber realizado nuestro modelo de análisis

independiente, en este caso el de la viga corona del edificio oeste, de la cual la imagen superior (figura 12) muestra uno de los dos únicos elementos donde habíamos encontrado un "coeficiente de utilización" significativamente mayor que la unidad. De nuevo, se trata de una entrevista breve y eficaz, pues constatamos que el error era nuestro (¡NO siempre ha sido así dentro del conjunto de subproyectos supervisados!). En el caso de la imagen, habíamos interpretado mal la orientación de la sección definida en los planos. Lo importante NO es quién tenía razón, sino que, restando un tiempo mínimo

al equipo de proyecto, ocupadísimo en esta fase de la obra, quedábamos en condiciones de proponer la validación de esa enorme celosía, sin riesgo de que nuestro modelo de análisis hubiera podido replicar errores del modelo empleado en el proyecto, puesto que éste no se había utilizado en absoluto.

5.3. Viga museo

La figura siguiente corresponde a nuestro modelo de contraste realizado en la fase de "diseño avanzado". en la que formulamos diversas observaciones respecto a diverso estados límites de servicio, que fueron atendidos en la fase posterior de "proyecto de ejecución". Esta estructura incluye una serie de circunstancias peculiares, que no parecen tener precedentes idénticos en la Construcción, especialmente por el hecho de estar integrada en el interior de un edificio (el edificio oeste del estadio):

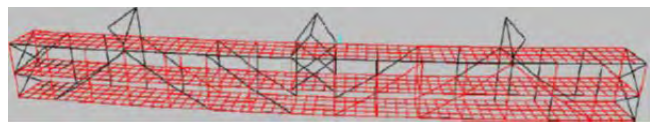


Figura 13. Malla del modelo de contraste de la viga Museo.

El estado límite de deformación estática, sería perfectamente correcto, si la viga museo pudiera considerarse como una estructura aislada.

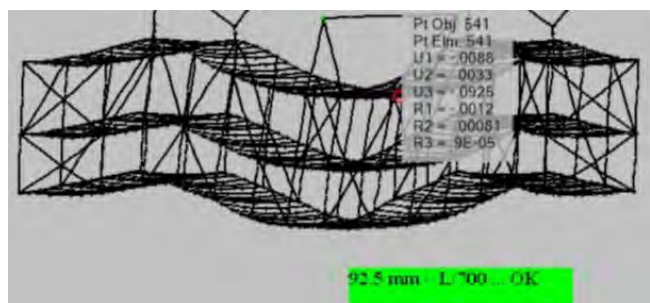


Figura 14. Deformada (muy amplificada) de la viga Museo.

Sin embargo, en los accesos de entrada y salida se producen importantes movimientos diferenciales con respecto a los forjados del resto del edificio. Desde el punto de vista estructural, estaban resueltos de manera impecable, con piezas basculantes y deslizantes. Sin embargo, nos preocupaban las interacciones con elementos no estructurales que suponíamos irían dispuestos en los pasillos de acceso (conductos de instalaciones y elementos de acabado). Aunque dichos elementos no estaban incluidos en el alcance de nuestra supervisión, tuvimos ocasión de transmitir nuestras inquietudes al respecto, en esa fase de "diseño avanzado", en una teleconferencia multidisciplinar en la que intervinieron como miembros del Equipo de Proyecto especialistas muy cualificados en Proyecto de Instalaciones y en Diseño de detalles de Construcción Arquitectónica, quienes nos expusieron con detalles y ejemplos de casos por ellos resueltos, la viabilidad de soluciones apropiadas para resolver los elevados movimientos de los forjados deslizantes y basculantes, en los puntos de comunicación de la viga museo con el edificio existente.

Ya en un contexto puramente estructural, nuestro modelo de contraste aproximado de la viga museo nos permitió de-

tecar la aparición de esfuerzos de tracción localizados en el forjado mixto del nivel inferior (zona de color azul en la imagen), de carácter teórico puesto que el modelo no contemplaba su redistribución parcial por fisuración y su reparto un ancho eficaz mayor. Aún así, parecía claro que se requería un armado local apropiado y el control de la abertura de fisura en servicio, como de hecho se realizó en la "fase de proyecto de ejecución".

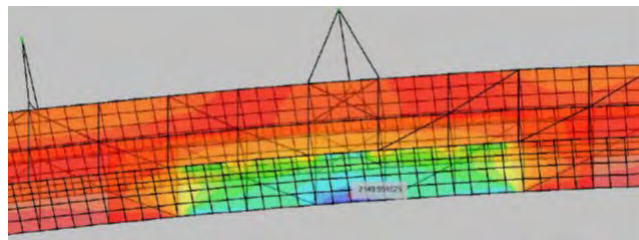


Figura 15. Mapa de tensiones en los forjados mixtos.

Pero el estado límite de servicio de la Viga Museo al que más atención dedicamos en la "fase de diseño avanzado" fue el estado límite de vibraciones. Sobre esta cuestión, la ausencia de precedentes similares era notoria. Siendo los límites admisibles una cuestión muy subjetiva, no debían adoptarse los propios de una pasarela peatonal ubicada en campo abierto, por la presencia de referencias visuales próximas dentro del propio edificio, que podían resaltar las posibles oscilaciones que detectaba nuestro modelo aproximado de contraste; la propia norma ISO 10137-2007 (norma que ha sido revisada y confirmada sin modificaciones en 2018 y que refleja el consenso internacional de mayor solvencia sobre la materia), señala lo incierto de la calibración exacta de los límites admisibles en cada caso concreto, distinguiendo por ejemplo entre personas pasivas y activas (los causantes de la propia excitación). Tal como se ha expuesto en un apartado anterior de este artículo, estas cuestiones no pueden dirimirse con un criterio simplista basado en las frecuencias propias de la estructura, cuando ésta es tan masiva como la que se comenta: las aceleraciones, que son las que se perciben y que son inversamente proporcionales a la masa, parece muy improbable que lleguen a ser molestas y ni siquiera apreciables.

No obstante, los autores del proyecto, en la "fase de proyecto de ejecución", implementaron nuestra recomendación de prever la disposición de amortiguadores para el caso de que lleguen a ser necesarios, aunque ello parece muy improbable. Aún así, puede suceder que, si en la Viga Museo llegan a colocarse amortiguadores, sea por el efecto de la acción global del viento en días de "tempestad". Aunque no esté directamente expuesta a la acción del viento, sí lo está el enorme sistema estructural global al cual la Viga Museo se conecta.

6. CONCLUSIÓN.

En este artículo se ha expuesto el modus operandi seguido en la supervisión externa del proyecto estructural de la nueva cubierta y edificios exteriores del Estadio Santiago Bernabeu y rehabilitación de las estructuras y cimentaciones existen-

tes, con los objetivos básicos de optimizar la fiabilidad del proyecto estructural, pero sin ralentizar la ingente labor de desarrollo del mismo, que se ha llevado a cabo sin retardar la cronología de la obra.

Aunque no hemos llegado a intervenir en tareas de seguimiento y control de la ejecución, manifestamos nuestro profundo respeto para con los fabricantes y montadores de estructura metálica y a todos los equipos responsables de otras áreas constructivas, por haber sido capaces de levantar esta colosal y singular obra.

Agradecimientos

Por último, expresamos nuestro agradecimiento a los Directores del Proyecto estructural, al equipo de magníficos ingenieros/as propios de FCC CONSTRUCCIÓN y de varias Ingenierías del país, con los cuales ha sido un honor tratar, por la cortesía y paciencia con que nos han atendido en todo este largo proceso. Este cordial agradecimiento lo hacemos extensivo a los miembros de la D.F. a cargo de AYESA, así como al equipo de Arquitectura de la empresa TYPSA.

Referencias

- [1] Código Estructural: Ministerio de la presidencia, relaciones con las cortes y memoria democrática, Real Decreto 470/2021, de 29 de junio, por el que se aprueba el Código Estructural, B.O.E., Núm.190, 10 de agosto de 2021
- [2] Instrucción EHE: Ministerio de la presidencia: Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio, por el que se aprueba la instrucción de hormigón estructural (EHE-08), B.O.E., 22 de agosto de 2008
- [3] Instrucción EAE: Ministerio de la presidencia: Real Decreto 751/2011, de 27 de mayo, por el que se aprueba la Instrucción de Acero Estructural (EAE), B.O.E., 23 de junio de 2011
- [4] Código Técnico de la Edificación: Ministerio de la vivienda: Real Decreto 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación (CTE), B.O.E. 28 de marzo de 2006, posteriormente modificado por las siguientes disposiciones: Real Decreto 1371/2007 de 19 de octubre (BOE 23-octubre-2007). Corrección de errores y erratas del Real Decreto 314/2006 (BOE 25-enero-2008). Real Decreto 173/2010 de 19 de febrero (BOE 11-marzo-2010). Real Decreto 410/2010, de 31 de marzo (BOE 22-abril-2010). Sentencia del TS de 4/5/2010 (BOE 30/7/2010). Real Decreto 732/2019, de 20 de diciembre (BOE 27-diciembre-2019).
- [5] Eurocódigo 0: "Bases de cálculo de estructuras", AENOR, 2003+2005+2010.
- [6] Eurocódigo 1: "Acciones en estructuras".
 Parte 1-1+A.N.: UNE EN 1991-1-1, AENOR, 2019. "Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios".
 Parte 1-4+A.N.: UNE EN 1991-1-4, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones de viento"
 Parte 1-5+A.N.: UNE EN 1991-1-5, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones térmicas"
 Parte 1-6+A.N.: UNE EN 1991-1-6, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones durante la ejecución."
 Parte 1-7+A.N.: UNE EN 1991-1-7, AENOR, 2018. "Acciones generales. Acciones accidentales."
 Parte 3: EN1991-3, AENOR, 2006+2012 "Acciones inducidas por grúas y maquinaria."
 [7] Eurocódigo 2: "Proyecto de estructuras de hormigón".
 Parte 1-1+A.N.: UNE EN 1992-1-1, AENOR, 2020. "Reglas generales y reglas para edificación."
 Parte 4: UNE-EN-1992-4, AENOR, 2021." Depósitos y estructuras de contención."
 Part 1-1: CTN-UNE 140-SC 2-N416-EN 1992-1-1, CEN, nov.2023 "Reglas generales. Proyecto de estructuras sometidas al fuego"
 [8] Eurocódigo 3: "Proyecto de estructuras de acero".
 Parte 1-1+A.N.: UNE EN 1993-1-1, AENOR, 2013. "Reglas generales y reglas para edificios"
 Parte 1-8+A.N.: UNE EN 1993-1-8, AENOR, 2013. "Uniones"
 Parte 1-10+A.N.: UNE EN 1993-1-10, AENOR, 2013. "Tenacidad de fractura y resistencia transversal."
 Parte 1-12: UNE EN 1993-1-12, AENOR, 2010. "Reglas adicionales para la aplicación de la Norma EN 1993 hasta aceros de grado S700."
 Parte 6: EN 1993-6, CEN, 2007 "Vigas carril".
 [9] Eurocódigo 4: "Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón".
 Parte 1-1+A.N.: UNE-EN-1994-1-1, AENOR, 2013 "Reglas generales y reglas para edificación."
 [10] L. Tall (ed.), Structural Steel Design, Ronald Press, 1974.
 [11] Maquoi, R.: Some improvements to the buckling design of centrally loaded columns, Structural Stability Research Council, Proceedings of the Annual Meeting, 1982.
 [12] High Performance Steels for Steel Structures, IABSE, 2005.
 [13] Ziemian, Centrally loaded columns, 2009.
 [14] H.H.Snijder. L.G.Cajot, N.Popa, R.C.Spoorenberg, Buckling curves for heavy wide flange steel columns, 2014.
 [15] K.S.Virdi, Column Buckling Curves for High Strength Steel, 2015.
 [16] T.Stan, J.Jonsson, Yield stress independent column buckling curves, 2017.
 [17] J.Jonsson, European column buckling curves and finite element modeling including high strength steels, JCSR 2017
 [18] UNE-EN 1299, Vibraciones y choques mecánicos Aislamiento de las vibraciones de las máquinas, AENOR, 1997+2009
 [19] UNE-EN ISO 8041-1, Respuesta humana a las vibraciones. Instrumentos de medida. Parte 1 Instrumentos de medida para uso general, AENOR, 2018
 [20] ISO-10137, Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations, 2007
 [21] UNE-ISO 2631-1-2008 Vibraciones y choques. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 1: Requisitos generales, AENOR, 2008+2013
 [22] UNE-ISO 2631-2-2011 Vibraciones y choque. Evaluación de la exposición humana a las vibraciones de cuerpo entero. Parte 2: Vibración en edificios (1 Hz a 80 Hz), AENOR, 2011
 [23] SEIE 7-10: Vibrations by pedestrians, ASCE, 2010
 [24] SEI-7-10 Service vibrations Appendix C & Commentary, ASCE, 2010

Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Organización del proyecto, gerencia de proyecto y dirección técnica y facultativa.

Renovation of the Santiago Bernabéu Stadium. Project Management, Site Supervision Organization.

Rafael Sánchez Ripio^a, Carlos López-Palanco Díaz^b

^a I. Industrial. Director del equipo de Project Management de la RESB. Bovis from CBRE

^b ICCP. Director del equipo de DF. AYESA INGENIERIA Y ARQUITECTURA S.A.U.

Recibido el 28 de octubre de 2024; revisado el 30 de diciembre de 2024, aceptado el 4 de mayo de 2025

RESUMEN

El proyecto de remodelación del Santiago Bernabéu, en el céntrico enclave del Paseo de la Castellana de Madrid, ha supuesto un reto de ingeniería y construcción, y un desafío de similar envergadura para su gestión contractual, supervisión de diseño y dirección facultativa de las obras que se desarrollaron bajo un modelo de contrato de proyecto y obra, y mediante un proceso fast-track de altísima exigencia de coordinación y rendimiento de diseñadores, constructores y supervisores

La complicación de desarrollar la intervención con el estadio en pleno uso deportivo, durante las 5 temporadas afectadas por las obras, sumada a la necesidad de formalizar la ocupación comercial en el último periodo de la operación para optimizar el modelo de negocio en que se basa la inversión del RMCF, devino en la aplicación de equipos de project management, revisión de diseño y dirección de obra muy bien dotados y de alta capacidad técnica. El objetivo permanente de todos ellos, el desarrollo de una programación de diseño y construcción muy atomizada y coordinada a la vez para asegurar el cumplimiento de los plazos en unas condiciones que, no solo garantizaran la seguridad durante la ejecución de los trabajos, si no también garantizaran la disponibilidad del estadio, cada semana, para su uso público en cumplimiento de la normativa vigente de espacios de uso deportivo y con el máximo confort posible para los socios del club y el público visitante, tan importante para la marca Real Madrid.

PALABRAS CLAVE: Remodelación, Santiago Bernabéu, Project Management, Dirección Facultativa, construir en uso.

©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 Santiago Bernabéu stadium renovation project, located in the main street Paseo de la Castellana of Madrid, posed a significant challenge in terms of engineering, construction, and management. It was carried out under a Design and Build contract using a fast-track model, which demanded high coordination and performance from all teams involved.

The challenge was heightened by the need to keep the stadium operational for sports events over five football championship seasons while optimizing the business model through commercial occupancy. Project Management, Design Review, and Site Supervision teams worked to meet strict deadlines, ensuring safety, weekly stadium use in compliance with regulations, and comfort for both club members and visitors, thereby strengthening the Real Madrid brand.

KEYWORDS: Renovation, Santiago Bernabeu, Project management, supervision, build while operate.

©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: clopez@ayesa.com (Carlos López-Palanco)

Cómo citar este artículo: Sánchez, R., & López-Palanco, C. (2025). Remodelación del estadio Santiago Bernabéu. Organización del proyecto, gerencia de proyecto y dirección técnica y facultativa. *Hormigón y Acero*. 76(307):317-325. <https://doi.org/10.33586/hya.2025.4021>

1. INTRODUCCIÓN

La remodelación del estadio Santiago Bernabéu ha representado un desafío formidable en el ámbito de la ingeniería y la arquitectura. Este Proyecto, que ha involucrado a múltiples

equipos con intereses diversos, ha requerido una organización meticulosa y un sistema de comunicación efectivo. En este artículo, se abordarán las particularidades específicas y problemas relevantes del Proyecto, la estructura organizativa utilizada para su ejecución, los sistemas de comunicación entre los

diferentes equipos y el desarrollo de funciones de la Dirección Técnica y Facultativa en la supervisión del diseño y de la obra.

2. ANTECEDENTES

A finales de enero de 2014, se presenta la propuesta ganadora del concurso Internacional de Ideas de Arquitectura del estadio Santiago Bernabéu en el que se desarrollan 4 propuestas de cuatro equipos de máximo reconocimiento mundial. El equipo ganador es el formado por GMP Arquitectos, L35 y Ribas. En paralelo al desarrollo del plan especial para la remodelación de estadio, se desarrolla el proyecto básico avanzado que sirve de base para el concurso de proyecto y obra que es ganado por F.C.C. Construcción en competencia con las mayores empresas constructoras españolas.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en una rehabilitación global del estadio Santiago Bernabéu.

Se mejora la funcionalidad y el confort, se dota al estadio de una nueva fachada y de una nueva cubierta retráctil. Se reconfigura la implantación del estadio sobre el espacio público creando una nueva plaza privada de uso público con espacios ajardinados, se reubican las Torres de Castellana. Se crea un anillo logístico para operación del estadio y de instalaciones subterráneo y se configura un nuevo acceso al terreno de juego. Se libera la zona de Castellana destinada a campamento de camiones para emisión de TV, que se ubica en nuevo aparcamiento. Se unifican los volúmenes existentes con la eliminación del antiguo centro comercial y el edificio de Padre Damián que albergaba oficinas y tienda.

Esta rehabilitación supone la demolición de elementos importantes como las torres de acceso del lateral de Paseo de la Castellana, los edificios exentos de la calle Padre Damián y la cubierta del estadio. Así como la creación de una nueva estructura para sustento de la nueva fachada y de la nueva cubierta retráctil. También supone importantes actuaciones en el Bowl para su mejora y para la ejecución, bajo la grada, del nuevo anillo logístico.

3.1. Contexto del proyecto

- El edificio en cuestión es un símbolo de la ciudad y un polo de atracción de visitas continuo. Sin duda uno de los lugares más visitados de la ciudad por el turismo y con una visibilidad extraordinaria por el seguimiento de partidos de fútbol televisados en todo el mundo.

Su remodelación es un proyecto que mejora su funcionalidad y su atractivo. Esta remodelación ha sido seguida por diferentes medios y plataformas con acceso universal.

- La ubicación está totalmente consolidada y céntrica dentro

de la ciudad de Madrid con afección a vías de circulación muy importantes. Esto ha obligado a una gestión logística de la obra muy rigurosa, para compatibilizar la menor afección posible a la vía pública con las instalaciones provisionales y medios auxiliares necesarios para la ejecución de unas obras tan complejas.

- El contrato principal de obra fue EPC. Esta modalidad contractual implica que la ejecución es en Fast-track, con solape continuo entre el diseño y la ejecución de la obra al amparo de un contrato de diseño y obra. Esta particularidad hace que tanto en la fase de diseño como en la de obra hay una serie de intereses diferentes para las partes que requieren una mayor atención y control.

3.2. Dificultades específicas – particularidades

Se señalan en este punto las principales particularidades de este proyecto que han requerido de una organización cuidada para un control extraordinario.

- Compatibilidad con uso deportivo: La mayor particularidad y una de las grandes dificultades del proyecto ha sido el hecho de tener que convivir la ejecución de las obras con el uso habitual del estadio. El Real Madrid no ha dejado de jugar los partidos en el estadio Bernabéu, salvo en una fase del COVID en que se obligó a jugar a puerta cerrada. Salvo en ese periodo se ha respetado el calendario deportivo. Ha existido una dificultad añadida, que es que, si bien el calendario de liga era conocido y se podía contar con unas fechas (casi) fijas, en el resto de competiciones futbolísticas, se iba conociendo el calendario de proyectos sobre la marcha.

Había que realizar la obra teniendo en cuenta que cada partido debía estar accesible al público y lo que es más importante, con todas las vías de evacuación de emergencia dimensionadas adecuadamente y operativas. Esto obligó a que ciertas partes de la obra solo pudiesen acometerse en el periodo de parón veraniego. Además, se requirió un control extraordinario para conseguir estas condiciones, siempre con el mayor aforo posible.

Para ello se crearon equipos específicos para garantizar la operatividad del estadio y para llevar a cabo el cambio de uso de deportivo a obra y viceversa.

Los días sin fútbol, también debían convivir las obras con el Tour del Bernabéu.

Uno de los mayores retos fue garantizar que las obras no interfirieran significativamente en el uso diario del edificio. Esto requiere una planificación excepcional para minimizar las molestias, a además de implementar soluciones técnicas que permitan la continuación de las actividades normales.

- Compatibilidad con nuevos proyectos: La obra se ha tenido que coordinar con otras surgidas posteriormente. Obras que retorcián aún más la complicación logística y la compatibilidad con la operativa del estadio. De esta manera se tiene que coordinar la remodelación del estadio con la ejecución del la automatización del terreno de juego, con la ejecución del video-marcador y con el refuerzo de la estructura original del estadio (cimentación, pilares, vigas y losas).
- Elevado número de intervinientes: En el proyecto han intervenido más de un millar de empresas subcontratistas. Solo la constructora principal (FCC) ha contado con 140 profesionales.

El número de trabajadores en punta ha sido de 2086, con una media de 1317. Con 2353 subcontratas.

Por otro lado, han participado alrededor del centenar de empresas consultoras y de diseño especialistas en diversas áreas como arquitectura, ingeniería civil, instalaciones, etc. Cada equipo consultor y subcontratista tiene sus propios intereses y prioridades. Esto puede generar tensiones, especialmente cuando se deben tomar decisiones que favorecen a un grupo en detrimento de otro.

- **Horario extendido:** Debido a la dificultad para el cumplimiento de plazos y los parones obligados por la celebración de partidos, ha sido necesario trabajar en horario extendido, y en aquellas actividades en las que estaba permitido, en turnos de 24 horas. Y todos los días de la semana no afectados por el calendario deportivo.

4. GERENCIA DE PROYECTO

4.1. Estrategia organizativa

La existencia de más de 50 equipos consultores en la fase de diseño y más de 2.000 subcontratistas en la fase de construcción genera una complejidad significativa. La coordinación y gestión del tiempo son vitales para garantizar que todos los equipos trabajen alineados hacia un objetivo común sin retrasos.

Para la correcta coordinación, gestión y control del proyecto, con sus particularidades antes señaladas, se hacía necesario un equipo potente capaz de ostentar la Dirección Técnica del Proyecto, de velar por los objetivos del proyecto para el Real Madrid y la consecuente interlocución en los diferentes aspectos y en todas las fases.

Este equipo se constituye por dos empresas AYESA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA y BOVIS (CBRE PJM).

AYESA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ostenta la dirección técnica.

Los principales agentes intervinientes en el proyecto son:

En fase de diseño tiene la responsabilidad de aprobación de los criterios de diseño, validación de los diseños, y aprobación de los documentos del proyecto ejecutivo con atención especial al cumplimiento de regulaciones de conservación y construcción.

En fase de obra y de recepción es responsable la DO y la DEO. Supervisa la obra, valida las modificaciones en el proyecto y las soluciones de obra.

Además de estudiar en profundidad la planificación de la obra para optimizar la construcción y la coordinación de los nuevos proyectos.

BOVIS (CBRE PJM) ostenta la gerencia del proyecto. Vela por el cumplimiento de los contratos.

En fases de diseño y de obra actúa como interlocutor del Real Madrid, gestiona el contrato, los cambios de este, lleva el seguimiento económico y se encarga de asegurar que se compatibilice la obra con la operación del estadio

Se encarga, también, de la seguridad y salud en la obra para lo que cuenta con la colaboración de Q-SAFETY by QUIRON PREVENCIÓN.

El equipo se flexibiliza y adapta a las nuevas situaciones surgidas como consecuencia de los nuevos proyectos antes descritos, tanto en dimensionamiento de equipos como en especialización de estos.

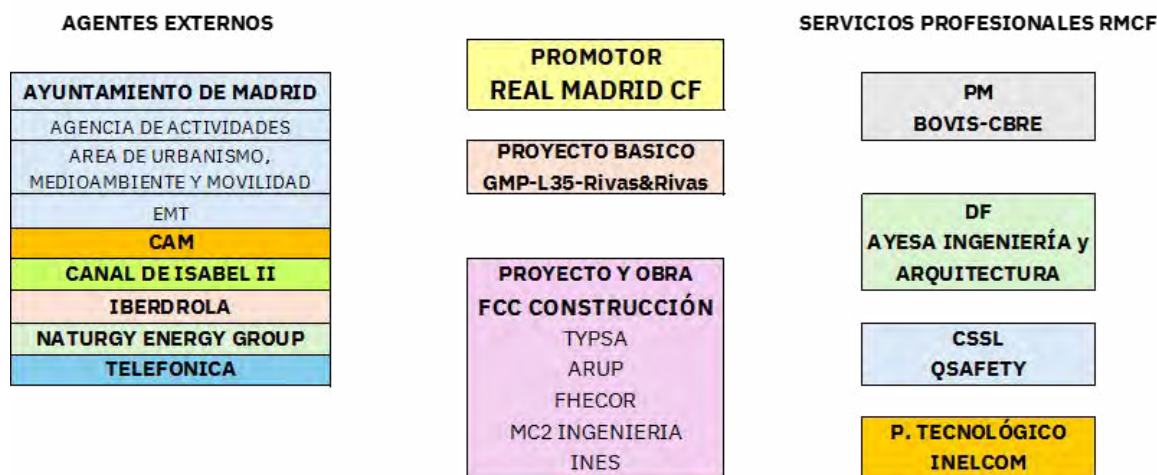
Se implementó una plataforma digital de gestión para centralizar toda la información del proyecto y los flujos de aprobación, permitiendo a los equipos acceder a documentos, cronogramas y reportes en tiempo real y tener siempre disponible la última documentación válida accesible según los protocolos creados.

Para ello se define una codificación de la documentación, se definen los roles y responsabilidades de los equipos y personas concretas y se establecen los permisos y capacidades de estos.

4.2. Fases del proyecto

Las fases de han solapado en el tiempo debido al carácter de Fast-Track, inherente al contrato principal (EPC), pero se deben diferenciar para su organización y seguimiento diferenciado.

ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO DE REMODELACIÓN DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU



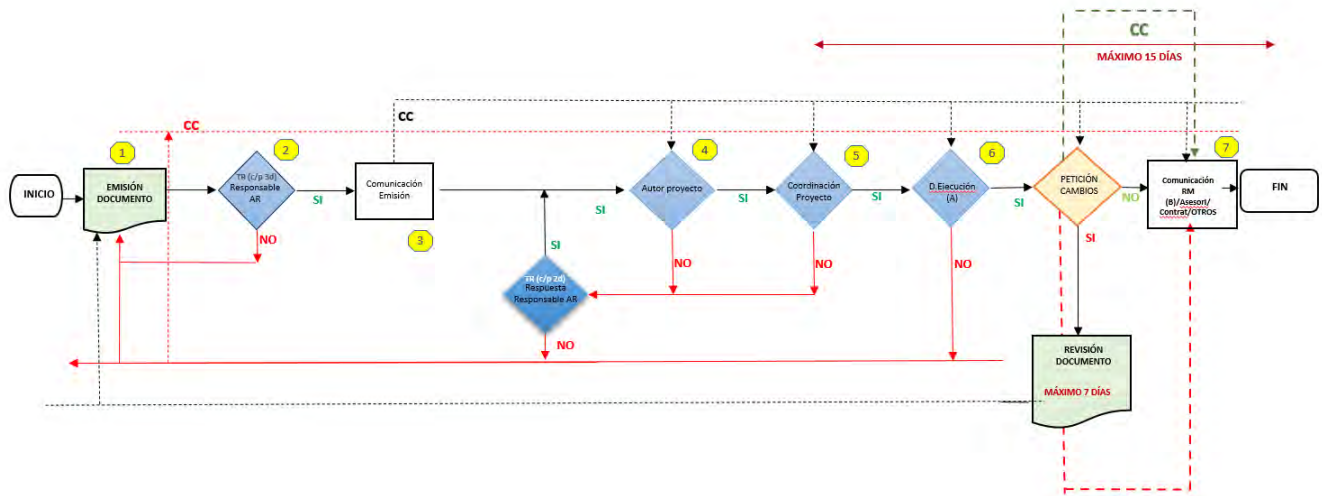


Figura 1. Diagrama de proceso de aprobación de documentos de proyecto

4.2.1. Fase de diseño

Se debía redactar el proyecto de ejecución por parte del proyectista. Se hacía necesaria una cuidada planificación de entregas y validaciones de los diseños arquitectónicos y estructurales. Se establecieron unos pasos previos de validación:

- Aprobación de bases de diseño
- Validación de diseño avanzado
- Aprobación de documentos ejecutivos

Esta validación era realizada por la dirección técnica con el apoyo en los dos primeros pasos del autor del proyecto básico avanzado y de la gerencia de obra.

La dirección técnica se apoyaba en asesores especialistas propios específicos en función de las principales disciplinas del proyecto: estructura, fachada e instalaciones.

En la figura 1 se muestra el diagrama de proceso de aprobación de documentos de proyecto.

Posteriormente la producción de proyecto de obra ya pasaba a la oficina técnica de obra con la aprobación de la DO y DEO.

4.2.2. Fase de construcción

Los trabajos habituales en fase de obra son aprobación de planos de obra y de taller, aprobación de planes de seguridad y procedimientos de trabajo seguros, seguimiento de la ejecución de la obra, control de certificaciones, aprobación técnica y económica de cambios, resolución de conflictos.

Aparcando la construcción en sí, con sus problemas y soluciones particulares y espectaculares que se tratan en otros artículos en profundidad, destacamos aquí como crucial el enfoque en la seguridad y salud y en el mantenimiento de la operatividad del estadio en esta etapa.

Hay que considerar las particularidades únicas del proyecto expuestas en puntos anteriores y hay que añadir el dato de Horas trabajadas en el proyecto que han superado los 11 millones.

- **Seguridad e higiene**

Para la correcta gestión de la seguridad han sido necesarios 50 estudios de seguridad y salud y 60 planes, con 321 anexos, porque no solo había que evitar los accidentes de los trabajadores, sino que el en día de partido, los espectadores pudiesen disfrutar de la competición con seguridad en lo que un día antes era un espacio en obras.

Esto ha implicado operaciones de inspección y preparación repartido de La dirección facultativa de la obra, tanto de la D.O. y la D.E.O, como de la coordinación de seguridad.

En la figura 2, se muestra el diagrama de proceso de aprobación de planes de seguridad e higiene.

- **Compatibilidad de la obra con la operativa del estadio.**

Se da una especial atención al seguimiento de las afecciones a la vía pública, siempre con el objetivo de minimizar



Figura 2. Diagrama de proceso de aprobación de planes de seguridad e higiene

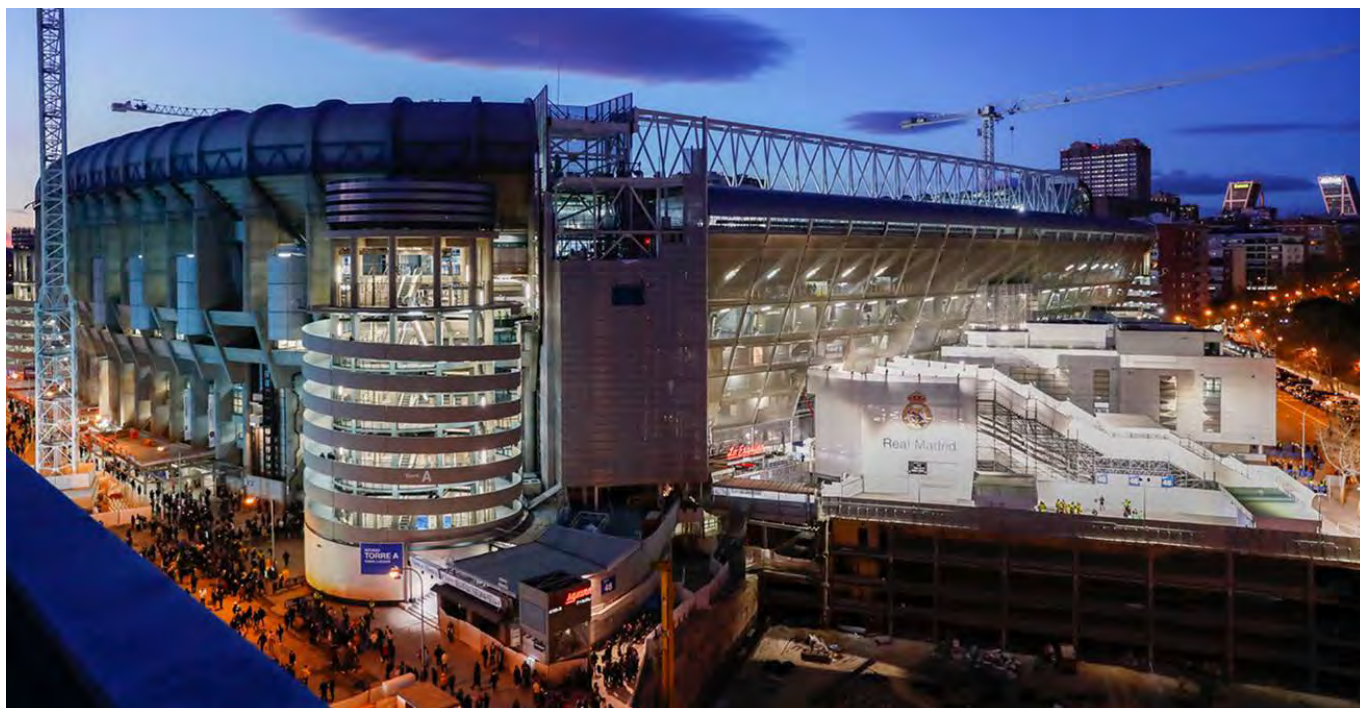


Figura 3. Escaleras provisionales de acceso y evacuación.

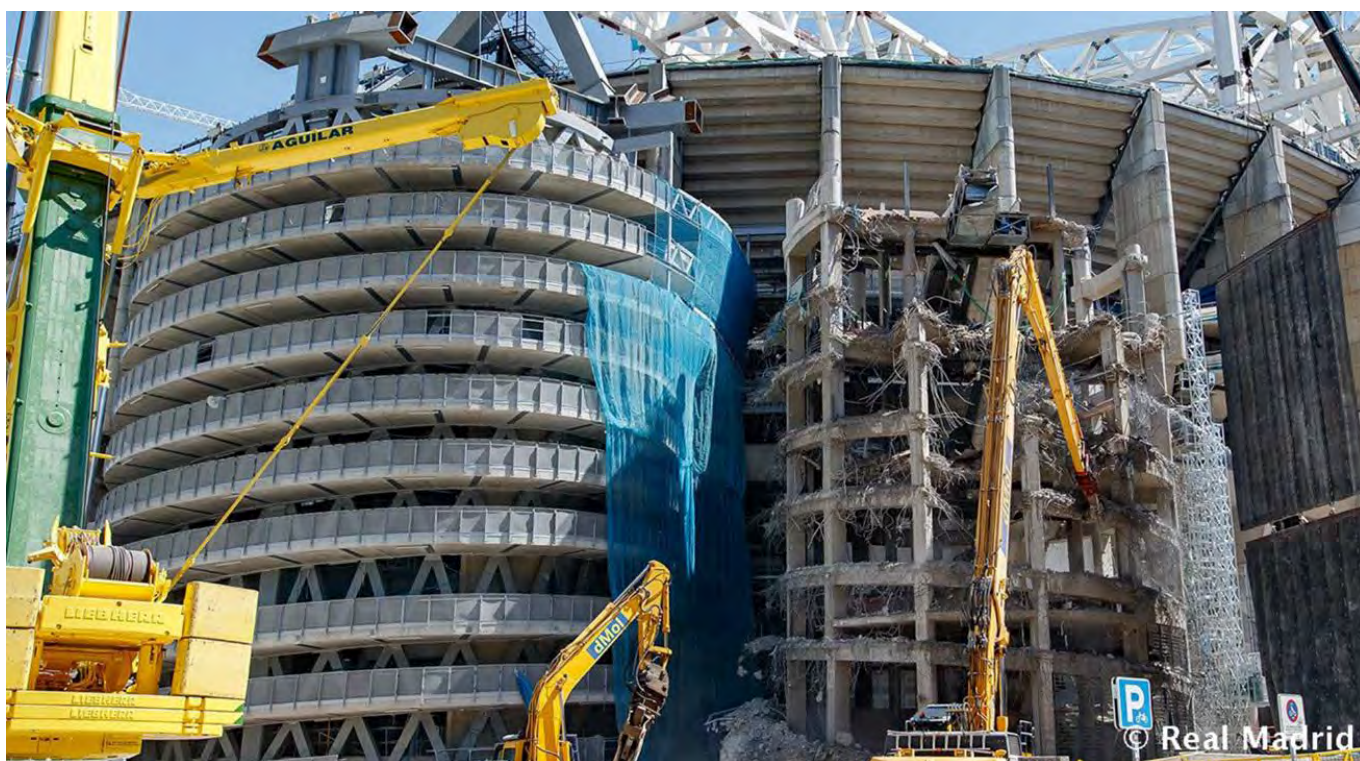


Figura 4. Demolición de vieja torre B una vez operativa la nueva.

las ocupaciones de vía pública y la molestia a los ciudadanos, tanto a diario como en la conversión de obra a estadio para la celebración de partidos.

Se deben de mantener operativas las dotaciones imprescindibles para la celebración de partidos de fútbol en la primera división española y en competiciones de UEFA y FIFA, enunciativamente: terreno de juego, vestuarios,

dependencias de control operativo y seguridad, palco de honor, capacidad de acceso y evacuación del máximo aforo, Iluminación y otros varios.

Esto se consigue con una gestión paralela a la construcción, de creación de todas las dotaciones provisionales necesarias en función del desarrollo de las obras o definitivas. Tanto planificación, como su diseño, como su construcción.

4.2.3. Fase de desactivación de las obras

Consiste en la entrega del estadio remodelado y la validación de las obras realizadas.

Implica las Inspecciones finales, las pruebas y certificaciones correspondientes y la entrega formal del proyecto.

Consistente, por tanto en las tareas habituales de recepción de documentación, elaboración de listas de repasos, emisión de certificados..., pero muy compleja por la dimensión y características del proyecto, por su entrega escalonada, porque es un edificio utilizado por ochenta mil personas casi cada semana. Por ello ha supuesto un ingente control por parte de la dirección técnica del proyecto.

4.3. Comunicaciones

Con un número tan elevado de equipos, la comunicación se convierte en un reto. La falta de una comunicación clara puede llevar a confusiones y malentendidos entre los diferentes grupos de trabajo.

Se establecieron diferentes niveles de comunicación con canales directos entre los equipos, permitiendo resolver dudas y problemas cotidianos de manera ágil y eficiente, dejando fehabencia de aquellas comunicaciones que lo requerían.

Todas las partes principales intervinientes en el proyecto, Real Madrid, contratistas y los equipos de coordinación, gestión y control se escalonan para responder a estos diferentes foros de comunicación en función de la responsabilidad en la toma de decisiones.

Con el fin de gestionar problemas inesperados durante la construcción, se diseñaron protocolos de comunicaciones de emergencia para facilitar la rápida transmisión y resolución de incidencias.

4.4. Gestión de cambios

En proyectos de esta envergadura, los cambios son inevitables; sin embargo, es crucial gestionar estos cambios de manera efectiva para evitar conflictos entre equipos y mantener el cronograma y presupuesto asignados.

Se hace una gestión tanto desde el punto de vista técnico (de validación de las propuestas tanto normativas como constructivas) como desde el punto de vista económico y de influencia en plazo.

Esta gestión habitual de cambios se ve amplía notablemente con la compatibilidad, no ya de cambios, sino con la ejecución de nuevos proyectos anteriormente citados.

Según la magnitud e implicaciones de los cambios, estos se tratan en unos u otros escalones de comunicación.

Una vez aprobados los cambios, estos entraban en el ciclo de generación y aprobación de documentación de ejecución.

4.5. Reuniones

Se llevan a cabo de manera periódica diferentes tipos de reuniones, además de reuniones monotemáticas puntuales.

Dado que el diseño la obra se realizaron en paralelo, convivieron en el tiempo las reuniones de diseño con las de obra.

- **Reuniones de diseño**

Las reuniones de semanales de coordinación de diseño eran para desarrollar el proyecto a partir del proyecto bá-

sico avanzado y el resto de documentación que constituyó la licitación del contrato del proyecto y obra. Asistían el Real Madrid, la dirección técnica del proyecto (A), El gerente de diseño del proyecto (B), el asesor de diseño del Real Madrid, autor del proyecto básico avanzado y el proyectista. Estaban representados por personas diferentes, según fuera el tema puntual de la reunión: cimentación y estructura; instalaciones; fachada o arquitectura.

El equipo de dirección técnica aseguraba que los diseños cumplieran los requisitos técnicos y junto con el equipo de gerencia aseguraban que los diseños cumplan con los requisitos operativos, y estéticos del edificio.

- **Reuniones generales de obra**

Se establecieron reuniones semanales entre los líderes de cada equipo para discutir avances, problemas y cambios en el proyecto. Repaso de situaciones importantes del proyecto que pudiesen afectar a la marcha de la obra: seguimiento de la planificación, estado de planos de construcción, actualización de estado de aprobación de cambios. Con la asistencia del Real Madrid, la dirección técnica del proyecto (A), la gerencia de jefatura de obra general y la oficina técnica de obra.

- **Reuniones de obra de subproyectos y visitas de obra**

Para el correcto seguimiento del proyecto, este se dividió en subproyectos. En las reuniones de obra de subproyectos, se focalizaba en los asuntos específicos de cada uno de ellos. Asistían al menos: la DEO (parte de la dirección técnica), los jefes de obra designados para cada subproyecto y el gestor de proyecto correspondiente.

- **Reuniones de operativa**

Seguimiento específico para perseguir que se cumplieran las condiciones para la celebración de los partidos de fútbol. Se analizaban las incidencias a futuro de la obra sobre el aforo y la evacuación.

Se analizaban las próximas obras a ejecutar y se definían las medidas necesarias.

Previo a la celebración de los partidos, y para mantener la operatividad del Tour del Bernabéu.

Previo a la celebración de los partidos se realizaba una inspección para verificar las medidas señaladas y se emitían por parte de la dirección técnica los correspondientes certificados indicando las medidas extraordinarias a adoptar para poder celebrar los eventos deportivos.

La coordinación de seguridad y salud emitía un informe de situación y de medidas materiales a adoptar para garantizar las condiciones de seguridad.

- **Reuniones de seguridad y CAE**

Se han desarrollado reuniones específicas de seguridad e higiene en la obra, con asistencia de gerencia del proyecto, jefes de obra, oficina técnica, representantes de las subcontratas, recursos preventivos.

- **Reuniones de hito**

Hay muchas actividades cuya ejecución se llevaba a cabo en los periodos de parón futbolístico: básicamente en los veranos (entre el fin de una liga y el inicio de la siguiente), pero también en los pocos periodos en que, como consecuencia del calendario deportivo, existía un parón de partidos de más de diez días. Es estos periodos se planteaban actividades críticas para la operativa de los partidos y que por tanto solo se podían realizar en que hubiese plazo

suficiente para su ejecución.

En estos periodos se llevaban a cabo reuniones específicas de seguimiento de los trabajos para asegurar su finalización a tiempo para no afectar a la operativa crítica del estadio.

- **Optimización de las reuniones**

La búsqueda del equilibrio de las horas destinadas a la asistencia a las reuniones fue la causa de atomizar estas en diferentes temáticas. Se ha pretendido la mínima asistencia posible de partes implicadas para optimizar la gestión del tiempo.

Las reuniones generales, en el momento en que requirieron de mayor número de asistentes se comenzaron a realizar de forma telemática. Las reuniones de subproyectos y de temas más específicos se ha seguido realizando de forma presencial.

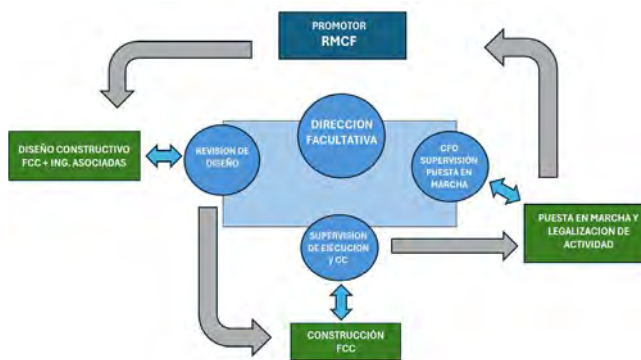
5. DIRECCIÓN TÉCNICA Y FACULTATIVA

Si es razonable considerar la realización de la dirección facultativa de un proyecto mayor como un arte superpuesto a un desempeño profesional de alto perfil técnico, en el caso del proyecto de remodelación del estadio Santiago Bernabéu, esa vertiente artística se asemeja más a la tauromaquia que, por ejemplo, a las artes pictóricas. Siguiendo con el símil taurino, el “proyecto del Bernabéu” es un morlaco con trapío, pero distraído con todo lo que pasa en el tendido, de embestida impredecible y astifino. No permite aliviarse con mulletazos inconsistentes o una pugna relajada ni abandonada al gusto propio, sino más bien una lidia exigente que requiere una improvisación trabajada con oficio y una atención extrema.

Dicho esto, el enfoque de este servicio de dirección técnica y facultativa al promotor, el RMCF, desarrollado por AYESA INGENIERIA Y ARQUITECTURA S.A.U. con la responsabilidad legal propia asociada a una labor de revisión de diseño y de dirección facultativa según LOE, y aplicada a un contrato de proyecto y obra en formato fast-track formalizado en 44 subproyectos cuasi independientes para permitir la operación del estadio en todo momento, distribuye los esfuerzos necesarios en tres direcciones:

- Una aplicación de equipos técnicos para la supervisión de diseño formada por hasta 35 profesionales, flexible en el tiempo y reactiva en la programación mediante la coordinación intensa de especialidades para hacerla compatible con el objetivo de una construcción en el plazo más corto posible.
- Una organización de supervisión de construcción generosamente dotada, con hasta 28 técnicos, y repartida en esos 44 subproyectos funcionalmente autónomos, bien por su propia condición de elemento aislado, o por la cuidadosa integración de sus fases constructivas en un plan maestro muy estructurado, según fuera el caso.
- Una preparación de la conclusión efectiva, regulada y normativa para la puesta en servicio de cada elemento o prestación prevista en el proyecto, de manera que en todo momento del proceso el promotor pudiera desarrollar su actividad principal, el uso del ESB con público en un par-

tido de fútbol, para los eventos de su calendario deportivo natural.



A esta organización genérica del trabajo, en esas tres vertientes señaladas, había que asociar dos características esenciales y comunes a todas ellas. Por un lado, la lógica y comprensible variabilidad de las necesidades y del programa de prestaciones de un edificio multiuso, cuya concreción se acompaña y adapta a la evolución constante del mercado de negocio o contenidos que se pueden alojar en su extraordinario continente, y por otro la aparición de circunstancias sobrevenidas naturales o excepcionales que caben en un plazo de proyecto de la duración de esta operación.

5.1. La revisión de diseño

El desarrollo del Diseño de cada Subproyecto por parte del equipo proyectista de FCC, dirigido por sus servicios técnicos apoyados en ingenierías de muy alta solvencia (Typsa, Arup, Fhecor, Ines...), se organizó en tres fases sucesivas y vinculadas por procesos de revisión/aprobación aplicados por el equipo supervisor de la DF:

- Definición de bases de diseño.
- Diseño avanzado.
- Diseño constructivo o proyecto de ejecución.

El objetivo de esta secuencia era empezar por determinar, y asegurar previamente, el cumplimiento de la referencia de prestaciones esperadas por contrato, de la normativa asociada a la licencia urbanística, y las diferentes regulaciones técnicas obligatorias para un edificio de este tipo. Y merece la pena aclarar que, para mayor complejidad, el ESB en su nueva configuración tiene diferentes usos principales, asociados y coadyuvantes, y diferentes ocupaciones -para las mismas superficies del estadio- según el momento y tipo de eventos que se desarrollen en su interior. En día de partido o de concierto, todo el estadio se opera para atender al público en aforo completo del bowl o graderío durante la producción del evento, con algunos espacios manteniendo el uso de soporte y restauración en horarios regulados. En día normal, se articula como un centro comercial con museo y tour turístico, sin ocupación del bowl y con todos los espacios de negocio a pleno rendimiento en su horario comercial normal.

En lo que se refiere a equipos, instalaciones y materiales, esta verificación de Bases de Diseño alcanza también a la selección de características, marcas, modelos y materiales específicos de los diferentes componentes, y responde a indi-

caciones sobre preferencias y condiciones de mantenimiento de los departamentos de operación y de explotación del promotor, con gran experiencia y conocimiento en el manejo y el rendimiento de sistemas que el RM gestiona para su estadio desde hace décadas.

La aplicación de la secuencia posterior: diseño avanzado-P. de ejecución, facilita a ambos grupos de trabajo -proyectistas y revisores- asegurar que el objetivo final se alcanzará con el mejor resultado posible, al permitir comprobar ágilmente las condiciones del diseño en proceso y con ello habilitar la movilización temprana por fases de tareas de compra y fabricación, tareas frecuentemente de larga duración, y que quedan así apropiada y cuidadosamente integradas en la planificación con las diferentes actividades de construcción de un mismo subproyecto. Esta forma de trabajar se traduce en ahorro de correcciones posteriores, muy costosas en términos de plazo y de reingeniería, y pone en valor y hace eficiente el modelo de fast-track elegido por el promotor para la operación de RESB.

5.2. La supervisión de ejecución

Con el proyecto de ejecución procedente de los proyectistas aprobado en cada elemento independiente o subproyecto y sub-fase, la construcción se asienta en una documentación técnica validada “para construir” que se genera mediante una transferencia regulada de ese proyecto de ejecución a planos de obra. Esta categoría se alcanza cuando los equipos de supervisión de obra de la DF - 28 profesionales de distintas disciplinas- comprueban que se cuenta con la información suficiente y necesaria para que los equipos de producción de FCC puedan ejecutar la obra sin incertidumbre ni indefiniciones, o si estas existen, no ponen en peligro las prestaciones esperadas o el cumplimiento de normativa que se ha acordado. En caso contrario, la Oficina Técnica de FCC y las ingenierías de desarrollo de detalle de sus subcontratistas especializados completan la información técnica necesaria, que se somete de nuevo a revisión de la DF hasta obtener la calidad y detalle exigidos, procediéndose entonces a la fabricación, suministro, construcción o montaje del elemento en cuestión.

un plan de control de calidad propio del constructor, pactado contractualmente entre promotor y constructora, validado previamente por la DF, y que permea y alcanza a toda la cadena de subcontratistas y proveedores del proyecto, sirvió de soporte, no sólo documental, al trabajo de supervisión de ejecución que desarrolla una dirección de obra y dirección de ejecución de obra, formada en este caso por arquitectos, arquitectos técnicos, ingenieros de caminos, ingenieros industriales, y de telecomunicaciones que cubren, organizados por especialidades, todos los alcances del proyecto:

- Cimentaciones y estructuras (torres de apoyo de la cubierta, refuerzos de estructuras preexistentes, aparcamiento subterráneo, hipogeo para almacenamiento y mantenimiento del terreno de Juego, nuevo edificio Este, anillo logístico subterráneo))
- Estructuras especiales (estructura fija de cubierta, cubierta retráctil, estructura para el videomarcador 360)
- Fachada, zócalo y envolvente de cubierta

- Edificación interior (arquitectura funcional operativa del RMCF y acabados especiales de circulación y áreas VIP, y espacios de negocio)
- Remodelación de Bowl (incluyendo nuevos palcos VIP y sustitución de asientos fijos por asientos abatibles en todo el graderío)
- Instalaciones generales de saneamiento, agua potable, iluminación, climatización, ACS, PCI, suministro eléctrico, calefacción y ventilación-extracción.
- proyecto tecnológico (sistemas de telecomunicaciones, control operativo centralizado, sistemas audiovisuales y de producción televisiva-tv compound, megafonía y sonido, iluminación de campo, CPD).
- Urbanización exterior en espacio libre de parcela -Pza. de Sagrados Corazones.

5.3. La puesta en operación por subproyectos

La condición esencial de esta operación de remodelación integral, y de todos los contratos que la han soportado, ha sido siempre que su desarrollo fuera compatible con la utilización del estadio Santiago Bernabéu para la realización de partidos de fútbol con el máximo aforo disponible. Y el desempeño de la dirección facultativa de las obras por parte de AYESA y su equipo de profesionales no podía abstraerse de ese compromiso.

La estructura del Proyecto compuesta por los mencionados 44 subproyectos fue diseñada para ese fin, y soportaba una planificación de la activación y finalización de cada uno de ellos cuidadosamente ajustada en función de las prestaciones operativas de cada componente, para asegurar al RMCF la posibilidad de mantener unas condiciones de explotación suficiente en cada partido o evento, que resumidas y simplificadas serían:

- Garantizar la seguridad del público asistente.
- Cumplir la normativa de todos los sistemas operativos en todos los aspectos.
- Mantener las prestaciones y servicios en los estándares habituales del ESB.
- Maximizar el aforo utilizable para el público en cualquier circunstancia.
- Reducir al mínimo las molestias propias de un edificio “en obras” a los socios del club y al público general.

Conseguir ese objetivo es un trabajo que arranca en la propia fase de diseño -que debe no sólo permitirlo sino también facilitararlo-, y que se traslada a la fase de ejecución mediante la combinación de dos herramientas insustituibles para este caso de “construcción en uso”:

- Los denominados en este proyecto “trabajos de continuidad”, innecesarios en un proyecto de nueva construcción, destinados a mantener sistemas y servicios del ESB mediante la aplicación de soluciones provisionales o auxiliares, que completaran las capacidades y prestaciones asociadas a los elementos que se desactivaban o se perdían al movilizar o progresar en cada Subproyecto.
- La ordenación planificada y la supervisión de las intervenciones en el estadio de “demolición/desmontaje-reconstrucción/construcción-sustitución”, hecha de manera precisa, parametrizada y rigurosa, para que en cada

momento del proyecto los elementos habilitados fueran capaces de dotar al ESB de todas las funcionalidades operativas necesarias para su uso público, y pudieran ser verificados por la DF.

La función de la dirección de obra para esta condición de puesta en operación en estas circunstancias tan especiales, desde la primera demolición hasta la finalización del edificio para su uso deportivo, se concretó, formal y legalmente, para cada uno de los partidos y durante todo el plazo del proyecto, en la obligación de verificar el estado del edificio y sus sistemas e instalaciones asumiendo la responsabilidad, documentada mediante Certificado firmado por la DF, de que el ESB cumplía en ese momento y para esa configuración de obra específica las condiciones normativas, urbanísticas y de seguridad y evacuación en caso de emergencia, requeridas para la celebración del evento en cuestión.

6. CONCLUSIONES

La remodelación de este estadio emblemático ha sido un proyecto lleno de desafíos, desde la gestión del tiempo hasta la coordinación de múltiples equipos con intereses contrapuestos. La organización adecuada y la implementación de sistemas de comunicación eficientes han sido fundamentales para garantizar el éxito del proyecto. Con la colaboración efectiva entre los diferentes intervinientes para conseguir mantener la compatibilidad de las obras con el uso del estadio, los equipos de gerencia y dirección técnica, se ha podido lograr una remodelación ordenada que ha respondido a las necesidades del Real Madrid.

Referencias

- Procedimientos de gestión de proyectos CBRE PJM.
- Ley 38/1999 de Ordenación de la Edificación (LOE).
- Rales Decretos relativos al desarrollo de una DF:
 - 462/1971 normas sobre la redacción de proyectos y la dirección de obras de edificación
 - Orden de 9 de junio d 1971 normas sobre el Libro de Órdenes y Asistencias en las obras de edificación.
- Normativa de obligado cumplimiento para la DF y Supervisión de Diseño:
 - Código Técnico de la Edificación 2017 / 2019
 - CTE-DB_SE: Seguridad Estructural.
 - CTE-DB_SE-AE: Acciones en la edificación.
 - CTE-DB_SE-A: Acero.
 - EN 1990:2002 Eurocode 0: Basis of Structural Design (EC0).
 - EN 1991 Eurocode 1: Actions on Structures (EC1).
 - Part 1-1 Densities, Self-Weight, Imposed Loads for Buildings (EN 1991-1-1:2002).
 - Part 1-4 Wind Actions (EN 1991-1-4:2005).
 - Part 1-5 Thermal Actions (EN 1991-1-5:2003).
 - EN 1993 Eurocode 3: Design of Steel Structures (EC3).
 - Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings (EN 1993-1-1:2005)
 - Part 1-4 General Rules – Supplementary rules for stainless steel (BS EN 1993-1-4:2006)
 - Part 1-8 Design of Joints (EN 1993-1-8:2005)
 - EN 1999-1-1:2007: Design of aluminium structures (EC9).
 - EN 13830 (2015): Curtain walling – Product standard
 - EN 16612: Glass in buildings – Determination of the load resistance of glass panels by calculation and testing;
 - European Design Guide for Tensile Surface Structures. 2004
 - Ordenanza Municipal Contra Incendios OPI 1993
- Normativa de instalaciones:
 - RITE (reglamento de instalaciones térmicas) Real Decreto 1027/2007 Última versión año 2021
 - RSIF (reglamento de seguridad de instalaciones frigoríficas) Real Decreto 552/2019. Última versión año 2021
 - RIPCI (reglamento de instalaciones de protección contra incendios) Real Decreto 513/2017 Original 2017
 - REBT (reglamento electrotécnico de baja tensión) Real Decreto 842/2002 Última versión año 2021
 - RAT (reglamento de alta tensión) Real Decreto 337/2014, Última versión año 2021
 - Real Decreto 487/2022, de 21 de junio, por el que se establecen los requisitos sanitarios para la prevención y el control de la legionelosis.
 - Ordenanza de calidad del aire y sostenibilidad (OCAS), 2021

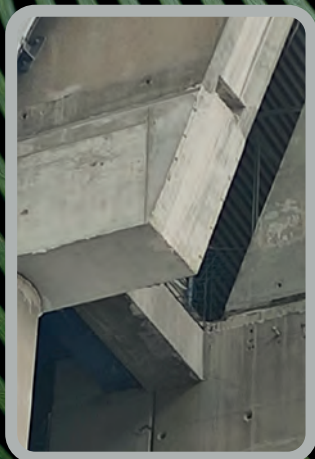
Donde la estructura se convierte en legado



Los proyectos nacen en los cálculos, pero solo cobran vida sobre el terreno.

En Solurban, convertimos las necesidades del diseño estructural en soluciones reales, optimizadas y ejecutables.

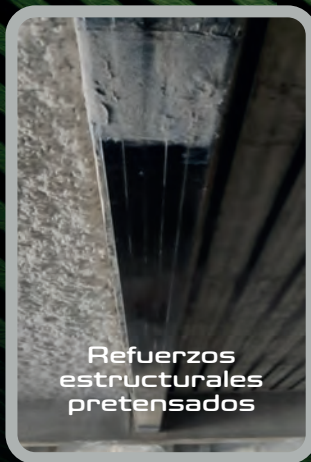
Donde la ingeniería encuentra su forma



Refuerzos estructurales pretensados



Refuerzos estructurales pretensados



Refuerzos estructurales con fibra de carbono



Refuerzos estructurales con mortero



- Asistencia técnica en proyectos de refuerzo
- Adecuación de proyectos a la ejecución real
- Optimización de refuerzos estructurales
- Diseño y ejecución de soluciones estructurales duraderas







**HORMIGÓN
y ACERO**