

- 436 vanos de 36,00 m de longitud.
- 128 vanos de 32,00 m de longitud.
- 2 vanos de 30,21 m de longitud.
- 14 vanos de 28,00 m de longitud.
- 2 vanos de 27,92 m de longitud.
- 24 vanos de 26,00 m de longitud.
- 2 vano de 24,69 m de longitud.

La sección transversal está formada por las dos vigas en U prefabricadas y postesadas, sobre las que se tiene una losa completamente prefabricada salvo en las zonas situadas sobre las almas y en las zonas entre prelosas que se hormigonan en segunda fase para dotar a la losa de continuidad longitudinal.

El cálculo realizado ha reproducido el proceso constructivo previsto, que ha consistido en las fases que siguen:

- Postesado (etapa 1): 3 días.
- Postesado (etapa 2) - Opción a 28 días.
- Postesado (etapa 2) - Opción b 50 días.
- Colocación de losa: 60 días.
- Carga muerta 1 (GRC, aceras): 120 días.
- Carga muerta 2 (vía): 360 días.

El trabajo, desarrollado entre los años 2014 y 2016, ha supuesto una experiencia enriquecedora en la búsqueda de soluciones optimizadas y ajustadas a las necesidades de la obra en un entorno complejo.



Colocación de vigas tipo de 36 m



Viga colocada sobre pila

S2. EDIFICACIÓN

10. EL CONCEPTO RESISTENTE COMO SISTEMA CONFIGURADOR DE PROYECTOS SINGULARES: LA ESTRUCTURA ENVOLVENTE DEL EDIFICIO 112 REUS

THE RESISTANT CONCEPT AS A CONFIGURATOR SYSTEM OF SINGULAR PROJECTS: THE ENVELOPE STRUCTURE OF THE 112 REUS BUILDING

Roger Senís López. Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor e Investigador. Dr. Arquitecto. roger.senis@upc.edu

Edificio 112 Reus, relación arquitectura-estructura, estructura envolvente, viga de celosía, herramientas BIM.

112 Reus building, architecture-structure relationship, envelope structure, lattice girder (truss), BIM tools.

El diseño y análisis estructural del Centro de Llamadas de Urgencia 112 Catalunya en Reus constituyó un reto técnico y tecnológico, dadas las características y las dimensiones de la estructura, con un claro objetivo: obtener una buena resolución del proyecto sobre la base de que la concepción espacial de un edificio depende también de su concepción resistente. Las necesidades funcionales del edificio dieron paso a una tipología edificatoria singular e innovadora sin pilares en la caja operativa del edificio multifuncional.

En este sentido, la singularidad del proyecto reside en disponer el sistema resistente como envolvente exterior (pieles portantes), confeccionando una innovadora estructura contenedora, cuya relevancia reside en los aspectos de optimización estructural de la composición, la utilización de fachadas resistentes y la liberación del espacio interior. Para ello, se proyectaron vigas de celosía de grandes dimensiones colgadas únicamente de cuatro núcleos de hormigón para atender satisfactoriamente las cuestiones formales y necesidades arquitectónicas, funcionales y constructivas.

El desarrollo del proyecto se realizó con un equipo multidisciplinar que trabajó conjuntamente mediante el uso de herramientas BIM, bajo la coordinación del BIM Manager. El uso de este tipo de herramientas de modelado permitió la correcta y necesaria coexistencia formal entre arquitectura y estructura. Para ello, se utilizó el Revit Architecture como herramienta de trabajo conjunta, con un único modelo para introducir los distintos sistemas configuradores del proyecto (arquitectura, ingeniería, etc.). Posteriormente, mediante el módulo Revit Structures se definieron con mayor detalle las caracte-



Vista general del edificio 112 Reus desde la fachada sur (imagen cedida por Adrià Goula)



Vista general de la estructura metálica en la fase final de su ejecución

rísticas geométricas y mecánicas (material, dimensiones, etc.) de los distintos elementos resistentes, previo a la extensión de dicha plataforma para la interacción con productos de Ingeniería CSI (Computer & Structures, Inc.). Exportando con plugins el modelo realizado a programas de análisis como SAP2000, SAFE y TEKLA, según el elemento a analizar y dimensionar. Una vez realizado el análisis final del sistema estructural completo, se importó la información obtenida (dimensionado) para actualizar el modelo inicial (Revit Architecture), detectando, así, los problemas e interferencias entre los distintos sistemas del proyecto, obteniendo una completa integración arquitectónico-estructural. En definitiva, fue posible el intercambio de datos entre modelos BIM/CSI de forma eficaz, aportando un valor añadido al proyecto, configurando en todo momento un necesario diseño integrador, dada la complejidad tecno-tecnológica y de gestión del mismo.

Actualmente, el edificio desarrollado con herramientas BIM es un referente en los ámbitos de la Arquitectura e Ingeniería estructural.

32. CAMPUS IBERDROLA

IBERDROLA CAMPUS

Patricio García Hernández. Arup. Asociado. Ingeniero de Caminos.

patricio.garcia@arup.com

Álvaro Martínez Soto. Arup. Ingeniero Senior. Ingeniero de Caminos.

alvaro.martines@arup.com

José Antonio del Rosario. Arup. Asociado. Ingeniero de Obras Públicas.

jose.del-rosario@arup.com

José de la Peña Coronado. Arup. Director. Ingeniero de Caminos.

jose.de-la-pena@arup.com

Marquesina, grandes-luces, viento, postesado.

Canopy, long-spans, wind, post-tensioning.

Situado en San Agustín de Guadalix, a 30 kilómetros al norte de Madrid, el Campus Iberdrola es un complejo de 35.000 m² dedicado a la formación de su personal. El complejo cuenta con un total de 8 edificios principales y algunos menores secundarios, cubiertos por una gran marquesina de 30.000 m².

Los edificios se resuelven empleando una amplia gama de tipologías estructurales, contándose con forjados reticulares, losas planas armadas y postesadas, vigas postesadas y zonas de estructura metálica con cerchas de hasta 30 metros de luz.

Los forjados reticulares y las losas planas armadas cubren zonas de luces de alrededor de 8 metros, mientras que las vigas postesadas permiten ampliar las luces hasta aproximadamente 16 metros. Estas vigas postesadas son de 650 mm de canto y 2.300 mm de ancho, lo



Cercha de auditorio y pilares arbóreos de marquesina

que permite la distribución adecuada de los cordones de pretensado. La losa plana postesada se ha empleado en uno de los edificios, donde se emplearon luces superiores a 8 metros y se requería un acabado de techo plano.

La estructura metálica se ha empleado en zonas complementarias de menor luz, como escaleras y patinillos de instalaciones, y además en el edificio donde se sitúa el auditorio, donde se disponen cerchas para cubrir luces de hasta 30 metros.

La gran marquesina de 30.000 m² que cubre el complejo situándose por encima de los edificios de dos plantas, mediante una combinación de zonas opacas y otras de vidrio. Su superficie ondulada creada con radios de circunferencia está a una altura variable de hasta 30 metros. Las luces cubiertas llegan hasta los 45 metros y se emplean para cubrir las vigas estructurales de gran diámetro, 750 mm, curvados para ajustarse a la geometría ondulante. Estos tubos se apoyan en pilares arbóreos que cuentan con cuatro ramas formadas por perfiles en cajón de sección variable. Los cuatro perfiles se reúnen en una pieza de transición, llamada capitel, que lleva la carga al fuste vertical de los pilares, también realizado con tubo metálico de grandes dimensiones, con un diámetro de 1.000 mm.



Vista general de marquesina y edificios

El dimensionamiento de la estructura de la marquesina requirió la realización de un ensayo en túnel de viento. Este ensayo permitió optimizar las cargas de viento sobre la estructura y los cerramientos, y al mismo tiempo permitió analizar las velocidades de viento en las zonas comunes entre edificios, para asegurar el confort de los viandantes.

52. ESTACIONES DEL TRAMO 1 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO

STRETCH 1 STATIONS CONSTRUCTION PROJECT OF INTER-CITY MEXICO-TOLUCA (MEXICO) TRAIN

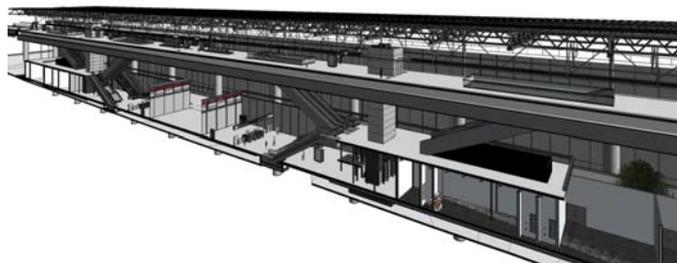
Álvaro Fernández Celemín. SENER. Ingeniero Responsable de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.fernandez@sener.es
 Carlos Llopis Camps. SENER. Ingeniero Responsable de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Máster MIH. carlos.llopis@sener.es
 Íñigo López de Vicuña. SENER. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. inigo.lopez@sener.es
 José Civera Abad. SENER. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jose.civera@sener.es
 Mario Martins da Cruz. SENER. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mario.martins@sener.es

Estaciones, pretensado, sismo, celosía, BIM.

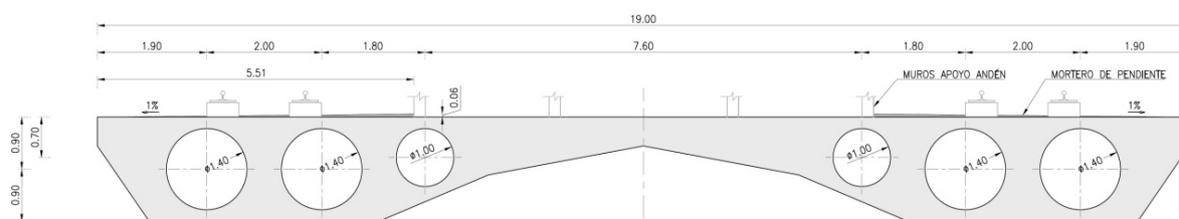
Stations, prestress, seism, trussed, BIM.

La nueva línea del Tren Interurbano Toluca-Valle de México, situada en el Estado de México, recorre aproximadamente 60 km entre las ciudades de Toluca y Ciudad de México, y es elevada prácticamente en la totalidad de su recorrido. Esta particularidad hace que las Estaciones se encuentren también por encima de la rasante del terreno y se conviertan en estructuras singulares.

En el Tramo 1 del recorrido, de aproximadamente 40 km, se emplazan cuatro de las seis estaciones previstas en la línea. Cada una de estas cuatro estaciones está formada por dos estructuras independientes entre sí que dan acceso a tres niveles principales: nivel de calle



Vista 3D Estación Modelo BIM



Sección transversal del tablero

(alberga locales técnicos, vestíbulo y aparcamientos de servicio privado y público), nivel vestíbulo intermedio y nivel andén.

La primera de estas estructuras se corresponde con la estructura principal de la estación, la cual sustenta el nivel de vía y los andenes, y se trata de un tablero tipo losa aligerada de hormigón pretensado de 1,80 m de canto solidario con columnas circulares de 1,80 m de diámetro, separadas 20,00 m en dirección longitudinal y 13,55 m en dirección transversal y cimentadas sobre encepados de 4 pilotes de longitudes variables entre 20,00 y 40,00 m. Sobre este tablero descansa el nivel de vía y el correspondiente al andén central, con una longitud total de estación de 200,00 m. El andén tiene una anchura de 10 m y consta de un forjado mixto de chapa colaborante apoyado en cuatro muros longitudinales. Sobre el tablero, se sitúan los pilares mixtos de acero y hormigón que sirven de apoyo a la cubierta, compuesta de celosías metálicas en las dos direcciones principales, la cual cuenta con un voladizo de 12,00 m en uno de sus lados.

La segunda estructura conforma los edificios que permiten el acceso a la estación y albergan los locales técnicos. Los edificios se plantean a base de muros de hormigón armado apoyados en una losa de cimentación y con el techo constituido por un forjado mixto de chapa colaborante sobre vigas metálicas apoyadas en los muros perimetrales.

Ambas estructuras se comunican mediante escaleras fijas y mecánicas entre los distintos niveles y dos ascensores. La conexión entre los elementos intermedios y las estructuras principales es tal que permite la independencia en el comportamiento estructural de cada una de ellas frente a las acciones gravitatorias y de sismo.

El Proyecto ha sido desarrollado empleando la tecnología BIM.

65. LA EFICIENCIA ENERGÉTICA DE LA MANO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

ENERGY EFFICIENCY BY THE HAND OF CONCRETE STRUCTURES

Xavier Aguiló Aran. BAC Engineering Consultancy Group. Subdirector de Edificación-Director de Madrid. Ingeniero Industrial Superior. xaguilo@bacecg.com

Lluís Moya Ferrer. BAC Engineering Consultancy Group. Director General de Edificación. Catedrático Arquitecto. lmoya@bacecg.com

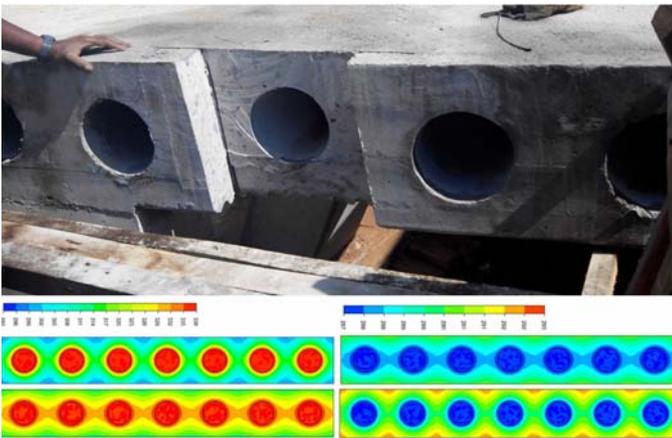
Sostenibilidad, estructuras activadas, eficiencia energética, huella carbono, integración.

Sustainability, activated structures, energy efficiency, carbon footprint, integration.

La reciente aceleración del proyecto de edificios de bajo consumo requieren de la mayor interacción posible con la estructura del mismo dado que es, en general, el material más presente (en términos de peso) en la totalidad.



Techo montado/ferrallado previo al hormigonado



Sección del forjado de la Torre Nobelia con los tubos de ventilación interior

Además, el mayor confort de los usuarios se consigue con sistemas radiantes, pues se basan en sistemas sin corriente de aire y por trabajar con temperaturas de operación más cercanas a las de confort.

El hormigón de los forjados es capaz de actuar no sólo como protagonista principal en esta nueva filosofía de trabajo energético sino que permite ir un poco más allá.

Se presentan dos proyectos basados en el mismo tipo estructural, el primero ya en uso y el segundo en fase de licitación en los que la estructura hace las funciones estructurales, térmicas y de sistema de distribución de las instalaciones. Se consigue una plena integración de sistemas técnicos.

Como consecuencia del proceso de diseño se derivan una serie de ventajas destacables enfocadas al proceso de construcción, al uso del edificio o al impacto del edificio en la huella de carbono.

91. REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL DEL CONVENTO DE STA. M.^a DE LOS REYES, SEVILLA, ESPAÑA

STRUCTURAL REHAB OF SANTA MARÍA DE LOS REYES CONVENT. SEVILLA (ESPAÑA)

Luis Díaz de la Cruz. Freyssinet España. Jefe de Obra. Arquitecto Técnico. luis_d@freysinnet-es.com

Ángel Rozas. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Industrial. angel_r@freysinnet-es.com

Luis Cosano. Freyssinet España. Responsable Explotación y Marketing. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis_c@freysinnet-es.com
Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freysinnet-es.com

Rehabilitación estructural, composites, inyecciones, postesado, patrimonio.

Structural repair works, composites, grouting, PT, architectural heritage.

El convento de Santa M^a de los Reyes se ubica dentro de lo que fue el casco intramuros e histórico de Sevilla, junto a la antigua Puerta Osario, con acceso por la calle Muro de los Navarros. Se trata de un conjunto arquitectónico de estilos mudéjar y manierista que consta de cuatro volúmenes definidos, a saber, el cuerpo principal que conforma el Claustro, la Iglesia Nueva, las Celdas de las Novicias e independiente al resto, la Casa del Cura. Dado el cuerpo principal entre finales del siglo XV y principios del XVI, este conjunto requería una fuerte intervención de consolidación estructural y de cimentación así como la consolidación y rehabilitación de sus cubiertas, que garantizara así la estabilidad y estanqueidad del conjunto, motivo por el cual, su propietario actual, la Junta de Andalucía, adjudicó a Freyssinet los trabajos de esta primera fase consistentes en:

- Inyecciones armadas para consolidación del terreno.
 - Vigas de cimentación con postesado transversal mediante barras Freyssibar bajo arcada del claustro para zunchado de cimentaciones de columnas de mármol.
 - Introducción de sistema de apeo y retirada de columnas con mayor afección e inserción de refuerzo axial mediante barras de acero para cosido del plano de rotura debido al veteado propio del mármol. Recolocación final.
 - Reparación y refuerzo de forjados de madera a partir de la sustitución de los rellenos existentes por la ejecución de nueva capa de compresión (HA). La conexión del forjado mixto se realizó mediante pasadores de rasante metálicos.
 - Inyecciones y sellado para consolidación de muros con lechadas de cal.
 - Cosido/atado de muros en sus esquinas mediante barras de fibra de vidrio con inyección posterior.
 - Ejecución de micropilotes para apoyo de la estructura de la Casa del Cura.
 - Nueva cubierta en sala de labores con postesado en cajones longitudinales sobre los muros laterales de la cubierta para equilibrar empujes horizontales y evitar desplome.
- Estos trabajos se complementaron con la realización de otras actividades conexas, tales como la ejecución de cubiertas en hormigón



Vista del claustro



Refuerzo de cimentación con barras Freyssibar e inyecciones armadas para consolidación del terreno

armado, estabilización de Celdas, ejecución y conexión de nuevos forjados a fachadas existentes en la Casa del Cura, tareas de adecuamiento, y mejora de los jardines, incluyendo la ejecución de un banco corrido de hormigón armado, que también hace las veces de fuente.

92. REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA EN UN CENTRO COMERCIAL FRENTE A LA INESTABILIDAD POR ACUMULACIÓN DE AGUA (PONDING), BUENOS AIRES, ARGENTINA

STRENGTHENING AGAINST PONDING INSTABILITY OF A SHOPPING MALL ROOF SUPPORTING STRUCTURE, BUENOS AIRES (ARGENTINA)

Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freysinnet-es.com

Jorge Herrera. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Civil. jorge.herrera@fta.pe

Andrés Brando. Freysinnet Argentina. Gerente Técnico. Ingeniero Civil. a_brando@freysinnet.com.ar

Ángel Rozas. Freysinnet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Industrial. angel_r@freysinnet-es.com

Refuerzo estructural, hormigón armado, pretensado exterior, fibra de carbono, ponding.

Strengthening, reinforced concrete, external post-tensioning, carbon fiber, ponding.

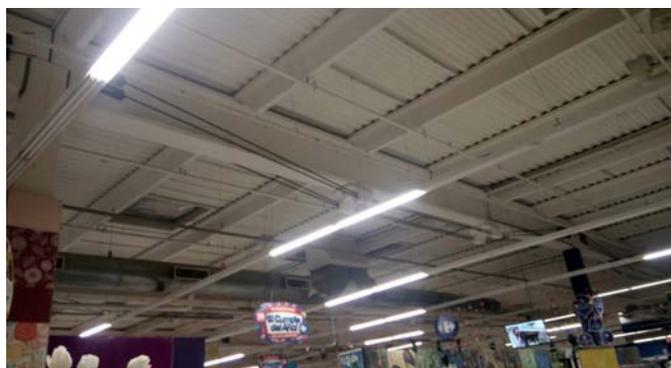
La estructura de estudio es un centro comercial en la ciudad de Buenos Aires y ocupa un área de 19.500 m². La evaluación de esta estructura se realizó debido a los antecedentes de deformabilidad y a la escasa pendiente (1%) de la cubierta, con especial atención a la aparición del fenómeno de inestabilidad por acumulación de agua ("ponding").

La cubierta analizada está compuesta por una chapa galvanizada (sobre la que se dispone un compuesto de aislante y membrana asfáltica) fijada a 816 vigas "T" secundarias de hormigón armado de 10 m de luz, apoyadas sobre 146 vigas principales "Doble T" de hormigón pretensado de 15 m. Las vigas principales transmiten la carga a la cimentación mediante columnas de hormigón.

Producto de una inspección en detalle (incluido un relevamiento completo) y análisis se encontraron deficiencias tanto a nivel de re-



Vista 3D conceptual de refuerzo de vigas principales y secundarias



Vista refuerzo vigas principales y secundarias (tejido oculto tras acabado)

sistencia estructural como de riesgo de encharcamiento por las flechas existentes y la deformabilidad de las vigas.

- La solución propuesta debía cumplir los siguientes principios:
- La ejecución del refuerzo no debía interferir con las instalaciones ni la actividad del local.
 - La fase elástica de las flechas debería recuperarse en el valor necesario para garantizar la estabilidad de la cubierta en caso de lluvia.
 - Los materiales y soluciones elegidos deberían ser ligeros y tener un alto grado de calidad y de prefabricación con objeto de minorar el impacto visual, reducir los plazos de ejecución y evitar problemas de control de calidad.

Freyssinet desarrolló la propuesta de refuerzo de los elementos estructurales complementada con el estudio de inestabilidad por lluvia.

Para las vigas secundarias, se determinó que las flechas no condicionaban la evacuación del agua de lluvia y presentaban valores dentro de norma. Para la merma en la resistencia a flexión se propuso la aplicación de un refuerzo con tejido de fibra de carbono.

Para las vigas principales, el requerimiento de control de flecha y las deficiencias a flexión y cortante, condicionaron el refuerzo. Se propuso un refuerzo activo consistente en 4 cordones de pretensado exterior (Ø15,2 mm) dispuestos en anclajes 1R15 en cada extremo de la viga. Con esta solución se reduce la flecha (controlando la acumulación de agua), y se corrigen las deficiencias de resistencia.

El estudio de la inestabilidad por acumulación de agua permitió comprobar que la estructura reforzada permitirá la correcta evacuación de la lluvia y que admitirá los esfuerzos producidos por el valor máximo de cargas una vez estabilizadas las flechas progresivas.

93. ESTRUCTURA DEL CENTRO CANALEJAS MADRID. UN CASO SINGULAR DE REHABILITACIÓN URBANA

STRUCTURAL DESIGN FOR CENTRO CANALEJAS MADRID. A STUDY CASE OF URBAN REFURBISHMENT

David Rodríguez Muñoz. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. david@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro@mc2.es
 Belén Ballesteros Molpeceres. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. belen@mc2.es

Rehabilitación, fachada existente, apeo de soportes, usos múltiples, proceso constructivo ascendente-descendente.

Refurbishing, existing façade, columns propping, multipurpose, "upward-downward" construction process.

La remodelación de los edificios que componen la denominada "manzana de Canalejas" en Madrid suponen un ejemplo singular de ingeniería estructural que da respuesta a los desafíos y condicionantes de un edificio singular a rehabilitar integralmente en un entorno urbano consolidado.

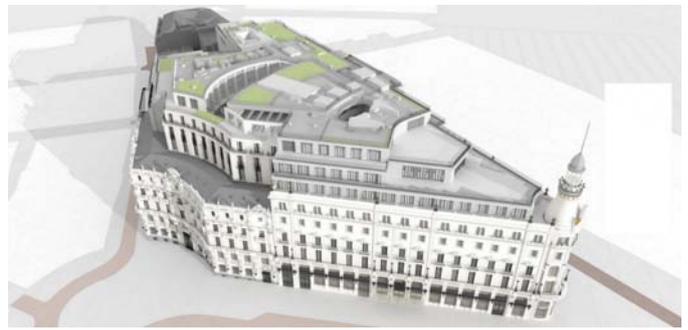
Originalmente compuesta por un grupo de 6 edificios de edad, altura y estilo arquitectónico dispar, pero con el denominador común del uso mixto bancario-residencial, el proyecto plantea una unificación funcional interior para alojar usos hoteleros, comerciales, residenciales y de aparcamiento.

El grado de protección de los edificios originales es desigual, lo que tiene su traslación en la magnitud de los elementos a conservar, tanto elementos ornamentales desmontados para su posterior reposición, como elementos estructurales, fundamentalmente fachadas, mantenidos en su ubicación original durante la totalidad de la actuación.

La estratificación horizontal de los usos del nuevo edificio (residencial, hotelero, comercial, aparcamiento) con diferentes modulaciones funcionales, la conservación de los desiguales niveles de forjado originales, la integración de los elementos preexistentes y los propios condicionantes de ejecución de las obras en un emplazamiento tan céntrico suponen un cuerpo de condiciones de contorno que influyen de manera decisiva en el diseño de la estructura.



Estado original del conjunto de edificios (2011). En primer plano pueden observarse los dos edificios



Vista del estado reformado del conjunto de edificios. La actuación armoniza el volumen del conjunto

La estructura del edificio, compuesta fundamentalmente de losas macizas armadas apoyadas en soportes y núcleos de hormigón, se ve frecuentemente alterada por grandes apeos en forma de potentes vigas mixtas o celosías de gran canto, como las que soportan el edificio por encima de la gran sala de eventos (Ball Room) que debe ser fundamentalmente diáfana.

La excavación de cuatro nuevos sótanos en un casco urbano consolidado supone la necesidad de implementar un sistema de contención y arriostramiento adecuado a las necesidades de la obra y que se fundamente en un proceso constructivo de tipo ascendente-descendente.

Sin embargo, el aspecto de mayor influencia en el desarrollo de la construcción es el derivado de la necesaria conservación de las fachadas originales, lo que supone el desarrollo de estructuras provisionales específicas que permiten el apeo y estabilización de las mismas durante el proceso de demolición y posterior reconstrucción de la estructura interior.

En conjunto, la estructura diseñada que se desarrolla en la presente comunicación responde de manera ajustada y creativa a las necesidades de ejecución de un edificio dedicado a usos múltiples sobre un conjunto de edificios existentes de muy distinta naturaleza y en un entorno urbano muy céntrico y complejo.

95. SISTEMAS DE ESTABILIZACIÓN Y APEO DE FACHADAS EN INTERACCIÓN CON ESTRUCTURAS EXISTENTES EN EL CENTRO CANALEJAS MADRID

FAÇADE STABILIZATION AND PROPPING WITH INTERACTION BETWEEN NEW AND EXISTING STRUCTURES IN THE CENTRO CANALEJAS MADRID

David Rodríguez Muñoz. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. david@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro@mc2.es
 César Herrera Castilla. CHC Ingenieros. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesar.herrera@chcingenieros.es

Protección patrimonial, estabilización de fachada, apeo de fachada, micropilote, monitorización.

Heritage protection, façade stabilization, façade propping, micropile, monitoring.

El Centro Canalejas Madrid es una actuación urbana en el centro de Madrid que tiene como objeto la remodelación integral de un conjunto de edificios de distinta naturaleza para dar lugar a un edificio unitario de diferentes usos al que se le añaden cuatro sótanos adicionales,

manteniendo ciertos elementos estructurales existentes de los edificios originales.

Con la única excepción de Alcalá, 6, la totalidad de los edificios pre-existentes tienen un nivel de protección patrimonial que incluye el mantenimiento de la fachada en su emplazamiento y materialidad. Adicionalmente, en los edificios más emblemáticos (Alcalá, 14 y Canalejas, 1) dicha protección se extiende a los elementos horizontales de la primera crujía estructural, la única zona que se conserva inalterada desde la construcción original.

El mantenimiento de las fachadas durante todo el proceso de construcción y su integración en el edificio reformado supone el desarrollo de sistemas de apeo vertical y estabilización horizontal que aseguren la integridad de los elementos protegidos, aun tras ser despojados de su cimentación y de la estructura interior a la que se encontraban unidos.

El sistema de apeo básico consiste en una doble cortina de micropilotes que sustenta una pareja de vigas gemelas unidas entre sí mediante barras pretensadas en su coincidencia con machón y mediante una conexión rígida bajo los huecos de fachada. El sistema de estabilización tipo consiste en la instalación de una torre de estabilización tipo "mecano" por el interior del edificio que se apoya en un pórtico metálico cimentado, a su vez, en torres de micropilotes que se van arriostrando según va avanzando la excavación.

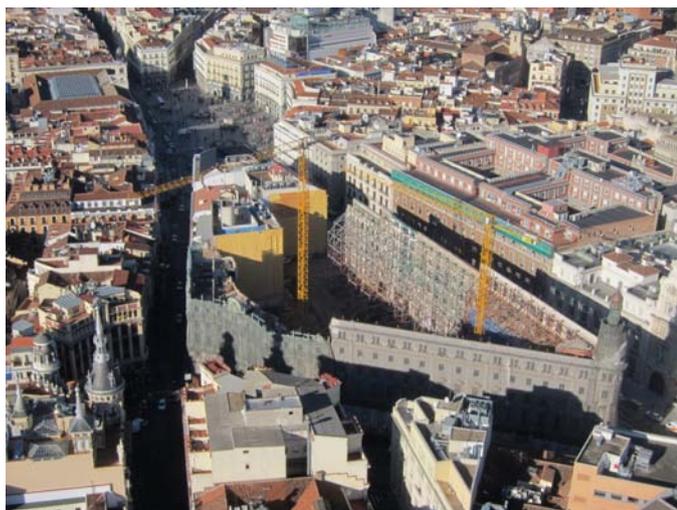


Figura 1. Vista área del conjunto de la manzana tras la demolición de la estructura no protegida



Figura 2. Vista inferior de las torres de estabilización en la fachada de Alcalá 14

En los edificios más representativos, la protección estructural también alcanza a los forjados de la primera crujía, compuestos por vigas metálicas y entrevigados cerámicos. La materialidad de los mismos se ha conservado mediante su apeo provisional sobre las propias torres de estabilización y se ha incrementado su capacidad mediante la sustitución y refuerzo de su capa de compresión, así como mediante la adición de refuerzos metálicos puntuales.

La actuación sobre la estructura existente se ha realizado con los datos de una exhaustiva campaña de inspecciones, catas y ensayos para caracterizar los elementos cuya conservación era preceptiva y sobre los que se iba a actuar.

Toda la ejecución se ha controlado con una monitorización de los movimientos de las fachadas con el fin de conocer la evolución de su comportamiento y corregir asentamientos o desplomes imprevistos.

97. CENTRO CANALEJAS MADRID. ASPECTOS RELEVANTES DE LA CONSTRUCCIÓN

CENTRO CANALEJAS MADRID. CONSTRUCTION MAIN ISSUES

David Rodríguez Muñoz. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. david@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2-Estudio de Ingeniería SL. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro@mc2.es
 Manuel Carlos Carreto Prades. OHL Construcción. Oficina Técnica Proyecto Canalejas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mcarreto@ohl.es

Conservación de fachada, profundización, proceso constructivo ascendente-descendente, compensación de empujes, planta interfaz.

Façade preservation, foundation deepening, "upward-downward" construction process, earth pressure balancing, interface level.

El Centro Canalejas Madrid es una actuación urbana en el centro de Madrid que tiene como objeto la remodelación integral de un conjunto de edificios de distinta naturaleza para dar lugar a un edificio unitario.

Los procesos constructivos y la tecnología empleada en la ejecución de la estructura están fuertemente influidos por dos condicionantes: la estabilización de la fachada y la profundización de los sótanos en un entorno tan sensible, a pocos metros de la Puerta del Sol de Madrid.

El primer factor tiene una importancia capital en el desarrollo de la construcción, tanto en lo referente al espacio ocupado por los propios estabilizadores y su interferencia con los elementos estructurales originales y futuros, como en la limitación que genera de accesibilidad de materiales y maquinaria a la propia parcela y en el ámbito de las primeras crujías. De manera inevitable, el acceso y circulación de maquinaria se ve muy restringido en este ámbito, por lo que los medios auxiliares deben ser de pequeñas dimensiones.

El segundo factor ha conducido, de manera casi natural, hacia un proceso constructivo ascendente-descendente, donde la compensación de los empujes que se crean con el incremento de excavación es equilibrada de manera exclusivamente interior a la parcela por los forjados definitivos, evitando con ello la utilización de sistemas hacia el exterior (anclajes) o provisionales hacia el interior (puntales o estampidores). Se reducen con ello las interferencias con elementos preexistentes (túneles de metro, galerías de servicio, cimentaciones colindantes...) en un entorno urbano tan consolidado.

La influencia de los factores anteriores deriva en una ejecución llena de singularidades, aun cuando las tipologías estructurales pueden considerarse relativamente convencionales. Desde la demolición in-

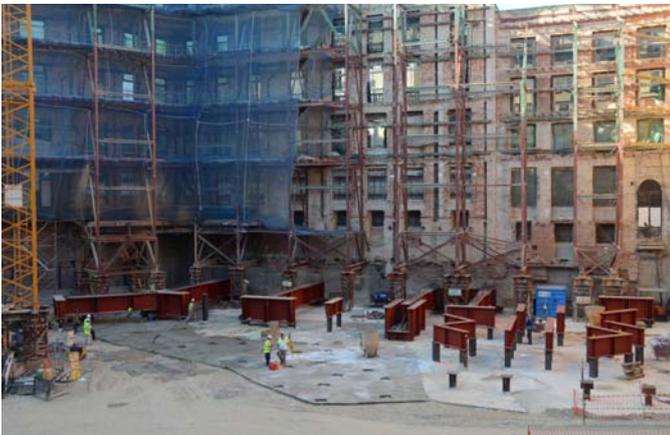


Figura 1. Vista general de los primeros encepados provisionales asociados a la planta interfaz



Figura 2. Vista de la interfaz entre el tajo ascendente y el descendente

terior y vaciado hasta la cota de explanación inicial hasta el último hormigonado de cubierta, cada una de las fases ha requerido constantes modificaciones y adaptaciones desde la ortodoxia tipológica a la realidad constructiva. A partir de metodologías “clásicas” se han implementado desarrollos tecnológicos en la búsqueda de una ejecución más rápida y eficaz.

La utilización de un proceso constructivo ascendente-descendente permite, asimismo, una óptima distribución de recursos entre la construcción bajo rasante y sobre rasante, acompasando los ritmos de ejecución. De esta manera, el tramo aéreo, tras cuyos pasos deben avanzar numerosos oficios (fachadas, instalaciones, acabados, interiorismo...) puede progresar con una rapidez mayor que el tramo subterráneo que, coincidente con las plantas de aparcamiento, necesita de una menor labor posterior a la finalización de la estructura.

107. PROYECTO DE LA NUEVA ESTRUCTURA PARA LA AMPLIACIÓN DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID

DESIGN OF THE NEW STRUCTURE FOR THE ATLÉTICO DE MADRID NEW STADIUM EXPANSION

Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2 Estudio de Ingeniería. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos. ginés@mc2.es
David Rodríguez Muñoz. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. david@mc2.es

Belén Ballesteros Molperez. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniera. Ingeniera de Caminos. belen.ballesteros@mc2.es
Marta Palacios Lloret. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniera. Ingeniera de Caminos. marta@mc2.es
Jesús Gómez Hermoso. FCC Construcción. Jefe de Departamento. Dr. Ingeniero de Caminos. jgomez@fcc.es

Estadio de fútbol, pórticos de hormigón armado, forjados armados y postesados, vigas prefabricadas, cimentaciones pilotadas.

Football stadium, reinforced concrete frames, reinforced and post-tensioned slabs, precast beams, pile foundations.

La estructura de la ampliación del nuevo estadio de fútbol del Atlético de Madrid se ha planteado empleando el hormigón armado y pretensado como material predominante, manteniendo de este modo una completa identidad formal respecto a la estructura del edificio existente del Estadio de Madrid. El estadio existente, más conocido como La Peineta, estaba inicialmente diseñado para la celebración de competiciones de atletismo y estaba formado por dos graderíos situados únicamente en el lado oeste de la pista los cuales tenían una capacidad de hasta 12.500 espectadores.

La nueva estructura de la ampliación del estadio está formada por un conjunto de grandes pórticos radiales de hormigón armado que completan, conjuntamente con el graderío existente, un estadio completamente cerrado con tres graderíos diferenciados, cuyo aforo total máximo es de 70.000 espectadores. Los pórticos radiales superiores, que albergan los graderíos alto y medio, mantienen un ancho uniforme de 0,60 m y están formados por pilares de sección rectangular, vigas en sección “T” en correspondencia con las losas superiores del edificio, y vigas inclinadas de canto variable entre 1,00 m y 1,30 m, las cuales reciben el apoyo de las vigas isostáticas de hormigón prefabricado que conforman las piezas de grada. El edificio se completa con forjados de hormigón armado y/o post-tensado, los cuales formalizan las diferentes plantas superiores y sótanos, y con la incorporación de muros perimetrales que envuelven el edificio.

Un aspecto fundamental en el desarrollo de la actuación es la ausencia de juntas de dilatación en la totalidad del edificio ampliado. La forma anular de las diferentes plantas del edificio determina un comportamiento muy favorable frente a los efectos de las deformaciones impuestas. El efecto sobre la estructura de los fenómenos térmicos y reológicos se ha evaluado mediante análisis no-lineal empleando modelos globales de la estructura.

La cimentación del edificio constituye también un reto importante en su diseño y construcción, debido a que el estadio se encuentra situado sobre una antigua mina a tajo abierto con profundidades de hasta 40 m. De este modo, las cimentaciones se han llevado a cabo empleando pilotes perforados de gran diámetro, 850 y 1.500 mm, y



Maqueta del proyecto de ampliación del estadio



Finalización de la estructura de la ampliación del estadio

longitudes de entre 30 y 47 m, empleando camisa recuperable en los 3 primeros metros y lodos tixotrópicos.

La ampliación del estadio supone un incremento de superficie construida de 83.100 m² completando, con los 58.500 m² del edificio existente, una superficie total de 141.600 m².

108. PROYECTO DE REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO EXISTENTE DEL NUEVO ESTADIO DEL ATLÉTICO DE MADRID

REHABILITATION DESIGN OF THE EXISTING BUILDING STRUCTURE OF THE ATLÉTICO DE MADRID NEW STADIUM

Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2 Estudio de Ingeniería. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos. gines@mc2.es

David Rodríguez Muñoz. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. david@mc2.es

Pietro Bartalotta. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero Civil. pietro@mc2.es

Luca Ceriani. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero Civil. luca.ceriani@mc2.es

Jesús Gómez Hermoso. FCC Construcción. Jefe de Departamento. Dr. Ingeniero de Caminos. jgomezh@fcc.es

Estadio de fútbol, rehabilitación, refuerzo de forjados existentes, refuerzo de cimentaciones, micropilotes.

Football stadium, rehabilitation, strengthening of existing slabs, strengthening of foundations, micropiles.

El proyecto de rehabilitación del edificio original del Estadio de Madrid (La Peineta) consiste en la adecuación de su uso para formar parte del nuevo estadio de fútbol del Club Atlético de Madrid conjuntamente con el proyecto de ampliación del mismo. El diseño contempla el máximo aprovechamiento del edificio existente en el cual se ubican los usos más representativos del nuevo estadio, como el área de jugadores, Presidencia, área VIP, prensa, museo y zona comercial.

El estadio existente estaba inicialmente diseñado para la celebración de competiciones de atletismo y estaba formado por dos graderíos situados únicamente en el lado oeste de la pista los cuales tenían una capacidad de hasta 12.500 espectadores, y un edificio dorsal situado



Vista del edificio existente



Vista frontal del edificio existente con el graderío bajo demolido

bajo la cota de acceso formado por dos sótanos, completando una superficie total construida de 58.500 m². La adecuación de la estructura del edificio se articula en una serie de actividades diferenciadas las cuales destacadas seguidamente.

Inicialmente se lleva a cabo la demolición del graderío bajo existente concebido en el proyecto original mediante una estructura provisional, manteniéndose exclusivamente el graderío alto. Asimismo, se realizan las tareas de apertura y cierre de huecos en los forjados y muros del edificio empleando soluciones de refuerzo mediante bandas de acero, conectadas a los elementos existentes con barras de acero B500S y resinas epoxi.

Por otra parte, se incorporan una serie de nuevos forjados en las zonas interiores del edificio dorsal empleando sistemas mixtos, y se modifica la estructura de la zona Oeste mediante la disposición de forjados intermedios y la demolición parcial del muro dorsal para la implantación de la zona comercial del estadio.

La disposición de los nuevos forjados requiere la incorporación de nuevas cimentaciones ubicadas en el área interior del edificio y el refuerzo de algunas cimentaciones ya existentes, resueltas en ambos casos mediante el empleo de micropilotes. La elección de esta tipología responde a la necesidad de ejecutar las unidades de cimentación desde el interior del edificio, con las condiciones de espacio para la ubicación y la circulación de la maquinaria que ello requiere.

Otro aspecto importante es la incorporación de una nueva cubierta apoyada sobre dos parejas de pórticos del graderío alto existente. En el proyecto original de La Peineta se consideró la presencia de una posible cubierta cuyas solicitaciones sobre los citados pórticos resultaba del mismo orden de magnitud que las previstas para la nueva cubierta.

115. PROYECTO SISMORRESISTENTE DEL MUELLE DE PUERTO QUETZAL, GUATEMALA

EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF THE PUERTO QUETZAL WHARF, GUATEMALA

Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A. Presidente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.millanes@ideam.es
 Miguel Ortega Cornejo. IDEAM, S.A. Director de Ingeniería. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.ortega@ideam.es
 Carlos Gordo Monsó. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. carlos.gordo@ideam.es
 Pedro Atanasio Utrilla. IDEAM, S.A. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pedro.atanasio@ideam.es

Puerto, sismorresistente, diseño por capacidad, diseño basado en el desempeño, pushover.

Port, earthquake resistant, capacity design, performance-based design, pushover.

El proyecto sismorresistente de muelles portuarios construidos sobre pilotes presenta particularidades significativas en los aspectos relacionados tanto con su proceso constructivo como con la estrategia y concepción sismorresistente. En muchas ocasiones se trata de estructuras críticas para el desarrollo económico de una región, cuyo daño tras un evento sísmico puede afectar tanto a la actividad mercante, como a la capacidad de proporcionar asistencia inmediata tras el evento sísmico, como se ha puesto de manifiesto en los terremotos de Maule (Chile) y Haití de 2010, y Tohoku (Japón) de 2011.

La normativa internacional aplicable a proyectos de estas características ha sido objeto de una intensa revisión en los últimos años, y ha adoptado algunas de las tendencias más recientes con objeto de racionalizar y cuantificar el desempeño y probabilidad de daño de estas estructuras durante un evento sísmico (performance-based-engineering). Uno de los aspectos fundamentales de esta actualización ha sido el establecer tres niveles de demanda sísmica para los cuales se proporcionan objetivos de desempeño estructural explícitos, en términos de deformaciones máximas esperables en los materiales.

Recientemente, IDEAM ha proyectado la estructura portuaria cimentada sobre pilotes del muelle de Puerto Quetzal, en la costa del Pacífico de Guatemala, una zona de sismicidad extremadamente alta (PGA = 0,60 g para un periodo de retorno de TR 1.000 años). La solución planteada, aprovechando las condiciones más favorables para su construcción, ha sido la de una losa de hormigón armado de dos espesores diferentes, construida sobre una malla de 6 m x 6 m pilotes de hormigón armado verticales construidos in-situ. Una familia de vigas longi-



Vista general del muelle de descarga y plataforma de almacenaje de contenedores de Puerto Quetzal

tudinales une las cabezas de todos los pilotes permitiendo la colocación de prelosas prefabricadas que actúan de encofrado perdido para la losa definitiva. El muelle de 350 m de largo y 37,50 m de ancho es capaz de albergar hasta 4 grúas Post-Panamax STS (Ship-to-Shore), y hasta dos grúas MHC (Mobile-Harbor-Crane) de 500 t.

En este artículo se describe la concepción general de la estructura, incidiendo en los aspectos relacionados con la estrategia sismorresistente. De igual manera se describen los análisis desarrollados para el proyecto, destacando aquellos elementos que, por su diferencia con respecto a otro tipo de infraestructuras, merece una atención especial, tales como los notables efectos de torsión en planta debido a la excentricidad de la masa con respecto al centro de rigidez, los límites a los desplazamientos impuestos por las instalaciones, y la tolerancia de la estructura a la incertidumbre del comportamiento del suelo.

123. CONSTRUCCIÓN DE SÓTANOS BAJO EL MERCADO MODERNISTA DE SANT ANTONI EN BARCELONA

CONSTRUCTION OF BASEMENTS UNDER THE MODERNIST MARKET OF SANT ANTONI IN BARCELONA

Ramón Sánchez Fernández. SACYR. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rsfernandez@sacyr.com
 Ángel Sánchez de Dios. SACYR. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. asanchezd@sacyr.com
 Arnau Teruel Sicart. Esteyco. Ingeniero de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arnau.teruel@esteyco.es
 Luis Castro Soto. Esteyco. Ingeniero de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.castro@esteyco.com

Reforma, renovación, descendente-ascendente, apeos, profundización.

Refurbish, renovation top-down, shore up, deepening.

El mercado modernista de Sant Antoni de 1882 es uno de los más importantes de Barcelona con una superficie de 5.214 m². Fue el primer edificio de esas características en construirse según el plan original de Ildefonso Cerdá. En planta presenta forma de cruz griega con una cúpula central y la estructura es de fundición.

El proyecto genera 4 sótanos para dar cabida a una nueva gran superficie bajo el mercado actual con uso comercial.

La ejecución se ha realizado mediante un sistema descendente-ascendente; la pantalla perimetral de 1,0 m de espesor y 40 m de profundidad se ha ejecutado mediante hidrofresa.

La losa de nivel 0 se apoya en pilas-pilote de 1.200 mm con camisa exterior de acero y con luces de 20,0 m. La losa se ha proyectado aligerada de 1,20 m de canto postesada en dos direcciones y sin juntas.

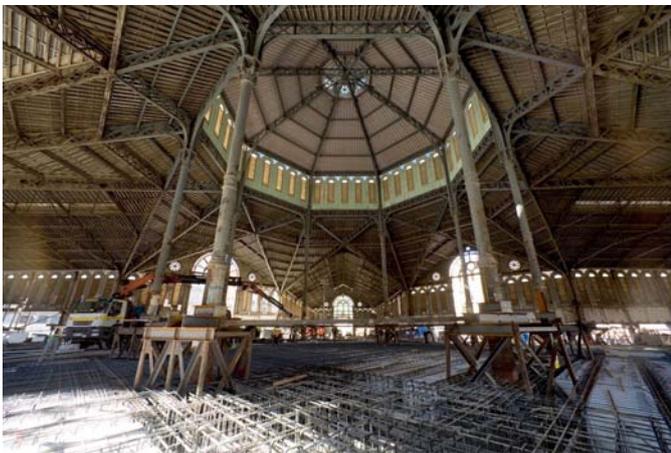
Para la ejecución de la losa de nivel 0 ha sido necesario apea provisionalmente la estructura existente del mercado en el aire, mediante un sistema de vigas metálicas que se apoyan en micropilotes. Un estudio detallado de la estructura de fundición ha permitido conservarla casi en su totalidad realizando labores mínimas de limpieza y protección.

La distribución de pilares en sótanos se ajusta a una malla de 9 x 9 m aproximadamente, lo que ha obligado a la realización de unas nuevas pilas-micropilote bajo losa de nivel 0.

Adicionalmente, se han integrado en la estructura definitiva restos arqueológicos, como la antigua muralla de la ciudad o la calzada de la Vía Augusta. El apeo provisional de la muralla se ha realizado mediante micropilotes y el de la calzada romana mediante un sistema de cajones hincados.



Apeo de la estructura existente



Vista de la cúpula central

159. ELIMINACIÓN DE JUNTAS DE DILATACIÓN EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. APLICACIÓN DE MODELOS COHESIVOS NO LINEALES

SUPPRESSION OF EXPANSION JOINTS IN BUILDINGS. APPLICATION OF COHESIVE NON LINEAR MODELS

Jacinto Ruiz Carmona. Mecanismo Ingeniería/UCLM. Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jacinto.ruiz@mecanismo.es
 Juan Rey Rey. Mecanismo Ingeniería/UPM. Director. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. juan.rey@mecanismo.es
 Pablo Vegas González. Mecanismo Ingeniería. Asociado. Arquitecto. pablo.vegas@mecanismo.es

Juntas de dilatación, modelos cohesivos, estructuras de hormigón armado.

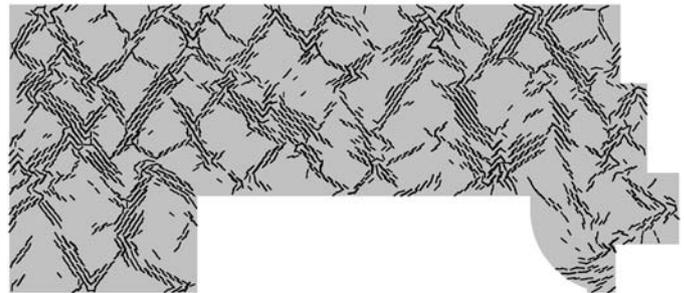
Expansion joints, cohesive models, reinforced concrete structures.

Las juntas de dilatación son elementos de separación que dividen la estructura de un edificio con el fin de permitir los desplazamientos

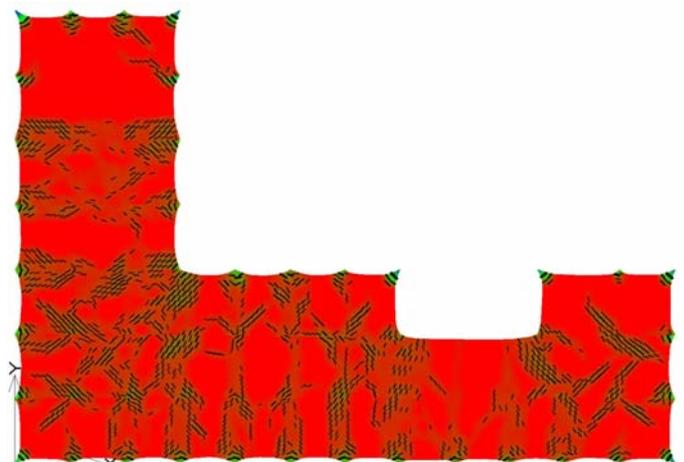
de la estructura ante deformaciones de tipo termohigrométrico. Estas juntas ayudan a disipar esfuerzos en pilares y pantallas cuya evaluación es compleja, dado que en un análisis lineal los esfuerzos obtenidos conllevarían, por lo general, unas cuantías de armado inadmisibles. Asimismo las juntas son elementos que suelen generar problemas tanto de proyecto como constructivos y de mantenimiento, por lo que su eliminación suele ser deseable en muchos casos. En la normativa actual, CTE-DB-SE-AE, para no tener en cuenta el efecto de las acciones térmicas en el cálculo considerando despreciable su efecto, la longitud máxima de los elementos estructurales continuos no debe sobrepasar la dimensión de 40 metros de longitud. La dificultad de encontrar herramientas comerciales que permitan el análisis de los efectos termohigrométricos (fluencia, retracción y cambios térmicos) junto con la fisuración, conlleva que en muchos casos se estén disponiendo juntas que podrían evitarse con el fin de cumplir los requerimientos expuestos en el CTE.

En los últimos años el desarrollo de técnicas numéricas ha permitido que se pueda realizar el análisis detallado de los elementos estructurales teniendo en cuenta las características no lineales tanto geométricas como de los materiales. Este hecho permite el análisis de las estructuras de hormigón armado, evitando las limitaciones anteriormente citadas del cálculo lineal. En la presente ponencia exponemos un análisis de cómo varían los esfuerzos en elementos verticales según la distancia entre juntas, así como una serie de ejemplos reales de análisis de edificios sin junta, superando los límites establecidos en la Normativa vigente.

Los cálculos se han llevado a cabo con un modelo de fisuración cohesiva distribuida en banda, implantado en el programa comercial ATENA, desarrollado por Cervenka Consulting. Los resultados muestran cómo es posible realizar de forma sencilla análisis de estructuras con



Patrón de fisuración tras retracción en planta baja de un edificio con muros perimetrales



Deformada y patrón de fisuración de una planta apoyada en pilares

distancias entre juntas superiores a 40 metros, determinando de forma cuantitativa los sobre-esfuerzos en elementos horizontales debidos a acciones térmicas.

164. CONSTRUCCIÓN DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II EN MADRID

BUILDING THE BANCO POPULAR'S NEW HEADQUARTERS PHASE II IN MADRID

Susana Jareño Cobo. Dirección Técnica. DRAGADOS. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. sjarenoc@dragados.com
 M.ª Mercedes Madrid Ramos. Dirección Técnica. DRAGADOS. Jefa de Servicio de Estructuras de Edificación. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mmadrid@dragados.com
 Ángel Vidal Vacas. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.vidal@mc2.es
 Álvaro Serrano Corral. MC2 Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.serrano@mc2.es

Cimbrados, celosías metálicas, pasarelas entre edificios, izado de estructuras, cargas especiales durante la construcción.

Centering, metal trusses, lifting structures, walkway connection, special loads during construction.

La Nueva Sede Social de la entidad bancaria se ha construido en la calle Juan Ignacio Luca de Tena de Madrid.

Durante la ejecución del edificio han sido múltiples las intervenciones y actuaciones que han permitido ajustar la producción a los plazos de entrega exigidos en contrato.

Las cuatro plantas bajo rasante, con una tipología estructural de losas armadas, se encofraron con un sistema de mesas. Sobre rasante, las plantas están constituidas por losas postesadas de 30 cm de espesor y luces de 10,40 m por lo que para ajustar mejor los ciclos de producción se optó por un sistema de encofrado tradicional. En ambos casos, se realizaron estudios de reapuntalamiento y análisis de resistencia del hormigón que permitieran la recuperación del material de encofrado lo antes posible. Estos estudios más generales debieron pormenorizarse en el caso de estructuras singulares como la losa inclinada del salón de actos con un voladizo postesado de 7,80 m.

A lo largo de todo el proceso constructivo fueron necesarias numerosas comprobaciones en los forjados de planta baja y sótano -2 para poder introducir sobre los mismos vehículos auxiliares de gran peso y potencia.

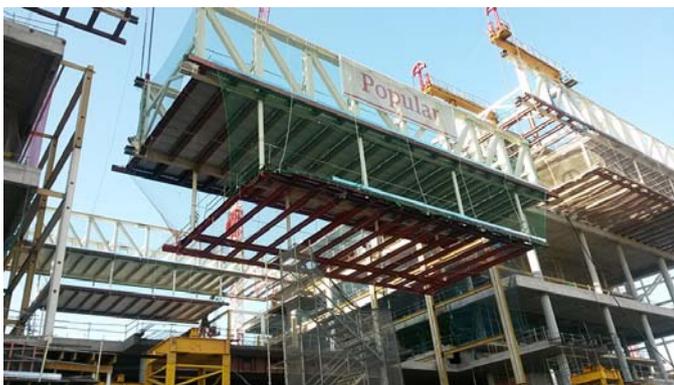


Figura 1. Vista durante el izado del "Puente Norte"



Figura 2. Vista exterior del edificio en construcción

Algunos de los elementos más representativos del edificio son las grandes cerchas metálicas colocadas en cubierta desde las que se cuelgan forjados mixtos de la planta inferior, sirviendo además de pasarelas de conexión entre los distintos módulos de oficinas.

La elevación y posicionamiento de estas cerchas ha sido uno de los procesos más singulares de la construcción del edificio, condicionado en parte por las limitaciones de acopio de la parcela y por la alta precisión de las maniobras a realizar.

Las celosías que apoyan sobre forjados fueron elevadas mediante potentes grúas móviles, mientras que los "puentes" entre edificios requirieron un premontaje sobre el forjado de planta baja de manera que se redujeran los trabajos en altura. Para el izado de los "puentes" se emplearon equipos de gatos hidráulicos posicionados en la cubierta, controlando sus movimientos informáticamente. La estructura del "puente" permanecía colgada hasta la ejecución de las uniones atornilladas en su posición definitiva.

166. REMODELACIÓN INTEGRAL DEL ESTADIO SANTIAGO BERNABÉU: LA OBLIGACIÓN DE APROVECHAR LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS EXISTENTES

INTEGRAL RENOVATION OF THE SANTIAGO BERNABÉU STADIUM: THE OBLIGATION TO TAKE ADVANTAGE OF THE DIFFERENT EXISTING STRUCTURES

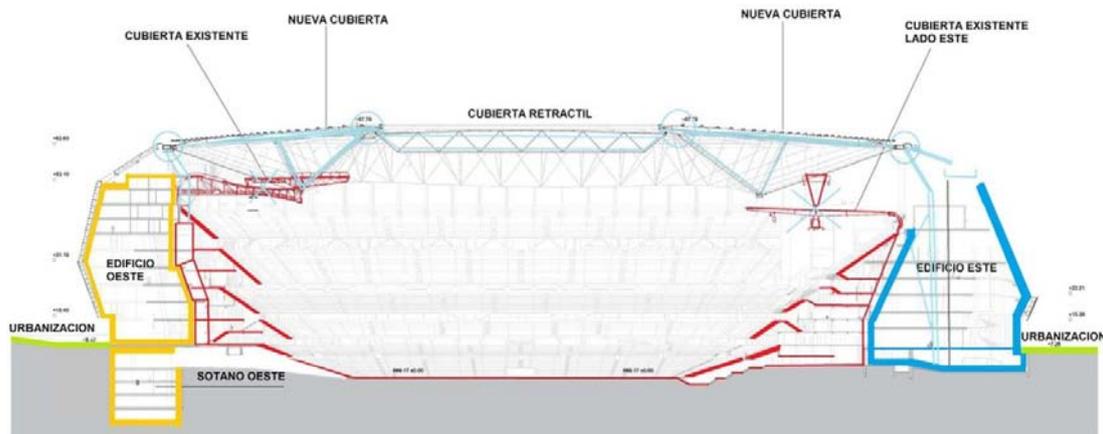
José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com
 José Luis Martínez Martínez. INES Ingenieros. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlmm@inesingenieros.com

Estadio, Bernabéu, remodelación, cubierta retráctil, viento.

Stadium, Bernabéu, remodeling, retractable roof, wind.

INES forma parte del equipo que desarrolla el proyecto de remodelación del Estadio Santiago Bernabéu de Madrid. Este proyecto busca restablecer el estadio como un punto de referencia deportivo a nivel mundial.

Este nuevo diseño incluye la remodelación integral del estadio actual mediante la construcción de fachadas curvas asimétricas que rodean la antigua y nueva estructura, la instalación de una nueva cubierta provista de un techo retráctil, la mejora de los usos actuales y accesos, la generación de nuevos espacios y usos, etc. Todas estas intervenciones se integran plenamente en el paisaje urbano.

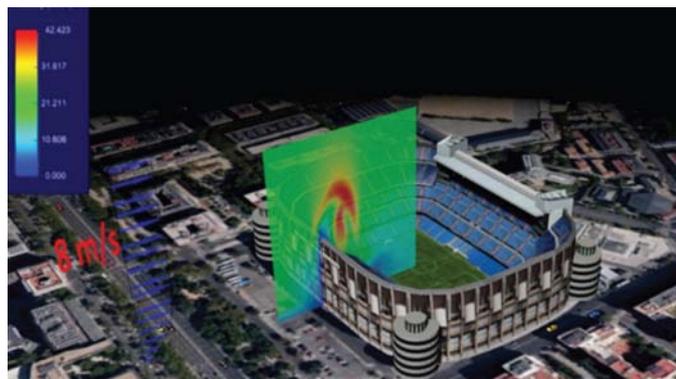


Sección transversal actual y futura

Un factor clave para la factibilidad de este gran proyecto es el mantener como hilo conductor de todo el proceso que la gestión de la construcción se debe de llevar a cabo interfiriendo mínimamente con el uso actual del estadio. Por ello dentro de los diferentes planteamientos estructurales realizados para las diferentes soluciones se ha visto que es necesario sacar el máximo rendimiento de la estructura existente, haciéndola trabajar, en ocasiones bajo configuraciones de carga y esfuerzos para los que hasta ahora no se había visto sometida. En el proyecto estructural, propiamente dicho, se ha contado con la estructura existente proveniente de los 4 momentos constructivos importantes del estadio: 1947-53, 1980, 1994 y 2004. El aprovechamiento inteligente de los elementos estructurales existentes ha permitido un proceso constructivo factible con el uso del estadio y una eficiencia técnico-económica.

La nueva cubierta se apoyará en unas extensiones metálicas que nacen de las actuales costillas de hormigón. La nueva fachada y el viento que actúa sobre ella será soportada mediante una nueva estructura materializada mediante tensores y montantes que también se encargará de trasladar las cargas de viento sobre la nueva cubierta, que ahora sobrevuela 12 m más alta que la actual.

Otro aspecto de interés que se trata en el artículo son los diferentes estudios de vientos llevados a cabo mediante CFD que han permitido, por una parte, anticipar de manera preliminar las cargas eólicas sobre la estructura (a la espera de los resultados del túnel de viento) y, por otra parte, analizar el rendimiento aerodinámico de la estructura existente con cubierta y sin la cubierta actual para analizar las futuras situaciones de confort para los espectadores durante las situaciones de obra.



Estudio de viento mediante CFD del estadio actual sin cubierta

167. ZÓCALO DE LA QUINTA TORRE DE MADRID: CONSTRUYENDO NUEVOS USOS SOBRE UNA BASE HEREDADA

FIFTH TOWER BASE IN MADRID: CONSTRUCTING NEW USES OVER AN INHERITED BASE

José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros. Director General.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com
José Luis Martínez Martínez. INES Ingenieros. Director Técnico.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlmm@inesingenieros.com
Marta Gil Jimeno. INES Ingenieros. Jefa de Proyecto. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mgj@inesingenieros.com
Gonzalo Moreno Bayo. INES Ingenieros. Ingeniero de Proyecto.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gmb@inesingenieros.com

Edificación singular, torre, zócalo, alternativas.

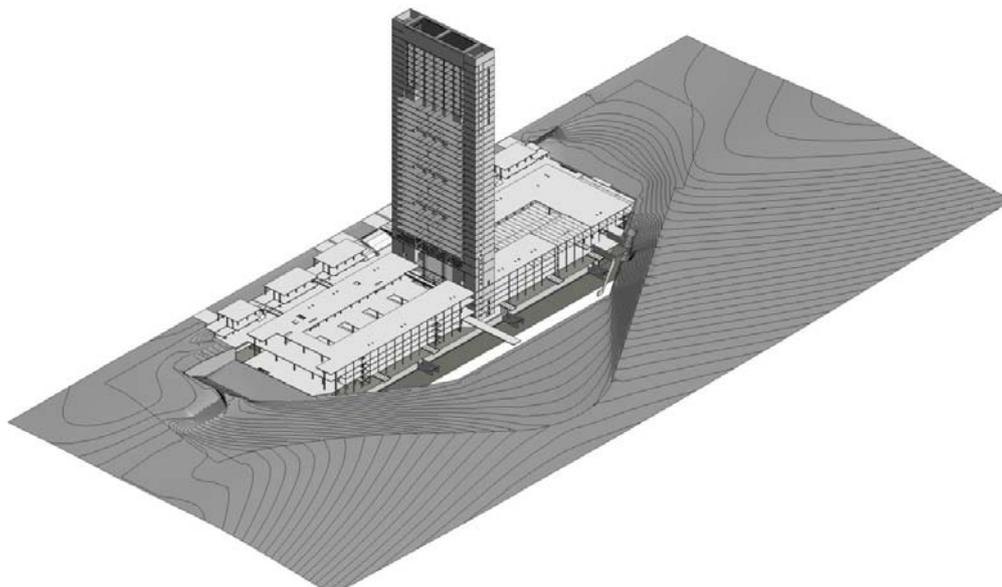
Singular building, tower, base, alternatives.

Tras la paralización de la construcción del Centro Internacional de Convenciones en Madrid, la parcela municipal donde se hubiera ubicado, situada junto a las Cuatro Torres, quedó convertida en un inmenso agujero cuya presencia deslució una de las zonas más modernas de Madrid. El proyecto de la Quinta Torre y su zócalo, trata de aprovechar el enorme potencial de la parcela, dándole un uso educativo, comercial y sanitario al espacio.

La paralización de las obras se realizó cuando la excavación ya estaba completamente realizada y se encontraban totalmente construidas las pantallas y, parcialmente las losas y muros de los primeros niveles. Constituían la estructura mínima necesaria para poder garantizar la estabilidad de la propia excavación y un condicionante fundamental para cualquier edificación futura en la parcela.

Sobre esta robusta base de hormigón armado, deben alzarse la torre principal y apoyarse las diferentes plantas del zócalo (hasta 5 nuevas), buscando a la vez cierta ligereza (para poder aprovechar la cimentación existente y la estructura vertical de las plantas ya ejecutadas) y también diafanidad, que le permita adaptarse a una arquitectura flexible y diversa debida a los diferentes usos para los que se ha concebido el edificio.

Ante esta situación se hace necesario un estudio de alternativas estructurales para cada uno de los niveles y zonas, que busque el equilibrio entre la rigidez que proporciona una retícula y capacidad prefijada por la edificación existente, las particularidades de cada



Modelo 3D de la futura estructura

espacio y, por supuesto, la agilidad y eficiencia de la futura construcción. Con las diferentes tipologías adoptadas debe darse respuesta a los grandes espacios abiertos necesarios para ubicar bajo rasante un auditorio, un polideportivo o una piscina, a la vez que se respetan los condicionantes propios de una clínica o una universidad, y se mantiene la estética singular que precisa una obra de estas características.

Desde el punto de vista de la ingeniería estructural, sólo el zócalo de la torre supone un gran reto tanto por las dimensiones totales (28.000 m² en planta y 8 niveles), como por la rigidez que introduce la construcción existente y por la gran variedad de usos e intereses participando en el proyecto.

168. CENTRO DE CONVENCIONES DE LIMA: UNA ESTRUCTURA SINGULAR EN UNA ZONA DE ALTA SISMICIDAD

LIMA CONVENTION CENTRE: A SINGULAR SEISMIC RESISTANT BUILDING STRUCTURE

Raúl Ríos. R. Ríos Ingeniería, Lima. Director. Ingeniero de Caminos. rrios@rriosingenieros.com

Tono Fernández Usón. Idom. Director de Proyecto. Arquitecto. jfu@idom.com

Javier Álvarez de Tomás. Idom. Arquitecto. jat@idom.com

Javier Gómez Mateo. Universidad Politécnica de Madrid. Arquitecto, Máster Estructuras. jgm@bernabeu.net

Alejandro Bernabeu Larena. Universidad Politécnica de Madrid.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. abl@bernabeu.net

Estructura sismorresistente, edificación singular, Centro de Convenciones de Lima.

Seismic resistant structure, singular building, Lima Convention Centre.

Inaugurado en octubre de 2015 para la reunión del Banco Mundial y el Fondo Monetario Internacional, el Lima Convention Center LCC, es uno de los mayores hitos de la construcción en Suramérica. Es una

obra de gran singularidad tanto en sus aspectos arquitectónicos como estructurales, que ha sido tanto diseñada como construida en el breve plazo de año y medio.

Tiene una planta rectangular de 100 × 60 metros y una altura total de 47 metros sobre rasante. Los espacios para convenciones y exhibiciones diáfanos generan unos requisitos estructurales de grandes luces sin apoyos intermedios, siendo el espacio del nivel superior una gran sala de convenciones, totalmente diáfana y que ocupa la mayor parte de la planta, lo cual se une al diseño arquitectónico de espacios abiertos en altura y hacia el exterior en forma de terrazas. La estructura salva luces de más de 40 metros con espacios a doble altura concatenados espacialmente. Además, dada la ubicación del proyecto en una zona de elevada sismicidad, la estructura está sometida a unos importantes esfuerzos horizontales.

La estructura resistente a los esfuerzos sísmicos está formada por un macrosistema compuesto por cuatro grandes núcleos de hormigón vinculados rígidamente entre sí mediante una trama de celosías que delimita exteriormente la sala principal de convenciones en el nivel superior, creando un sistema de gran rigidez en ambas direcciones horizontales. Este macrosistema se complementa con una serie de



Centro de Convenciones de Lima. Ejecución



Centro de Convenciones de Lima. Vista general

celosías interiores de menor luz y un sistema de pórticos rígidos en cada nivel intermedio que contribuyen al control de la deformada horizontal.

La estructura combina además elementos prefabricados de hormigón armado en los niveles bajo rasante y estructura mixta para los niveles superiores, y a pesar de la aparente irregularidad y las grandes luces responde con una gran eficiencia a las elevadas demandas sísmicas satisfaciendo a su vez los requisitos arquitectónicos.

178. LA LUNA HOTEL (BAKÚ, AZERBAIYÁN)

LA LUNA HOTEL (BAKU, AZERBAIJAN)

Fernando Martínez García. AECOM. Jefe del Departamento de Estructuras (España). Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fernando.martinez@aecom.com

Francisco López-Manzanares Garc. AECOM. Jefe de Equipo del Departamento de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. francisco.lopezmanzanares@aecom.com

José Soriano Martín. FHECOR. Jefe de Equipo del Departamento de Edificación. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsm@fhcor.es

Antonio Romero Ballesteros. FHECOR. Jefe de Equipo del Departamento de Edificación. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arb@fhcor.es

Concepción estructural, Sismo y viento, Proyecto Fast Track, Plataforma BIM.

Structural concept, Seismic and wind actions, Design in Fast Track, BIM Platform.

El edificio de LA LUNA HOTEL está destinado a ser un hotel de lujo de 120.000 m² situado en Baku (Azerbaiyán) junto a la costa, en un área ganada al mar Caspio de 12.800 m². La forma del edificio es de luna creciente.

El diseño consta de dos elementos diferenciados: el pódium, donde se ubican tres plantas que ocupan en su totalidad el espacio de la isla, y el edificio del hotel, que consta de 28 plantas y 153,55 m altura total.

El sistema estructural de la torre está formado por dos núcleos de hormigón más losas y pilares también de hormigón. Los pilares interiores son verticales, mientras que los exteriores siguen la curvatura

del edificio. Por ello, en ocasiones, se dividen en dos (vertical e inclinado) para evitar vanos demasiado largos en las losas.

Los dos núcleos están conectados mediante un puente celosía metálico de 90 m que soporta la parte de edificio situado entre los núcleos (izado desde el suelo hasta 98 m) y que se ha proyectado con vigas y pilares metálicos para reducir el peso que gravita sobre el puente. La cubierta se realiza mediante dos arcos metálicos que soportan la parte del edificio sobre la planta 28.

Las importantes cargas transversales son resistidas únicamente por los núcleos de hormigón. Baku está situado en una zona de intensidad sísmica 8 (Sds = 0,75 g), y el viento de diseño es de 191 km/h. El diseño sísmico realizado abarca desde el Cálculo Modal Espectral hasta el cálculo del Performance Based Design mediante un Non Linear Time History Analysis para comprobar la idoneidad de la estructura proyectada. La comprobación de la estructura frente a las cargas de viento se materializó imponiendo a la misma las cargas resultantes de la modelización del edificio en el túnel de viento.

El proyecto se desarrolló en Fast Trak, al mismo tiempo que progresaba la obra siguiendo un complejo proceso constructivo. Durante la etapa de diseño se iba emitiendo documentación para la construcción de partes de la obra.

Dada la complejidad de la forma del edificio, así como la necesidad de optimizar las labores de coordinación, el proyecto se ha hecho ba-



Recreación mediante fotorealismo de la situación del edificio una vez concluido



Imagen de la construcción de LA LUNA HOTEL

jo la plataforma BIM. La elaboración de un BIM Execution Plan al inicio de los trabajos permite un diseño coordinado de todas las disciplinas y facilita las labores de detección de interferencias. Adicionalmente, esta herramienta permite una rápida evaluación de las implicaciones de los cambios en el diseño.

180. MUSEO NACIONAL DE LA ENERGÍA DE PONFERRADA

ELECTRIC POWER NATIONAL MUSEUM IN PONFERRADA

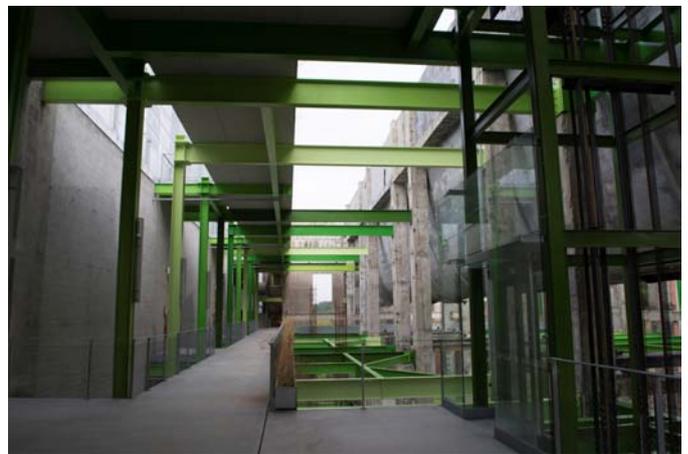
David Sanz Cid. CESMA Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com
Fabiola Pierantoni Silva. DRAGADOS. Ingeniera de Caminos. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. fpierantonisi@dragados.com

Rehabilitación, tipologías estructurales, celosías metálicas, refuerzo de estructuras, cúpula esférica.

Micropiles, metal trusses, structural typologies, reinforcement, spherical dome.

La ubicación del Museo Nacional de la Energía en la antigua Central Termoelectrónica de Compostilla en Ponferrada, requirió la adaptación de los denominados edificios de calderas y de turbinas a las nuevas necesidades, conservando los pilares y las fachadas originales, así como la construcción de un nuevo edificio adosado a los anteriores, en donde se situó un teatro digital con una cúpula esférica.

El edificio de Calderas está formado por ocho plantas de superficie aproximada 80×40 m, además de un sótano y la cubierta, mientras que el edificio de turbinas, de cuatro plantas más cubierta, presenta una planta de 75×32 m. Los forjados se resuelven por medio de losas macizas de 0,22, 0,25 o 0,30 m de espesor, forjado alveolar, o bien por medio de forjados mixtos, compuestos por vigas metálicas sobre las que apoya la losa de hormigón construida sobre una chapa grecada a modo de encofrado perdido. Las cubiertas en todos los casos están formadas por celosías metálicas. Los pilares de hormigón armado, conservados del edificio original, se refuerzan incorporando tanto pilares de hormigón como metálicos. El edificio nuevo, en el que sus forjados se resuelven mediante las mismas tipologías estructurales anteriormente mencionadas, presenta una planta de 85×67 m, y está formado por dos plantas, cubierta y sótano. Los pilares,



Vista interior del edificio de calderas

de hormigón armado hasta planta baja y metálicos a partir de este punto, forman una cuadrícula de 8,45 m aproximadamente. La cúpula esférica se resuelve mediante semiarcos metálicos arriostrados mediante anillos horizontales con sección tubular.

181. ESTUDIO NUMÉRICO DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN EL EDIFICIO DE LA 5.ª TORRE, MADRID

NUMERICAL STUDY OF WIND EFFECTS FOR THE 5TH TOWER IN MADRID

José Luis Martínez Martínez. INES Ingenieros. Director Técnico. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlmm@inesingenieros.com

José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros. Director General. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com

Edificios altos, efectos eólicos, CFD, Lattice Boltzmann.

Tall buildings, wind effects, CFD analysis, Lattice Boltzmann.



Vista exterior del museo

Junto a las cuatro torres, en el norte de Madrid, se proyecta un edificio compuesto por un amplio zócalo y un edificio de 160 m de altura sobre la cota de la plaza (190 m sobre la cimentación). La torre tiene unas dimensiones en planta de 67×16 m, lo que arroja una esbeltez geométrica de 10. La estructura, tanto los forjados como los núcleos verticales, es de hormigón por lo que el conjunto tiene una masa considerable y frecuencias propias de vibración relativamente bajas.

Estas características determinan un sistema estructural con características dinámicas sensibles al viento. La cercana presencia de las poderosas cuatro torres es una influencia eólica sin duda significativa y muy difícilmente evaluable por medios manuales. Por ello, el proyecto prevé un ensayo en túnel aerodinámico con capa límite del edificio y sus alrededores. No obstante, el desarrollo de los trabajos exige una estimación temprana de las acciones del viento para evaluar los esfuerzos en la estructura resistente al viento y en la cimentación. Asimismo, el predimensionamiento estructural precisa estimar las condiciones de confort en el edificio alto calculando las aceleraciones horizontales. Finalmente, la ordenación de la plaza, se beneficia de poder conocer las zonas de mayor y menor confort peatonal para lo que es necesario calcular las velocidades frecuentes del viento al nivel del suelo.



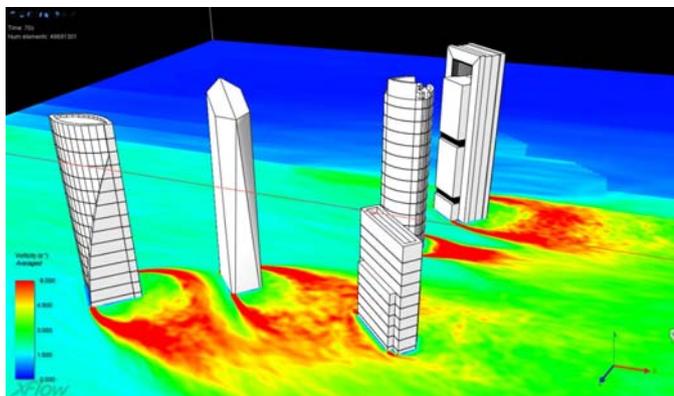
Recreación del conjunto de las cinco torres (Fenwick Iribarren Architects)

CARACTERÍSTICAS DE LA TORRE

El edificio alto tiene uso docente ya que aloja las aulas y zonas administrativas de la universidad IE. El zócalo comprende una plaza peatonal, instalaciones deportivas y dotacionales, un centro comercial y una clínica, además de plantas de aparcamiento. El artículo expone las características generales de la estructura frente a acciones horizontales.

CARACTERÍSTICAS DEL CÁLCULO

El cálculo de esfuerzos sobre la estructura comprende dos fases: evaluación de las fuerzas aerodinámicas, función del tiempo y variables a lo largo de la altura de la torre y cálculo dinámico de la torre que integra estas fuerzas dinámicas.



Vorticidad promedio a una cierta altura para una de las 16 simulaciones realizadas

Las acciones aerodinámicas se han calculado sobre un modelo CFD basado en partículas, siguiendo la metodología sin mallas conocida como modelos de lattice Boltzmann utilizada por el programa Xflow. Se ha modelizado el entorno en un radio de 1,50 km. El artículo expone las características del modelo numérico.

RESULTADOS

El artículo presenta los resultados obtenidos y los compara con los del dimensionamiento según Eurocódigo 1, además de los resultados comparados con los del estudio en túnel físico (aún pendiente de realización).

191. CUBIERTA DE LA AMPLIACIÓN DE LA TERMINAL DEL AEROPUERTO DE GRAN CANARIA

ROOF ON GRAN CANARIA AIRPORT TERMINAL ENLARGEMENT

Peter Tanner Furrer. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. MSc ETH, Zürich; Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

David Sanz Cid. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

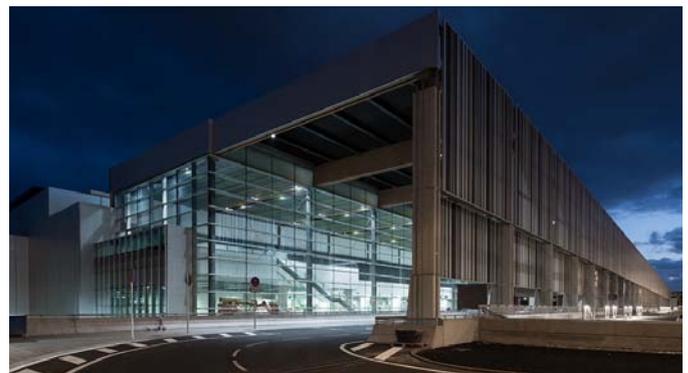
Condicionantes geométricos, vigas de madera, pilares metálicos, definición de uniones, simplificación estructural.

Geometrical constraints, timber beams, steel columns, connection design, structural simplicity.

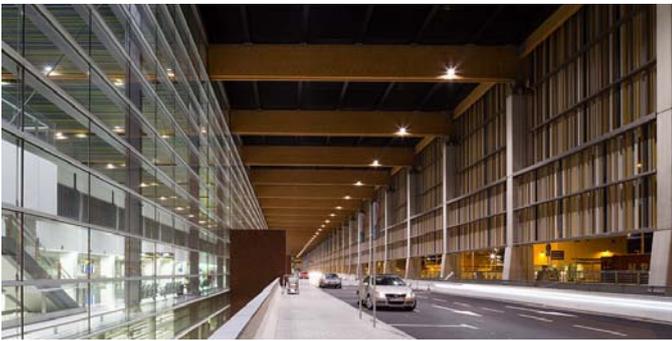
La ampliación del aeropuerto de Gran Canaria incluyó, entre otras actuaciones, la construcción de una nueva zona de mostradores de facturación y de un nuevo acceso para el tráfico rodado para dar servicio a la misma. Se trata de un espacio de 340 m de largo y 37 m de ancho constituido por pórticos, separados 10 m entre sí, con tres pilares de unos 15 m de altura y un entramado de vigas de madera en cubierta. Se disponen, además, muros cortina de vidrio como cerramiento de la zona de facturación.

La estructura general está condicionada por la posición de los pilares y forjados existentes en los niveles inferiores, no todos a la misma altura, de manera que fue necesario disponer pilares metálicos para complementar los pilares existentes de hormigón y pilares de hormigón de nueva ejecución.

Para el diseño de la cubierta se prestó especial atención a las uniones entre las vigas de madera, minimizando su tamaño, y se redujo al



Vista de la zona de ampliación del aeropuerto de Gran Canaria



Detalle de pórticos formados por pilares metálicos y vigas de madera y cerramiento formado por muros

mínimo el número de elementos auxiliares para el arriostramiento de los diferentes planos (verticales y horizontales), todo ello con objeto de reducir el impacto visual de estos elementos y dar mayor protagonismo a la estructura principal de madera y a las fachadas.

193. ESTRUCTURA DEL COMPLEJO ADMINISTRATIVO ISLA CHAMARTÍN EN MADRID

STRUCTURE OF THE ADMINISTRATIVE COMPLEX "ISLA CHAMARTÍN" IN MADRID

Belén Ballesteros Molpeceres. MC2. Ingeniera. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. belen.ballesteros@mc2.es
Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ginés@mc2.es

"Tubo en tubo", torre, cambio de alineación en soportes.

"Tube-in-tube", tower, column offsets.

El proyecto ISLA CHAMARTÍN es un complejo de oficinas situado en el Norte de Madrid, en un enclave muy bien comunicado entre la A-1 y la M-11, con fácil acceso a la M-30, y ha sido diseñado por EA3 técnicos asociados.

El conjunto ocupa una parcela de 9.300 m², y presenta una amplia zona convencional de aparcamientos e instalaciones en dos sótanos bajo rasante, rematada por una cubierta-plaza ajardinada sobre la que emergen dos edificios; el edificio Bloque de 20 m de altura, y el edificio Torre de 100 m, ambos destinados a uso administrativo.

El edificio Torre, con unas dimensiones en planta de 30 × 30 m, presenta una planta diáfana, de gran luminosidad y flexibilidad para adaptarse a las necesidades de los potenciales arrendatarios. Por tanto, el esquema estructural que mejor encaja con esta distribución arquitectónica es el sistema "tubo en tubo", con un núcleo interno de comunicaciones y un núcleo externo constituido por los pilares de fachada.

El forjado de la planta tipo, con luces de 10 m entre el tubo interior y el exterior, se resuelve por medio de una losa maciza, de canto estricto de 0,25 m y vigas descolgadas de canto total 0,75 m, que son las encargadas de conectar el núcleo interno con los pilares de fachada, cerrando así el convencional esquema "tubo en tubo"; con dos diferencias fundamentales respecto a los esquemas habituales. Por un lado, el tubo exterior formado por los pilares de fachada, al llegar a planta P6 sufre un importante retranqueo hacia el interior del edificio, generando excentricidades de 1,70 m en una dirección en los pilares centrales y en ambas direcciones en los pilares de esquina. En segundo lugar, entre PB y P6, se genera un gran espacio arquitectónico diáfano sin niveles de forjado, a excepción del núcleo interno de comunicaciones.



Infografía. Vista general



Emplazamiento y evolución de la obra

Este retranqueo de soportes en planta P6 se resuelve con una pieza de transición de hormigón armado con forma de capitel tronco piramidal. Parte de la excentricidad de la carga se recoge mediante el par proporcionado por los axiles de tracción en planta P6 y de compresión en planta P5. Sin embargo, dado que en el nivel P5 no existe un forjado de hormigón continuo que reciba y equilibre totalmente estas compresiones, otra parte se transfiere directamente a los soportes incorporando momentos flectores en los mismos.

195. PLANTA DE COMPOSTAJE Y ESTACIÓN DE TRANSFERENCIA DE EPELE, GUIPÚZCOA

COMPOSTING PLANT AND TRANSFER STATION IN EPELE, GUIPÚZCOA

Juan Luis Bellod Thomas. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com
David Sanz Cid. Cesma Ingenieros, S.L. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cesma@cesmaing.com

Ligereza, pórticos metálicos, grandes luces, estructura atornillada, condicionantes funcionales.

Lightness, steel frames, large spans, bolted connections, functional constraints.

El proyecto de la estructura estaba muy condicionado por la orografía de la zona, una compartimentación muy rígida para el procesado y



Vista general de la central y su entorno



Vista interior de la nave, con celosías metálicas con perfiles tubulares y chapa grecada

almacenamiento de los residuos, y la presencia constante de maquinaria en el interior para las labores de explotación. El resultado es una estructura con múltiples zonas diferenciadas, en la que deben minimizarse los elementos resistentes para el libre tránsito de la maquinaria y con unas condiciones de cimentación muy heterogéneas por la distinta profundidad de afloramiento del terreno resistente.

Para dar solución a la anterior problemática, se diseñó una estructura muy ligera mediante pórticos metálicos de grandes luces, arriostrados por una potente chapa grecada que también hace las funciones de cerramiento. Los dinteles de los pórticos se materializan mediante celosías tubulares, curvas o rectas, en función de la luz de cada zona de trabajo. Con este planteamiento se pudo optimizar la solución estructural del proyecto original, compuesta por un entramado de vigas en dos direcciones con arriostramientos adicionales, reduciendo el número de elementos y simplificando la ejecución, reduciéndose también el número de uniones necesarias en obra, que debían ser atornilladas por requerimiento de la propiedad. La estructura metálica descansa sobre unos muros prefabricados de hormigón que permiten la separación física de los diferentes espacios.

198. ESTACIÓN DE SANTA FE, TRAMO 3 DEL PROYECTO EJECUTIVO DEL TREN INTERURBANO MÉXICO-TOLUCA, MÉXICO

SANTA FE STATION STRETCH 3 CONSTRUCTION PROJECT OF INTER-CITY MÉXICO-TOLUCA (MÉXICO) TRAIN

Carlos Llopis Camps. SENER. Ingeniero Responsable de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos-Máster MIH. carlos.llopis@sener.es

Pablo Peña Rambla. SENER. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.pena@sener.es

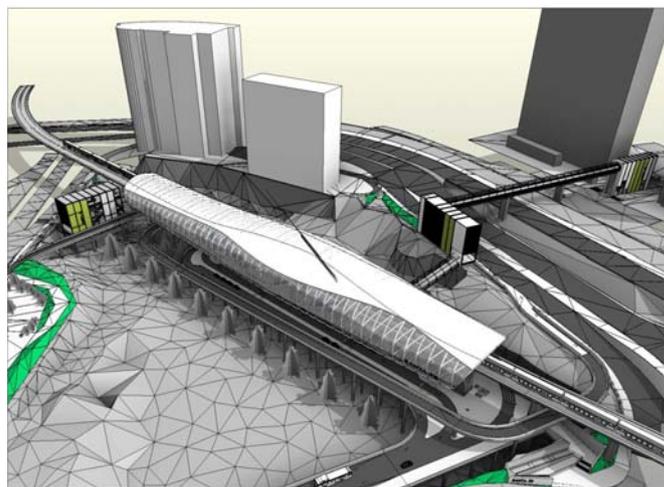
Estaciones, estructura mixta, sismo, celosía, BIM.

Stations, composite structure, seism, trussed, BIM.

La nueva línea del Tren Interurbano Toluca-Valle de México, situada en el Estado de México, recorre aproximadamente 60 km entre las ciudades de Toluca y Ciudad de México, y es elevada prácticamente en la totalidad de su recorrido. Esta particularidad hace que las Estaciones se encuentren también por encima de la rasante del terreno y se conviertan en estructuras singulares.

En el Tramo 3 del recorrido, se emplazan dos estaciones dentro de la zona urbana de Ciudad de México, las Estaciones de Santa Fe y Observatorio. En la Estación de Santa Fe se pueden distinguir tres estructuras: la primera es la que da acceso al nivel andén, la segunda corresponde al nivel vestíbulo intermedio y la tercera hace referencia al nivel de calle (alberga locales técnicos, vestíbulo y aparcamientos de servicio privado y público).

La primera, es la estructura principal, sustenta el nivel de vía, los andenes y el nivel vestíbulo, el cual se encuentra colgado de ella. Se trata de un tablero tipo mixto, con sección en cajón de 2,50 m de canto solidario con columnas también mixtas en forma de Y con una altura próxima a los 40,00 m, separadas 28,50 m en dirección longitu-



Vista 3D Estación de Santa Fe



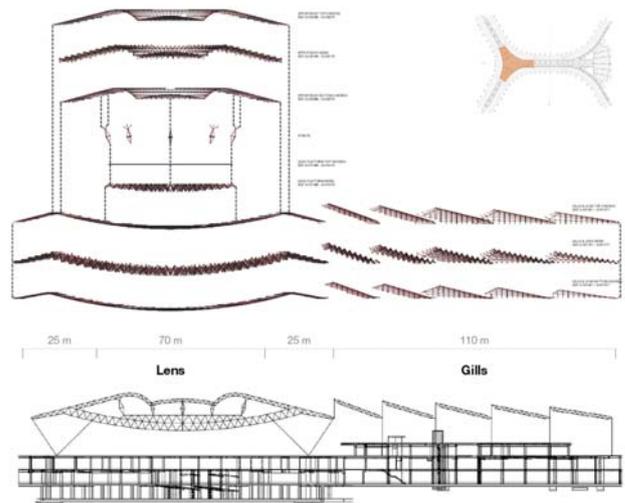
Vista 3D Estación de Santa Fe

dinal. Las columnas están cimentadas sobre encepados de 20 pilotes de 40,00 m de longitud. Sobre este tablero descansa el nivel de vía y el correspondiente al andén central, con una longitud total de estación de 200,00 m. Sobre el tablero, se sitúan los pilares mixtos de acero y hormigón que sirven de apoyo a la cubierta, compuesta de celosías metálicas en las dos direcciones principales, la cual cuenta con voladizos de 12,00 m en cada uno de sus lados.

La tercera estructura conforma el nivel calle que actúa como intercambiador modal entre el transporte por ferrocarril y el transporte por carretera. La estructura se resuelve mediante una losa de hormigón de 0,50 m de canto empotrada en pilares circulares con unas luces aproximadas de 9,00 × 9,00 m.

La comunicación entre los diferentes niveles es mediante escaleras fijas y mecánicas y ascensores. La conexión entre los elementos intermedios y las estructuras principales es tal que permite la independencia en el comportamiento estructural de cada una de ellas frente a las acciones gravitatorias y de sismo.

El Proyecto se ha desarrollado empleando la tecnología BIM.



208. AEROPUERTO INTERNACIONAL KING ABDULAZIZ EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ

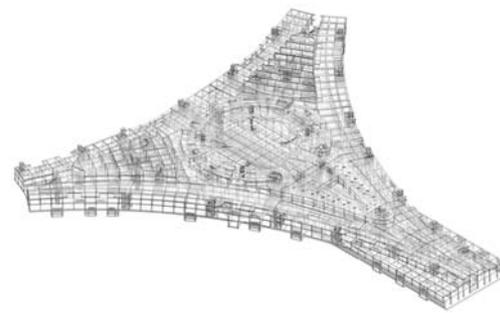
KING ABDULAZIZ INTERNATIONAL AIRPORT IN JEDDAH, SAUDI ARABIA

Patricio García Hernández. Arup. Asociado. Ingeniero de Caminos. patricio.garcia@arup.com

David Castro Pallarés. Arup. Director Asociado. Ingeniero Civil. david.castro@arup.com

Cliff McMillan. Arup. Director. Ingeniero Civil. Cliff.McMillan@arup.com

Tabitha Tavolaro. Arup. Directora Asociada. Ingeniera Estructural. Tabitha.Tavolaro@arup.com



ARUP

Estructura del Hub Internacional

Aeropuerto, retracción, optimización, BIM.

Airport, shrinkage, optimization, BIM.

El Aeropuerto Internacional King Abdulaziz se inauguró en el año 1981 e incluía la conocida terminal Hajj destinada a la gran afluencia de peregrinos a la Meca. Dado el aumento de viajeros y peregrinos, se hizo necesaria la ampliación de aeropuerto.

El proyecto de ampliación, de una gran escala, incluye un edificio terminal para 30 millones de pasajeros anuales con una superficie de 670.000 m² y unas dimensiones en planta de 1.000 × 1.300 m. Se incluye además, como parte de la ampliación, la realización de una nueva torre de control, una de las más altas del mundo con 135 metros, y varios edificios de apoyo a las operaciones del aeropuerto.

Dada la magnitud del proyecto y que el plazo total para realizarlo era solo de 10 meses, englobado en un contrato de Proyecto y Obra, fue necesario movilizar a más de 100 profesionales entre ingenieros y modeladores BIM, con personal de 10 oficinas de Arup, siete en Estados Unidos, dos europeas y una en Oriente Medio. Este gran esfuerzo de trabajo conjunto requirió además la modelización BIM de toda la estructura diseñada.

La estructura del edificio terminal se realizó en sus zonas de uso mediante hormigón armado, mientras que las cubiertas se realizaron mediante estructura metálica.

Para las estructuras de hormigón se trató de minimizar el número de juntas de dilatación en los forjados por encima de planta baja, llegando a separaciones de hasta 225 metros (con una sollicitación térmica muy alta al tratarse de una zona desértica). En el forjado de planta baja, que cubre el sótano, se eliminaron todas las juntas de dilatación, ejecutándose una losa con longitud total de 1 kilómetro, lo que requirió dejar una banda de respiración que se hormigonaron una vez las deformaciones iniciales de retracción se habían producido.

En las cubiertas metálicas se tenían zonas de luces importantes, llegando a los 70 metros de luz. Estas cubiertas se resolvieron con una estructura de celosía tridimensional donde se aplicaron algoritmos de optimización basados en herramientas de programación paramétrica, lo que supuso una importante reducción de costes. En las zonas de menor luz, se requerían estructuras metálicas expuestas que necesitaban de uniones especialmente cuidadas, lo que dio lugar a desarrollar uniones con piezas de fundición.

Para la torre de control se planteó un fuste de hormigón con una coronación metálica. Esto permitió un proceso de ejecución bastante eficiente mediante el uso de trepas.



Situación en obra con gran parte de la estructura hormigón completada

210. ESTACIONES ENTERRADAS DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE RIAD. ESTACIONES PROFUNDAS CON CONTRABÓVEDA

UNDERGROUND STATIONS OF RIYADH METRO PROJECT LINE 3. DEEP STATIONS WITH COUNTERVAULT

Gonzalo Zarrabeitia Ullibarri. IDOM. Ingeniero de Caminos
Departamento de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
gonzalo.zarrabeitia@idom.com

Francisco Javier Gómez Corral. IDOM. Ingeniero de Caminos
Departamento de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
fjgomez@idom.com

Antonio Martín Colecha. IDOM. Ingeniero de Caminos Departamento
de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
antonio.martin@idom.com

Estaciones profundas, bottom-up, pilotes secantes, contrabóveda, juntas de contracción.

Deep stations, bottom-up, secant piles, countervault, contraction joints.

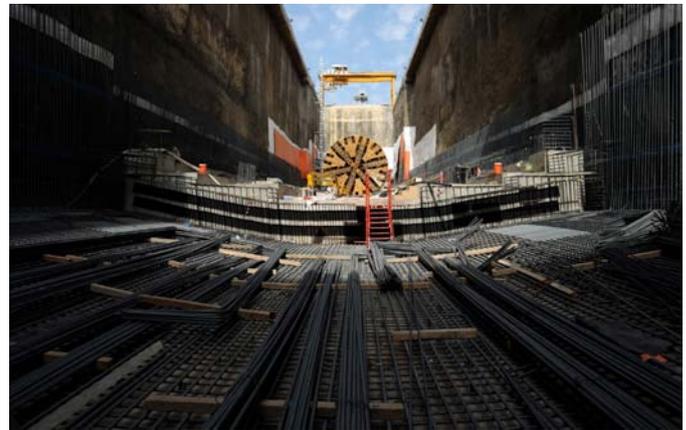
El diseño de las 9 Estaciones Enterradas de la Línea 3 de Metro de Riyadh se rige fundamentalmente por dos motivos:

- La actual configuración del tráfico peatonal y rodado, donde a la reducida anchura de algunas calles hay que añadir la necesidad de mantener una separación adecuada entre las obras de construcción y los edificios existentes, con la mínima interferencia posible.
- Máxima prefabricación posible, sin elementos postesados.

Las Estaciones Profundas son las más representativas de las Estaciones Enterradas. Están formadas por cuatro niveles subterráneos (más la cubierta) que constituyen la caja profunda (150 m de longitud y anchura de 20-25 m), donde un atrio central configura el flujo peatonal. Conectados con la caja, se han diseñado diversos módulos más superficiales que incluyen salas técnicas o accesos.

El sistema constructivo es bottom-up, en la mayoría de los casos con una excavación abierta en roca de hasta 35 m. Sin embargo, en la estación 3E1, debido a la existencia de estratos de suelos de bastante potencia, muy arenosos y situados a varios niveles, se ha diseñado una pantalla continua de pilotes secantes con tres niveles de sostenimiento (dos niveles de puntales y un tercero de anclajes activos). En el análisis detallado del proceso constructivo se han considerado todas las fases de apeo y desapeo.

La losa inferior es una contrabóveda de hormigón armado de 2 m de canto, con juntas de contracción intermedias cada 30-40 m que permiten controlar esfuerzos y desplazamientos. Se han diseñado llaves de cortante continuas que transmiten los esfuerzos axiales a la roca garantizando un correcto funcionamiento estructural frente a las presiones de agua (mecanismo arco).



Trabajos de construcción de una estación profunda (fase de ejecución de la contrabóveda)

En la zona central de la estación, con grandes luces sin ningún elemento de sostenimiento, los muros laterales son de hormigón armado de 1,50 m de espesor. En las zonas laterales el espesor es variable (1,40-0,80 m) adaptándose a la ley de empujes y permitiendo el apoyo de las vigas prefabricadas en primera fase.

Los forjados intermedios y de cubierta se han diseñado con vigas prefabricadas pretensadas y losas de compresión in-situ, teniendo en cuenta los requisitos arquitectónicos y técnicos. En una primera fase, las vigas prefabricadas trabajan simplemente apoyadas, soportando los esfuerzos debidos al peso propio y al peso de la losa superior. Una vez que el hormigón de primera fase ha endurecido, la sección mixta final se empotra en los muros laterales, cambiando el sistema estructural.

216. NUEVO POLIDEPORTIVO Y RESIDENCIA EN EL COLEGIO DEL BUEN CONSEJO EN MADRID

NEW SPORTS CENTER AND RESIDENCE AT BUEN CONSEJO COLLEGE IN MADRID

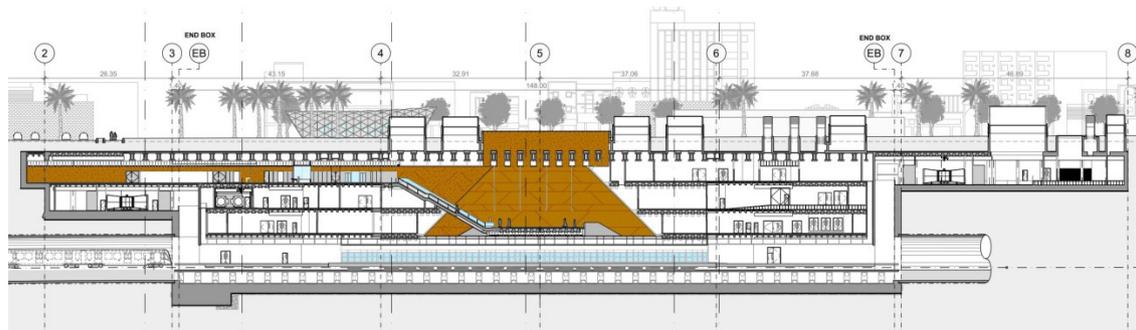
Fabiola Pierantoni Silva. Dirección Técnica. DRAGADOS. Ingeniera.
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. fpierantonisi@dragados.com

Susana Jareño Cobo. Dirección Técnica. DRAGADOS. Ingeniera.
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. sjarenoc@dragados.com

Javier de Leyva Rojo. Valladares Ingeniería. Director del Área
de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
jleyva@i-valladares.com

Javier Castellanos Paniza. Valladares Ingeniería. Jefe del Departamento
de Estructuras. Arquitecto Técnico. jcastellanos@i-valladares.com

M.ª Mercedes Madrid Ramos. Dirección Técnica DRAGADOS. Jefa
de Servicio de Estructuras de Edificación. Ingeniera de Caminos,
Canales y Puertos. mmadrid@dragados.com



Sección longitudinal tipo de una estación profunda

Vigas postesadas, losa pilotada, pantalla de pilotes, procedimiento constructivo, anclajes cortos.

Post-tension beams, short anchorages, piles retaining wall, constructive procedure, piled slab.

Las actuaciones realizadas en el Colegio Nuestra Señora del Buen Consejo en Madrid comprendieron la ejecución de un nuevo Polideportivo y un Edificio para albergar un auditorio y una residencia. La parcela del Colegio, entre las calles Beatriz de Bobadilla y Juan Montalvo de Madrid, queda parcialmente encima de la estación de Metro Guzmán el Bueno de la línea 7. Esta interferencia junto con la necesidad de salvar grandes luces en Polideportivo y Auditorio condicionó desde el inicio las soluciones estructurales que adoptó el Proyecto, y requirió posteriores adaptaciones del procedimiento constructivo.

El polideportivo queda enterrado unos 10 m en el terreno, y su cubierta está resuelta mediante vigas postesadas de canto variable y hasta 45 m de luz. El forjado de cubierta, que sirve de nuevo patio, se resolvió mediante prelosas apoyadas en las grandes vigas. Estas vigas, encofradas sobre el terreno permitieron, previo a la excavación, el arriostamiento en cabeza de la contención perimetral resuelta mediante pantalla de pilotes. Aquellos pilotes que sustentan las vigas de cubierta alcanzan unas longitudes de hasta 40 m. Dentro del recinto, la cimentación de los graderíos queda resuelta mediante micropilotes.

Adosado a este nuevo polideportivo se sitúa el edificio de nueva construcción, que consta de un bloque de aulas con dos plantas de sótano, y un bloque de dos sótanos y cuatro niveles sobre rasante, para aparcamiento y Residencia. En la Planta baja de éste último se dispuso un auditorio, que consigue un espacio libre de pilares gracias a unas vigas postesadas de 22 m de luz, que apean a los pilares que soportan las plantas superiores.

Las características del terreno obligaban a una solución de cimentación profunda mediante pilotes de diámetros 45 a 85 cm, con longitud de más de 20 m de profundidad, y arriostados en cabeza mediante una losa de 30 cm. En la zona de afección a la estación de Metro, se recurre a una solución de losa de 75cm de espesor apoyada en pilotes de 55 cm de diámetro y situados según una malla de $2,5 \times 2,5$ m, con el fin de conseguir el máximo reparto de la carga y que los pilotes se quedaran a una distancia de seguridad de las estructuras del metro. Los anclajes provisionales de la contención perimetral también vieron limitada su longitud para garantizar una distancia de 5 m a las estructuras del metro.



Figura 1. Ejecución vigas cubierta polideportivo



Figura 2. Vista interior polideportivo

217. PROYECTO ITER. OPERACIÓN DE IZADO DE LA CUBIERTA DEL EDIFICIO DE ENSAMBLAJE

ITER PROJECT-HEAVY LIFT OPERATION OF THE ROOFING IN THE ASSEMBLY HALL BUILDING

Jordi Málaga Sallés. Ferrovial Agroman SA. Other Buildings Agent ITER-TB03. Ingeniero de Caminos. jmalaga@ferrovial.es
 Oriol Ribas Escola. Ferrovial Agroman SA. ITER TB03 Deputy Project Director. Ingeniero de Caminos. oribas@ferrovial.com
 Claudio Rocha. Martifer. Deputy Manager. Ingeniero de Caminos. claudio.rocha@martifer.com
 José Miguel Gómez Rodríguez. Ferrovial Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniero de Caminos. jmgomez@ferrovial.com
 David Rebozo Colmenero. Ferrovial Agroman SA. Other Building Site Engineer ITER-TB03. Arquitecto Técnico. dreboso@ferrovial.com

Izado, cubierta, gatos hidráulicos, Iter, estructuras temporales.

Lifting, Roofing, Hydraulic Jacks, Iter, temporary structures.

El edificio de Ensamblaje en el proyecto ITER es un edificio adyacente al edificio principal del reactor (Tokamak), destinado a las actividades de pre-ensamblaje de los pesados componentes del reactor, antes de ser transportadas dentro del edificio Tokamak donde serán instalados. En este extenso taller se ubicarán equipos especiales hechos a medida para las operaciones de ensamblaje, así como dos puentes grúas de



Operación de izado en marcha



Operación de izado completada

750 toneladas que recorrerán la longitud del edificio y que conectarán con el Tokamak.

Este edificio está formado por una estructura metálica de unas 6.100 toneladas de peso, y sus dimensiones son aproximadamente de 56 m x 97 m en planta por una altura de 60 metros.

Con el objetivo de optimizar lo máximo posible la duración de los trabajos de construcción del edificio debido al estricto y corto plazo de tiempo para su construcción, después de realizar un estudio exhaustivo de las diferentes posibilidades de montaje de la cubierta, se decidió que la mejor opción era proceder al montaje a ras de suelo de la estructura metálica de la cubierta incluyendo sus pasarelas y los revestimientos de cubierta. Esta actividad terminaría aproximadamente a la misma vez que las columnas de fachadas de 60 m.

Todo este conjunto (con una superficie de 5.432 m² y de 717 toneladas de peso) sería elevado de una sola vez a su posición final con un sistema de 22 gatos hidráulicos sincronizados invertidos.

Cada fachada está formada por once columnas (compuestas por una columna interior y exterior). En la parte superior de las columnas se instaló el voladizo de cubierta adaptado para recibir la parte de cubierta izada. Para poder proveer el adecuado soporte de esta operación de izado se diseñó una estructura temporal para dar estabilidad y repartir las cargas resultantes de esta operación entre la columna interior y exterior, a la vez que se evitaba inducir esfuerzos verticales al voladizo de la estructura de cubierta. De esta forma se mantenían las deformaciones en un rango aceptable para poder realizar la futura conexión definitiva.

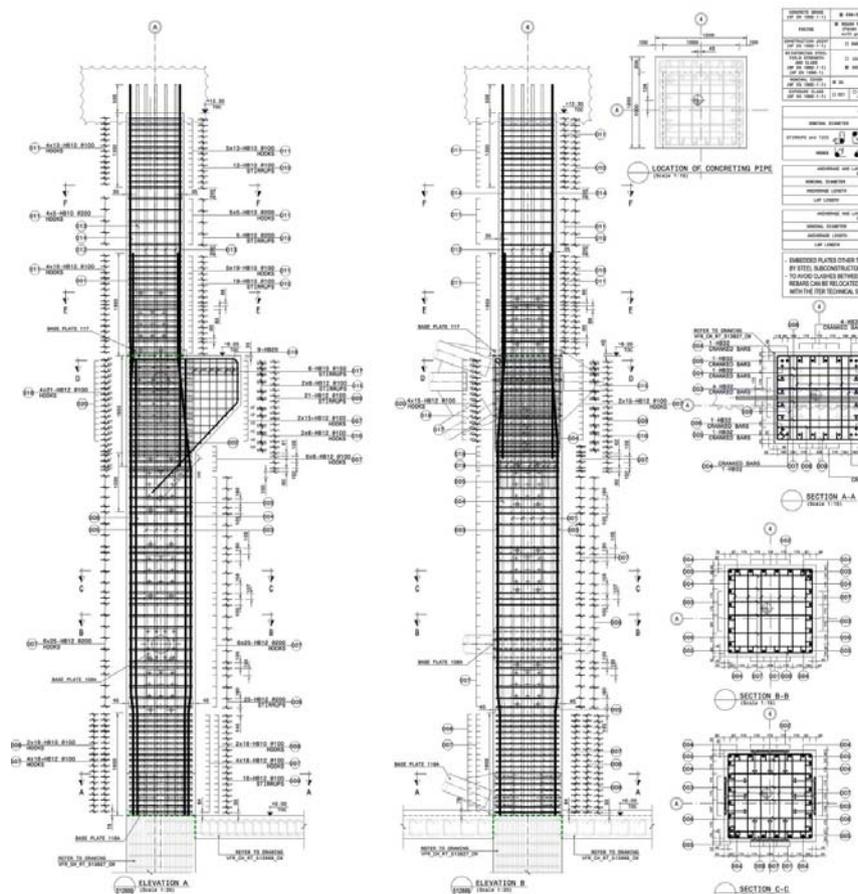
Durante la operación de ensamblaje de la cubierta en el suelo se añadieron estructuras temporales adicionales para proveerla de la suficiente rigidez para la operación de izado, así como vigas de refuerzo en cada punto de izado.

Cuando la cubierta alcanzó la posición final, se fijaron las conexiones finales, y tras las oportunas comprobaciones de calidad, se procedió a la transferencia de cargas del sistema hidráulico a las conexiones definitivas.

221. PROYECTO ITER. DISEÑO Y PUESTA EN OBRA DE LOS PILARES DE HORMIGÓN ARMADO EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT)

ITER PROJECT. DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE REINFORCED CONCRETE COLUMNS IN THE CRYOPLANT BUILDING

José Miguel Gómez Rodríguez. Ferrovial Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniero de Caminos. jmgomez@ferrovial.com



Alzados típicos de armadura en pilar de fachada con secciones transversales

Fernando Bravo Notario. Fhecor. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos. fbn@fhecor.es
Carlos Aníbal Rodríguez Pardo. Ferrovial Agroman SA. Jefe de Obra. Ingeniero de Caminos. c.rodriguez@ferrovial.com
Sandra Álvarez Gutiérrez. Fhecor. Ingeniera de Proyecto. Ingeniera de la Edificación. sag@fhecor.es

Pilares, placas embebidas, coordinación, hormigón, detalles.

Columns, embedded plates, coordination, concrete, detailing.

Los pilares de esta nave industrial del complejo ITER han supuesto un gran reto desde las primeras etapas de diseño hasta su puesta en obra. Las altas cargas impuestas que se han tenido que considerar así como la gran cantidad de elementos embebidos y los condicionantes impuestos por el proceso constructivo han convertido a estos elementos estructurales en un complicado puzle hasta el final de su construcción.

El edificio Cryoplant forma parte del complejo tecnológico ITER que se desarrolla actualmente en el sur de Francia. Consiste en una amplia nave de 20 metros de alto, 45 de ancho y 120 de largo. Alojará el sistema de refrigeración más grande del mundo, capaz de reducir la temperatura de 150.000.000 °C alrededor del núcleo de fusión.

El esquema estructural básico consiste en pórticos de dos vanos desiguales cada 7,5 metros con pilares de hormigón armado y celosías metálicas de cubierta. En sentido perpendicular a los pórticos se disponen arriostramientos mediante cruces metálicas de san Andrés, así como muros de hormigón. A unos 8 m de altura irán unas ménsulas para soportar dos puentes grúa.

El complejo se encuentra ubicado dentro de una zona sísmica y los requisitos derivados del uso de la edificación (nuclear) suponen una serie de condicionantes importantes a tener en cuenta en el diseño y construcción.

Los pilares tienen una sección de 120 × 120 cm² hasta el nivel de las ménsulas donde se reduce a 100 × 100 cm² hasta su coronación. Los pilares se encuentran altamente armados debido a las potentes cargas horizontales impuestas y presentan una alta concentración de placas y otros elementos embebidos para conexiones con la estructura metálica principal (arriostramientos y vigas cubierta), estructura secundaria (vigas carril y perfiles para conformar huecos en fachada), así como numerosas placas requeridas por el cliente para su uso en una fase posterior.

El proceso constructivo es un factor a tener en cuenta. La utilización de unos encofrados metálicos a medida impide la disposición de cualquier elemento que sobresalga de la sección del pilar. La posición de las juntas de hormigonado influye en el despiece de la armadura e implica en muchos casos la incorporación de conectadores.



Pilares ferrallados y montados, preparados para su encofrado y hormigonado

La presentación tratará de mostrar cada uno de los principales detalles particulares y las soluciones adoptadas para resolver cada caso.

245. ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO COMERCIAL PARA INDITEX EN LA C/ COMPOSTELA (A CORUÑA)

STRUCTURAL DESIGN FOR A COMERCIAL BUILDING FOR INDITEX IN C/COMPOSTELA (A CORUÑA)

José Antonio González Meijide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. meijide@temha.com

Arturo Antón Casado. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anton@temha.com

Jesús José Corbal Álvarez. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. corbal@temha.com

Rehabilitación, estructura arquitectónica, Proceso constructivo, Apeo fachada, estructura mixta.

Rehabilitation, Architectonic structure, Constructive process, Facade, composite structure.

Se trata de la estructura para un nuevo edificio comercial situado entre las C/Compostela y C/Sánchez Bregua en la ciudad de A Coruña. El nuevo edificio se dispone en el espacio anteriormente ocupado por cuatro edificios existentes independientes, con fachadas a distintas calles.

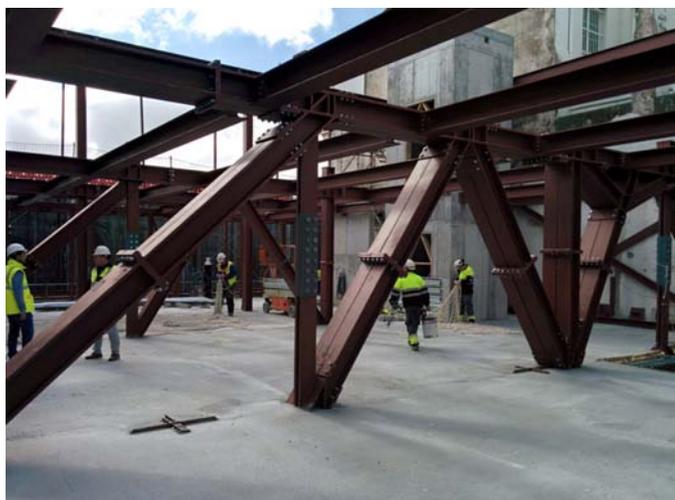
Los condicionantes principales en el diseño estructural son respetar las ventanas y fachadas en ambas calles, que por tratarse de edificios en calles distintas y a distinta cota, implica una modulación de alturas que requiere forjados de canto muy reducido. Por otro lado, la existencia de las antiguas murallas de la ciudad, protegidas por patrimonio, en los sótanos impide la disposición de cimentaciones en una zona amplia de la planta del edificio.

La estructura del edificio se resuelve mediante estructura metálica, con pilares y vigas de acero estructural.

En la zona de la calle Sánchez Bregua, próxima a la muralla, las cimentaciones se concentran en el perímetro de la parcela, adosadas a los muros de medianera, evitando apoyos en la zona central del edificio para no afectar a las murallas. Se disponen encepados de micro-



Vista general de la estructura



Detalle celosías en planta sexta

pilotes en el contorno del edificio, que reciben las cargas de la estructura principal.

La estructura metálica se configura mediante unos pórticos que apoyan en los encepados situados en las medianeras, con una luz libre de aproximadamente 15,0 m. Se dispone una celosía de 3,0 m de canto, situada con su cordón superior en la planta de cubierta y su cordón inferior en la planta sexta, que permite salvar esta luz estructural. Desde dicha celosía, se cuelgan dos tirantes intermedios, que dan soporte al resto de plantas, siendo la luz de trabajo de los elementos de cada planta la distancia entre dichos tirantes de 7,50 m. En la dirección perpendicular a los pórticos, se disponen correas que soportan los forjados. Con esta configuración, los apoyos intermedios de los forjados no transmiten directamente sus acciones al terreno, lo que permite evitar la afección a las murallas.

Se disponen forjados mixtos con chapa colaborante de 0,12 m de canto. Las correas que soportan los forjados tienen luces de hasta 7,5 m con 0,25 m de canto máximo y reducción de canto a tan solo 7 cm bajo forjado.

El diseño arquitectónico del edificio ha sido realizado por Elsa Urquijo Arquitectos.

251. NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR FASE II. SALÓN DE ACTOS

NEW HEADQUARTERS BANCO POPULAR. AUDITORIUM

Jesús M. Cerezo Miguel. ENAR. Envolventes Arquitectónicas. Director Gerente. Dr. Arquitecto. jcerezo@enar.pro

Vidrio estructural, vidrio laminado, costillas, transparencia.

Structural glass, laminated glass, glass fins, transparency.

El salón de Actos de la Nueva Sede del Banco Popular en Madrid se presenta como una gran caja de vidrio en el interior del edificio con fachada tanto al interior como al exterior cubierto en su totalidad por un forjado superior, permitiendo transparencia y comunicación entre los espacios.

La fachada del salón de actos se compone de una doble piel estructural de vidrio sin ningún elemento adicional de soportación de otro material, con una altura total de 9,50 m entre forjados.



Figura 1. Vista desde el interior con elementos de protección



Figura 2. Vista del montaje desde el interior

La doble piel está formada por un vidrio exterior laminado de dimensiones 2,60 m × 9,50 m y un vidrio interior de las mismas dimensiones separado del anterior 70 cm y conectados por una costilla perpendicular de 7,70 m que hace colaborar estructuralmente el conjunto de ambas pieles mediante un pegado estructural. Las costillas no llegan a la altura completa del cerramiento para permitir los pasos de limpieza por la parte superior, así como para garantizar la climatización homogénea de todo el cerramiento.

Toda la fachada y las costillas se encuentran apoyadas en la parte inferior, y se estabilizan en la parte superior ante esfuerzos horizontales, aunque permiten el movimiento vertical en dicho punto, para independizar las posibles deformaciones del forjado superior.

254. RETOS EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL HOSPITAL DE EL SALVADOR EN SANTIAGO DE CHILE

SANTIAGO DE CHILE, EL SALVADOR HOSPITAL, SEISMIC DESIGN CHALLENGES

José Roberto Marín Sampalo. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Máster Ing. Sísmica. r.marin@euroestudios.es
Ignacio López Picasso. Euroestudios S.L. Jefe Estructuras. Ingeniero de Caminos. i.lopez@euroestudios.es

Manuel de la Cal Manteca. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Arquitecto. manuel.delacal@euroestudios.es

Diseño sísmico, Aislamiento de base, optimización, Desempeño estructural, innovación.

Seismic Design, Base isolation, optimization, structural performance, innovation.

Diseñar una infraestructura de importancia estratégica, con un especial cuidado en asegurar su uso inmediato con posterioridad a un terremoto, en una zona de tan alta sismicidad, supone un gran reto técnico. Sin embargo, a las dificultades de diseño y cálculo se añaden las derivadas de plantear soluciones con cierto carácter innovador en un entorno donde el diseño estructural suele estar dirigido por estrictas directrices que abarcan todo el espectro disciplinar, desde los diseños preliminares a la representación gráfica.

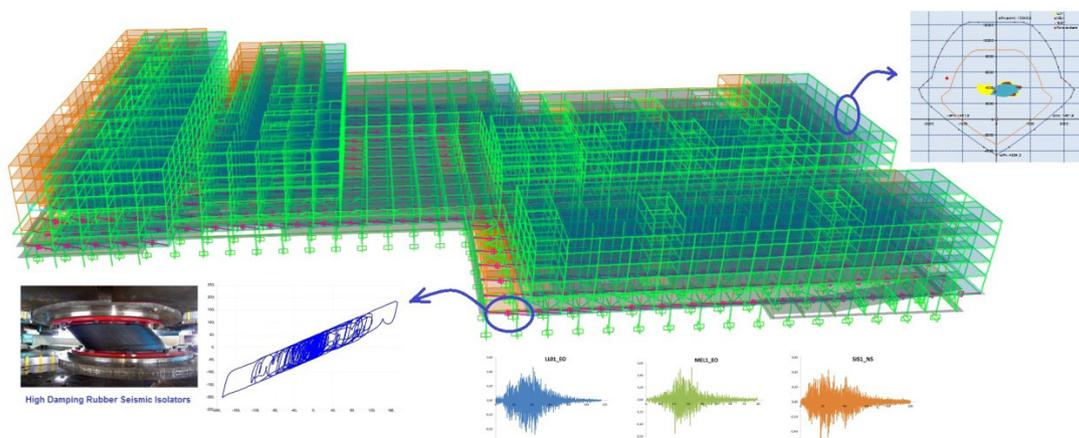
La estructura del edificio de unos 125.000 m² se diseña incluyendo un sistema de aislamiento sísmico constituido por una combinación de dispositivos de goma de alto amortiguamiento y deslizadores. Se ajusta el conjunto de las unidades de aislación para reducir la deman-

da de ductilidad sobre la superestructura lo suficiente como para esperar un comportamiento totalmente elástico.

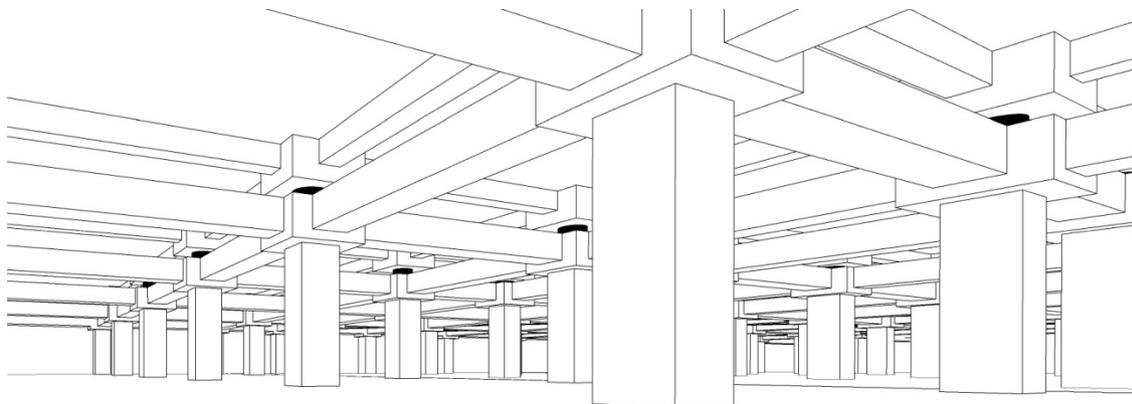
Sin embargo, y a pesar de la radical reducción de la acción sísmica a soportar proporcionada por el preciso diseño del aislamiento de base, el diseño de la super-estructura de hormigón se penaliza seriamente no solo por la aplicación de directrices normativas muy exigentes si no que, además, diferentes agentes nacionales implicados en el diseño, reclaman restricciones extra que mitiguen sus reticencias a aceptar soluciones inusuales en el contexto regional del proyecto.

Se muestra el desarrollo técnico de soluciones estructurales cruciales en el proyecto, entre las que destacan los forjados aligerados prácticamente ausentes de vigas descolgadas, desde su concepción estructural a su comprobación pormenorizada, pasando por su adaptación a la normativa nacional y a las exigencias de verificación adicionales exigidas.

Finalmente, se reflexiona acerca de las posibilidades que ofrece la aplicación de nuevas tecnologías en el diseño estructural y de la importancia de entender y armonizar correctamente con sus principios fundacionales, para evitar la aplicación de restricciones innecesarias y comprobaciones redundantes que no hacen si no entorpecer la aceptación de estrategias de diseño que pueden ofrecer un desempeño estructural superior al habitual.



Cálculo dinámico del Hospital de El Salvador con aisladores de base



Vista del sistema de aislación desde el nivel de sótano

256. ELEMENTOS DE SOMBREAMIENTO DE MATERIALES COMPUESTOS

SHADING ELEMENTS OF COMPOSITE

Miguel Ángel Núñez Díaz. ENAR. Envoltentes Arquitectónicas S.L.
Director de Proyectos. Dr. Arquitecto. manukez@enar.pro

Composite, resinas, lamas, sombreadimiento.

Composite, resins, fins, louvres, shading.

Actualmente se está incrementando la investigación en nuevos materiales para su aplicación en la construcción. Dentro de ellos podemos encontrar el composite, como material compuesto por resinas y tejidos que le aportan resistencia. Este material posee como principales características la ligereza, la resistencia, el buen comportamiento ante la corrosión y la posibilidad de realizar piezas con formas complejas y de grandes dimensiones sin juntas.

Como ejemplo de utilización de este material en fachada se puede distinguir la nueva sede del BBVA en Madrid y la nueva sede del Banco Popular en Madrid.

En el primero se han realizado unas lamas de sombreadimiento de grandes dimensiones de este material para su colocación a 90 m de altura, en la que se deben resistir fuertes esfuerzos de viento y es necesaria la colocación de elementos ligeros para una fácil instalación y montaje.

En el segundo se han colocado unas lamas horizontales tubulares con el mismo acabado que la cerámica pero con la ausencia de elementos frágiles en fachada que obliguen a colocar elementos de seguridad ante caída.

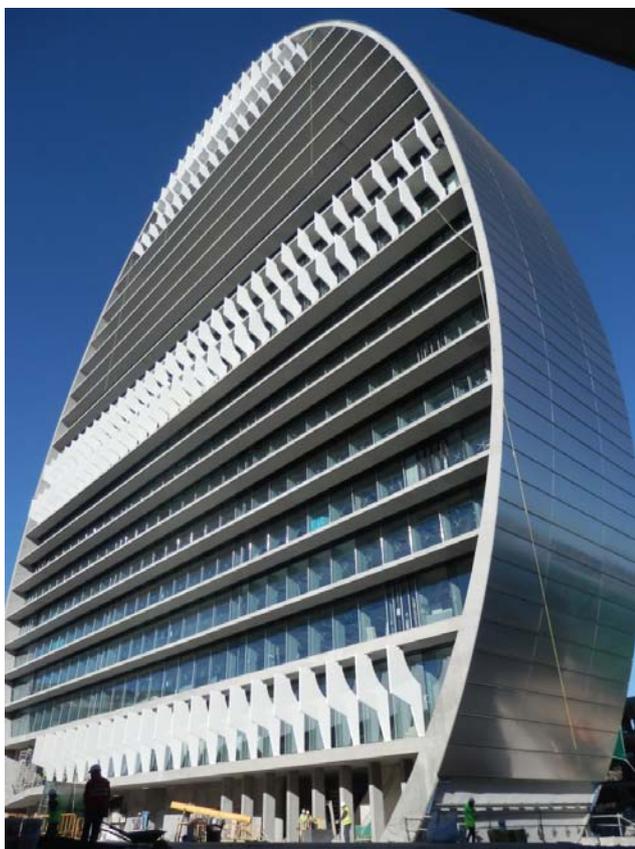


Figura 1. Nueva Sede BBVA Madrid



Figura 2. Nueva Sede Banco Popular

261. PROYECTO ESTRUCTURAL DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR

STRUCTURAL DESIGN OF METRO STATIONS OF DOHA RED LINE SOUTH, QATAR

Pietro Bartalotta. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. pietro.bartalotta@mc2.es
Alejandro Yustres Real. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. alejandro.yustres@mc2.es
Borja Encinas Maldonado. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. borja.encinas@mc2.es
Juan Carlos Alonso López. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. juancarlos.alonso@mc2.es
Álvaro Serrano Corral. MC2, Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos. alvaro.serrano@mc2.es

Estructura de hormigón, durabilidad, recubrimiento, bielas y tirantes, cimentaciones pilotadas, estructura metálica, apoyos mecanizados, cubierta, celosía metálica.

La realización de tres estaciones de metro (Economic Zone, Ras Bu Fontas, Al Wakra) forma parte del proyecto de construcción de la nueva línea de metro elevado Red Line South de Doha, en Qatar. Dentro del conjunto de obras a realizar, se describen con detalle las estructuras de hormigón, enfocando la atención en sus requerimientos y en el análisis realizado para algunos elementos peculiares.

Cada estación tiene una configuración arquitectónica y estructural diferente, debido a la posición relativa entre las dos vías del metro o a las fases constructivas de futuras carreteras cercanas. La estación de Ras Bu Fontas se caracteriza por tener las vías del metro a dos niveles diferentes, con una losa de cimentación directa desde la cual arrancan unos pórticos de hormigón, dispuestos cada 10 metros y transversales al eje del metro (fig. 1) y una estructura secundaria de vigas mixtas o placas alveolares para realizar los forjados.

La estación de Economic Zone presenta una solución tipo con las dos vías del metro elevadas y al mismo nivel, con una solución estructural similar a RBF, pero con pórticos cada 20 metros. Entre dichos pórticos, la estructura de forjados se compone de una estructura metálica de celosías o vigas secundarias.

Finalmente el diseño de la estación de Al Wakra tiene que considerar que, con el metro operativo, se construirán dos túneles para carre-



Ras Bu Fontas. Sección tipo de pórtico transversal, con una dirección del metro abajo a la izquierda



Al Wakra. Vista de la pila por encima de la cual se desarrolla el forjado y el pórtico transversal

terras, uno a cada lado de la estación, que incluso se superponen a la huella de la estación misma. Para poder permitir una excavación al aire libre hasta llegar a unos 8 metros por debajo del nivel actual del terreno, la solución final ha sido realizar una cimentación pilotada, desde la cual arranca un fuste y unas vigas en voladizos que recogen los pórticos de hormigón que formalizan la estación (fig. 2) con una solución de forjados similar a EZ.

Un factor muy determinante en el diseño fue la durabilidad, pues por requerimiento de Qatar Rail la vida útil del edificio debía ser 120 años, hecho muy relevante en un entorno con unas condiciones ambientales muy agresivas (temperatura, cercanía al mar y agresividad del terreno). Entre otros efectos se evidencian los elevados recubrimientos y la fisuración temprana, no muy habitual en España.

Otras particularidades del proyecto han sido la consideración de la robustez en el diseño, el análisis de fases constructivas en Al Wakra y de las diferentes regiones "D" de los pórticos.

264. ELEMENTOS METÁLICOS SINGULARES DE LAS ESTACIONES DE LA RED LINE SOUTH DEL METRO DE DOHA, QATAR

STEEL STRUCTURES OF METRO STATIONS OF DOHA RED LINE SOUTH, QATAR

Pietro Bartalotta. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. pietro.bartalotta@mc2.es
Alejandro Yustres Real. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. alejandroyustres@mc2.es

Ángel Vidal Vacas. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. angel.vidal@mc2.es
Alberto Curbelo Díaz. MC2, Estudio de Ingeniería. Ingeniero de Caminos. Ingeniero de Caminos. alberto.curbelo@mc2.es
Álvaro Serrano Corral. MC2, Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos. alvaro.serrano@mc2.es

Estructura metálica, apoyos mecanizados, cubierta, celosía metálica.

Steel structure, rocker bearings, roof, steel truss.

La realización de tres estaciones de metro (Economic Zone, Ras Bu Fontas, Al Wakra) forma parte del proyecto de construcción de la nueva línea de metro elevado Red Line South de Doha, en Qatar. Dentro del conjunto de obras a realizar, se describen con detalle las estructuras metálicas o mixtas, enfocando la atención en sus requerimientos y en el análisis realizado para algunos elementos peculiares.

El esqueleto estructural de todas las estaciones está constituido por unos pórticos de hormigón, mientras que en general se reserva la solución metálica para realizar los forjados y resolver los vanos de grandes luces. Por ejemplo, en las estaciones de Economic Zone y Al Wakra los pórticos de hormigón distan 20 metros y se han dispuesto dos celosías longitudinales cuyo canto coincide con la distancia entre forjados (fig. 1). De esta forma las vigas secundarias del forjado mixto se apoyan en los dos cordones, superior e inferior, y al mismo tiempo la losa mixta colabora con los cordones, además de arriostrarlos a pandeo.

En la coronación de todas las estaciones se ha realizado una cubierta metálica que cubre la última planta de acceso público y, en algunas estaciones, también las vías del metro. La estructura principal está constituida por unos pórticos transversales de altura variable cada 20 metros, algunos de ellos en forma de arco. Longitudinalmente se resuelve con potentes vigas entre pórticos, a las



Al Wakra. Vista de la celosía 3D para realizar el voladizo al final de la estación



Vista general de la cubierta de estación

cuales se añaden puntales en algunas zonas para dar más rigidez al conjunto, como es el caso de los voladizos, los cual tiene una luz máxima de 23 metros. La geometría variable del acabado junto con este gran voladizo hizo necesario un detallado análisis del viento en la cubierta.

Cabe mencionar que ciertos requerimientos del cliente han influido sustancialmente el diseño, como la resistencia a fuego de 3 horas, así como los importantes requerimientos de durabilidad, para lo cual, ha sido necesario diseñar apoyos mecanizados articulados de acero inoxidable en dos zonas específicas:

- Apoyo de las vigas prefabricadas del primer nivel en la estación de Al Wakra.
- Apoyos de la cubierta en los elementos de hormigón, realizando materialmente una rotula con topes laterales, con la finalidad de evitar transmitir momentos flectores elevados a la estructura de hormigón.

269. FINANSPARKEN BJERGSTED, STAVANGER: UN INNOVADOR EDIFICIO DE OFICINAS CON ESTRUCTURA DE MADERA

FINANSPARKEN BJERGSTED, STAVANGER: AN INNOVATIVE TIMBER-FRAMED OFFICE BUILDING

Gaute Mo. Degree of Freedom Engineers. Socio/Director.

MSc Sivilingeniør ICCP. g.mo@dofengineers.com

Mario Rando. Degree of Freedom Engineers. Ingeniero Senior.

MSc ETSIIM. m.rando@dofengineers.com

Katie Overton. Degree of Freedom Engineers. Ingeniera Senior.

MSc MStructE. k.overton@dofengineers.com

Fernando Ibáñez Climent. Degree of Freedom Engineers. Socio/Director.

MSc ICCP. f.ibanez@dofengineers.com

Manuel Sánchez-Solís Rabadán. Degree of Freedom Engineers.

Ingeniero. MSc ICCP. m.sanchez@dofengineers.com

BIM, Uniones de madera, Glulam, Madera LVL, Forjado CLT.

BIM, Timber Connections, Glulam, LVL timber, CLT slab.

Degree of Freedom ha colaborado con los arquitectos Helen & Hard y SAAHA para diseñar un edificio sostenible, eficiente e innovador para el nuevo cuartel general del Sparebank1 en Stavanger, Noruega. El proyecto, actualmente en la fase de diseño de detalle en el marco de un contrato de proyecto y obra, se espera que empiece a construirse en 2017.

El sistema estructural por encima del nivel del terreno utiliza madera estructural como el principal elemento portante, un material



Figura 1. Uso actual de la madera como elementos estructurales

autóctono natural, renovable y fácilmente accesible. Los forjados son de paneles de madera contralaminada (CLT) apoyados sobre vigas y columnas de madera laminada encolada (glulam). Por requisitos de resistencia y complejas geometrías también se ha recurrido al uso de madera microlaminada (LVL) para algunos elementos.

Los tres niveles de cimentación y los cuatro núcleos de comunicación y servicios son de hormigón armado.

Los elementos de madera están trabados y tratados para ganar resistencia y se prefabrican con estrictas tolerancias para un rápido ensamblaje. Las vigas son conformadas y fabricadas con aperturas para ajustarse tanto a las instalaciones como a los requisitos estéticos arquitectónicos.

Una propiedad intrínseca de los elementos de madera estructural es su buen y predecible comportamiento ante el fuego, lo que ha permitido que todos los elementos portantes principales se hayan podido diseñar para garantizar una resistencia al fuego de 90 minutos, cumpliendo así con las exigencias de la normativa.

Probablemente la parte más innovadora del diseño es que todas las uniones entre los elementos estructurales principales son también de madera, utilizando entre otros, pasadores de madera de alta resistencia. Las conexiones son capaces de transmitir todas las fuerzas necesarias generalmente por contacto directo entre dos elementos de madera. Dada la alta calidad y estrictas tolerancias en la fabricación de los componentes de madera, las uniones pueden ejecutarse con un alto grado de precisión y seguridad.

Por otro lado, el proyecto se realiza de forma íntegra con tecnología BIM. Esto incluye la definición completa de la geometría de los elementos de madera en el modelo 3D para su fabricación.

275. PROYECTO ITER. BIM EN DETALLES DE ARMADURA PARA ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN BAJO SEGURIDAD NUCLEAR

ITER PROJECT-BIM IN REINFORCING STEEL DETAILS FOR NUCLEAR SAFETY RELATED CONCRETE STRUCTURES

Alberto Caballero Ruiz. Ferroviario Agroman SA. Design Coordinator.

Ingeniero de Caminos. alberto.caballero@ferroviario.com

José Miguel Gómez Rodríguez. Ferroviario Agroman SA. Design

Coordinator. Ingeniero de Caminos. jmgomez@ferroviario.com

Felipe Quiroz. ID & BIM. Jefe de Equipo BIM. Ingeniero.

felipe.quiroz@idandbim.net

María José Martín Fernández. Ferroviario Agroman SA. Design

Coordinator. Ingeniera de Caminos. mjmartin@ferroviario.com

BIM, nuclear, sísmico, explosión, despiece.

BIM, nuclear, seismic, blast, detailing.

ITER es un proyecto internacional para diseñar y construir un reactor de fusión experimental basado en el concepto 'tokamak'. Treinta y nueve edificios y áreas técnicas albergarán el ITER Tokamak y sus instalaciones

De acuerdo con los condicionantes especiales de este proyecto singular, tales como seguridad nuclear, resistencia a explosión, y efecto sísmico, hay bastante complejidad en el detallado de la armadura.

Los elementos de hormigón armado de varios edificios del ITER han sido modelados con BIM software, entre ellos:

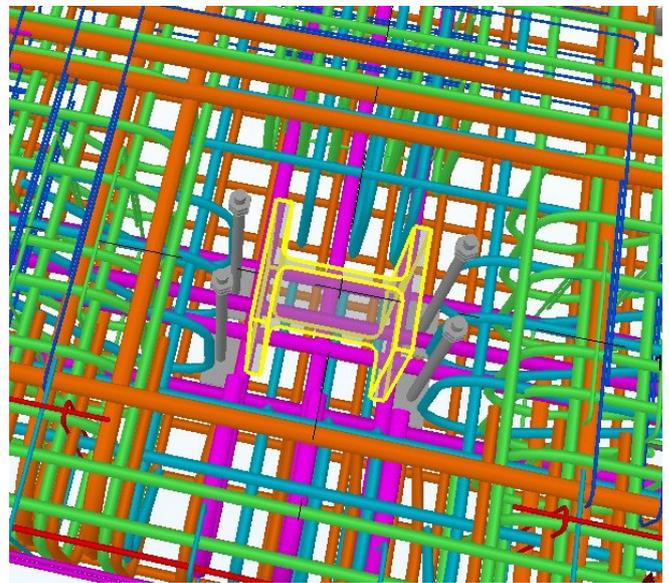
- Radio Frequency Building, el cual alojará los sistemas de calentamiento por radiación y transmisión de corriente. Los principales elementos de hormigón son:
 - Zapatas, vigas de cimentación y losa apoyada en el terreno.
 - Losas de hormigón sobre encofrado perdido de chapa de acero.
 - Cámara de instalaciones y estructura de ascensor, ambos con muros y losas de hormigón.
 - Anejo CCWS con vigas de cimentación, y pilares y vigas de hormigón.
- Cleaning Facility Building, donde el equipamiento del ITER se limpiará de cualquier impureza antes del ensamblaje.
 - El principal elemento de hormigón de este edificio es la losa de cimentación, con robustez suficiente para soportar las cargas ejercidas por ruedas de transportes pesados.

El uso de BIM software ha ayudado a alcanzar el alto nivel de precisión requerido. Esta herramienta ha demostrado ser muy útil para garantizar que la congestión de armado no afecta a la facilidad constructiva, particularmente en detalles complicados tales como:

- Posición de juntas de construcción y su influencia en la disposición de armadura.
- Pernos de anclaje y llaves de cortante para conectar pilar metálico con cimentación.
- Anclaje y solape de barras de gran diámetro con armadura transversal.
- Encuentros viga de atado-zapata y viga-pilar.
- Juntas de dilatación y juntas impermeables para estructuras impermeables.
- Armado de atado en intersecciones entre muros o entre muros y losas.



Detalle en obra de conexión con llave de cortante



Detalle en BIM de conexión con llave de cortante

Algunos principios del detallado de armadura son los siguientes:

- Patillas a 135 grados en barras ancladas: §2.4.3.5.3 AFPS guide.
- Armado de confinamiento alrededor de llaves de cortante: §2.3.4.5.5 AFPS guide.
- Armado longitudinal anclado en zapatas: §5.4.1.2 NF EN 1998-5.
- Armado transversal en zonas críticas: §5.4.3.1.2 NF EN 1998-1.
- Armado transversal en zona de solape: §5.6.3 NF EN 1998-1.
- Cercos y atados transversales en regiones críticas: §5.4.3.2.2 NF EN 1998-1.
- Patillas de arranques dobladas hacia el núcleo confinado: §5.8.3 NF EN 1998-1.
- Refuerzo de atado en intersecciones de muros y losas: §4.9.1 I-SDCB.

283. APLICACIÓN DE UN PÓRTICO ESTRUCTURAL HÍBRIDO TIPO SKELSION A UNA NAVE INDUSTRIAL

SKELSION HYBRID FRAME APPLICATION TO AN INDUSTRIAL BUILDING

Gonzalo Goberna Pérez. Gmasp Ingeniería y Arquitectura. Socio Fundador. Ingeniero Industrial. ggoberna@gmasp.es

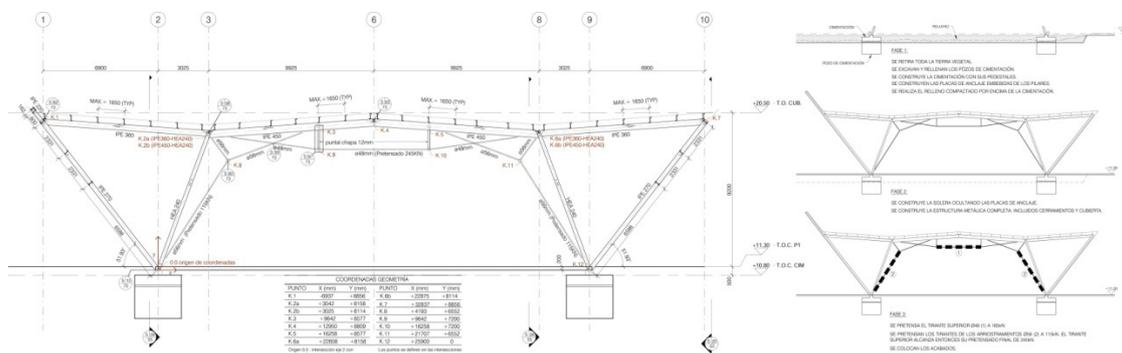
María del Mar Goberna Pérez. Gmasp Ingeniería y Arquitectura. Socia Fundadora. Arquitecta. mgoberna@gmasp.es

Diego Velayos López. Gmasp Ingeniería y Arquitectura. Cálculo de Estructuras. Arquitecto. develayos@gmasp.es

Pórtico de acero híbrido, Skelsion, pretensado, optimización, estructura ligera.

Hybrid steel frame, Skelsion, prestress, optimization, light structure.

Este artículo presenta el proyecto para una nave industrial en el Parque Huelva Empresarial. La nave, de unos 26 m de luz, está destinada a ser un taller a la vez que concesionario y sala de exhibiciones de una prestigiosa marca de camiones. La principal condición del cliente era que la estructura fuera lo más económica posible y que cumpliera con los requisitos funcionales. Nuestra propuesta fue ofrecerle al cliente una solución de pórticos atirantados tipo "skelsion". Una solución poco convencional en el mundo de la arquitectura industrial pero estruc-



plantas sobre rasante y un torreón de cinco niveles, alcanzando una altura de casi 60 m sobre el nivel de la calle.

La estructura original es un sistema porticado en hormigón armado, con luces de entre 6 y 9,80 m entre pórticos, y forjados constituidos por losas nervadas con nervios de sección variable y capas de compresión de 10 cm de espesor. La estructura del torreón presenta diversos apeos resueltos con jácenas de hormigón para permitir el retranqueo en altura de las fachadas.

La adaptación del edificio al nuevo uso hotelero requirió una serie de intervenciones estructurales de diversa envergadura: eliminación de soportes existentes para permitir espacios más diáfanos; apertura y cierre de huecos en forjados debido a la modificación de los núcleos de comunicación vertical; refuerzo de losas nervadas para poder hacer frente a nuevas cargas (recrecidos, locales de instalaciones, una gran piscina en la azotea), etc.

La estructura requería, además, un tratamiento particular desde el punto de vista de la durabilidad que permitiera su 'puesta a cero' alcanzándose una vida útil de al menos 50 años, según la normativa.

Una extensa campaña de ensayos de caracterización de materiales y análisis de la estructura permitió realizar un diagnóstico riguroso del estado de la estructura y diseñar todas las actuaciones requeridas con el mejor conocimiento de la misma.

La rehabilitación de la estructura implicó las siguientes operaciones que se describen en la comunicación: saneamiento de superficies de

hormigón, pasivación de armaduras, aplicación de puentes de unión y capas de mortero de reparación, aplicación de inhibidores de corrosión, confinamiento de soportes mediante camisa de hormigón armado, refuerzo de cimentaciones directas de soportes apantallados y refuerzo de losas nervadas mediante recrecido de la capa de compresión, barras verticales pasantes para refuerzo a cortante y láminas de fibras de carbono para refuerzo a flexión.

292. GRAN TEATRO DE CASABLANCA

CASABLANCA GREAT THEATRE

Luca Ceriani. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. luca.ceriani@mc2.es

Pietro Bartalotta. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. pietro.bartalotta@mc2.es

Borja Encinas Maldonado. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos. borja.encinas@mc2.es

Teatro, estructura volada, hormigón armado, fisuración, cercha metálica.

Theatre, cantilever structure, concrete structure, cracking, steel truss.



Vista general del edificio



Confinamiento de soporte de hormigón, emparrillado metálico de refuerzo y gateo

El Gran Teatro de Casablanca, ubicado en la plaza Mohammed V de la capital económica de Marruecos, constituye un icono arquitectónico y cultural en el marco del ambicioso proyecto de desarrollo de esta pujante metrópoli.

Concebido como lugar de referencia para el arte y la música, y diseñado por el arquitecto francés Christian de Portzamparc, premio Pritzker en 1994, en colaboración con el arquitecto local Rachid Andaloussi, el edificio está compuesto por varios pabellones, reminiscencia de una antigua medina.

Y es alrededor de este escenario que se articulan los edificios singulares objeto de esta presentación y en particular: los dos teatros principales, para 1800 y 600 personas respectivamente, y una galería atravesada por esbeltas pasarelas que vuelan entre núcleos y soportes inclinados.

La práctica totalidad de las estructuras se ha materializado mediante losas macizas y pantallas en hormigón armado, tipología que mejor podía adaptarse a la geometría extremadamente irregular, a los continuos cambios de nivel y a un esquema de huecos en continua evolución durante el proyecto.



Avance de las obras (vista del exterior)



Avance de las obras (vista de los balcones del Gran Teatro)

Las gradas de los anfiteatros están dominadas por unas pantallas radiales que soportan los palcos, dispuestos en abanico y caracterizados por grandes vuelos. Cada palco, o balcón, se materializa mediante una losa maciza inclinada, rigidizada por un peto y por unas vigas peraltadas de canto variable. En la zona trasera del balcón, dichas vigas se empotran elásticamente en una pareja de potentes dinteles en hormigón fuertemente armado, soportados por las pantallas radiales. La comprobación de este sistema estructural, en cuyos elementos se abrían huecos para el paso de las numerosas instalaciones, ha requerido un análisis detallado mediante un modelo 3D de elementos finitos evolutivo, que tuviera en cuenta los fenómenos de fisuración y

fluencia, para garantizar el control de las deformaciones de cada una de las estructuras voladas.

Las grandes puertas monumentales, con hojas de 11 m de ancho por 16 m de altura, se han resuelto mediante cerchas metálicas superpuestas formando un plano que gira alrededor de un eje principal, un mástil tubular apoyado en rótulas esféricas.

296. PROYECTO ITER. ANÁLISIS DE VIBRACIÓN DE LOS COMPRESORES EN EL EDIFICIO DE CRIOGENIZACIÓN (CRYOPLANT)

ITER PROJECT. VIBRATION ANALYSIS IN CRYOPLANT COMPRESSOR BUILDING

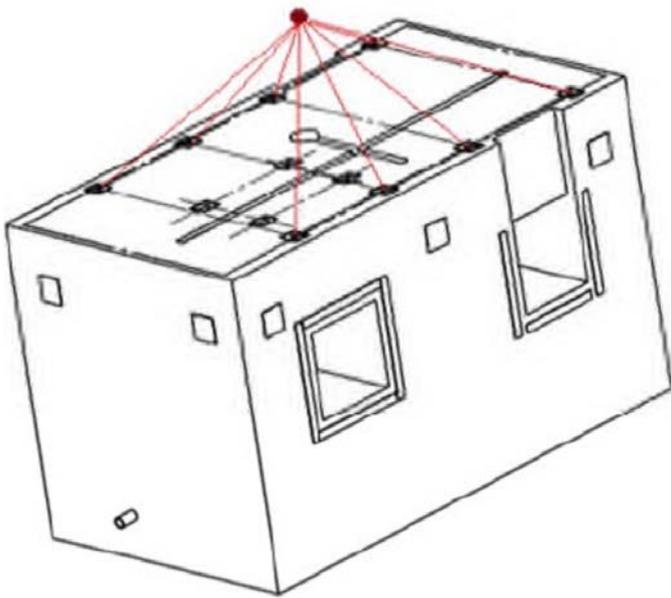
Ramon Margalet de Zabalo. Ferrovial Agroman SA. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos. rmargalet@ferrovial.com
 María José Martín Fernández. Ferrovial Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniera de Caminos. mjmartin@ferrovial.com
 Román Martín Martín. Ingeciber. Jefe de Equipo. MSC Ingeniero Civil. r.martin@ingeciber.com
 Mariano Serrano de la Asunción. Ingeciber. Ingeniero de Proyecto. Msc Ing Industrial. m.serrano@ingeciber.com

Vibraciones, análisis dinámico, cimentaciones, resonancia, respuesta del suelo.

Vibration, dynamic analysis, foundations, resonance, soil interaction.



Puntos de control en los bloques de cimentación de los compresores



Bloque tipo para cimentación del compresor

El edificio del complejo industrial Iker, denominado Cryoplant Compressor Building, alojará los compresores para el sistema de generación de frío (cryoplant system) del reactor (Tokamak), el más grande del mundo.

El sistema de generación de frío consiste en 23 compresores, los cuales generan y pueden transmitir altas vibraciones en el lecho donde descansan. Con el fin de no transmitir directamente vibraciones a la estructura del edificio principal, la cimentación de cada uno de estos compresores se independiza de la del resto del edificio.

El siguiente paso consiste en verificar que las vibraciones transmitidas al terreno no producen otra serie de perjuicios para lo cual se realiza un estudio dinámico del conjunto en el que se establecen unos puntos de control para verificar que el impacto es asumible. Estos puntos de control definidos en dicho análisis están situados en la propia máquina para controlar posibles daños en las mismas, en la cimentación de los compresores para evitar problemas de asentamientos, y también en la estructura del edificio (columnas y cerchas metálicas) para comprobar la no existencia de resonancia.

Como punto de partida para la realización de este estudio, se ha tenido en cuenta los siguientes datos:

- Las características de cada capa del suelo existe, las cimentaciones de los compresores y la compactación del suelo debajo las mismas.
- Los distintos elementos estructurales del edificio, como celosías en cubierta, columnas y la losa de cimentación del edificio.
- El comportamiento dinámico de los materiales del suelo y del hormigón armado.
- Las cargas armónicas procedentes del compresor. Seguidamente, es necesario realizar los dos análisis siguientes:
- Un análisis modal con el objetivo de determinar las formas modales que son susceptibles de sufrir resonancia, y los puntos de control del modelo donde la respuesta podría ser máxima.
- Un análisis armónico para determinar las frecuencias de funcionamiento más desfavorables para la estructura, y la respuesta máxima según el intervalo de frecuencias.

Los resultados obtenidos de este estudio corresponden a los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de cada uno de los puntos de control previamente definidos. Estos valores deben estar por debajo de los límites especificados la normativa aplicable (CP 2012-1:1974

Cimentaciones para maquinaria), para evitar daños en la maquinaria y el edificio, así como la verificación del asentamiento admisible del suelo.

305. SOLUCIÓN DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DE LA TRIBUNA NORTE DEL ESTADIO MUNICIPAL DE BALAIÓDOS, VIGO

STRENGTHENING SOLUTION FOR THE STAND OF THE MUNICIPAL STADIUM OF BALAIÓDOS, VIGO

Leonardo Todisco. FHECOR Ingenieros Consultores. Ingeniero de Proyecto. Dr. Ingeniero de Estructuras, Materiales y Cimentaciones. ltt@fhecor.es
 José Soriano Martín. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jsm@fhecor.es
 Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlg@fhecor.es

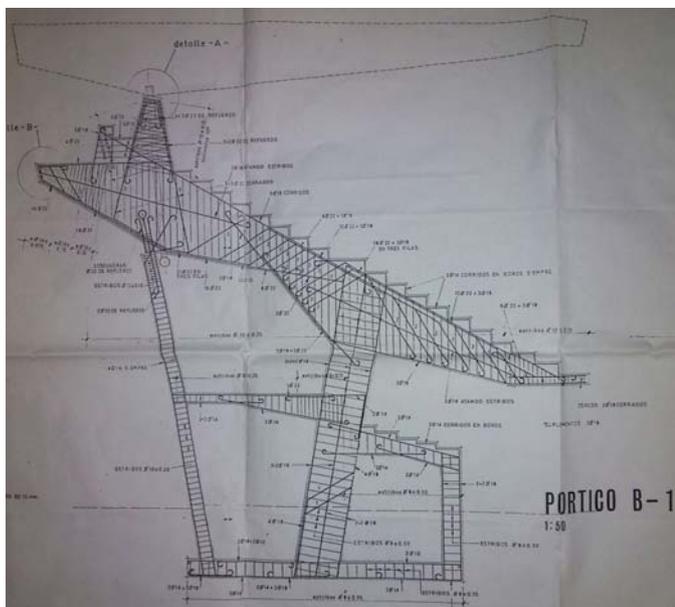
Sistema post-tesado, hormigón, estructuras existentes, patrimonio, bielas y tirantes.

Post-tensioning system, concrete, existing structures, heritage, strut-and-tie.

La tribuna norte del Estadio de Balaídos fue construida en 1969 por COFESA y Construcciones Laminas, S.L., a partir de un proyecto elaborado por A. Román Conde. La estructura principal está formada por un pórtico de hormigón, encima del cual apoya una cubierta con geometría de lámina plegada con vuelo de 17 m. Dicha cubierta se ha sustituido por una nueva cubierta consistente en una estructura metálica espacial que da soporte a una nueva piel arquitectónica que envuelve tanto a la nueva cubierta como a la parte superior de la fachada. A diferencia de la anterior, la nueva cubierta tiene un vuelo de alrededor de 25 m, garantizando una mayor protección de los espectadores frente a las inclemencias meteorológicas. La mayor superficie de la nueva cubierta comporta un incremento de acciones debidas al viento, que se transmiten a la estructura original de hormigón, pero con menor carga permanente en los puntos en que apoyaba la anterior y elegante cubierta de hormigón. Este cambio de situación sobre los pórticos de hormigón llevaba a un déficit de seguridad que justificaba la adopción de una solución de refuerzo.



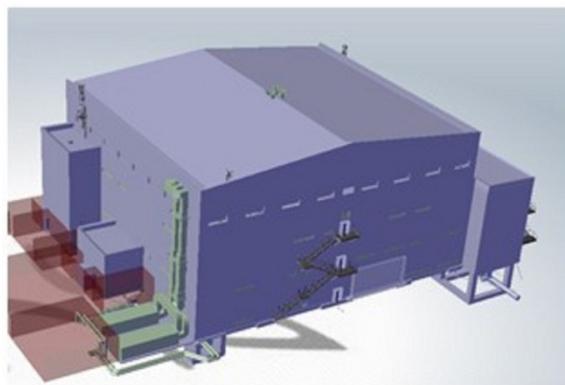
Vista exterior del pórtico existente en hormigón armado



Plano de armado del pórtico en hormigón

Esta ponencia introduce brevemente el planteamiento de diferentes opciones de refuerzo que, por una parte, fuesen compatibles con la arquitectura, la geometría de la nueva fachada y la estructura existente y, por otra parte, no fuesen de obstáculo para la circulación de los usuarios. Tras evaluar las diferentes opciones, la ponencia se centra en la descripción en detalle de la solución elegida, basada en el empleo de un sistema de pretensado mediante tendones exteriores que, incrementando los esfuerzos axiales en la estructura, dotan a la misma de mayor capacidad resistente frente a las nuevas flexiones. Se presenta una evaluación detallada de los diagramas de interacción que pone de manifiesto la posibilidad de incrementar la capacidad a flexión en los distintos elementos de la estructura aumentando el axil de compresión de los mismos. Además, se ilustran los modelos de bielas y tirantes empleados para la validación de la solución elegida, así como detalles de la actuación que, además de no ser invasiva, tiene la gran ventaja de ser reemplazable, reversible y de fácil inspección.

La solución que presenta esta ponencia viene a reivindicar las ventajas del artificio de añadir cargas exteriores en forma de rellenos (en la antigüedad) o, más recientemente, de pretensado para garantizar un mejor comportamiento a las estructuras de fábrica y de hormigón.



322. ANÁLISIS DINÁMICOS EN EL COMPLEJO ITER. APLICACIÓN AL RF HEATING BUILDING#15

DYNAMIC ANALYSIS IN THE ITER COMPLEX. APPLICATION TO THE RF HEATING BUILDING#15

Fernando Bravo Notario. Fhecor. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos. fbn@fhecor.es

Ángel Hernández Basterra. Fhecor. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos. ahb@fhecor.es

María José Martín Fernández. Ferroviaria Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniera de Caminos. mjmartin@ferroviaria.com

Alberto Caballero Ruiz. Ferroviaria Agroman SA. Design Coordinator. Ingeniero de Caminos. alberto.caballero@ferroviaria.com

ITER, estructura metálica, espectro, acelerograma, y forjado colaborante.

ITER, steel structure, spectrum, accelerogram, and composite slab.

En el Sud-Este de Francia se está construyendo el complejo ITER (International Thermonuclear Experimental Reactor). Uno de los mayores proyectos internacionales cuyo objetivo es el de demostrar experimentalmente que la generación de electricidad a partir de la Fusión Nuclear es posible, tanto de una forma sostenible en el tiempo, como económicamente viable.

Lógicamente la importancia de los edificios que forman el ITER en su conjunto es muy alta, no sólo porque en algunos existen sustancias radiactivas (el núcleo o Tokamak), sino porque existen edificios próximos sin los cuales el funcionamiento del núcleo no sería posible. A estos edificios, denominados SR o "Safety Related", se les exige un nivel sísmico y de cálculo mucho mayor que incluye cálculos estáticos (SLS y ULS), análisis modales (para la verificación sísmica) y cálculos dinámicos (para la obtención de espectros secundarios de respuesta).

Todos estos análisis se han llevado a cabo en el edificio "RF Heating Building#15" (RF=Radio-Frequency) en cuyo interior se encuentran los equipos IC (Ion Cyclotron), LH (Lower Hybrid) y EC (Electron Cyclotron) necesarios para la generación del plasma.

Se trata de una estructura metálica rigidizada con cruces de San Andrés en las fachadas, y unas dimensiones de $43,3 \times 49,0$ m y 25 m de altura. Formada por pórticos transversales separados 10,25 m compuestos por tres vanos de $23 + 3 + 23$ m, apoyados sobre pilares, también metálicos, que nacen de zapatas que habitualmente tienen una dimensión de 3×3 m y 0,80 m de canto, conectadas mediante vigas riostras de $0,55 \times 0,80$ m y todo ello rigidizado formando un diafragma mediante una losa de 0,25 m de espesor.

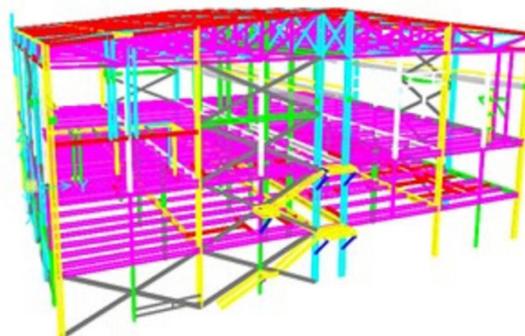
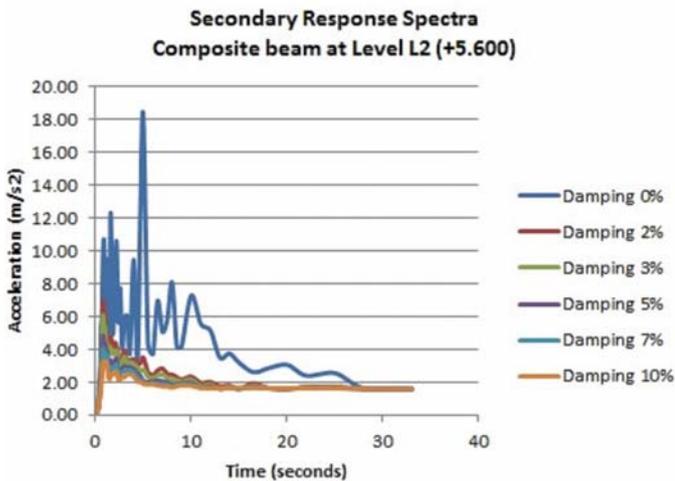


Imagen de comparación entre el edificio renderizado (Catia) y el modelo de cálculo de SAP2000



Espectro secundario de respuesta de una viga mixta del nivel L2 (cota +5.600)

Estos pórticos se conectan a tres niveles en el sentido longitudinal. En el tercer nivel se encuentra la cubierta a dos aguas, formada por celosías en las dos direcciones principales, con canto variable de entre 1,7 y 4,3 m. Los otros dos niveles corresponden con los forjados mixtos de chapa colaborante de 0,20 m de espesor total, cuya disposición de armadura permite proveer de una resistencia a fuego equivalente a REI-120.

En cambio los pilares y las vigas se deben proteger con vermiculita, cuya capacidad debe quedar demostrada para la situación de sismo seguida por fuego. Para dicha verificación se obtienen los espectros de respuesta secundarios a través de acelerogramas artificiales, tal y como exige el Eurocódigo 8, los propios códigos del ITER y la Agencia de Seguridad Nuclear Francesa (ASN).

328. DISEÑO BASADO EN PRESTACIONES FRENTE A LA ACCIÓN DEL FUEGO DEL COMPLEJO DE FUSIÓN NUCLEAR ITER, EN FRANCIA

PERFORMANCE BASED DESIGN AGAINST FIRE SITUATION OF THE NUCLEAR FUSION COMPLEX ITER, IN FRANCE

Carlos Muñoz Blanc. BAC Engineering Consultancy Group. R&D & Product Quality Area Manager. Dr. Arquitecto. carlos.munoz@coac.net

Alicia Soler Orcal. BAC Engineering Consultancy Group. Project Leader. Máster en Arquitectura. asoler@bacecg.com

Ramon Margalet de Zabalo. Ferrovial Agroman SA. Coordinador de Diseño. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rmargalet@ferrovial.com

Xavier Ros Batlle. Ferrovial Agroman SA. Responsable de Diseño de ITER TB-03. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. xros@ferrovial.com

Dinámica de fluidos, diseño basado en prestaciones, escenario de incendio, estructura de acero, optimización.

Fluid dynamics, performance based design, fire scenario, steel structures, optimization.

En colaboración con Ferrovial agroman, BAC participa activamente en el diseño de varios edificios del ITER con estructuras metálicas.

ITER es un proyecto internacional de investigación cuyo objetivo es demostrar la viabilidad del uso de la energía de fusión como fuente de energía limpia en todo el planeta. Se está construyendo en Cadarache, aproximadamente a 80 km de Marsella.

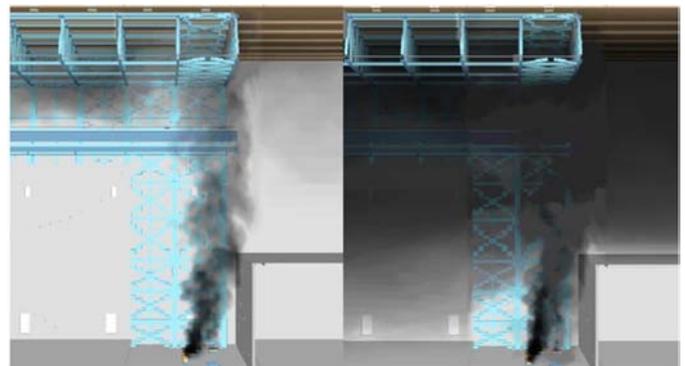
BAC colabora desde las fases iniciales de licitación del proyecto, junto con la oficina técnica de Ferrovial agroman, realizando un estudio de Ingeniería del Fuego basado en prestaciones, desarrollado mediante simulaciones numéricas que incluyen la dinámica de fluidos, la transmisión de calor y la combustión. La UTE VFR (VINCI, Ferrovial, Rasel) es la encargada de la construcción del edificio del reactor (Tokamak) y de un número muy importante de edificios anexos que sirven de apoyo al Tokamak.

El estudio de Ingeniería del Fuego basado en prestaciones se aplica a todos los edificios cuya estructura de acero debe permitir, por sus condicionantes geométricos y físicos, una importante racionalización en el uso de los materiales de protección ignífuga, a la vez que se conoce cuál es el comportamiento real de la estructura en situación de incendio.

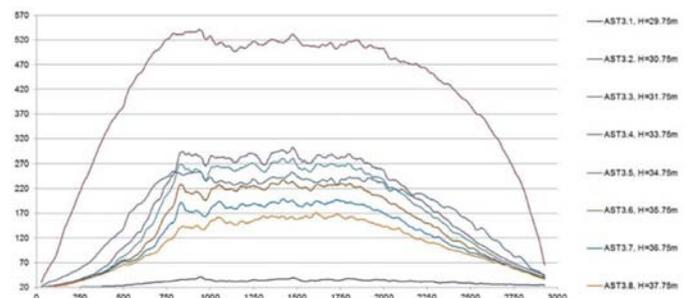
Uno de los edificios cuya estructura es analizada frente a la acción del fuego es el Assembly Building. Las funciones de este edificio son imprescindibles para el uso y mantenimiento del Tokamak, dado que es el edificio responsable de realizar el ensamblaje de las piezas del reactor.

El edificio analizado conforma un gran espacio vacío gracias a una estructura principal formada por un único pórtico transversal de grandes dimensiones, aproximadamente 60 m de luz y 60 m de altura, que se repite n veces, formando un espacio de 100 m de longitud y 310.000 m³, libres de pilares.

BAC analiza los combustibles y riesgos de incendio y los posibles escenarios durante la fase nuclear, teniendo en cuenta los requerimientos del cliente. El estudio se lleva a cabo teniendo que se trata de



Concentración de partículas sólidas a los 600s y 1.200s en un incendio de los cuadros eléctricos



Gráficas temperatura-tiempo en termosensores virtuales situados a distancias variables del foco

un edificio con características nucleares, garantizando que este edificio no colapsa sobre el Tokamak.

Las bases de diseño, donde se incluyen los escenarios considerados y todas las premisas de cálculo, son consensuadas con todas las partes implicadas en el diseño. El resultado del análisis efectuado permite lograr un gran ahorro en las protecciones ignífugas del edificio (próximo al 70%), a la vez que se conoce cuál es la respuesta del edificio en caso de incendio en un entorno nuclear.

330. ESTRUCTURA DE LA NUEVA SEDE CORPORATIVA DEL BANCO POPULAR EN MADRID

STRUCTURE OF THE NEW HEADQUARTERS BUILDING OF POPULAR BANK IN MADRID

Ángel Vidal Vacas. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.vidal@mc2.es

Álvaro Serrano Corral. MC2 Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.serrano@mc2.es

Contención perimetral, losas postesadas, estructura mixta, apeo de núcleos y soportes, apoyo a través de fachada.

Retaining wall, prestressed slabs, composite structure, cores and columns support, support through the façade.

MC2, como estudio especialista en estructuras, formaba parte del equipo técnico dirigido por el estudio Arquitectos Ayala, que en febrero de 2009 resultó vencedor del concurso convocado por Banco Popular para el proyecto de su nueva Sede en Madrid.

El programa de la nueva Sede se ha desarrollado en dos fases diferenciadas: la primera en una parcela situada en la margen izquierda de la Nacional II, a su salida de Madrid, donde se dispuso el Centro de Proceso de Datos (CPD) y oficinas, cuya finalización se produjo en el año 2012.

La segunda fase se ha desarrollado en una parcela casi en frente de la anterior pero de extensión superior (en torno a 23.000 m²), en la margen derecha de la Nacional II, comenzando su proyecto en el año 2013 y finalizando la ejecución de estructura en septiembre de 2015 (75.000 m² edificados).

La parcela de la segunda fase tiene una dimensión en planta de aproximadamente 300 m de largo, paralelos a la Nacional II y a la calle Luca de Tena, por 75 m de ancho.



Vista general



Planta de acceso, "puente" y edificio B

Incluye cinco edificios, cuatro de oficinas y uno en el extremo oeste de la parcela, previsto para uso comercial. El bajo rasante es continuo a todos ellos con cuatro niveles donde predomina el uso de aparcamiento. Los cuatro bloques de oficinas se elevan con cuatro niveles útiles más cubierta y sobrecubierta, teniendo la particularidad éstas últimas de aportar nuevamente continuidad a todo el cierre de coronación envolviendo los cuatro edificios.

La contención perimetral se define mediante pantallas de paneles de hormigón armado, en las que se incorporan de manera estructuralmente activa muros pre-existentes para sostenimiento de la calle Luca de Tena, profundizando dos sótanos más bajo su cimentación.

Las plantas bajo rasante y planta baja se proyectan en hormigón armado, en zonas de luces habituales en aparcamientos (8,0 x 8,0 mm), mientras que en los muelles de descarga tanto de la propia Sede como del edificio de servicios, es preciso alcanzar hasta los 12 m con vigas mixtas que permitan apeo los soportes de los edificios superiores.

Cada edificio dispone de un núcleo de comunicaciones tipo tubo de hormigón armado, que estructuralmente permite recoger las acciones de viento y de los empujes descompensados de las pantallas de contención.

Sobre rasante losas postesadas de 10,50 m de luz permiten aligerar los cantos, y soportes mixtos conducen fuertes cargas, procedentes de la cubierta hacia la cimentación.

333. ASPECTOS SINGULARES DEL PROYECTO DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA DE LA NUEVA SEDE DEL BANCO POPULAR EN MADRID

SINGULAR ASPECTS OF NEW HEADQUARTERS POPULAR BANK BUILDING ROOF STRUCTURE, IN MADRID

Ángel Vidal Vacas. MC2 Estudio de Ingeniería. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. angel.vidal@mc2.es

Álvaro Serrano Corral. MC2 Estudio de Ingeniería. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. alvaro.serrano@mc2.es

Coordinación disciplinas, soportes mixtos, deformaciones impuestas, apoyo oscilante, izado.

Disciplines coordination, composite columns, imposed strain, rocker bearing, lift.

MC2, como estudio especialista en estructuras, formaba parte del equipo técnico dirigido por el estudio Arquitectos Ayala, que en febrero de 2009 resultó vencedor del concurso convocado por Banco Popular para el proyecto de su nueva Sede en Madrid.

El programa de la nueva Sede se ha desarrollado en dos fases: en la primera se desarrolló el edificio del Centro de Proceso de Datos (CPD) del banco, cuya finalización fue en el año 2012. La segunda fase se ha desarrollado en otra parcela próxima a la primera, en la margen derecha de la Nacional II, comenzando su proyecto en el año 2013 y finalizando la ejecución de estructura en septiembre de 2015.

La parcela de la segunda fase tiene una dimensión en planta de aproximadamente 300 m de largo, paralelos a la Nacional II y a la calle Luca de Tena, por 75 m de ancho.

Incluye cinco edificios, cuatro de oficinas y otro en el extremo oeste de la parcela, para uso comercial. El bajo rasante, incluida la planta baja, es continuo a todos ellos. Los cuatro bloques de oficinas se elevan con cuatro niveles útiles más cubierta y sobrecubierta, teniendo la particularidad éstas últimas de aportar nuevamente continuidad a todo el cierre de coronación.

La continuidad se logra a través de “puentes” que apoyados en los edificios, llegan a salvar luces de 50,0 m. Asimismo se cubren patios y se definen voladizos dando regularidad longitudinal al frente de cubierta respecto al retranqueo de la alineación de la fachada de los edificios. De este modo se forman “voladizos” de 7,80 m.

Esta distribución se logra mediante la disposición en alineaciones longitudinales y transversales de celosías metálicas. Las celosías tienen su cordón inferior bajo la cara inferior del forjado de cubierta mientras que la cara superior sirve de soporte a la sobrecubierta.



Vista general de la cubierta



Izado “Puente Sur”

La ponencia repasa las consideraciones de proyecto tenidas en cuenta respecto a:

- Coordinación de la estructura de cubierta con otras disciplinas.
- Aspectos de la estabilidad del cordón superior exento.
- Influencia de la temperatura en el dimensionamiento y comprobación.
- Conducción de las reacciones de la cubierta a la cimentación, a través de soportes mixtos, tratando la influencia de los giros en los apoyos y las altas reacciones contempladas.
- Incorporación en proyecto de los aspectos constructivos de la cubierta.

341. PROYECTO Y OBRA DEL APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO EN EL DISTRITO C DE TELEFÓNICA

PROJECT AND EXECUTION OF THE UNDERGROUND CAR PARK IN TELEFÓNICA C DISTRICT

Ignacio Rueda Sastre. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniero de Estructuras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. nachorueda@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripa@lraingenieria.es

Aparcamiento subterráneo, hormigón armado, Telefónica.

Underground car park, reinforced concrete, Telefónica.

El aparcamiento proyectado tiene 78.500 m² distribuidos en 3 plantas aterrazadas, retranqueadas para adaptarse a la pendiente del terreno, con dos niveles situados sobre rasante y uno bajo ésta, con conexión al edificio de oficinas colindante.

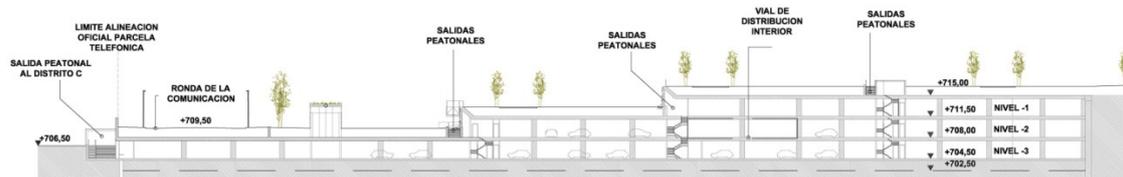
La columna dorsal del esquema funcional es un vial de dos carriles por sentido que atraviesa el interior de la planta de acceso al aparcamiento conectando las dos rotondas exteriores, formando un esquema en “espinas de pez” donde se ubican los accesos y salidas a las zonas de estacionamiento con más de 2.400 plazas.

El límite sureste de la parcela se encuentra junto al ramal de la A-1 hacia la M-40, siendo la zona donde el espesor de tierras es mayor. Se ha planteado la ejecución de una pantalla de pilotes con anclajes prensados al terreno, para vencer los empujes de tierras y disminuir el riesgo de deslizamiento del talud del ramal.

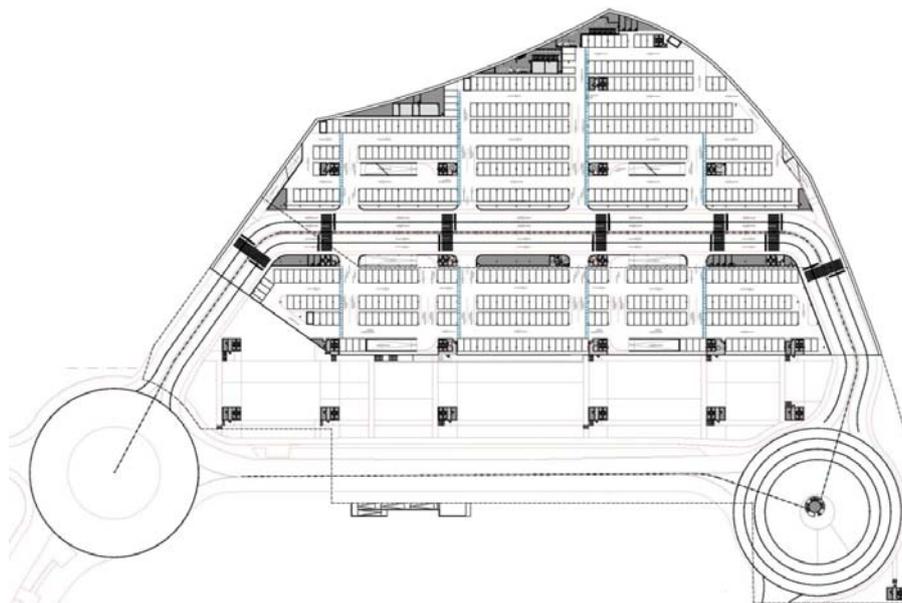
La cimentación del aparcamiento es directa, optando por una losa de cimentación, que permite que la presión transmitida al terreno sea más reducida que con zapatas aisladas. Se considera además preferible la solución de losa habida cuenta de la heterogeneidad superficial del terreno de cimentación, en el que existen zonas menos competentes asociadas a la existencia de rellenos antrópicos.

Los pilares, de hormigón armado y sección rectangular, sostienen los tres forjados macizos de hormigón armado. Se opta por esta solución de losa maciza, frente a la alternativa de forjados aligerados, por el gran rendimiento de ejecución que se alcanza con los sistemas de mesas de encofrado, de forma que, se reduce el coste de ejecución de una forma tan significativa que compensa el mayor volumen de hormigón requerido. Debe tenerse en cuenta, asimismo, que los requisitos de protección frente al fuego que establece el CTE penalizan el espesor de los nervios de las soluciones aligeradas. Por otra parte, y no menos relevante, es la gran facilidad para la disposición de las instalaciones que permite una solución de forjado en losa maciza.

Se han previsto juntas de dilatación en los forjados a una separación máxima del orden de 40 metros, con objeto de limitar las solicitaciones debidas a las deformaciones impuestas. Con la intención de no duplicar pilares en la zona de juntas, en detrimento de la superficie disponible



Sección transversal del aparcamiento



Planta funcional del aparcamiento

para plazas, se han dispuesto pasadores telescópicos para dar continuidad a los forjados en los 3800 metros de juntas de dilatación.

345. CUBIERTA-BURBUJA DE DESERT CITY

DESERT CITY BUBBLE ROOF

Guillermo Capellán Miguel. Arenas & Asociados. Director Técnico.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gcapellan@arenasing.com
Santiago Guerra Soto. Arenas & Asociados. Coordinador de Calidad.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. sguerra@arenasing.com
Julio González Zaldondo. Arenas & Asociados. Ingeniero de Proyecto.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jgonzalez@arenasing.com
José María García Lastra. Lastra & Zorrilla. Arquitectura Textil. Director Técnico. Experto en Textiles. jmlastra@arquitectil.net

Cubierta-Burbuja, cojines ETFE, Desert City, jardín de cactus, xeropaisajismo.

Bubble Roof, ETFE cushions, Desert City, cactus courtyard, xeriscaping.

La compañía española pionera en xeropaisajismo, Desert City, encargó al estudio de arquitectura García-Germán Arquitectos el diseño de su sede en Madrid. El edificio resultante está compuesto por dos volúmenes conectados a través de una pasarela. El principal volumen es un edificio que posee un patio de exhibición de cactus, de una super-

ficie aproximada de a 1,575 m² (37 m × 42 m), protegida por una cubierta ligera y permeable a la luz del sol.

¿Qué mejor solución que una cubierta de ETFE para crear un perfecto espacio de exposición bajo un burbujeante invernadero? La Constructora española Isolux-Corsán, encargó la fabricación y el izado de la cubierta a la contrata experta en estructuras textiles Lastra&Zorrilla, que a su vez contactó con nosotros, Arenas&Asociados, como Ingeniería Estructural.

Basándonos en los bocetos conceptuales realizados por el equipo de Arquitectura, realizamos el diseño arquitectónico y estructural, estudiando distintas opciones de montaje de modo que encajara perfectamente con las ideas y necesidades del equipo de Arquitectura:



Imagen del jardín de cactus interior



Imagen inferior de los colchones de ETFE

un espacio a cielo abierto protegido de las inclemencias del tiempo gracias a una lámina casi transparente.

La cubierta consiste en un marco rígido de acero con cuatro vigas longitudinales también de acero como estructura primaria. Los huecos entre las vigas son rellenos con colchones de ETFE, que debido a su luz de 9 metros, han de ser reforzados con unas vigas tensegríticas dispuestas transversalmente entre las vigas metálicas, y que son materializadas mediante cables y montantes a compresión.

Dichos montantes de las vigas, vistos desde el interior del patio a través del ETFE transmiten al espectador una imagen de púas de cactus flotando dispersas en el interior de un cúmulo de nubes.

347. EDIFICIO DE OFICINAS PARA GMP EN LAS TABLAS, MADRID: ESTRATEGIA ESTRUCTURAL PARA UNA FACHADA PORTANTE SOMETIDA AL FUEGO

GMP'S OFFICE BUILDING IN LAS TABLAS (MADRID): STRUCTURAL STRATEGY FOR A LOAD-BEARING FAÇADE SUBJECTED TO FIRE

José Antonio Martín-Caro Álamo. INES Ingenieros Consultores, S.L. Director Gerente. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmc@inesingenieros.com

Damián Javier Terrasa Díaz. INES Ingenieros Consultores, S.L. Ingeniero de Proyectos y Responsable de Dirección de Obras. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. djtd@inesingenieros.com

Daniel Bueso-Inchausti Toro. BUIN Ingenieros. Director General. Ingeniero Civil e Industrial. dbi@buingenieros.com

Estructura metálica exterior portante, protección en caso de incendio, comportamiento mecánico-térmico, temperatura crítica, equilibrio termodinámico.

Load-bearing external metallic structure, fire-case protection, mechanical-thermal behavior, critical temperature, thermodynamic equilibrium.

En colaboración con Rafael de la Hoz Arquitectos, INES Ingenieros Consultores desarrolló el proyecto constructivo de cimentaciones y estructuras del edificio administrativo en la parcela M-1.1 de Las Tablas (C/Puerto de Somport C/V/Quintanadueñas, Madrid) para el grupo inmobiliario GMP. Asimismo, INES está llevando la asistencia técnica de las obras proyectadas.

La principal singularidad de este edificio de planta triangular es la disposición de una estructura portante exterior que se eleva desde la planta baja y se dispone en paralelo a cada una de las tres fachadas, se-

para aproximadamente 1,20 m de estas: se trata de celosías con malla romboidal que se resuelven con elementos metálicos de sección tubular. Los puntos de intersección de la malla sirven como elementos de apoyo del perímetro de los cinco forjados sobre rasante, estando ubicados cada 8,10 m. La sección transversal de las diagonales de la celosía tiene dimensiones exteriores de 400 × 800 mm a lo largo de toda su altura.

INES desarrolló para esta "fachada estructural en celosía" una estrategia particular para la evaluación de su comportamiento mecánico-térmico en situación de incendio, dado que la aplicación de sistemas pasivos que garantizaran el cumplimiento de la clase exigida por el CTE-DB-SI (R-90) hubiera derivado en un sobredimensionamiento excesivo. La situación de este gran elemento arquitectónico-estructural exterior, a menos de 2 m de la envolvente del sector de incendio (fachada propiamente dicha del edificio) fue objeto de un análisis justificativo de acuerdo con los procedimientos propuestos en las normas UNE EN 1991-1-2 y 1993-1-2, cálculos que confirmaron la no necesidad de protección pasiva: en ningún elemento portante exterior se obtuvieron temperaturas superiores a la crítica del mismo. En otras palabras, la celosía exterior portante (clase R-90 según CTE-DB-SI) desarrollará un correcto comportamiento mecánico-térmico durante los 90 minutos de duración del incendio interior indicado por la normativa, sin necesidad alguna de protección pasiva (pinturas). Para ello, fue necesario adaptar detalles constructivos de la celosía de acero y considerar los factores de utilización de cada uno de sus elementos constitutivos.

La metodología seguida supone en todo momento el estado de equilibrio termodinámico del sistema, es decir, al contrario de lo que ocurre en las curvas normalizadas tiempo-temperatura, no se considera la cinética del proceso termodinámico, suponiéndose (del lado de la seguridad) que la temperatura, tanto la de la llama como la de los elementos metálicos, alcanzan de manera inmediata su estado de equilibrio.



Exterior del edificio y vista de las celosías portantes por fuera de su fachada



Modelo de cálculo espacial del edificio y su celosía exterior portante

386. ESTRATEGIAS DE INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL SOBRE EDIFICIOS DEL PATRIMONIO HISTÓRICO INDUSTRIAL: ALGUNAS REALIZACIONES RECIENTES EN MADRID

STRUCTURAL REFURBISHMENT STRATEGIES ON INDUSTRIAL HERITAGE BUILDINGS: RECENT EXAMPLES IN MADRID

Juan Rey Rey. Mecanismo Ingeniería/Universidad Politécnica de Madrid. Director/Profesor Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos. juan.rey@mecanismo.es

Pablo Vegas González. Mecanismo Ingeniería. Asociado. Arquitecto.

Máster en Estructuras de Edificación. pablo.vegas@mecanismo.es

Jacinto Ruiz Carmona. Mecanismo Ingeniería. Asociado. Dr. Ingeniero de Caminos. jacinto.ruiz@mecanismo.es

Rehabilitación estructural, patrimonio histórico industrial, Serrería Belga, Matadero Madrid, Google Campus Madrid.

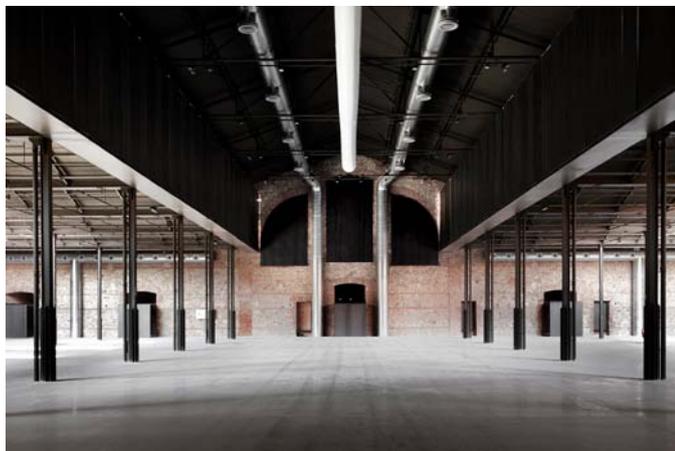
Refurbishment, industrial heritage, Belgian Sawmill, Matadero Madrid, Google Campus Madrid.

Madrid cuenta con un número importante de edificaciones industriales de carácter histórico de gran valor arquitectónico y patrimonial que una vez cesado su uso industrial original habían quedado durante largo tiempo en desuso. Afortunadamente en los últimos años han sido varias las actuaciones encaminadas a recuperar estos edificios, destinándolos a nuevos usos, en general de carácter cultural, permitiendo así su recuperación y puesta en valor.

Debido al importante cambio de uso se requiere en general de grandes transformaciones tanto a nivel arquitectónico como estructural, las cuales deben acometerse no sólo pensando en cumplir la nueva función, sino en preservar y potenciar el valor de las edificaciones existentes.

El presente artículo expone algunas estrategias comunes aplicadas a la intervención estructural sobre varios edificios en los que dicha tarea ha sido desarrollada por Mecanismo Ingeniería:

- Matadero Madrid: el antiguo Matadero de Legazpi, obra del arquitecto Luis Bellido, consta de una serie de naves construidas entre los años 1908 y 1928 en muros de fábrica y estructuras tanto de hormigón armado (de las primeras de Madrid) como metálicas. En la última década se ha desarrollado un plan para reconvertir las naves con diferentes usos públicos, generando un gran centro cul-



Nave 16 de Matadero rehabilitada



Auditorio del Google Campus Madrid, con las nuevas cerchas realizadas en base a las antiguas vigas

tural. Mecanismo Ingeniería ha participado en la rehabilitación de las naves 8, 8b, 9, 15 y 16.

- Serrería Belga: la antigua Serrería Belga, junto al Paseo del Prado, es un edificio diseñado en hormigón armado a lo largo de la década de 1920 por el arquitecto Manuel Álvarez Naya y es también uno de los pioneros en el empleo de este material en Madrid. Tras largo tiempo abandonado, en el año 2007 se inició su rehabilitación para constituir el nuevo centro de creación artística Intermediae-Prado.
- Google Campus Madrid: Google está implantando una serie de edificios conocidos como Campus en diferentes ciudades del mundo. En el año 2014 decide abrir una de dichas sedes en Madrid, optando por emplazar el nuevo Campus en un edificio industrial construido en 1892 en el que Isaac Peral fundó la primera fábrica de acumuladores de energía eléctrica de España. El edificio había sido reconvertido en oficinas de modo que la nueva actuación conserva parte de esos nuevos elementos y trata de recuperar y poner en valor la estructura original.

Varios de los proyectos han resultado premiados, destacando una mención especial en los Mies Van der Rohe Awards 2013 o los premios COAM 2012 y 2013.

436. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO HOSPITAL DE ANTOFAGASTA CON AISLAMIENTO BASE

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE BASE ISOLATED ANTOFAGASTA HOSPITAL

Ramón Sánchez Fernández. SACYR. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rsfernandez@sacyr.com

Emiliano Pinto Gómez. Sirve. Jefe de Proyectos. Ingeniero Civil, MSc. epinto@sirve.cl

Hospital, aislación sísmica, vulnerabilidad sísmica, aisladores.

Hospital, base isolation, seismic vulnerability, isolators.

Actualmente Sacyr Chile está construyendo el Nuevo Hospital Regional de Antofagasta dotado de 671 camas y con una superficie útil de 110.000 m². Está situado en la costa del Norte de Chile, que es uno de los países de mayor actividad sísmica del mundo, y a unos 150 km de zona donde la placa de Nazca se hunde bajo la placa Sudamericana.

Desde el primer momento del diseño se optó por un edificio aislado sísmicamente en la base mediante aisladores de goma. Por ello, el Nuevo Hospital de Antofagasta, proyectado por la empresa de ingeniería Chilena Sirve S.A, será a su finalización uno de los edificios aislados más grandes del mundo (fig. 1).

El edificio está dividido en tres grandes volúmenes que albergan la Torre de Hospitalización (TH) de 8 plantas, la Unidad de Pacientes Críticos (UPC) y el Centro de Diagnóstico Terapéutico (CDT).

Estos tres edificios poseen alturas, estructuraciones y rigideces distintas y son independientes sobre el nivel 1, pero se encuentran unidos a nivel de planta baja por una placa de hormigón armado inmediatamente sobre el sistema de aislamiento sísmico (fig. 2). Esta placa se estructura en base a vigas descolgadas y losa maciza de espesor 20 cm y posee un área de $132 \times 150 \text{ m}^2$ sin juntas de dilatación.

La estructura bajo el aislamiento sísmico (subestructura) está conformada por un sistema innovador de columnas en cantilever. La estructuración sobre el sistema de aislamiento (superestructura) para los edificios de menor altura, UPC y CDT, es similar y en base principalmente a losas planas y capiteles sobre columnas, con algunas líneas de vigas descolgadas en perímetros de fachadas. El edificio TH, el más alto, posee vigas descolgadas en todos los ejes transversales para lograr una mayor rigidez.

El sistema de aislamiento sísmico está compuesto por 280 aisladores de goma de alto amortiguamiento y 139 deslizadores friccionales. Su diseño se realizó a través de un análisis no lineal de historia en el tiempo con registros sísmicos artificiales y sus propiedades modeladas mediante constitutivas bi-lineales.



Figura 1. Imagen virtual del Nuevo Hospital de Antofagasta

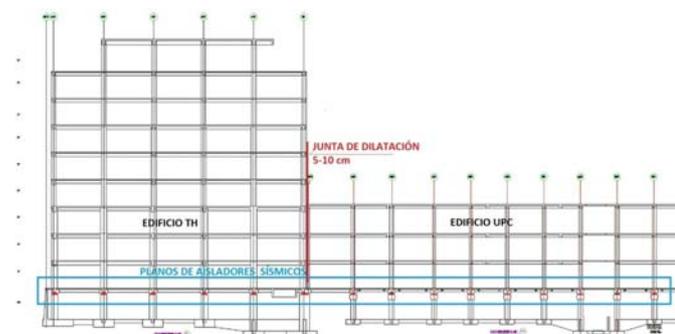


Figura 2. Elevación UPC-TH. Se indica junta de dilatación y nivel de aislamiento sísmico

532. ESTUDIO DE MODIFICACIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN UNA TORRE CON UN RECRECIDO SUPERIOR

WIND ENGINEERING EFFECTS ON AN EXISTING BUILDING TOWER WITH AN EXTENDED TOP

Marina Hinojosa Lucena. Oritia & Boreas. Ingeniero de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hinojosalucena@oritiayboreas.com
 José María Terrés Nicoli. Universidad de Granada/Oritia & Boreas. CEO. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jterres@ugr.es
 Christian Mans. Oritia & Boreas. COO. PhD, Civil Engineering. mans@oritiayboreas.com
 Juan Carlos Arroyo. CALTER. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jarroyo@calter.es

Ingeniería del viento, ensayo túnel de viento, modelo aeroelástico, torre central, CSP.

Wind engineering, wind tunnel test, aeroelastic model, central tower, CSP.

El estudio se centró en el análisis específico del clima de viento y el ensayo de un modelo rígido de la torre y un modelo de proximidad en túnel de viento de capa límite.

La torre de 97 m se ubica en el distrito de negocios y financiero de Madrid rodeada por edificación de notable volumetría en su proximidad. El edificio existente consta de 17 plantas de altura y sobre él se proyecta una remonta de 4 plantas.

Se construyó un modelo rígido presiones a una escala de 1:300 mediante tecnología de prototipado rápido (depositado de fundido de policarbonato) y para reproducir todos los detalles aerodinámicamente significativos en un radio de 350 m alrededor del edificio se desarrolló el modelo de proximidad.

Se midió la presión en un total de 217 puntos en ensayos llevados a cabo en condiciones de flujo turbulento de capa límite atmosférico



Figura 1. Vista del modelo de presiones con la volumetría modificada



Figura 2. Ensayo en túnel de capa límite donde se hace notar la considerable volumetría alrededor

para 36 direcciones de viento con objeto de obtener las cargas estructurales debidas a la acción del viento para el diseño del edificio.

La carga inducida por el viento y la respuesta correspondiente se calculó mediante la técnica de integración de presiones y también se obtuvieron coeficientes medios y rms de los esfuerzos cortantes y momentos en intervalos de 10° para el rango completo de 360°.

Las aceleraciones y velocidades de torsión se determinaron a partir de las propiedades dinámicas, con amortiguamiento del 1,5% del crítico, para los tres modos fundamentales de vibración. También se halló la carga estructural, empleando el mismo amortiguamiento del 1,5% del crítico y se hallaron las distribuciones de la carga estática equivalente para las direcciones X, Y y torsional, reflejando las contribuciones combinadas de las cargas estática y dinámica en el edificio.

Los resultados aerodinámicos de coeficientes de esfuerzos reflejan la simetría esperada aunque influyen notablemente las edificaciones existentes alrededor del edificio.

La aceleración estimada para 10 años de periodo de retorno es 16 mili-g y conforme con los límites permisibles para hoteles y oficinas y ligeramente superior al límite permisible para edificio residencial. Las aceleraciones determinadas en la esquina son las que se esperan más desfavorables, dada la mayor distancia desde el centro de coordenadas en la planta ocupada más elevada. Las aceleraciones disminuyen en plantas más bajas.

La singularidad del estudio radica en la valoración de las cargas sobre la propia edificación existente por el proyecto de la remonta que modifica claramente las cargas en las últimas plantas.

535. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA

EXPANSION OF MADRID STADIUM. STRUCTURE CONSTRUCTION

Jesús Gómez Hermoso. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesusgomezhermoso@gmail.com
Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gines@mc2.es

Hormigón estructural, pórticos portagradas, gradas prefabricadas.

Structural concrete, step frames, precast steps.

El Estadio de Madrid, denominado popularmente como “La Peineta”, finalizó su construcción en 1994, estando constituido por un graderío lateral y las pistas de atletismo. Posteriormente, se ha planteado su ampliación con motivo de la candidatura olímpica de la ciudad de Madrid. Ésta, finalmente, da lugar a un estadio de fútbol de elevadas prestaciones para la celebración de múltiples eventos.

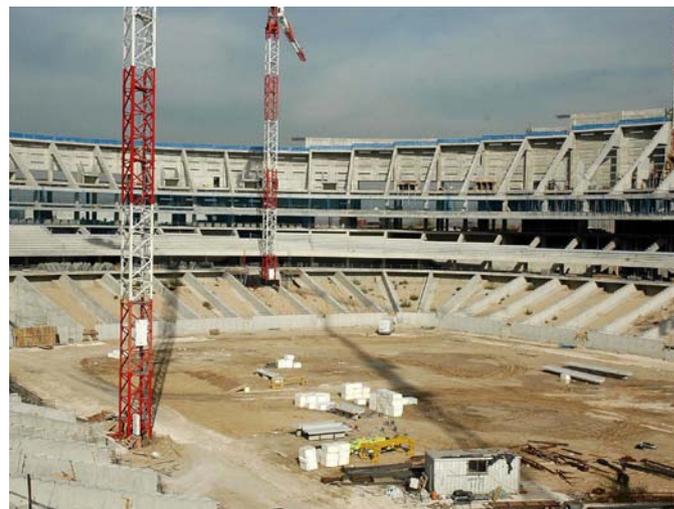
El estadio original dispone de un doble graderío (superior e inferior) en su lateral oeste. El superior es el que, por su geometría, da su sobrenombre a “La Peineta”. Este graderío superior está constituido por elementos de hormigón armado y hormigón pretensado. El graderío inferior se demuele para poder construir los graderíos medio e inferior del estadio ampliado. El nivel topográfico de las pistas de atletismo del estadio original dan lugar a la cota 0,00 del estadio ampliado. Desde esta cota 0,00 hacia arriba se construyen los graderíos medio (en todo el perímetro) y superior (en el lateral Este y en los fondos Norte y Sur) y, hacia abajo, realizando una excavación de unos 10,00 m hasta la cota del terreno de juego, el graderío inferior.

Sobre la cimentación profunda se ejecutan los pórticos portagradas y las losas “in situ” que constituyen los forjados, siendo éstas tanto de hormigón armado como de hormigón pretensado.

Sobre los mencionados pórticos radiales se montan las gradas prefabricadas, con luces entre 7,00 y 12,00 m, aproximadamente. Estas gradas, que responden a un diseño original de los arquitectos y no a



Vista graderío Este



Vista graderío Nordeste

modelos comerciales, se ejecutan en una nave de prefabricación instalada en la misma obra y en la planta fija de la empresa de prefabricación. En la primera se han fabricado los niveles superior e intermedio y en la segunda el nivel inferior.

Las gradas prefabricadas de hormigón armado se han ejecutado con hormigón autocompactante. Su ejecución (encofrado, armado, hormigonado, curado inicial, desencofrado y curado en parque de acopio) ha requerido un exhaustivo procedimiento para optimizar su comportamiento. El montaje en obra se ha llevado a cabo mediante grúas automóbiles convencionales y, en las zonas en que el graderío alto arrojaba "sombra" sobre el medio, con un pórtico móvil auxiliar especialmente diseñado para esta función.

Sobre los pilares exteriores de los pórticos portagradas se apoya la cubierta. Ésta, que no es objeto de la ponencia, tiene un esquema de anillo de compresión exterior y anillo de tracción interior.

537. AMPLIACIÓN DEL ESTADIO DE MADRID. EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN

EXPANSION OF MADRID STADIUM. FOUNDATION CONSTRUCTION

Jesús Gómez Hermoso. Universidad Politécnica de Madrid. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jesusgomezhermoso@gmail.com
Ginés Ladrón de Guevara Méndez. MC2. Director. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ginés@mc2.es

Cimentación, pilotes "in situ", pilotes prefabricados, micropilotes.

Foundation, pile, precast pile, micropile.

El Estadio de Madrid, denominado popularmente como "La Peineta", finalizó su construcción en 1994, estando constituido por un graderío lateral y las pistas de atletismo. Posteriormente, se ha planteado su ampliación con motivo de la candidatura olímpica de la ciudad de Madrid. Ésta, finalmente, da lugar a un estadio de fútbol de elevadas prestaciones para la celebración de múltiples eventos.

El estadio se encuentra asentado sobre una antigua mina de sepiolita, en desuso desde hace varias décadas, y que fue cubierta posteriormente con diversas capas de terreno. El proyecto y construcción de la cimentación de "La Peineta" original se llevó a cabo mediante pilotes.



Vista general de cimentación



Encepados

Durante el proyecto de la ampliación del estadio se realizaron diversos estudios geotécnicos para caracterizar los materiales que constituían el terreno de apoyo del edificio. Estos trabajos arrojaron como conclusión la recomendación de una cimentación profunda mediante pilotes para todo el conjunto, con una profundidad desde la cota de los encepados hasta el terreno competente de unos 40,00 m.

En el proyecto se han tenido en cuenta las características resistentes del terreno para el trabajo de los pilotes por fuste y punta, así como los efectos de rozamiento negativo derivado de las características de una de las capas que componen el relleno desde la base de la mina hasta la zona superior de los rellenos.

Los pilotes ejecutados están constituidos por hormigón armado vertido "in situ" y ejecutados mediante contención del terreno con lodos tixotrópicos o polímeros. Los diámetros de los citados pilotes son de 850 y 1.500 mm.

Durante la fase de proyecto y estudio geotécnico, se estudiaron otras alternativas, entre las que cabe destacar la de pilotes prefabricados de hincas. Teniendo en cuenta la repercusión que el golpeo de los mismos durante su ejecución podía tener en la estructura existente (antiguo graderío lateral que se mantiene) se hicieron las correspondientes pruebas y medición de las vibraciones provocadas y sus posibles efectos. Finalmente se descartó esta opción por razones económicas, aunque técnicamente era una solución viable.

Además de la cimentación principal del edificio nuevo, en algunas zonas del original, ha sido preciso realizar un recalce mediante micropilotes. El objetivo ha sido absorber el incremento de carga que se produce en los mencionados espacios.

557. UTOPÍA VS. REALIDAD: INTERVENCIONES EN LA UNIDAD 2 DE CARANZA, FERROL, ESPAÑA

UTOPIA VS REALITY: INTERVENTIONS IN UNIT 2 OF CARANZA. FERROL (SPAIN)

Juan Pérez Valcárcel. ETS Arquitectura de A Coruña. Catedrático. Arquitecto. valcarce@udc.es

Evaluación de estructuras, corrosión, refuerzo de estructuras.

Structural evaluation, corrosion, strengthening of structures.

La Unidad 2 del Polígono de Caranza en Ferrol es un buen ejemplo de algunas utopías arquitectónicas de los años 60, que trataron de im-

plantarse en la realidad en intervenciones concretas. Era un intento socialmente valioso de proporcionar viviendas dignas a determinados sectores desfavorecidos, pero su concreción no siempre ha sido afortunada: En ocasiones han dado lugar a edificios muy notables arquitectónicamente, pero que forzaban a sus usuarios a unas formas de vida muy alejadas de sus comportamientos sociales habituales. Al final, el choque entre la utopía del diseño y la realidad de su uso ha provocado disfunciones y problemas de todo tipo.

La Unidad 2 está formada por un conjunto de tres edificios en forma de L que definen unos patios en los que se implanta un edificio en torre. El conjunto se cierra con un notable pórtico formado por 119 paraboloides hiperbólicos, sin duda la mayor cantidad de láminas de este tipo construidas en Galicia. La estructura está formada por forjados reticulares sobre pilares en buena medida apantallados y la fachada está formada por paneles prefabricados de hormigón. Es una solución poco frecuente en su contexto y mucho más ligada al tipo de construcción que en la época era más habitual en el bloque soviético.

Desde el principio el edificio presentó serios problemas tanto de funcionalidad como de durabilidad, que se expondrán en el artículo. En el aspecto funcional son especialmente relevantes los problemas de circulaciones, que muestran de forma muy explícita los conflictos que surgen del dirigismo arquitectónico. En cuanto a los problemas de durabilidad son especialmente relevantes los de corrosión. Por ello ha sido objeto de diversas intervenciones, que igualmente se analizarán.



Bloque L6 con la desproporcionada rampa de acceso limitado



Paso cubierto con paraboloides disimétricos

S3. OTROS PROYECTOS Y REALIZACIONES

26. GALERÍA PREFABRICADA DE PROTECCIÓN FRENTE A CAÍDA DE ROCAS EN EL TRAMO NUENO-CONGOSTO DE LA A-23

PRECAST ROCKFALL PROTECTION GALLERY AT NUENO-CONGOSTO SECTION OF A-23 MOTORWAY

Miguel Peláez Ruiz. Tierra Armada. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mpelaez@tierraarmada.com
 Ángel José León Alonso. Tierra Armada. Ingeniero de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. aleon@tierraarmada.com

Prefabricado, pretensado, caída de rocas, prelosa, imposta.

Precast, pretension, rock fall, pre-slabs, panels.

En el mes de marzo de 2016, se produjo un derrumbe de una zona del desmote de la autovía A-23 en el Pk 4+000 del tramo Nueno-Congosto de Isuela. Se trata de un desmote de unos 290 m de longitud, talud 1H: 4V y altura máxima de 37 m. El derrumbe, que afectó a una zona inferior del desmote, obligó al corte de la autovía en esa zona y dio origen a la obra de emergencia para la protección de la calzada frente a la posible caída de rocas.

La solución final adoptada fue una galería abierta en uno de los lados, de unos 230 m de longitud, para cubrir la carretera en prácticamente toda la zona del desmote.

La galería proyectada está formada por un tablero de vigas pretensadas que, colocadas una al lado de otra, presentan un techo plano y se apoyan en un extremo en un estribo de piezas prefabricadas que sostiene al talud y en el otro extremo en un pórtico formado por jácenas y pilares. La planta es curva. Sobre el tablero se coloca una montera de tierras variable entre 1 m y 3,00 m que amortigua el impacto de la caída de rocas. La galería se divide en cinco tableros, de unos 45 m cada uno.

Las vigas tienen 100 cm de canto y ancho inferior 1,8 m con luz de cálculo 14,75 m completadas con una losa de hormigón armado de 25 cm. El estribo tiene una altura total 7,48 m. En el extremo opuesto las vigas apoyan en jácenas rectangulares de sección 0,7 × 1,3 m que apoyan en pilares de sección 70 × 70 cm y altura 5,65 m.

El relleno del trasdós del estribo se realiza con escollera hormigonada para minimizar los empujes.

Para facilitar la rapidez de ejecución, se utilizan elementos prefabricados en el alzado de los estribos, encofrado de cargaderos, vigas y prelosas del tablero, así como jácenas y pilares de los pórticos. Igual-



Situación de la calzada tras el desprendimiento