

QUADERNS D'ESTRUCTURES

Especial

PREMIS ACE 2019

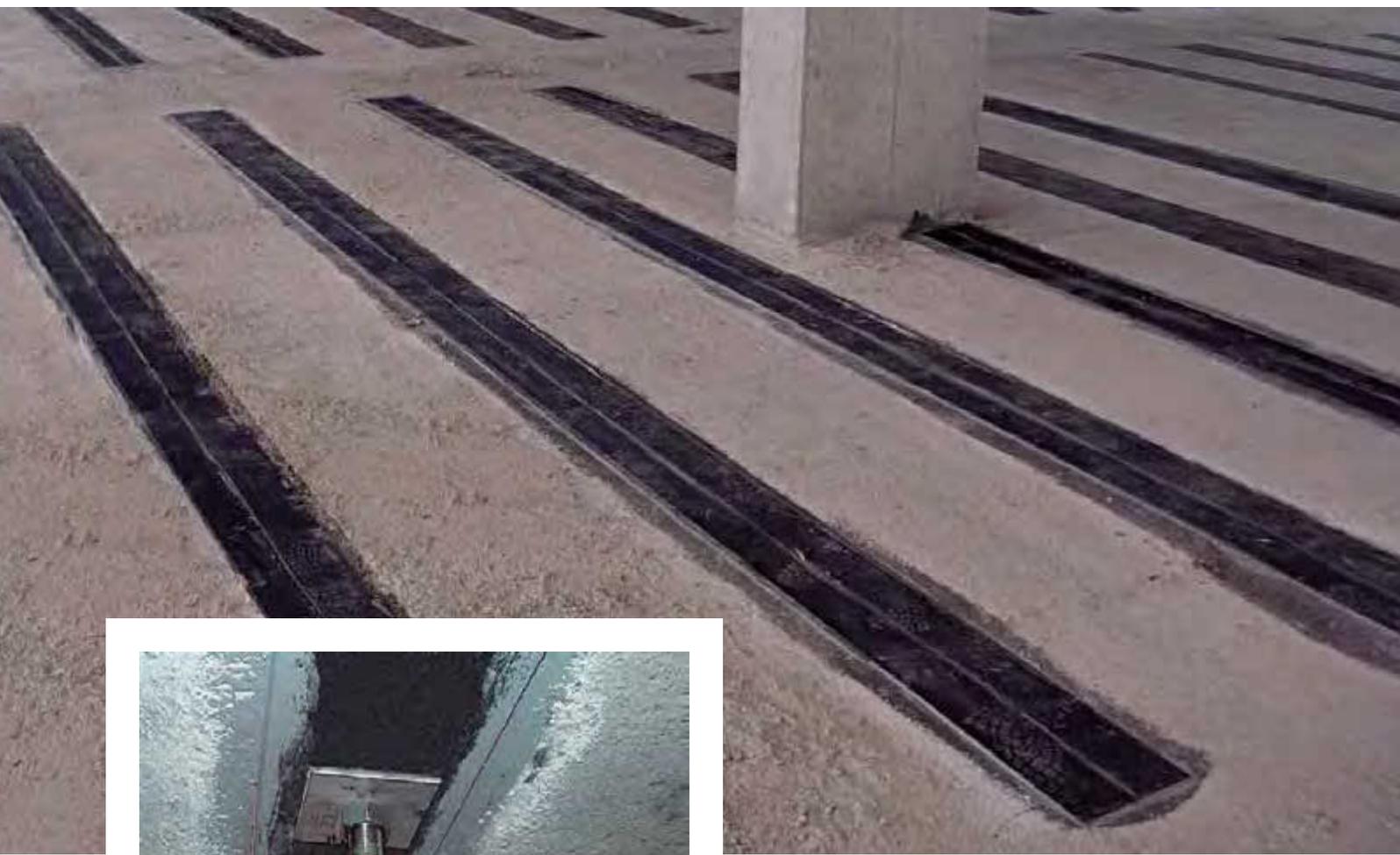


DESEMBRE 2019
Preu: 9,00 €

66

Refuerzo de estructuras con fibra de carbono

PROPAM® CARBOCOMP



PROPAM® CARBOCOMP PLUS

es un sistema basado en el empleo de laminados **multidireccionales** de fibra de carbono (CFRP) de gran resistencia mecánica a la tracción que permiten su pegado y bulonado, para el refuerzo de estructuras de hormigón, acero y madera.



Nº 603/13

Nuestra familia de PROPAM® CARBOCOMP está certificado en el **Documento de Idoneidad técnica.**

EDITA

Associació de Consultors d'Estructures (ACE)

Quaderns d'Estructures (Dijous a l'ACE)

Número 66

Desembre 2019

Preu de l'exemplar: 9,00 €

JUNTA DIRECTIVA

President

Enric Heredia Campmany-Gaudet

Vicepresident

Josep Baquer Sistach

Secretari

Jorge Blasco Miguel

Tresorer

Xavier Mateu i Palau

Àrea Qualitat

Martí Cabestany Puértolas

Àrea Comunicació

Xavier Mateu i Palau

Àrea Formació

Amparo Lecha Gargallo

Àrea Tècnica

Cesc Aldabó Fernández

Àrea Professional

Oriol Palou Julián

Àrea Interior

Jorge Blasco Miguel

Àrea Exterior

Josep Baquer Sistach

Àrea Tecnològica

Miquel Rodríguez Niedenföhr

Administració

Mercedes Sierra Callejo

Equip de Redacció

Xavier Mateu i Palau

Publicitat

Ana Usea i Garí

Tel. 93 459 33 30

Col·laboradors d'aquest número

2BMFG Arquitectes, Antonio Aguado, BIS structures, Robert Brufau, Centro de investigación de la Universitat Politècnica de València (UPV), Ignacio Costales, Josep M. Cots, Encofrats Alsina, Esteyco, Salvador J. Fonollá, Albert de la Fuente, Indus, Manrique Matute Estructuras, Jordi Payola, Manuel Reventós, Universidad de Alicante (Departamento de Ingeniería Civil)

Maquetació i producció

Baber scp

Núm. d'exemplars 750

Impressió: EGS. Rosari 2. Barcelona

Dipòsit legal: B. 28347-2000



Redacció i Administració

Plaça Eusebi Güell, 6, edifici Vèrtex, planta baixa

08034 Barcelona

tel. 93 401 18 88

e-mail: administracio@aceweb.cat

web: www.aceweb.cat

Horaris d'oficina:

dilluns a divendres (9 a 14 hores)

ESPECIAL PREMIS 2019

ÍNDEX

Editorial	2
Manuel Reventós i Rovira	
Natura Bissé	4
BIS structures	
Prototipo Tecnología ELISA	11
Esteyco	
Hangar projectable	16
Josep M. Cots Call	
Institut d'investigació biomèdica Sant Pau	22
2BMFG Arquitectes	
Rehabilitació i canvi d'ús de la Casa Codina	33
Indus	
Regeneración de banquetes	36
Salvador J. Fonollá Corró	
Grifols P13	43
Indus	
Alfonso 41	47
Manrique Matute Estructuras	
Condicionament i instal·lacions de l'estació de Zona Universitària	56
Indus	
Refuerzo de la chimenea industrial de fábrica de ladrillo	61
Universidad de Alicante (Departamento de Ingeniería Civil)	
La consolidación del mercado del ganado de Pola de Siero	71
Robert Brufau Niubó - Antonio Aguado de Cea - Albert de la Fuente Antequera - Jordi Payola Lahoz	
Sala de descanso	85
Manrique Matute Estructuras	
Patente de limitador de carga para puntales telescópicos de obra	89
Centro de investigación de la Universitat Politècnica de València (UPV) - Encofrats Alsina	
«La ballena vuelve al museo»	97
Ignacio Costales Calvo	

La redacció de la revista no es fa responsable de les opinions, textos i imatges dels autors dels articles.

EDITORIAL

EDITORIAL

MANUEL REVENTÓS I ROVIRA

Secretari del Jurat

El nucli de la ciència estructural és, sota una demanda o necessitat, social o privada, interpretar i transformar l'espai per transformar-lo i, en aquest procés, transmetre i generar emocions als usuaris. Quan és exitós, és el que D. P. Ballington, al llibre *The Tower and the Bridge*, definí com «Art Estructural».

En la present edició dels premis ACE, la cinquena, els membres del Jurat han tingut el plaer de conèixer de primera mà, gairebé en primícia, un conjunt d'actuacions que encaixen en aquesta categoria artística. A vegades és prou amagada, com en el deliciós **Patente de limitador de carga para puntales telescópicos de obra**, notable per la seva senzillesa en solucionar un problema quotidià en l'edificació; també quedarem embadalits per la subtilesa etèria de «**La ballena vuelve al museo**». **Proceso de diseño y cálculo de una estructura ligera**.

És sabut que a tots ens meravellen les voltes i les obres de maçoneria... No en vols una tassa? Pren-ne dues! El **Refuerzo de chimenea industrial de ladrillo en Agost** i la **Consolidación del paraguas de Pola de Siero** són exemples de l'excel·lència assolida en temps passats en aquestes tecnologies i de les necessàries meticulositats, subtileses i esforços que cal desenvolupar actualment per recuperar i preservar el patrimoni construït.

Com no podia ser d'altra manera, la modernitat té plena cabuda en l'Art Estructural, el treball realitzat a **Natura Bissé Headquarters** en participa plenament, és un edifici a la vegada contundent volumètricament i també resolt amb finesa estructural.

*El núcleo de la ciencia estructural es, bajo una demanda o necesidad, social o privada, interpretar el espacio para transformarlo y, en este proceso, transmitir y generar emociones a los usuarios. Cuando tiene éxito, es lo que D. P. Ballington en el libro *The Tower and the Bridge* definió como «Arte Estructural».*

*En la presente edición de los Premios ACE, la quinta, los miembros del Jurado han tenido el placer de conocer de primera mano, casi en primicia, un conjunto de actuaciones que encajan en esta categoría artística. A veces está muy escondida, como en la deliciosa **Patente de limitador de carga para puntales telescópicos de obra**, notable por su sencillez en solucionar un problema cotidiano en la edificación; también quedamos encantados por la sutileza etérea de «**La ballena vuelve al museo**». **Proceso de diseño y cálculo de una estructura ligera**.*

*Es sabido por todos que nos encantan las bóvedas y las obras de mampostería... ¿No quieres una taza? ¡Tómate dos! El **Refuerzo de chimenea industrial de ladrillo en Agost** y la **Consolidación del paraguas de Pola de Siero** son ejemplos de la excelencia conseguida en tiempos pasados con estas tecnologías y de la meticulosidad, sutileza y esfuerzos necesarios actualmente para recuperar y preservar el patrimonio construido.*

*Como no podía ser de otra forma, la modernidad tiene plena cabida en el Arte Estructural, el trabajo realizado en **Natura Bissé Headquarters**, participa plenamente de ella, es un edificio contundente volumétricamente y, a la vez, resuelto con*



ral que combina diverses tecnologies, minimitzant l'ús de materials. Altrament, per comparació, al **Prototipo tecnología ELISA. Primer aerogenerador offshore en España** li és propi el canvi d'escala de l'enginyeria civil i és notable per la complicació tècnica i la resolució dels problemes de medis constructius que comporta una actuació marítima de grans dimensions.

Tot l'anterior es refereix als treballs premiats o amb menció, però no deixa de ser cert que, donada l'excel·lència i qualitat generalitzada dels treballs presentats, el Jurat es veié obligat a debatre intensament per tal de prendre les decisions.

Felicitats a tots! Tot encoratjant-los a seguir treballant amb aquesta intensitat i resultats, a participar en la propera edició i a difondre els premis arreu.

*finura estructural combinando diferentes tecnologías y minimizando el uso de materiales. Alternativamente, por comparación, en el **Prototipo Tecnología ELISA. Primer aerogenerador offshore en España** se refleja el cambio de escala propio de la ingeniería civil y es notable por la complicación técnica y la resolución de los problemas de medios constructivos que comporta una actuación marítima de grandes dimensiones.*

Todo lo anterior se refiere a los trabajos premiados o con mención, pero no deja de ser cierto que, dada la excelencia y la calidad generalizada de los trabajos presentados, el Jurado se vio obligado a debatir intensamente para tomar decisiones.

¡Felicidades a todos! Os animo a seguir trabajando con esta intensidad y resultados, a participar en la próxima edición y a difundir los premios urbi et orbi.



NATURA BISSÉ

DAVID GARCIA CARRERA

Soci fundador i Director Tècnic de BIS structures, empresa de consultoria estructural, amb projectes localitzats en diferents punts d'Europa, Amèrica Llatina, Àfrica i Orient Mitjà. Professor Lector Serra-Hunter del departament d'Estructures de la UPC i Director Acadèmic del Màster en Enginyeria Estructural en l'Arquitectura de la Fundació Politècnica de Catalunya (UPC).

ARIADNA GRAU LLINARES

Arquitecta i Màster en Tecnologia en l'especialitat de disseny i càlcul d'estructures. Responsable de projectes a BIS structures.

MIGUEL MIRA DÍAZ

Arquitecte especialitzat en el càlcul d'estructures. Responsable de projectes a BIS structures.

ESTHER MUÑOZ GAVILÁN

Arquitecta especialitzada en disseny, càlcul i direcció d'obres d'estructures en projectes d'edificis públics, edificis d'habitatges, industrials, comercials i en projectes de rehabilitació. Cap d'equip i Responsable de l'àrea de clients a BIS structures.

DESCRIPCIÓ GENERAL

Es tracta d'un edifici de nova construcció destinat a seu, oficines, laboratoris i magatzem de l'empresa de cosmètica NATURA BISSÉ. Ocupa un solar situat al municipi de Cerdanyola del Vallès dins de l'espai urbà del Parc de l'Alba. La parcel·la limita amb vies públiques urbanitzades als costats oest i sud, i amb parcel·les privades als costats nord i est. Té un desnivell d'uns set metres en direcció oest-est.

L'edifici té forma rectangular amb unes dimensions màximes de 94×39 m. A més, presenta alguns espais de serveis adossats a la façana nord i sota la rampa d'accés al soterrani. Disposa d'una planta sotterrani més quatre plantes sobre rasant, una d'elles semisoterrada degut al desnivell del terreny.

L'edifici ha d'allotjar tots els serveis de producció, emmagatzematge, distribució, gestió i inclús promoció i venda de la marca. És per això que l'estructura ha d'estar concebuda per a permetre una gran varietat d'activi-

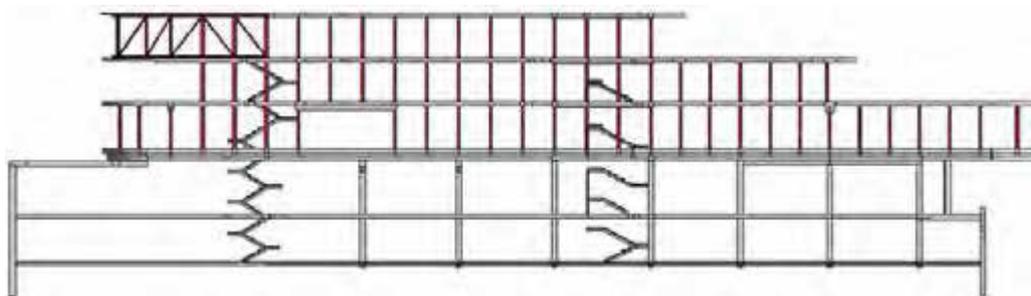


Figura 1.

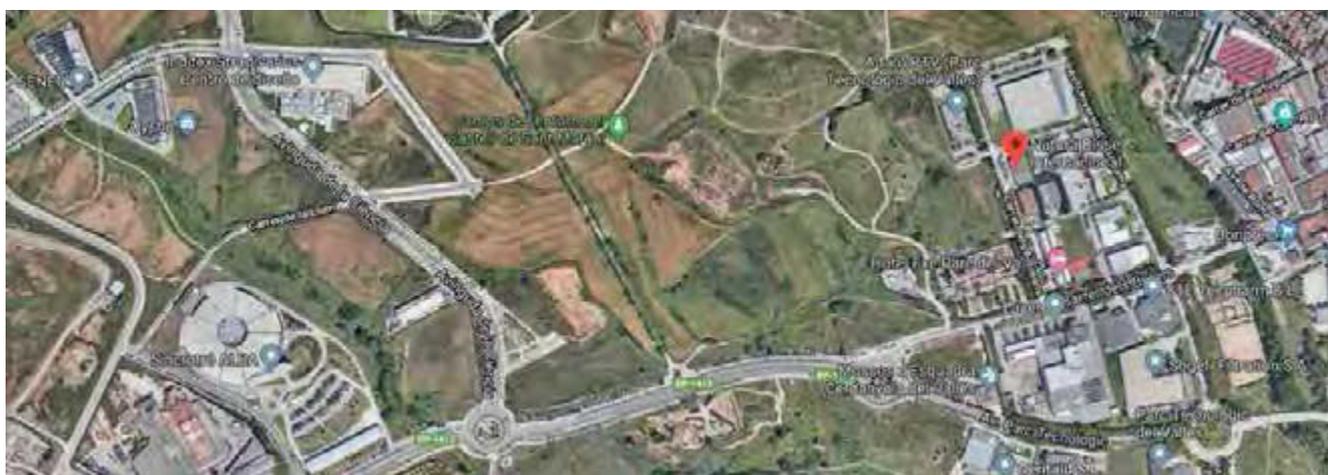


Figura 2.

tats i usos dins del mateix espai. Per aquesta raó, s'opta pel disseny de grans llums que produeixen un espai diàfan i flexible.

A les plantes soterrani i semisoterrani es disposen els espais destinats a aparcament, producció, distribució i serveis. A les plantes sobre rasant se situen les activitats d'investigació, promoció i gestió de la marca.

A més, existeix un gran espai d'emmagatzematge concebut com un gran buit de tretze metres d'alçada lliure, disposat longitudinalment a tot el costat nord de l'edifici, des d'un nivell inferior a la planta soterrani i fins al sostre de la planta baixa.

CONTENCIÓ-FONAMENTS

La contenció del terreny per a la creació de les plantes soterrani es realitza mitjançant pantalles de formigó armat o murs de formigó armat. Les pantalles es disposen als costats oest, nord i sud de l'edifici, on s'assoleix una major alçada de contenció i no hi ha espai per a realitzar una excavació en talús. Al costat est, degut a una menor alçada de contenció i més espai per a excavació, es realitzen murs de contenció a dues cares. A més, es realitza un mur de contenció longitudinal dins de l'edifici per a crear el desnivell entre la planta soterrani i el fons del magatzem soterrat. Aquest mur queda recolzat sobre la fonamentació dels pilars centrals de l'edifici.

La construcció de les pantalles exigeix mitjans temporals d'ancoratge per a assolir l'equilibri fins a la construcció dels forjats superiors, els quals actuen com apuntalament definitiu de la contenció.

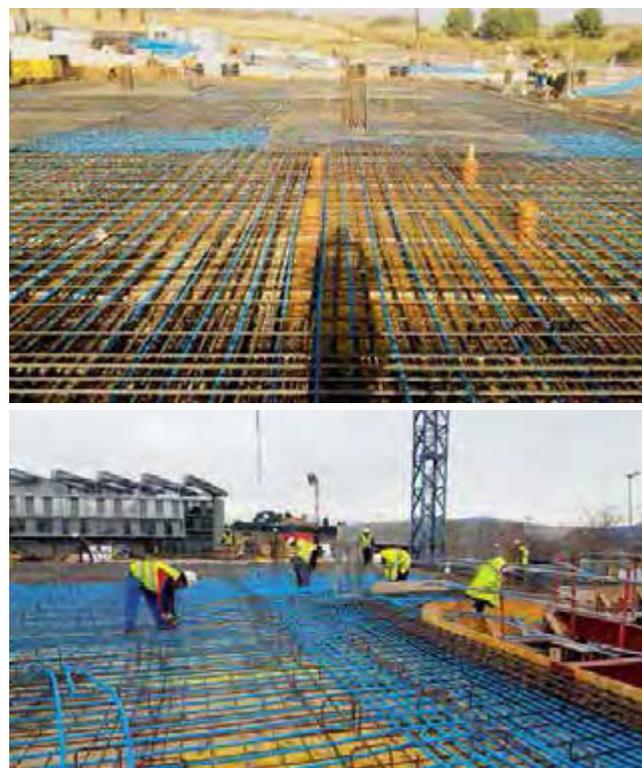


Figura 3.

Els gruixos de les pantalles varia entre 45 cm, 60 cm i 80 cm. Les pantalles de major gruix es corresponen amb el magatzem, on s'arriben a assolir els 13 m d'alçada lliure entre punts immobilitzats.

La fonamentació dels pilars centrals de formigó és de tipus superficial mitjançant sabates centrades. En el cas que ha sigut necessari s'han disposat sabates combinades que recullen dos pilars. Per al càlcul de les sabates segons les recomanacions de l'informe geotècnic s'ha

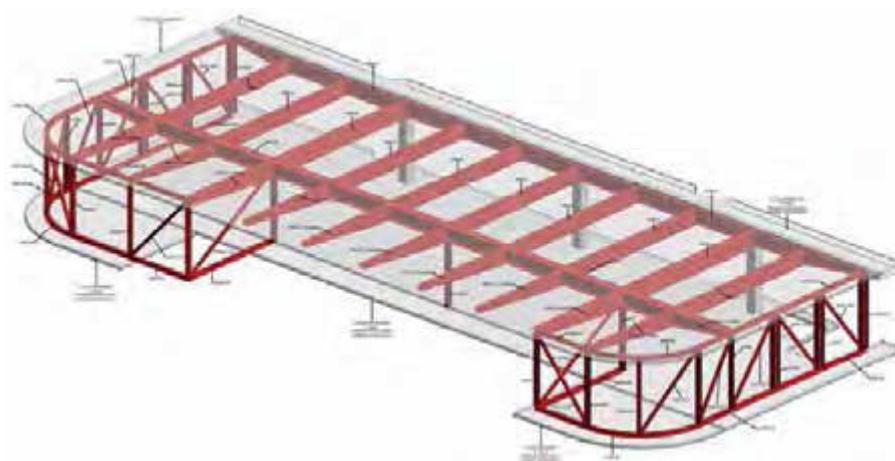


Figura 4.

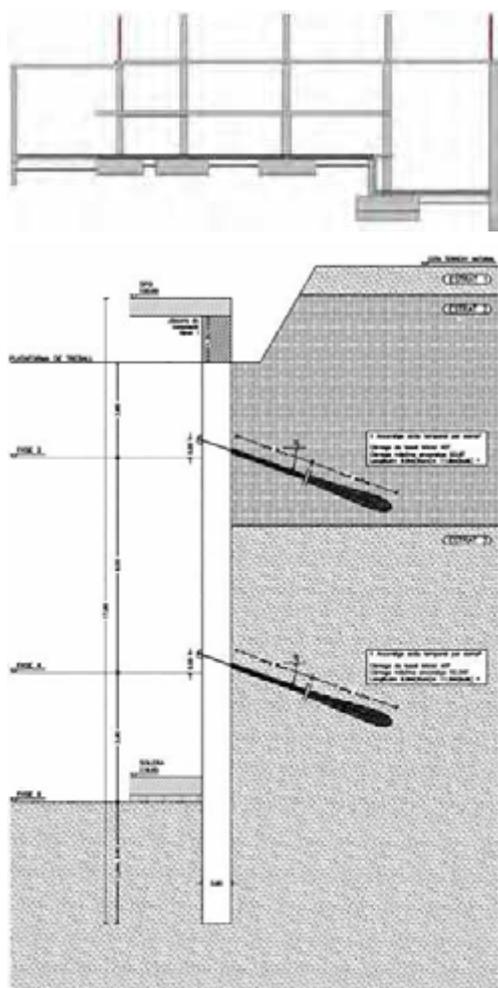


Figura 5.

emprat un valor de 3 kg/cm^2 per la tensió admissible del terreny. Les sabates són quadrades i les seves dimensions són variables entre 5 i 6 m.

Els pilars metàl·lics del perímetre recolzen directament sobre les pantalles i murs de contenció. Tots els elements aïllats de fonamentació es vinculen mitjançant bigues ríostres en dues direccions.

El terreny on es recolza l'edifici es caracteritza per la presència d'argiles amb un considerable índex d'expansivitat. Els problemes de recolzament en aquest tipus de materials s'han afrontat mitjançant un acurat balanç entre l'empenta de les argiles, el pes propi de l'edifici i la capacitat del terreny enfront de l'enfonsament. Per evitar qualsevol tipus d'impacte de les argiles sobre les soleres de l'edifici, s'ha optat per la construcció d'un forjat sanitari mitjançant lloses alveolars prefabricades de formigó.

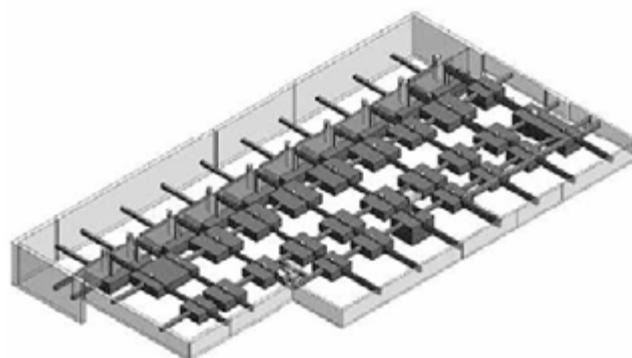


Figura 6.

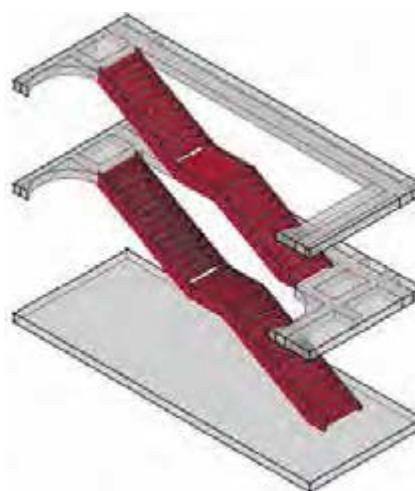


Figura 7.



Figura 8.

ESTRUCTURA - GENERAL

L'estructura de l'edifici s'organitza sobre una retícula d'eixos ortogonals, en la intersecció dels quals es disposen els pilars que constitueixen l'estructura vertical. La posició del magatzem, ocupant longitudinalment



Figura 9.

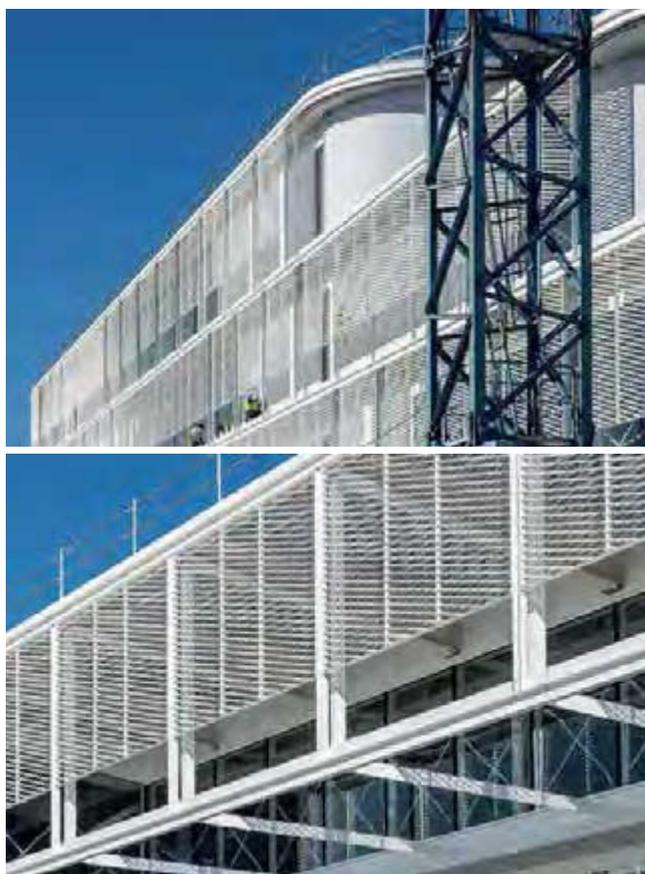


Figura 10.

tota la part nord de l'edifici, origina una asimetria en la distribució dels eixos estructurals longitudinals respecte a la geometria de l'edifici.

Al perímetre, cada inter-eix estructural es divideix en tres parts iguals, de manera que, a la façana, es crea una distribució més atapeïda de pilars d'acer de menor entitat.

Es planteja tota l'estructura vertical com a pilars de formigó excepte els pilars de façana que són metàl·lics, per integrar-se millor a la solució de façana. Els pilars de formigó armat en les plantes superiors són quadrats de dimensions variables, entre 40×40 cm i 50×50 cm, mentre que en la planta soterrani, per una millor adaptació a les places d'aparcament, els pilars plantejats són rectangulars, mantenint sempre un ample màxim de 50 cm, i variant la seva longitud amb una longitud màxima de 70 cm. Excepcionalment, quatre pilars que suporten dues jàsseres d'estintolament tenen dimensions de 80×100 cm. Els pilars metàl·lics disposats en el perímetre en cada planta es resolen amb seccions tubulars quadrades de la mateixa dimensió, però de gruix de paret variable.

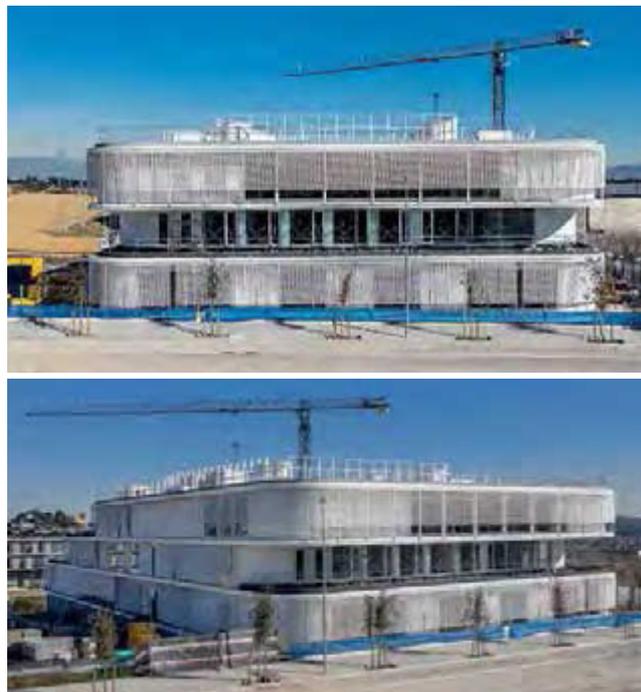


Figura 11.



Figura 12.



Figura 13.

Per la volumetria de l'edifici, que es desenvolupa clarament en horitzontal, no es preveu la creació de cap nucli estructural.

Per raons arquitectòniques, tot i donades les dimensions de l'edifici, no s'han disposat juntes de dilatació.

El magatzem és un gran espai buit de tretze metres d'alçada que modifica la disposició de la trama estructural i que es cobreix amb el mateix sostre de la planta baixa. La base del magatzem és una solera estructural condicionada per les grans sobrecàrregues que haurà

de suportar i per les argiles de característiques expansives sobre les quals es recolza. Per aquestes raons, es disposa un forjat format de plaques alveolars i xapa de compressió de 30 + 10 cm recolzat sobre riostes. La solera de la planta soterrani, tot i tenir unes sobrecàrregues menys exigents, també ha de ser estructural degut a la naturalesa expansiva de les argiles que es troben en la zona i, per tant, es resoldrà de la mateixa manera amb un forjat compost de plaques alveolars i xapa de compressió, però en aquest cas de 25 + 5 cm.

L'edifici presenta grans voladissos en els seus dos extrems, que constitueixen punts de gran singularitat en l'estructura.

ESTRUCTURA-POSTTESATS

Degut a les llums i les importants sobrecàrregues que han de resistir els sostres, aquests es plantegen en llosa massissa de formigó posttesat. S'estima un gruix de llosa d'uns 35-40 cm en funció de les càrregues. Es preveu un posttesat tipus mono-cordó, amb disposició dels cordons de posttesat distribuïda uniformement en el sentit transversal i concentrada en bandes en el sentit longitudinal de l'edifici.



Figura 14.



Figura 15.



Figura 16.

L'ús d'una solució de llosa posttesada ens permet, a més, el control de l'acció tèrmica i dels efectes reològics del formigó sense la necessitat de construcció de juntes estructurals.

L'ús dels posttesats també s'estén a la construcció de jàsseres posttesades de formigó per la construcció de grans llums, els grans voladissos sobre l'espai del moll de càrrega (24 m) i l'estintolament de diverses línies de pilars.

ESTRUCTURA-ACER

El gran voladís a l'extrem oest de l'edifici es resol íntegrament mitjançant una estructura metàl·lica.



Figura 17.

Està formada per una encavallada perimetral, adaptada a la geometria de l'edifici amb una planta d'alçada i un engrallat de jàsseres armades d'acer.

L'estructura metàl·lica també s'ha emprat per a la construcció de les grans escales d'accés.

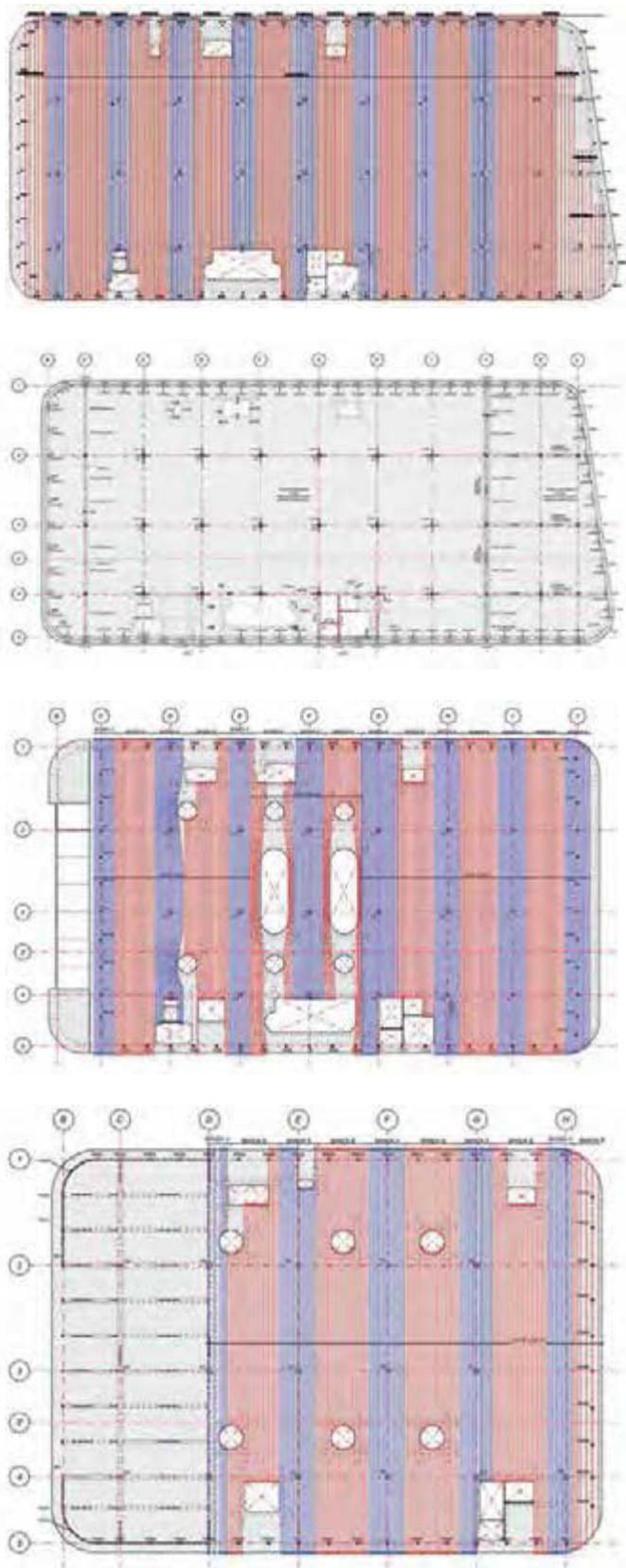


Figura 18.

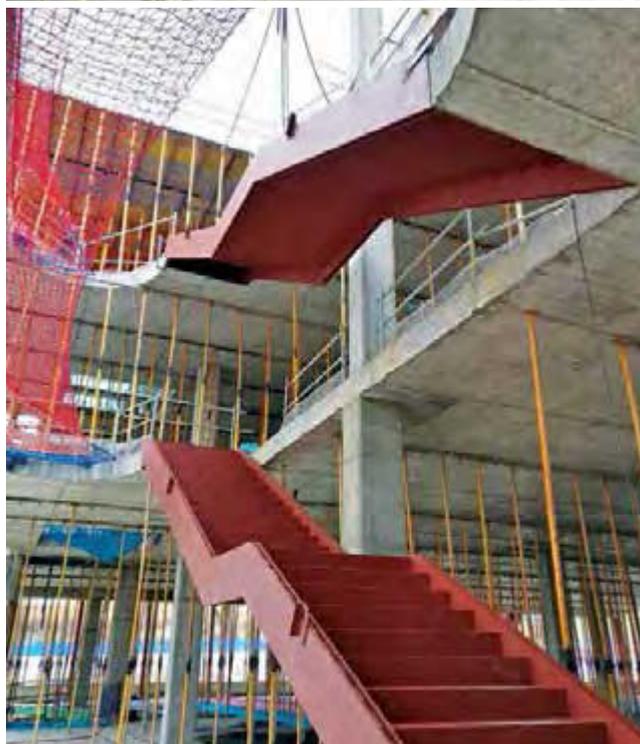


Figura 19.

PROTOTIPO TECNOLOGÍA ELISA

PRIMER AEROGENERADOR OFFSHORE EN ESPAÑA

JAVIER RUI-WAMBA MARTIJA

Ingeniero de Caminos. Presidente fundador de Esteyco y de su Fundación, consultora de ingeniería civil y arquitectura con más de 50 años de experiencia, a nivel nacional e internacional. Profesor de Estructuras de la Escuela de Caminos de Madrid (17 años) y honorífico de la UPC. Miembro de honor y medalla de la ATEP. Medalla de Honor del Colegio de Caminos, 2013. Medalla Ildefonso Cerdá 2015 del Colegio de Caminos de Cataluña. Premio Nacional de Ingeniería Civil, 2016. Miembro de la Real Academia de Ingeniería y de las Bellas Artes, desde 1997 y 2002, respectivamente.

MIGUEL ÁNGEL FERNÁNDEZ

Vicepresidente de Esteyco y Patrono de la Fundación Esteyco, Ingeniero Técnico de Obras Públicas. Ha impulsado dentro del grupo Esteyco el desarrollo de innovadores proyectos en el campo de la Energía, con especial relevancia en los derivados de la energía eólica. Ha patentado y proyectado torres de hormigón prefabricado para generadores de alta potencia y alturas de más de 140 metros, *onshore* y *offshore*.

CARLOS GARCÍA ACÓN

Consejero Director General de Esteyco desde 2008. Ingeniero de Caminos y MBA por el IESE. En sus inicios dirigió emblemáticos proyectos de transformación de la ciudad de Barcelona. Ha sido el impulsor de la transformación, evolución e internacionalización de Esteyco, con una apuesta clara en el presente por la evolución de la ingeniería tradicional hacia una consultoría técnica más avanzada y diferenciada, como las torres y cimentaciones eólicas prefabricadas de hormigón *onshore* y *offshore*.

JOSÉ SERNA GARCÍA-CONDE

Ingeniero de Caminos. Director de Tecnología, miembro del Consejo y Socio de Esteyco, y Patrono de la Fundación. Involucrado en proyectos y obras de estructuras durante 18 años. Ha trabajado en innovadores proyectos eólicos y ha promovido soluciones pioneras, patentadas, de torres *onshore* y *offshore*, de las que más de 500 se han construido y operan a escala industrial. Premio al Ingeniero Joven Destacado del Colegio Caminos de Madrid en 2016.

ANTECEDENTES

Esteyco es una empresa de Ingeniería Civil con 50 años de historia, 22 años de experiencia en la industria eólica, y en concreto, nueve, en eólica *offshore*.

Como empresa puntera y pionera en el sector de las torres eólicas prefabricadas de hormigón, Esteyco reco-



Figura 1. Aerogenerador *offshore*.

noce la necesidad de apostar por la innovación continuada y buscar, mediante el I+D+i, nuevas fórmulas y productos mejorados que le permitan mantener una posición de liderazgo tecnológico y de conocimiento en el sector de la energía.

Así es como surge la tecnología ELISA, desarrollada tanto con fondos propios como subvenciones parciales de distintas convocatorias de I+D+i, nacionales y europeas, entre las que destacan las del programa Horizonte 2020 de la Comisión Europea: en particular, el H2020 SME Instrument «ELISA» y el H2020 LC3 «ELICAN». Esta tecnología de torres eólicas *offshore* comprende una cimentación por gravedad (Gravity Base System – GBS) autoflotante en su transporte marino, junto a una torre telescópica autoelevable, ambas de hormigón. La flotabilidad de la estructura conjunta, y la configuración telescópica de la torre, permiten que cada unidad pueda ser totalmente montada en tierra (*onshore*), incluida la turbina, para luego ser remolcada de manera convencional a su posición definitiva en el mar. Una vez allí, se lastra hasta el fondo marino y es auto-izada, mediante gatos hidráulicos hasta su altura final.

En particular, el proyecto ELICAN consiste en la construcción de un prototipo de torre con la tecnología ELISA, a escala real, construido y actualmente en operación en Gran Canaria, en el área de reserva marina de PLOCAN. ELICAN comenzó en 2015 con el



desarrollo de una amplia batería de ensayos en las instalaciones de CEPYC-CEDEX, durante más de año y medio. La realización de los ensayos a escala ha permitido a Esteyco validar el comportamiento del conjunto de la estructura en las diferentes fases de transporte, instalación y operación. El prototipo es el que se presenta a esta III Edición del Premio Internacional de Obra Pública Agustín de Betancourt, por los motivos que se exponen en los siguientes apartados.

En cualquier caso, cabe avanzar que se trata del primer aerogenerador *offshore* de España, el primero no flotante del sur de Europa, y el primero del mundo instalado sin emplear grandes buques o grúas marinas.

ESTADO DEL ARTE DE LAS ESTRUCTURAS PARA AEROGENERADORES OFFSHORE

En el mercado *offshore*, eólico y general (oil & gas, GNL, etc.), la necesidad de buques y/o grúas de gran capacidad es patente en todas las actividades. La escasez y singularidad de estos, hace que el riesgo y el coste de cualquier operación (transporte, instalación, mantenimiento de turbina o torre) sean muy elevados, en un rango de centenas de miles de euros por día. Más aún, dichas dificultades y costes crecen exponencialmente a medida que los parques eólicos se instalan mar adentro, y las turbinas y estructuras asociadas crecen.

Adicionalmente existen innovaciones, en distinto grado de desarrollo, que:

- Bien consiguen remolcar únicamente una cimentación autoflotante, es decir, no se evita el gran medio para instalar torre y turbina.



Figura 2. Grandes medios marinos necesarios para la instalación de estructuras para aerogeneradores *offshore*.



Figura 3. Soluciones autoflotantes que simplifican únicamente la instalación de la cimentación.



Figura 4. Ejemplo de solución que requiere de un gran medio específico para el transporte del conjunto.

- Bien consiguen transportar toda la estructura, incluida torre y turbina, que se ensamblan en puerto, pero empleando para ello un gran medio *ad hoc*.

Y, en ningún caso, están diseñadas para el mantenimiento de estructuras operativas.

La tecnología ELISA resuelve esta dependencia de grandes medios marinos, que claramente crecerá cuando aumente el número de instalaciones, los pesos y dimensiones también lo hagan, y además se dispersen geográficamente (en lugares del mundo donde ni siquiera hay medios para ello).

LA TECNOLOGÍA ELISA

La tecnología ELISA consiste en una subestructura para aerogeneradores *offshore* apoyados en el fondo marino, construida en hormigón, y cuyas principales características son una **cimentación auto-flotante en transporte** que incorpora una **torre telescópica**.



Figura 5. Tecnología ELISA. Torre telescópica y cimentación autoflotante. a) Montaje completo en puerto. b) Transporte con remolcador de puerto. c) Izado remoto de la torre telescópica con gatos hidráulicos comerciales.

Ambas cualidades permiten construir la torre y montar la turbina íntegramente en puerto, y transportar el conjunto hasta su ubicación definitiva, con un remolcador convencional.

Una vez allí, solo dos remolcadores más son necesarios para el correcto posicionamiento y fondeo de la torre, mediante su llenado con agua. Alcanzado el fondo marino, se izan los tramos telescópicos de la torre, mediante gatos hidráulicos comerciales (del orden de 300 a 500 t de capacidad).

Con esta tecnología, el ahorro en construcción/instalación, respecto a las soluciones existentes en el mercado, es del orden del 30%, al que se añade la no dependencia de grandes —y escasos— medios marinos. Esto último, a su vez, minimiza las consecuencias de retrasos, debidos a condiciones meteorológicas o a errores en la planificación, pues los medios empleados son asequibles, y el coste de tenerlos en espera asumible.

Por otro lado, necesariamente, maximiza el contenido local, y reduce el impacto ambiental, pues todas las actividades se realizan en la cercanía del parque eólico *offshore*, evitando grandes medios y transportes desde larga distancia, imprescindibles en otras soluciones.



Figura 6. Torre telescópica y cimentación autoflotante.

PROTOTIPO A ESCALA REAL. PROCESO CONSTRUCTIVO Y DE INSTALACIÓN

La culminación del desarrollo de la tecnología ELISA ha sido la construcción e instalación de un prototipo a escala real, sobre el que ya opera una turbina de 5 MW.

La construcción se ha llevado a cabo en el puerto de Arinaga, y la instalación en el área de reserva marina de PLOCAN, ambos en Gran Canaria. El proyecto cuenta con el Informe favorable de Impacto Ambiental del Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente, mediante la Resolución publicada en el BOE n.º 190 de 10/08/2017, tras la cual se ha llevado a cabo el seguimiento y control ambiental de los trabajos de instalación y fondeo del prototipo hasta su puesta en funcionamiento. Los resultados confirman que no se han generado modificaciones en los ecosistemas marinos de la zona, ni en el comportamiento de las poblaciones de peces, de las especies migratorias de la avifauna marina y en la presencia de mamíferos y tortugas marinas que habitualmente transitan la zona.

A continuación, se describe el proceso llevado a cabo al efecto.

Fase 1A: construcción del zócalo

La torre dispone de una cimentación, fabricada en este caso con hormigón *in situ* (se prevén piezas prefabricadas para la producción en serie), con las dimensiones adecuadas, y compartimentado en celdas, para que todo el conjunto sea autoflotante y estable durante el transporte y la instalación. La construcción se realiza en un dique seco, excavado en tierras y rebajando el nivel freático mediante el correspondiente sistema de bombeo.

La culminación de la construcción del zócalo se produce al instalar en él el sistema de lastrado (tuberías, bombas y valvulería) que permite fondear la torre controladamente, y de manera remota.

Fase 1B: construcción de la torre

La torre se compone de dovelas prefabricadas de hormigón, construidas en un polígono industrial a 2 km del puerto de Arinaga, y transportadas en camión hasta el mismo. Su longitud es del orden de 30 m, y su peso



oscila entre las 100 y 150 t, en función del tramo de torre del que se trata.

Fase 2: montaje de la torre

Una vez transportadas las piezas de los tres tramos de torre al puerto, se ensamblan sobre el zócalo con una grúa terrestre convencional, empezando por el tramo superior (interno, con la torre plegada), y terminando por el inferior (externo). Cabe destacar que el diseño se adaptó a la capacidad de las grúas disponibles en Gran Canaria. Esta flexibilidad es otra de las ventajas de esta tecnología.

Fase 3: montaje de kits de izado y pruebas

Como se ha explicado anteriormente, la torre telescópica se despliega mediante gatos hidráulicos convencionales, que disponen de su propio generador, de forma que son autosuficientes energéticamente, y también pueden controlarse de forma remota.

Fase 4: montaje del aerogenerador

Aquí radica una de las grandes ventajas de la tecnología, pues permite montar turbina y palas en puerto, a una altura muy inferior a la de operación final.

Fase 5: transporte y fondeo

Como se ha indicado anteriormente, otra de las grandes ventajas de la tecnología, es que permite su transporte y fondeo mediante remolcadores convencionales de puerto; uno para el remolque, y tres para el posicionamiento. En el caso del prototipo instalado en Gran Canaria, se ha empleado un sistema auxiliar de estabilización (estructura metálica amarilla de la figura 7), que permite reducir las dimensiones del zócalo manteniendo las condiciones adecuadas de estabilidad durante el transporte y el fondeo. Este sistema cobra pleno sentido, por tanto, en la producción en serie, donde puede ser re-utilizado en cada instalación, ahorrando mucho hormigón en torre. Asimismo, puede acoplar-

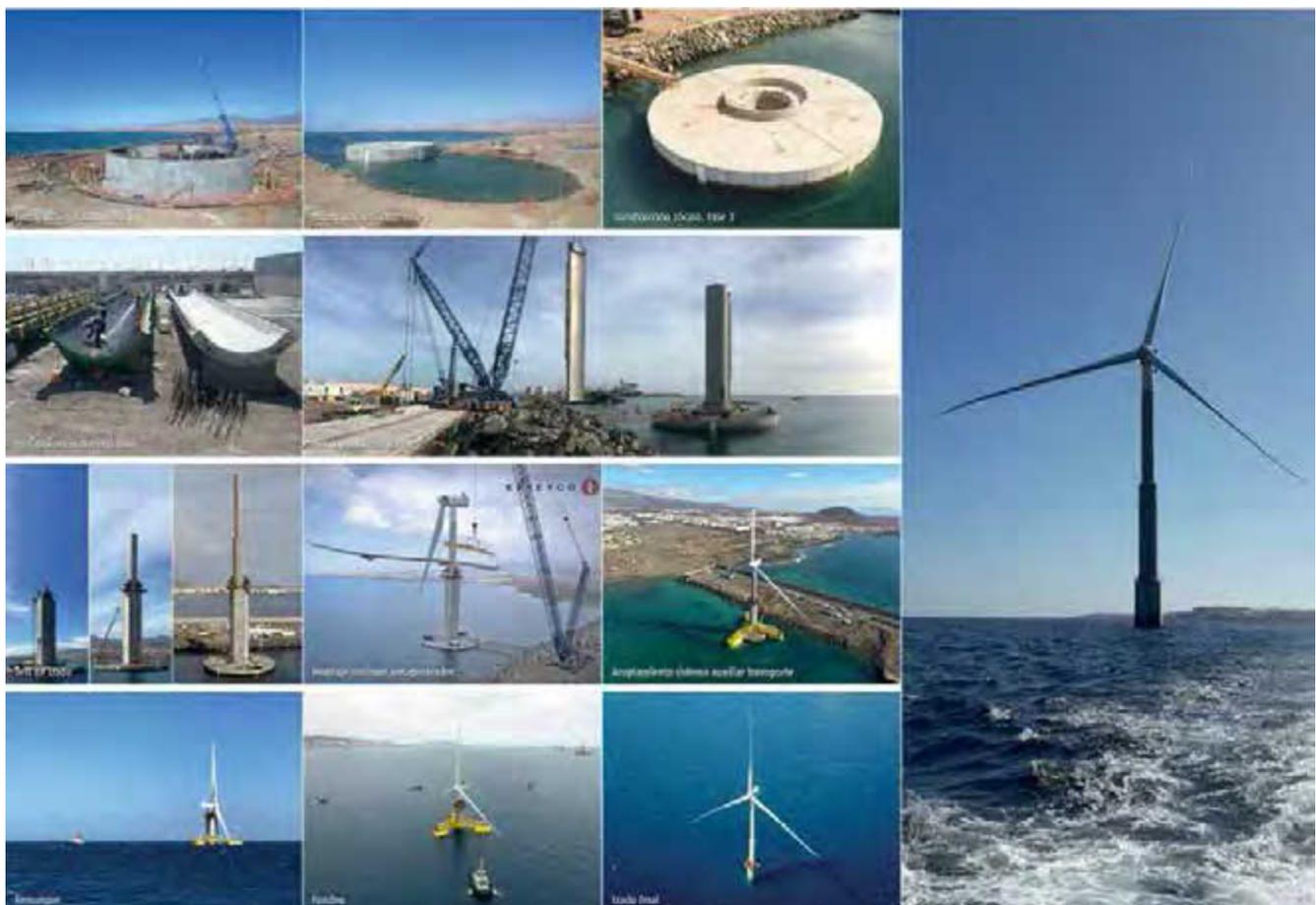


Figura 7. Diferentes fases del proceso constructivo e instalación del Prototipo en Canarias.

se a la torre para realizar labores de mantenimiento [el sistema se denomina TIM (Transporte, Instalación y Mantenimiento) y forma parte de otro proyecto de I+D+i de Esteyco].

Una vez en la ubicación definitiva, el sistema de lastrado permite la entrada controlada de agua en las celdas, de modo que la torre desciende hasta tocar el fondo.

Fase 6: izado, cierre de juntas y retirada de kits

La última fase consiste en el izado definitivo, el cierre de las juntas telescópicas (bulones tesados) y la retirada de los kits de izado que, en una producción en serie, se instalarían en la siguiente torre.

En la figura 7 se muestra un panel fotográfico que recoge las diferentes fases del proceso constructivo e instalación del Prototipo en Canarias.

PROGRAMA DE EJECUCIÓN DE LA OBRA E HITOS

PUERTO DE ARINAGA

- Obras de preparación en puerto. Q1 2016
- Construcción de zócalo cimentación. Q2 2016
- Ejecución de torre. Q3 2016
- Instalación de torre en puerto. Q4 2016
- Test del sistema de lastrado. Q2 2017
- Test de izado. Q3 2017
- Fabricación de plataformas del TIM. Q4 2017
- Montaje *onshore* aerogenerador. Q1 2018
- Acoplamiento Sistema Auxiliar Transporte. Q2 2018
- Remolque. Q2 2018
- Test de Lastrado. Q2 2018
- Remolque. Q2 2018

PLOCAN ÁREA

- Instalación in situ. Q2 2018
- Operación. Q1 2019



Figura 8.



Figura 9.

CONCLUSIONES. IMPACTO

A nuestro juicio, la consecución del proyecto que ahora se presenta al premio, supone un hito notable, no solo desde el punto de vista de la ingeniería, sino también para la industria española y la sociedad en general, al situar a España en el mapa de la energía eólica *offshore*.

Como se ha indicado, se ha demostrado una tecnología, que ahora está lista para su desarrollo comercial, cuyo ahorro en construcción/instalación, respecto a las soluciones existentes en el mercado, es del orden del 30%.

A esto se añade la no dependencia de grandes —y escasos— medios marinos, un contenido local máximo, y una reducción notable del impacto ambiental.

El proyecto cuenta con el Informe favorable de Impacto Ambiental del Ministerio de Agricultura y Pesca, Alimentación y Medio Ambiente, mediante la Resolución publicada en el BOE n.º 190 de 10/08/2017, tras la cual se ha llevado a cabo el seguimiento y control ambiental de los trabajos de instalación y fondeo del prototipo hasta su puesta en funcionamiento.

El prototipo en sí ya ha supuesto un punto de inflexión en el modelo energético de Canarias, al haber servido de acicate para el fomento de nuevos desarrollos eólicos marinos allí, absolutamente necesarios para reducir su dependencia energética del exterior, y el gran coste asociado a la misma.



HANGAR PROJECTABLE

JOSEP M. COTS CALL

Enginyer Industrial i projectista d'estructures des de 1992. Soci numerari de l'ACE.

Certificacions professionals: Senior-Fellow Professional Engineer a l'AQPE (Agency of Qualification of Professional Engineers) / Chartered Engineer a Koninklijk Instituut Van Ingenieurs.

DESCRIPCIÓ

Es tracta d'una estructura per un hangar d'helicòpters i aeronaus petites amb una planta de $30 \times 47,5$ m.

REQUERIMENTS PRINCIPALS DE L'ESTRUCTURA

- Lleugera per ser desmuntable i transportable en contenidors de 20 peus.



Figura 1.



Figura 2.



Figura 3.



Figura 4.



Figura 5.

- Portes pel trànsit d'aeronaus en ambdues façanes oposades amb obertura lliure de 20×6 m.
- Capaç de suportar càrregues climàtiques molt exigents donat que es preveu el seu emplaçament en qualsevol punt del planeta.
- Sistema d'elevació amb capacitat de 2.000 kg, suspès directament de la coberta. Alçada lliure sota el ganxo de la grua: 9,80 m.

PROBLEMÀTICA PLANTEJADA

- Elevada alçada lliure interior.



Figura 6.

- Façanes amb grans obertures que debiliten en gran mesura la seva capacitat portadora i que es troben exposades al vent.
- Garantir la funcionalitat de la grua pont, suspesa d'una coberta lleugera que tendeix a deformar, davant l'acció de càrregues excèntriques o davant l'acció de carrègues climàtiques.
- Dimensionat amb criteris de seguretat i funcionalitat dels pòrtics de 30 metres de llum i 15 metres d'alçada sotmesos a càrregues combinades de vent, neu i grua en servei.
- Sistema de rigidització de l'estructura.
- En el disseny de barres, s'ha de considerar que l'estructura es pot acoblar, desacoblar.
- En el disseny de barres, s'ha de considerar que aquestes es poden transportar dins de contenidors de 20 peus.



Figura 7.



Figura 8.



Figura 9.



Figura 10.



Figura 11.

- Disseny d'elements d'unió, alguns amb geometria complexa.
- Per garantir el funcionament de la grua pont, els carils han de mantenir una linealitat i paral·lelisme perfectes, tot i que s'ha de permetre certa tolerància en el muntatge dels pòrtics que els hi donen suport.
- Situació transitòria d'elevació del pòrtic en fase de muntatge.



Figura 12.

SOLUCIONS ADOPTADES

Pòrtic (fig. 13)

S'adopta una geometria poligonal per garantir l'alçada interior exigida.

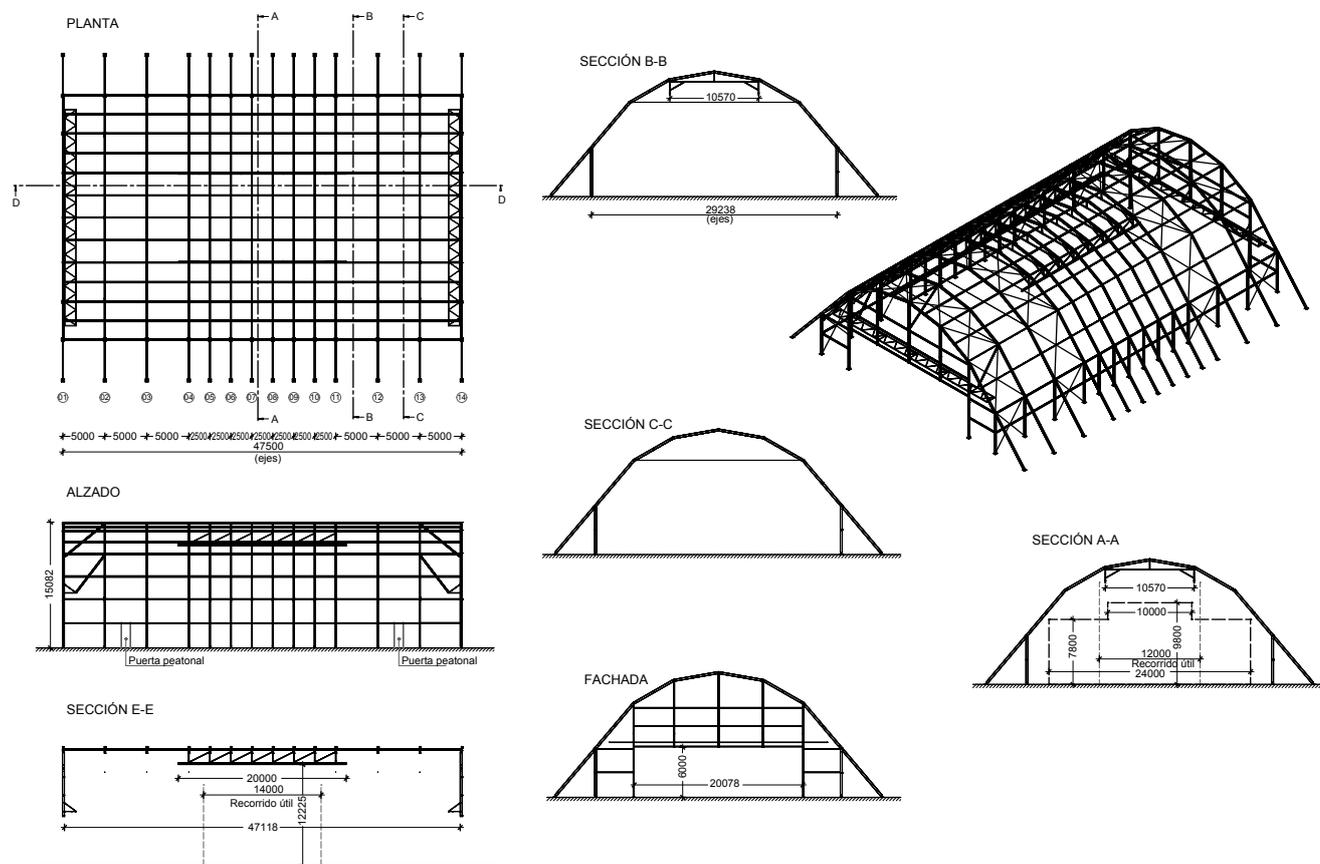


Figura 13.



Figura 14.



Figura 15.

El pòrtic inclou tornapunts exteriors que limiten, en gran mesura, les deformacions davant càrregues climàtiques o d'acció de la grua pont.

La densitat de pòrtics es duplica en l'àmbit d'acció de la grua pont.

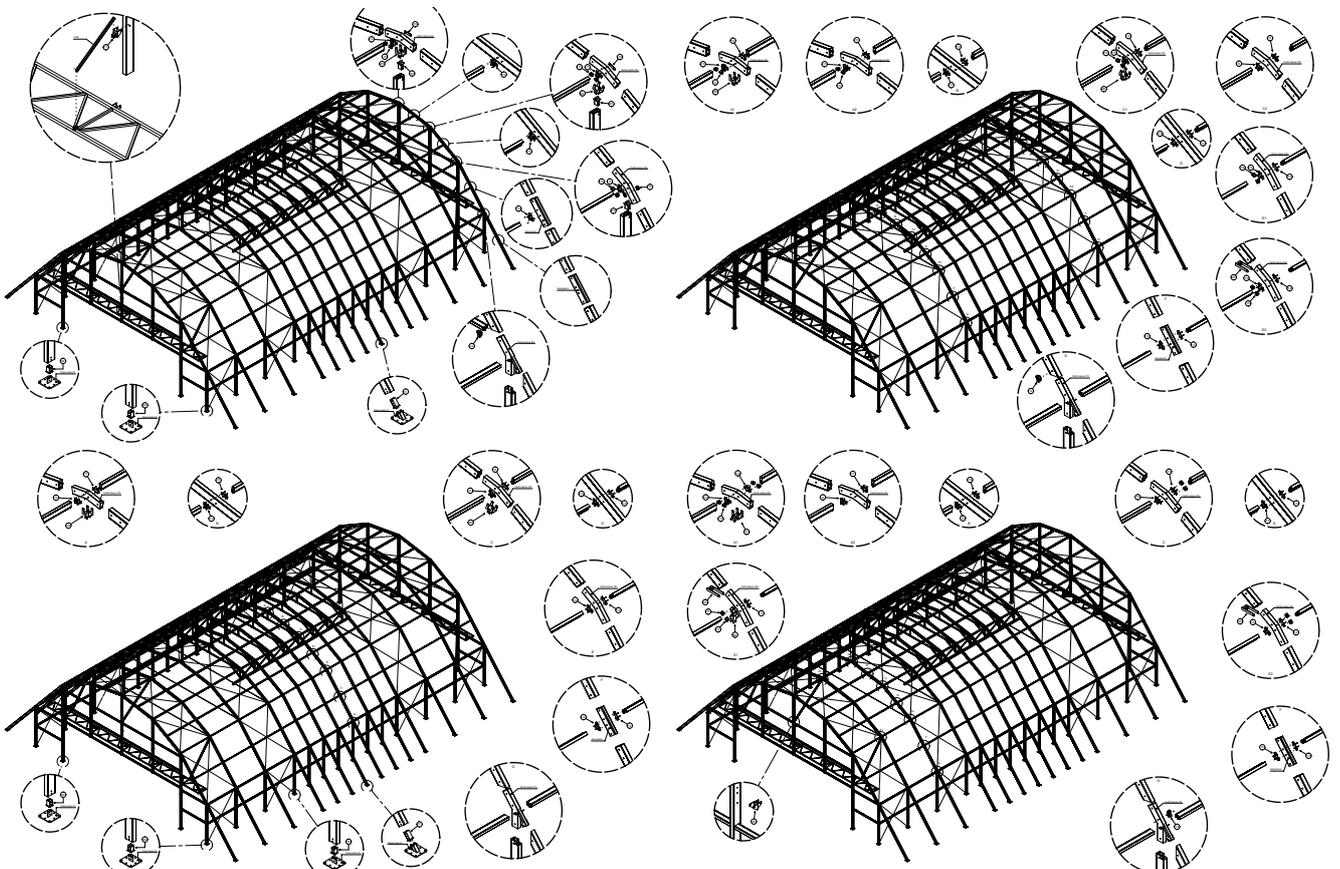


Figura 16.





Figura 17.



Figura 18.

Façana (fig. 20)

Reforç de façanes testeres amb obertura de 20×6 amb un sistema combinat de biga «Warren» abatuda amb tor-napuntes contra el segon pòrtic.

Grua pont (fig. 19)

Per garantir la continuïtat dels carrils, el perfil del car-ril de la biga pont es forma per mitjà del solapament de dos perfils UPN contraposats per constituir un perfil I i amb un desplaçament longitudinal de la meitat de la seva longitud.

Els dos carrils es suporten sobre el mateix sistema trans-versal rigiditzat per minimitzar els desplaçaments i girs relatius.

Rigidització de l'edifici

Per rigiditzar l'edifici s'adopten creus de Sant Andreu distribuïdes en façanes laterals i coberta. Donada la temporalitat de l'estructura, s'utilitzen cables de dife-rents calibres.

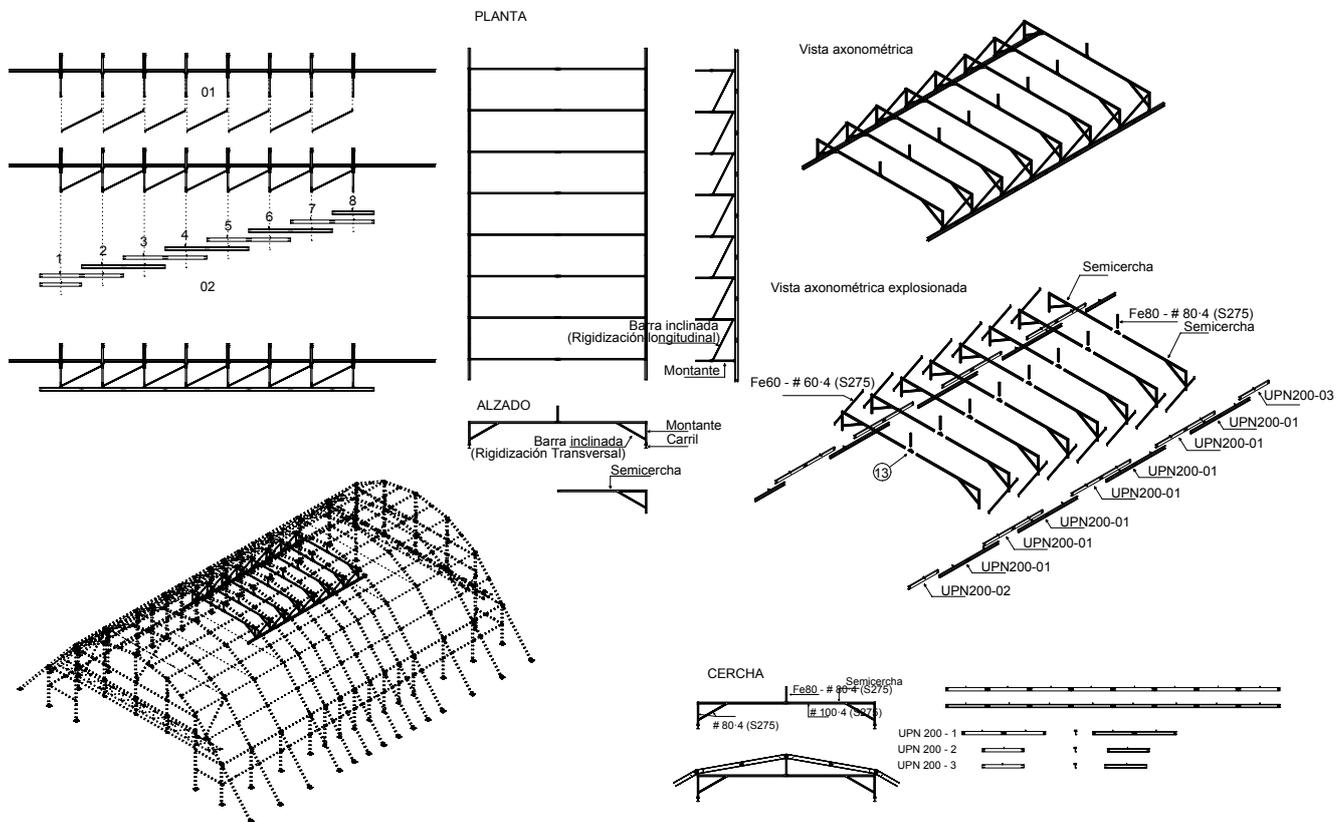


Figura 19.

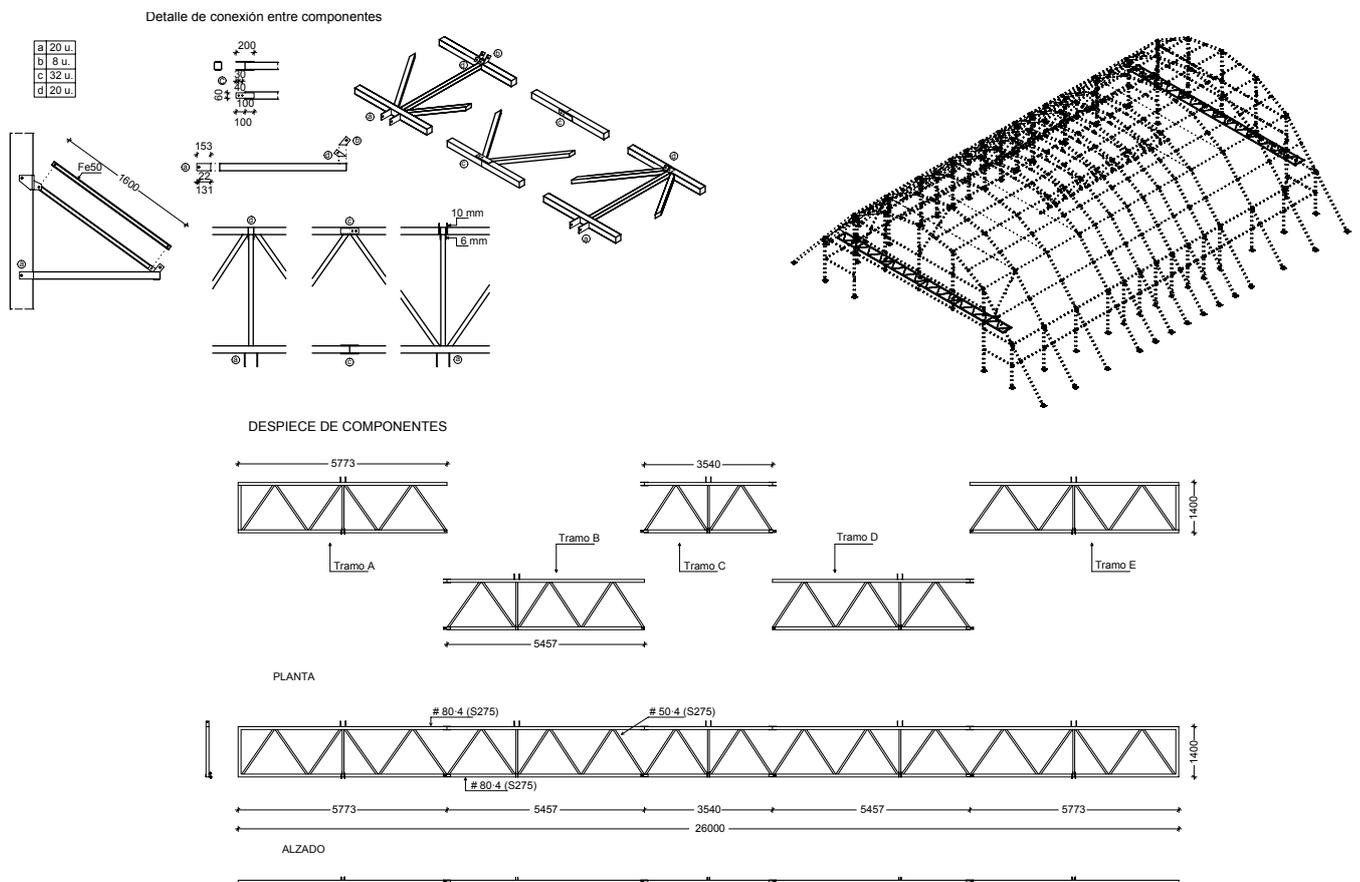


Figura 20.



Figura 21.

Acoblament

Per facilitar el muntatge i desmuntatge de l'estructura, les barres que formen els p3rtics i les corretges s3n d'alumini amb una longitud m3xima de 5.500 mm.

Per garantir que les barres caben en contenidors de 20 peus, es projecten amb una longitud m3xima de 5.500 mm.

Unions (fig. 16)

En el disseny d'elements d'uni3n es considera la unificaci3n geom3trica per minimitzar tipologies i facilitar el muntatge.

L'ancoratge al terra preveu les possibilitats de paviment i terreny.



Figura 22.



INSTITUT D'INVESTIGACIÓ BIOMÈDICA SANT PAU

BARCELONA

UTE 2BMFG Arquitectes - PICH Architects (arquitectura) / 2BMFG Arquitectes SLP (consultors d'estructures)

2BMFG és un despatx d'arquitectes de segona generació amb més de 40 anys d'experiència, especialitzat en projectes de rehabilitació constructiva, estructural i eco-eficient d'edificis patrimonials, al front del qual figuren els arquitectes Carles Buxadé, Joan Margarit, Àgata Buxadé, Ramon Ferrando i Carles Gelpí. Membres de l'Associació de Consultors d'Estructures (ACE).

El nou edifici de l'Institut de Recerca s'ha concebut com una «frontissa» entre els edificis del recinte històric i l'hospital de nova construcció. S'integra amb els edificis del recinte històric mitjançant el tractament de la seva façana, formada per una malla ceràmica, element que contribueix en gran mesura a l'eficiència de l'edifici.

Contribució a la sostenibilitat i l'eficiència energètica de les façanes: la intervenció aconsegueix una dràstica reducció de la demanda d'energia mitjançant estratègies purament arquitectòniques, i a partir d'aquí

es proposen uns sistemes actius el més eficients possibles, però sempre partint de prioritzar les mesures passives.

El bloqueig gairebé total de la radiació solar directa que s'aconsegueix amb la malla ceràmica permet reduir les càrregues externes, de manera que la climatització només hagi de combatre les càrregues internes. Això fa que els sistemes actius, també eficients, no penalitzin el consum final, i fa que, amb sistemes de gestió avançats tant de clima, enllumenat i aigua, com la incor-

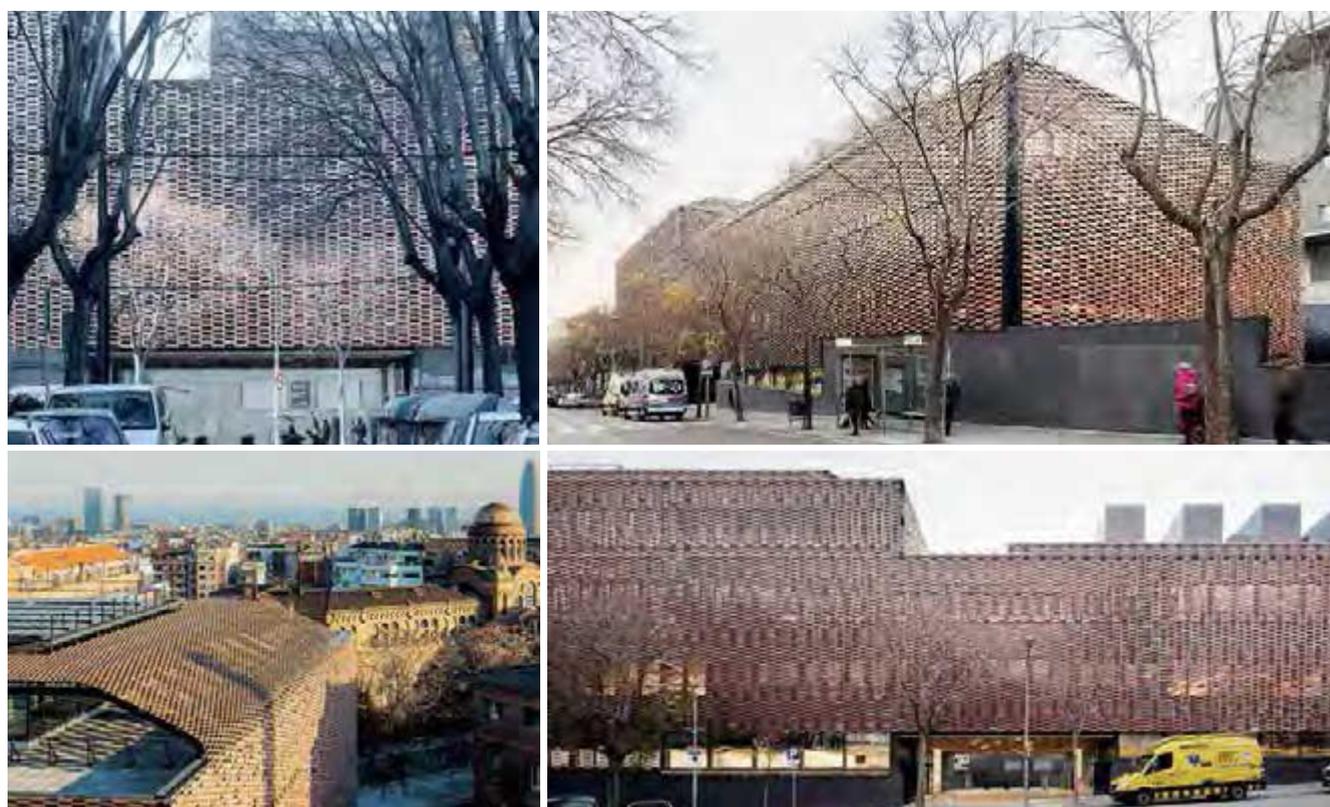


Figura 1. Imatges exteriors de l'obra acabada.



Figura 2. Imatges interiors de l'edifici.

poració de plaques solars fotovoltaïques puguem aspirar a la certificació LEED PLATINUM.

DESCRIPCIÓ DE L'ESTRUCTURA

L'estructura de l'edifici està formada per pilars i bigues metàl·liques d'acer S275. Els pilars, que estan separats 2,5 m, estan situats en quatre plans paral·lels al carrer Sant Quintí separats unes distàncies de 10,8 o 5,40 m en les zones de laboratoris i de 3,30 m en la zona del nucli central.

Els pilars de les façanes estan formats per perfils tubulars rectangulars de 150 × 300 mm de secció exterior i de

8 a 12 mm de gruix de paret. Excepcionalment, els pilars de suport de les bigues d'estintolament de la zona de l'entrada, que són els que tenen majors càrregues, s'han projectat amb caixons tubulars (també de 150 × 300 mm de secció exterior) armats amb xapes de 40 i 25 mm de gruix.

Els pilars del nucli central són perfils laminats HEB 300. En el cas dels pilars que suporten les bigues triangulars de l'estintolament de la zona de l'entrada, aquests són perfils HEB 300 reforçats amb platines de 20 mm de gruix en tota la seva alçada. La resta de pilars també es van reforçar amb platines de 20 mm de gruix en la zona d'unió amb el trespòl de la planta baixa per tal de poder transmetre correctament les empentes horitzontals provocades pels caps dels murs pantalla sobre aquest trespòl.

Pel que fa a l'estructura horitzontal de l'edifici, aquesta està formada per dos tipologies de trespòl en funció de si aquest pertany a la zona de laboratoris o a l'espina central de serveis.

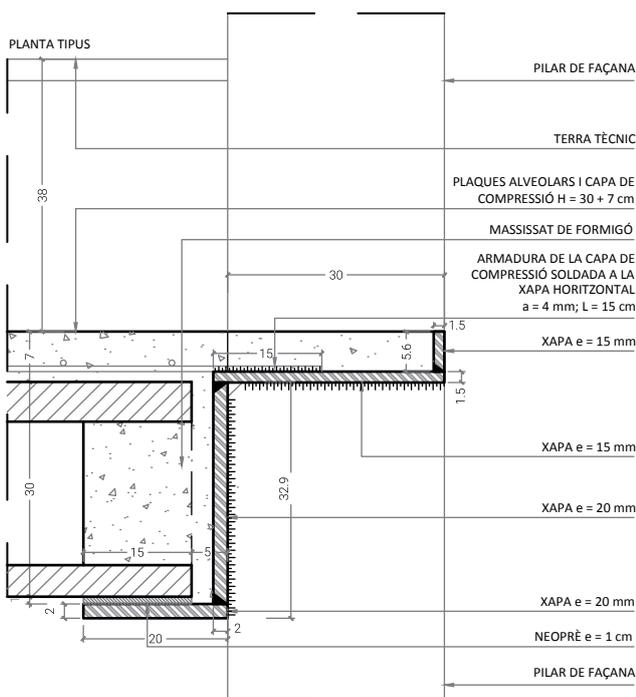


Figura 3. Detall biga B3. Biga armada «Z» 500 × 400.

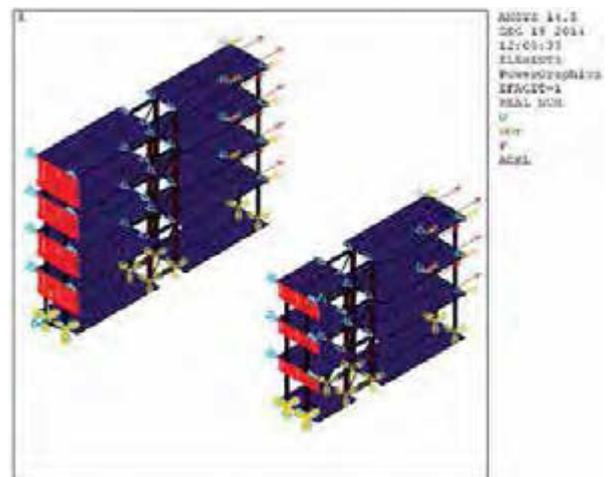


Figura 4. Models de càlcul dels mòduls transversals.



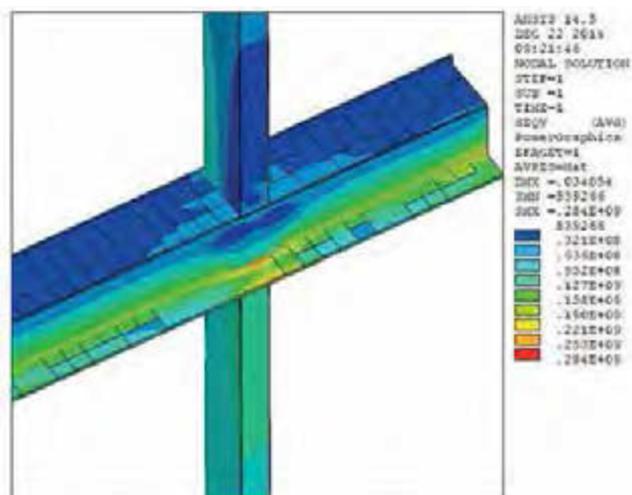


Figura 5. Model de les bigues Z. Detall tensions.



Figura 6. Foto de l'estructura metàl·lica des de l'exterior.

El trespòl de les zones de laboratoris, que té una llum de fins a 10,80 m, s'ha projectat amb plaques alveolars pretesades de 30 cm de cantell unides per una capa de compressió armada de 7 cm de gruix. Aquest trespòl es recolza mitjançant perfils «Z» armats al costat de les façanes i sobre perfils tubulars buits, de 15 × 20 cm de secció, al costat del nucli central. Per tal de garantir l'efecte de diafragma del conjunt, l'armadura de la

capa de compressió d'aquests trespòls se solda en els seus extrems a aquestes bigues.

A més, entre els pilars del nucli central i els de la façana s'han soldat rodons Ø20 continus per tal de garantir que aquests pilars tinguin els mateixos desplaçaments.

El trespòl de les zones de serveis, que cobreix unes llums de 2,50 m i està situat 38 cm per sobre de la cota



Figura 7. Detalls de les bigues «Z» de suport de les plaques alveolars.

del trespòl de la zona de laboratoris, s'ha projectat amb un forjat col·laborant format per una xapa HAIRCOL 59 inferior, que fa les funcions d'encofrat perdut, més una llosa armada continua de 8 cm de gruix per a fer un cantell total de 14 cm. Aquest trespòl estarà suportat a les plantes tipus per perfils IPE 300 als quals es clavarà mitjançant connectors tipus HILTI HVB. A la planta baixa els perfils de suport d'aquest trespòl, que també fan la funció de travesera horitzontal, són perfils HEB 300, mentre que a la planta coberta són HEB 240.

El trespòl de la planta coberta, a més, té la característica de ser totalment pla (els dos tipus de trespòl estan enrasats superiorment al mateix nivell).

A l'espai del soterrani s'ha projectat un sostre tècnic intermig que se suporta mitjançant perfils HEB 340 cada 250 cm ancorats amb connectors als murs pantalla i amb continuïtat del perfil a la zona del nucli central. Entre aquests perfils, HEB 340 es recolza un trespòl col·laborant de 6 + 8 cm de cantell.

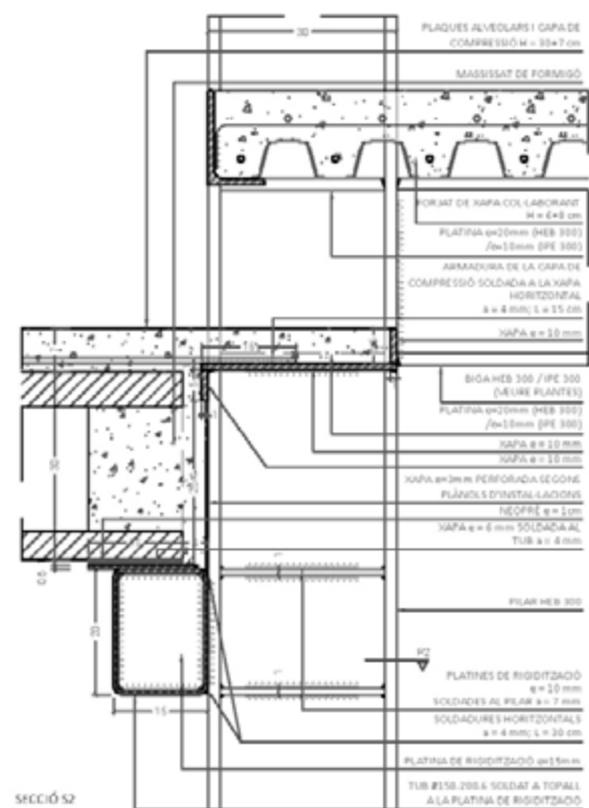
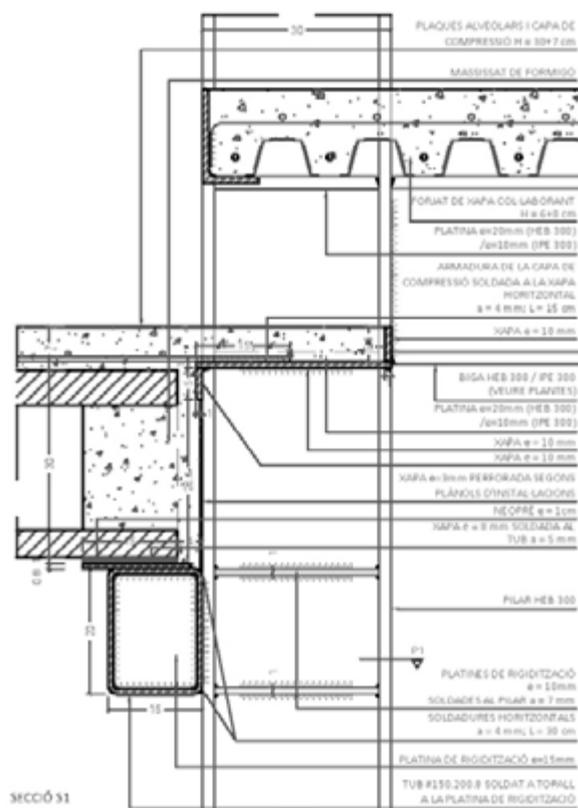
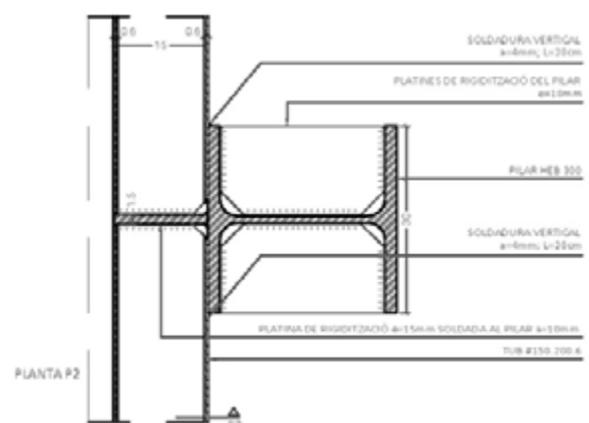
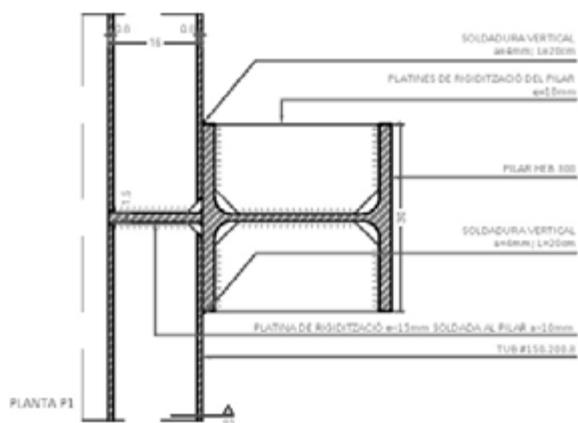


Figura 8. Detall de la biga B1 (TUB 150.200.8).

Figura 9. Detall de la biga B2 (TUB 150.200.6).





Figura 10. a) i b) Procés de muntatge dels trespols PSOT i PB. c) i d) Vistes interiors del nucli acabat.

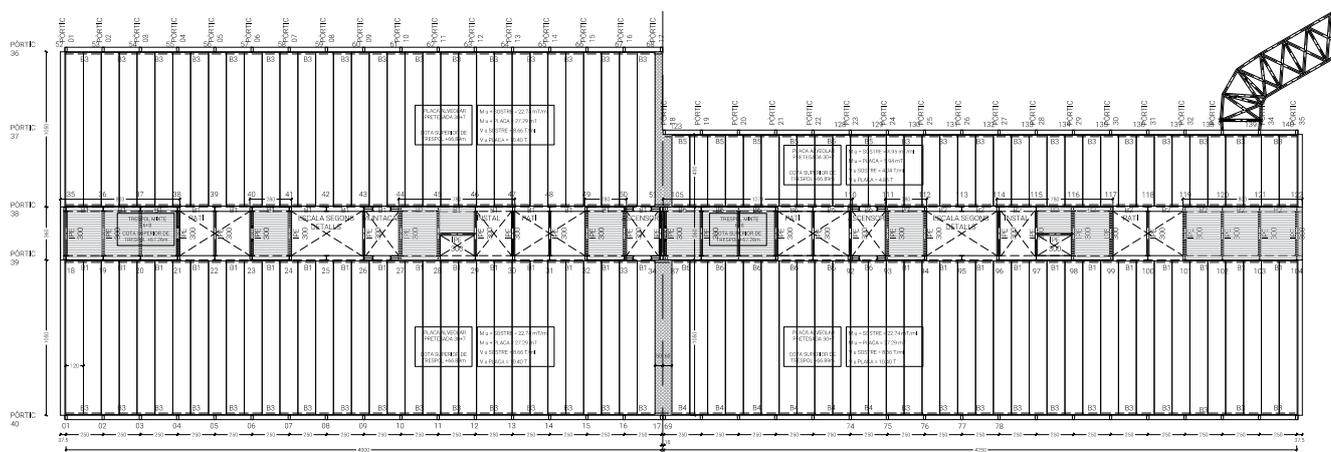


Figura 11. Trespòl planta primera.

Pel que respecta a l'estabilització global del conjunt, aquesta s'aconsegueix, fonamentalment, mitjançant les triangulacions, també metàl·liques, existents a l'interior del nucli longitudinal que recorre l'eix de simetria de l'edifici.

Aquestes triangulacions estan formades per perfils HEB

140, HEB 120 i HEB 100 quan traven l'edifici transversalment i per perfils IPN 260 i IPE 300 quan el traven longitudinalment.

L'edifici, per la seva longitud, s'ha dividit en dues estructures separades per una junta de dilatació, la qual coincideix amb el punt on l'edifici canvia d'alçada.

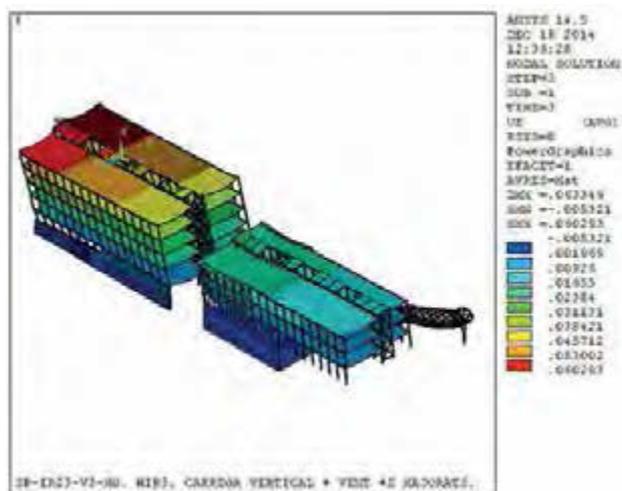


Figura 12. Model general. Deformacions majorades.

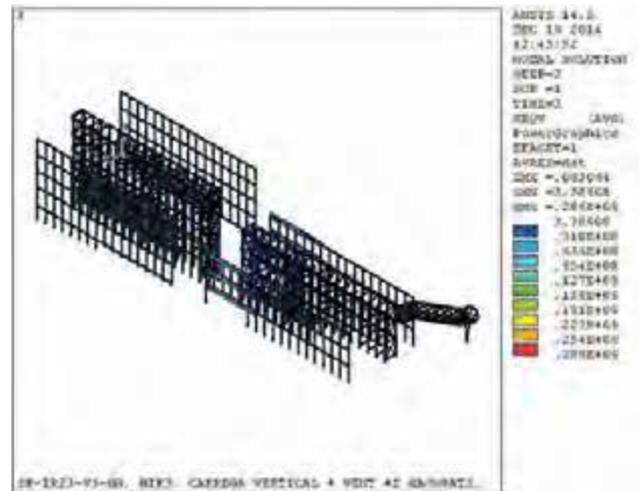


Figura 13. Model general. Tensions a l'estructura metàl·lica.



Figura 14. Muntatge de l'estructura damunt del porxo (bigues caixa de xapa).

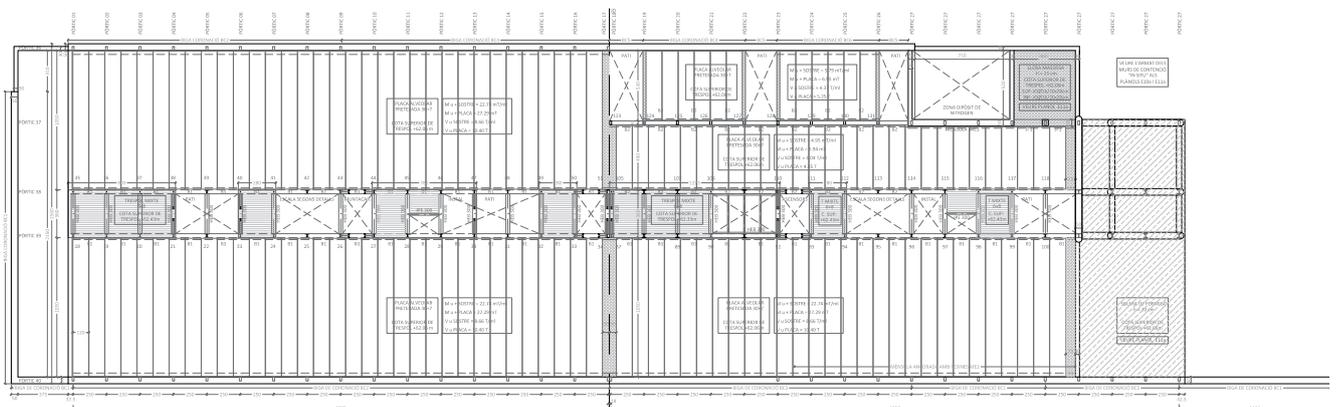


Figura 15. Trespol planta baixa.

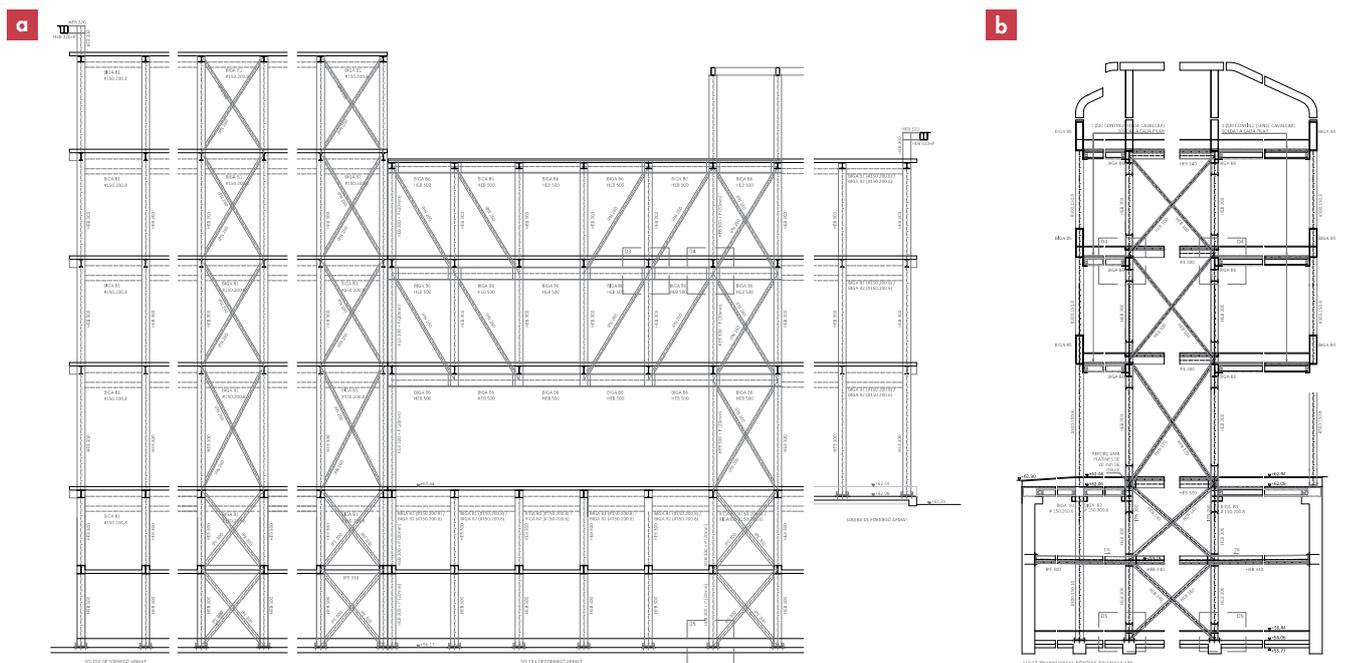


Figura 16. a) Secció longitudinal. b) Secció transversal.



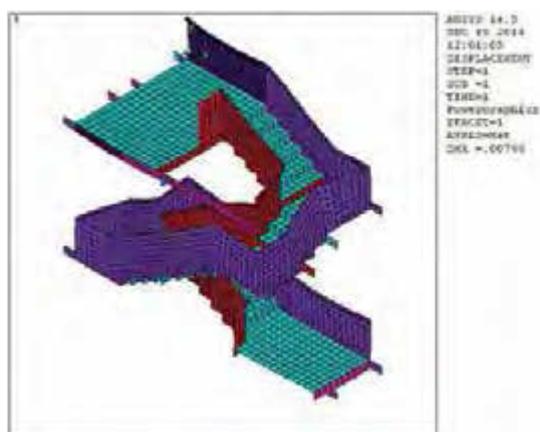


Figura 17. Model d'un tram entre pisos de l'escala de xapa.

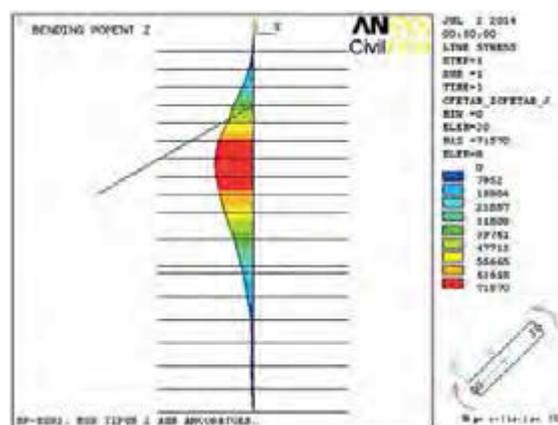


Figura 18. Model de detall d'un mur pantalla.



Figura 19. Fotografies del porxo acabat.



Figura 20. Escala de xapa acabada. Vistes zenitals inferior i superior.

les plantes superiors mitjançant perfils IPN 260 soldats a les cares interiors de les ales dels pilars HEB 300 i preveure bigues caixó de cantell a les façanes d'aquesta zona per tal d'aconseguir tensions i deformacions admissibles en els perfils que formen l'estructura.

L'ESCALA DE XAPA

L'estructura de les escales s'ha projectat amb xapa metàl·lica plegada, tant per a la formació del graonat com per a les baranes laterals. Les xapes principals, que són les de les baranes i les que recolzen l'estructura de l'escala en la dels pilars, són de 8 mm de gruix, mentre que les xapes secundàries, que són les que formen el graonat, són de 5 mm de gruix.

LES BIGUES DEL PORXO

A la zona de l'entrada, on s'ha alliberat de pilars la planta baixa, ha calgut diagonalitzar l'estructura de

LA PASSERA

La passera d'unió entre l'edifici de recerca i l'hospital nou s'ha resolt mitjançant una estructura cilíndrica de

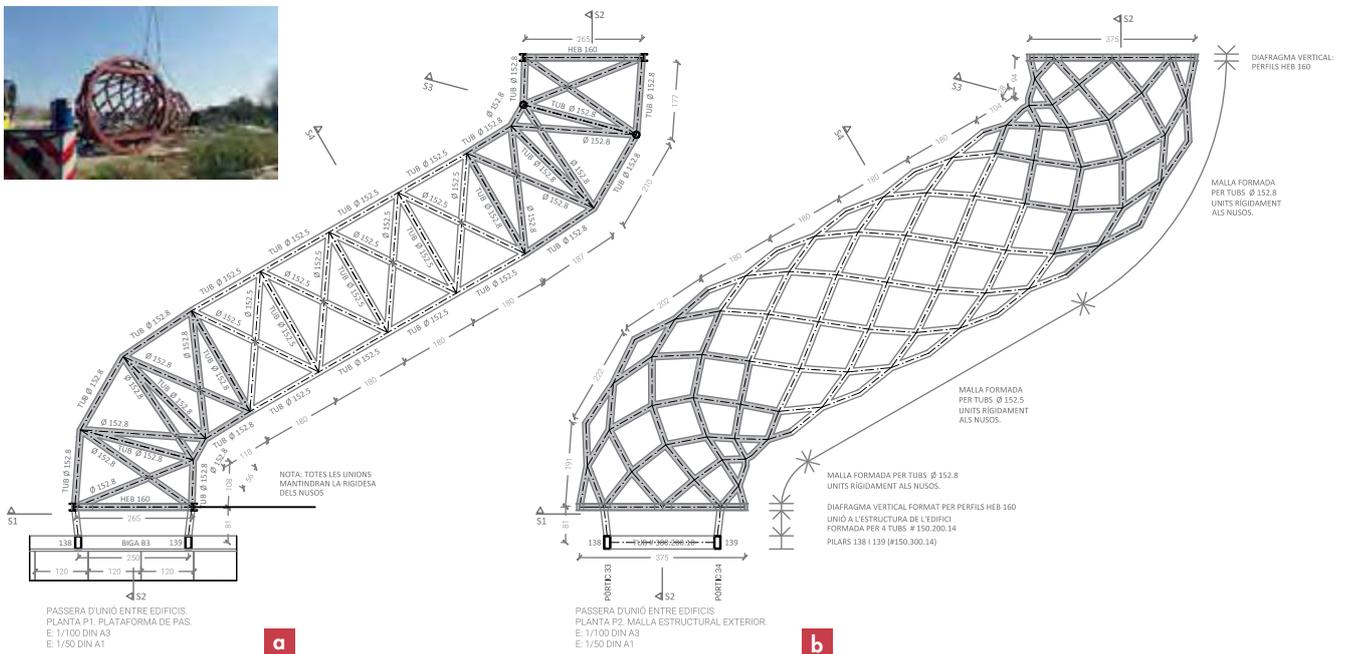


Figura 21. Passera d'unió entre edificis. a) Planta P1, plataforma de pas. b) Planta P2, malla estructural exterior.



Figura 22. Passera acabada. Vistes interior, exterior i muntatge.



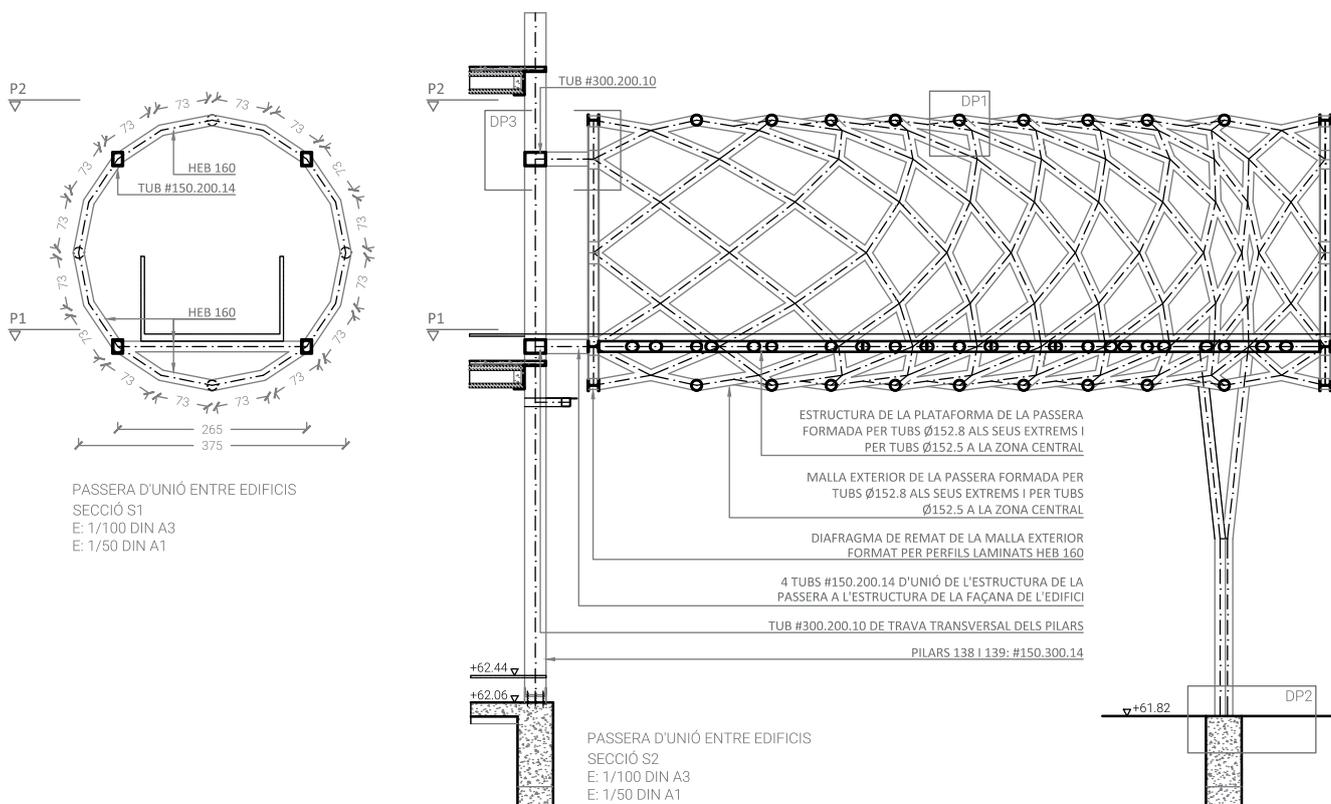


Figura 23. Secció transversal i longitudinal (veure unions amb l'edifici i el pilar «Y»).

malla tubular en el seu exterior generada per 8 helioides en sentit horari i 8 en sentit antihorari i una passarel·la horitzontal, també formada per perfils tubulars, interior. Aquesta estructura està suportada, en un dels seus dos extrems, mitjançant la seva unió rígida als pilars 138 i 139 de l'edifici i, en l'extrem oposat, mitjançant un pilar en forma de «Y» (pilar 141) format per perfils tubulars metàl·lics encastats a la seva base a un mòdul de pantalla (E1) que li fa de fonament.

Pel que fa als tubs de la malla cilíndrica exterior, aquesta s'ha resolt amb perfils tubulars de diàmetre exterior constant (152 mm) i de gruix de paret variable: 8 mm en els trams dels extrems, que estan més sol·licitats, i 5 mm de gruix als perfils de la zona central, on hi ha la passera horitzontal interior, també s'ha resolt amb perfils tubulars de diàmetre exterior constant (152 mm) i gruix variable entre 8 i 5 mm, en funció de si es tracta dels tubs situats als extrems o al centre de la passera.

<i>Emplaçament:</i>	Carrer Sant Quintí, 55-95, Barcelona
<i>Client:</i>	Fundació privada Hospital de la Santa Creu i Sant Pau
<i>Superfície:</i>	9.705 m ²
<i>Pressupost:</i>	16.456.034 € (PEC IVA exclòs)
<i>Data del projecte:</i>	Febrer 2015
<i>Data final d'obra:</i>	Gener 2018
<i>Construcció sostenible:</i>	<ul style="list-style-type: none"> – Fase de projecte certificada – Certificació LEED Platinum (in progress) – Certificació energètica A
<i>Autors:</i>	UTE 2BMFG Arquitectes + PICH Architects
<i>Consultors d'estructures:</i>	2BMFG Arquitectes SLP

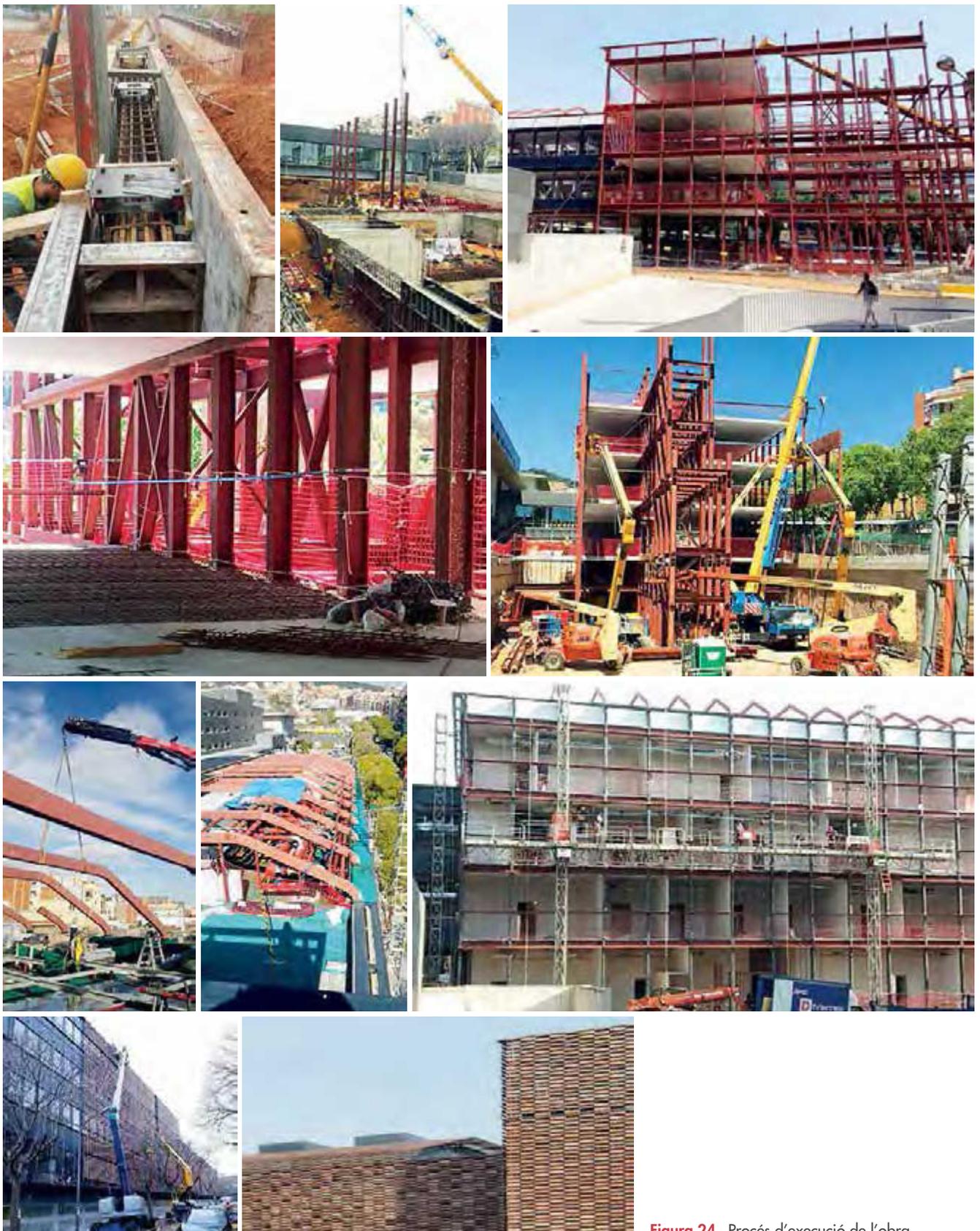


Figura 24. Procés d'execució de l'obra.



MÁS PROFUNDO MÁS ALTO MÁS LEJOS



CIMENTACIONES ESPECIALES

Pilotes y Obras es una empresa líder en **Cimentaciones Especiales** con una posición destacada en la Obra Civil. Gracias a la capacidad de sus equipos humanos y su tecnología de última generación puede ofrecer soluciones específicas a cada proyecto, especialmente en megaestructuras y en condiciones extremas.

Su actividad se desarrolla en todo el territorio nacional pero también ha llevado a cabo intervenciones en el extranjero. En sus más de tres décadas de trayectoria, se ha consolidado también en el sector de edificación, recalces y rehabilitaciones de cimentaciones.



Pilotes de barrena continua CFA hasta 41 m monitorizada
Viaducto de Fornells de la Selva



Micropilotes para apeo de muralla medieval
Mercat de Sant Antoni, Barcelona



Anclajes para amarre de transatlánticos
Puerto de Ciutadella



Bulones de fibra e inyección monitorizada.
Túnel de Glòries, Barcelona

www.pilotesyobras.com

REHABILITACIÓ I CANVI D'ÚS DE LA CASA CODINA

INDUS

INDUS es un grupo de empresas especializado en la prestación de servicios técnicos de ingeniería, arquitectura y consultoría.

Creado en el año 1951, el grupo INDUS es capaz de atender grandes proyectos multidisciplinares.

Están especializados en la concepción y diseño de proyectos de ingeniería y arquitectura, con el objetivo de dar respuesta a las necesidades de los clientes, mediante soluciones tecnológicamente avanzadas y respetuosas con el medio ambiente.

Ofrecen los siguientes servicios: Proyectos y Dirección de obras, Gestión de proyectos, Ingeniería Legal, Consultoría en energía y medio ambiente y *Facility Management*. Están muy especializados en el sector Farmacéutico y Agroalimentario.

Localització: Barcelona

Servei: Projecte d'estructures i Direcció d'obra estructural

Superfície: 3.500 m²

Any: 2014-2015

La Casa Codina és un edifici modernista de l'any 1898 de l'arquitecte Antoni Rovira i Rabassa situat al Passeig de Gràcia, 94, de Barcelona.

Els darrers usuaris utilitzaven la planta baixa com a botiga i les plantes superiors eren oficines, actualment un sol usuari ocupa tot l'edifici per un ús comercial.

Per tal d'adaptar l'edifici al nou ús, INDUS va realitzar multitud d'actuacions entre les quals destaquen:

- L'enderroc i reconstrucció del pati d'illa, molt malmès per la corrosió.
- La creació d'un soterrani i dels accessos pertinents.
- La creació d'un espai diàfan i lliure de impediments a tota la planta baixa, des del Passeig de Gràcia fins al fons de la parcel·la, amb la supressió dels pilars de fosa i de parets de càrrega, i la seva substitució per jàsseres recolzades sobre nous pilars.
- La restitució de la façana del Passeig de Gràcia al seu estat original, desfent un estintolament fet durant els anys 70 en una reforma anterior.
- L'obertura de forats en parets de càrrega de maó massís i la seva substitució per jàsseres recolzades sobre nous pilars.
- L'obertura de forats en forjats per a la instal·lació de dues escales mecàniques.

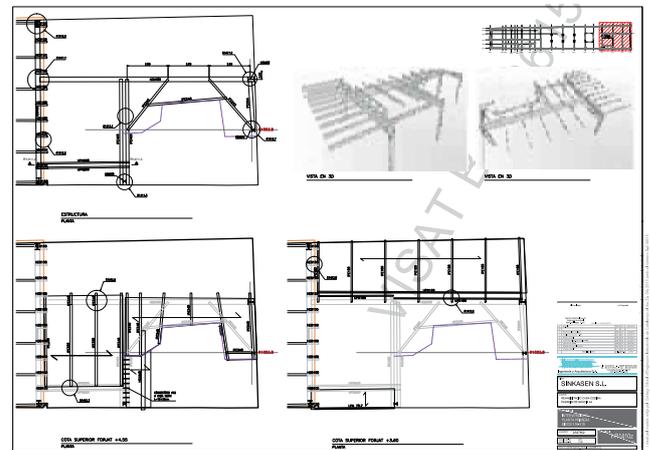


Figura 1. Enderroc i reconstrucció del pati d'illa.

- El reforç de l'estructura existent per complir amb els requeriments de seguretat que prescriu l'actual normativa, així com per adequar-la a les noves sobrecàrregues, fruit del canvi d'activitat.



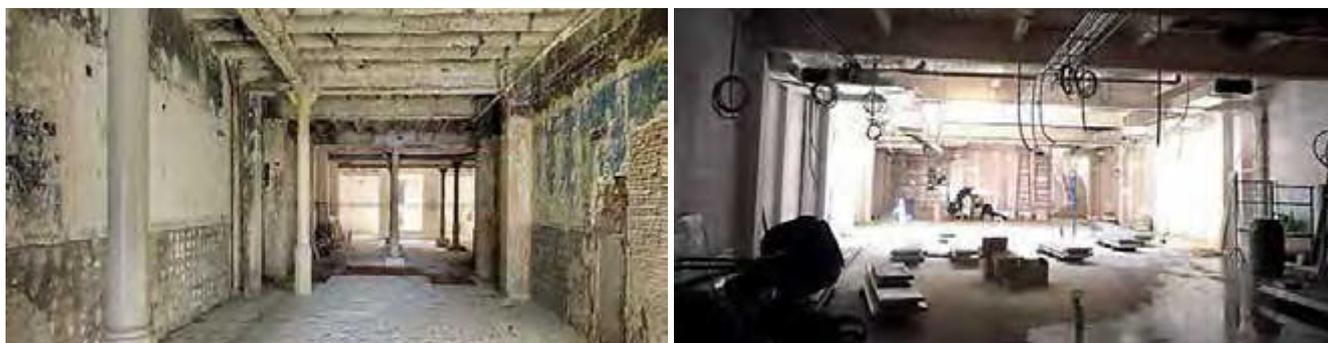


Figura 2. Creació d'un espai diàfan i lliure de impediments a tota la planta baixa, des del Passeig de Gràcia fins al fons de la parcel·la, amb la supressió dels pilars de fosa i de parets de càrrega, i la seva substitució per jàsseres recolzades sobre nous pilars.

- El procés de substitució d'elements estructurals antics per uns de nous en un edifici amb parets de càrrega va ser un procés especialment delicat, ja que la fàbrica és un element molt sensible al moviment i es podien produir esquerdes. Per tal de garantir que les noves estructures entressin en càrrega abans de l'eliminació de les antigues, INDUS va elaborar un protocol d'actuació per a cada element.

diferents elements ornamentals (sostres, terres, parets...) protegits com a Patrimoni de la ciutat. Això va implicar la necessitat de trobar solucions arquitectòniques i estructurals que respectessin aquests elements i va incrementar notablement la complexitat del projecte. Cal afegir-hi el fet que la seva localització al Passeig de Gràcia, fent mitgera amb la Pedrera de Gaudí, va comportar que l'execució de l'obra tingués una dificultat addicional.

L'edifici Casa Codina està declarat Bé Cultural d'Interès Local per l'Ajuntament de Barcelona i compta amb

INDUS és responsable del projecte d'estructures i la direcció d'obra estructural.

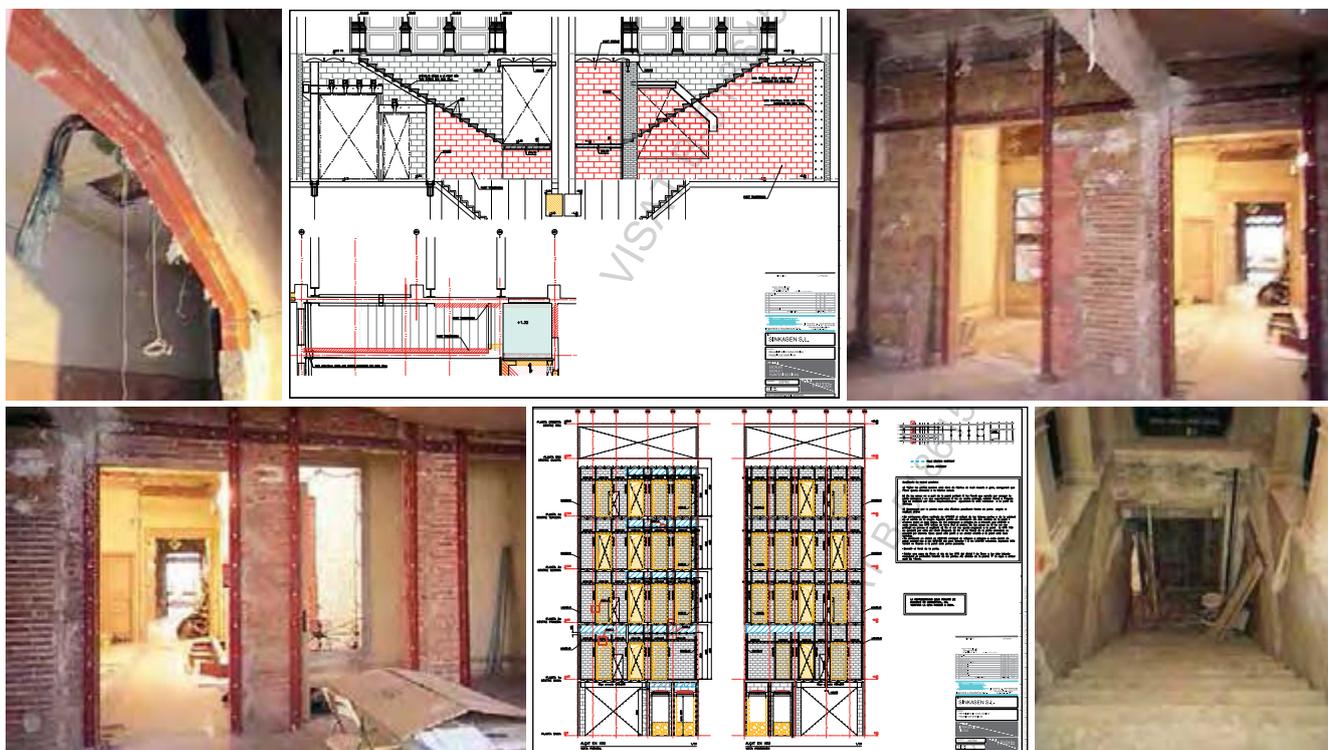


Figura 3. Obertura de forats en parets de càrrega de maó massís i la seva substitució per jàsseres recolzades sobre nous pilars.



Figura 4. Restitució de la façana del Passeig de Gràcia al seu estat original desfent un estintolament fet durant els anys 70 en una reforma anterior.

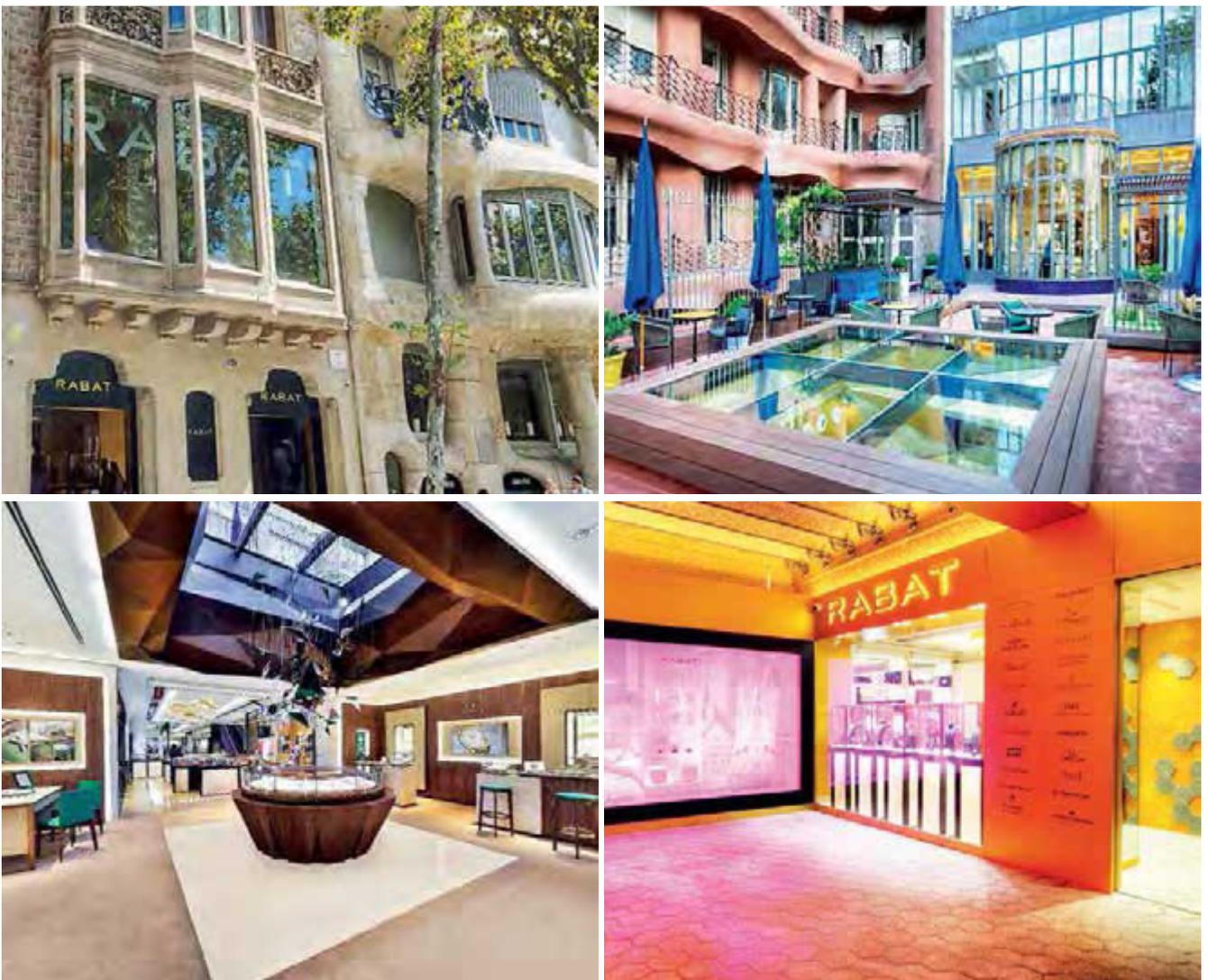


Figura 5. Obra acabada.

REGENERACIÓN DE BANCALES

SALVADOR J. FONOLLÀ CORRÓ

Ingeniero Industrial fundador de Oquendo Ingenieros, S.L.

Ha sido Decano del Colegio Oficial de Ingenieros Industriales de Baleares, presidente de la Asociación de Ingenieros Industriales de Baleares y vocal. Fundador de Polivas, SA.

- Destrucción de bancales y caminos por corrimiento de tierras.
- Espacio natural de alta protección.
- Orografía de enormes pendientes.
- Terreno poco sustentante y de difícil acceso.
- Imposibilidad de aplicación de sistemas tradicionales.

Análisis del terreno

- Afectado por un deslizamiento e hundimiento.
- Reconocimiento del terreno y levantamiento topográfico.



Figura 1. Terreno afectado por un deslizamiento.

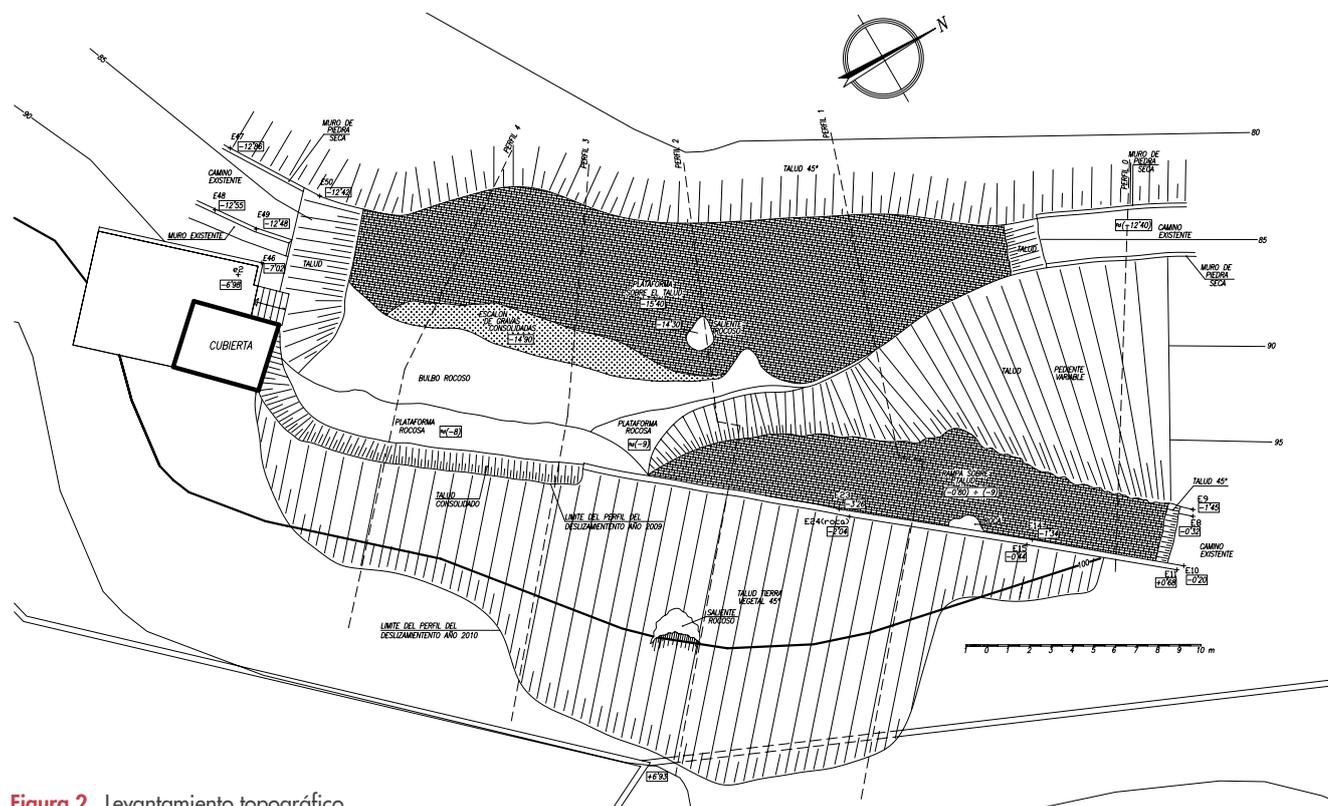


Figura 2. Levantamiento topográfico.



- Programa de necesidades.
- Selección del sistema constructivo.

Fundamentos, concepción y proyecto

- Terreno siempre seco.
- Coeficiente de rozamiento del terreno, fiable y constante.
- Comportamiento monolítico.
- Flotabilidad.
- Cargas a soportar.
- Apoyo sobre (y adaptación al) terreno.
- Equilibrio de la solución.



Figura 3. Análisis del terreno, detalle.

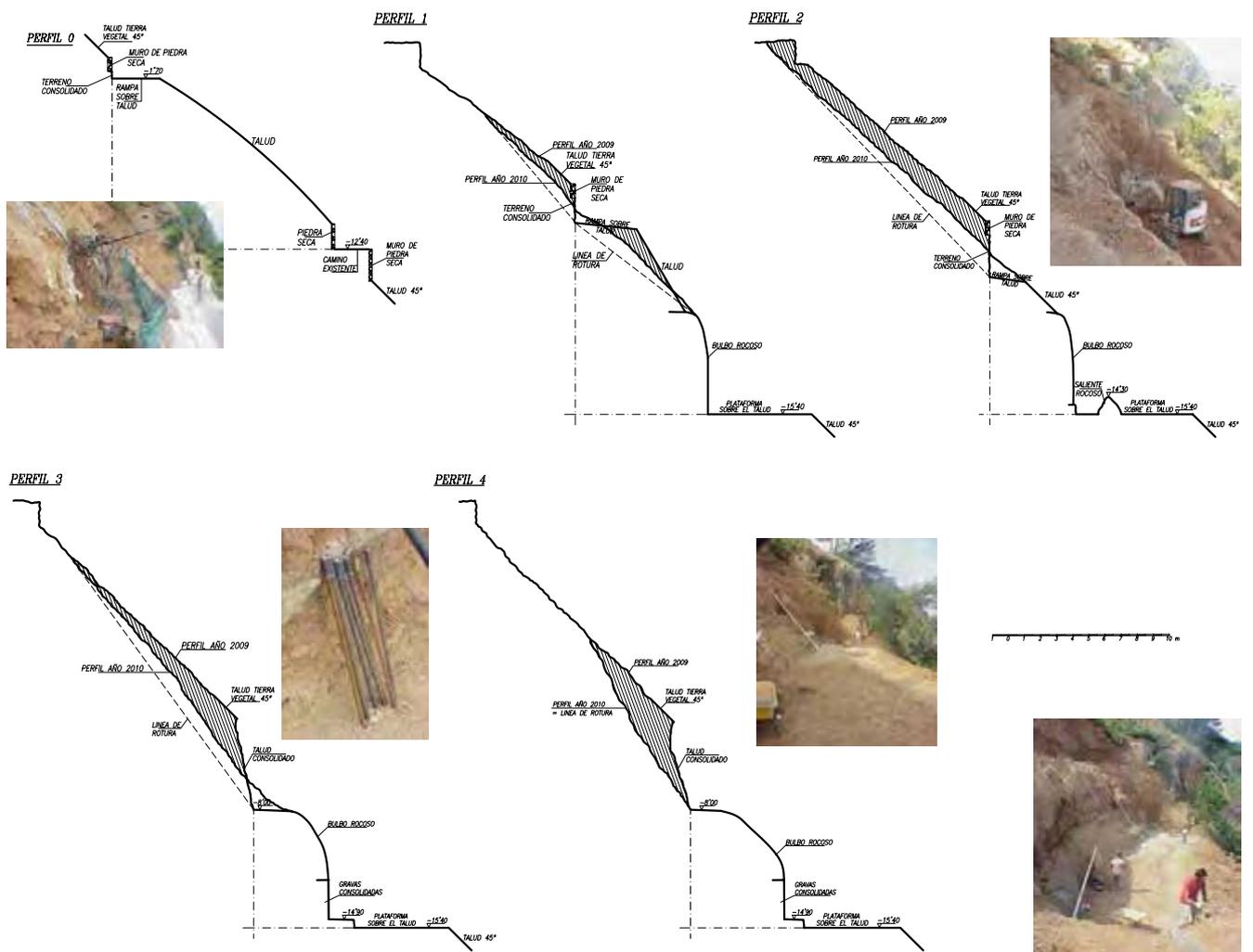


Figura 4. Excavación.



Excavación

- Aligeramiento del terreno.
- Alcance de sustratos de apoyo.
- Formación de terrazas de cimentación.
- Zanjas para anclaje de equilibrio.

Construcción por adaptación al terreno

- Se recortan bloques de EPS de alta densidad adaptándolos al terreno.
- Levantamiento simultáneo de diferentes bancales.
- Losa delgada de hormigón armado de apoyo sobre el terreno que confina el conjunto.

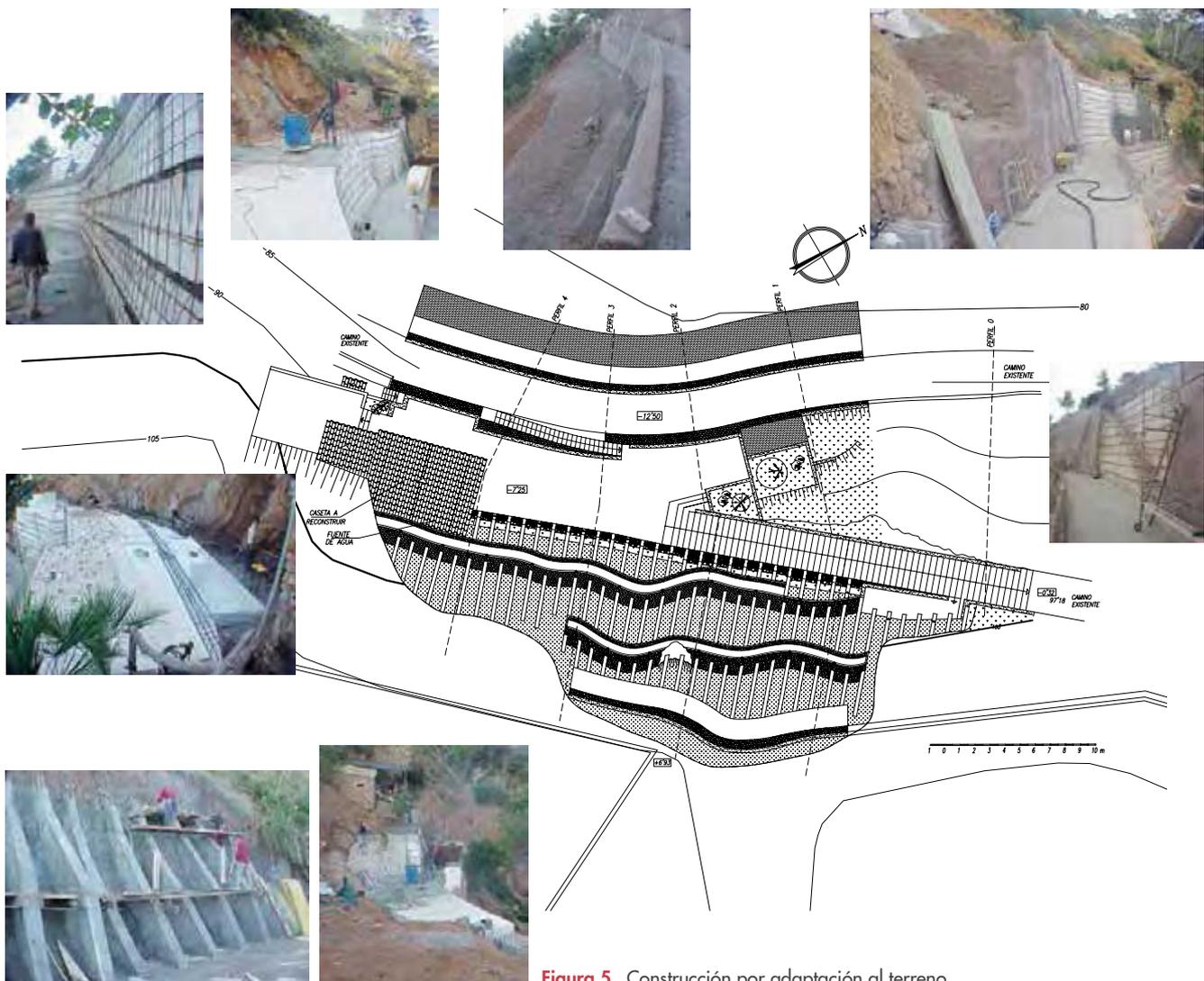


Figura 5. Construcción por adaptación al terreno.

Levantamiento de la obra

- Colocación manual de bloques.
- Estratificado de bloques de EPS con capas de hormigón armado, resultado monolítico.
- Armado prolongado para coser el armado del revestimiento.
- Muros de contención y apoyo.
- Facilidad de aporte de materiales a la obra.
- Viable con dificultad de acceso y sin grúa.

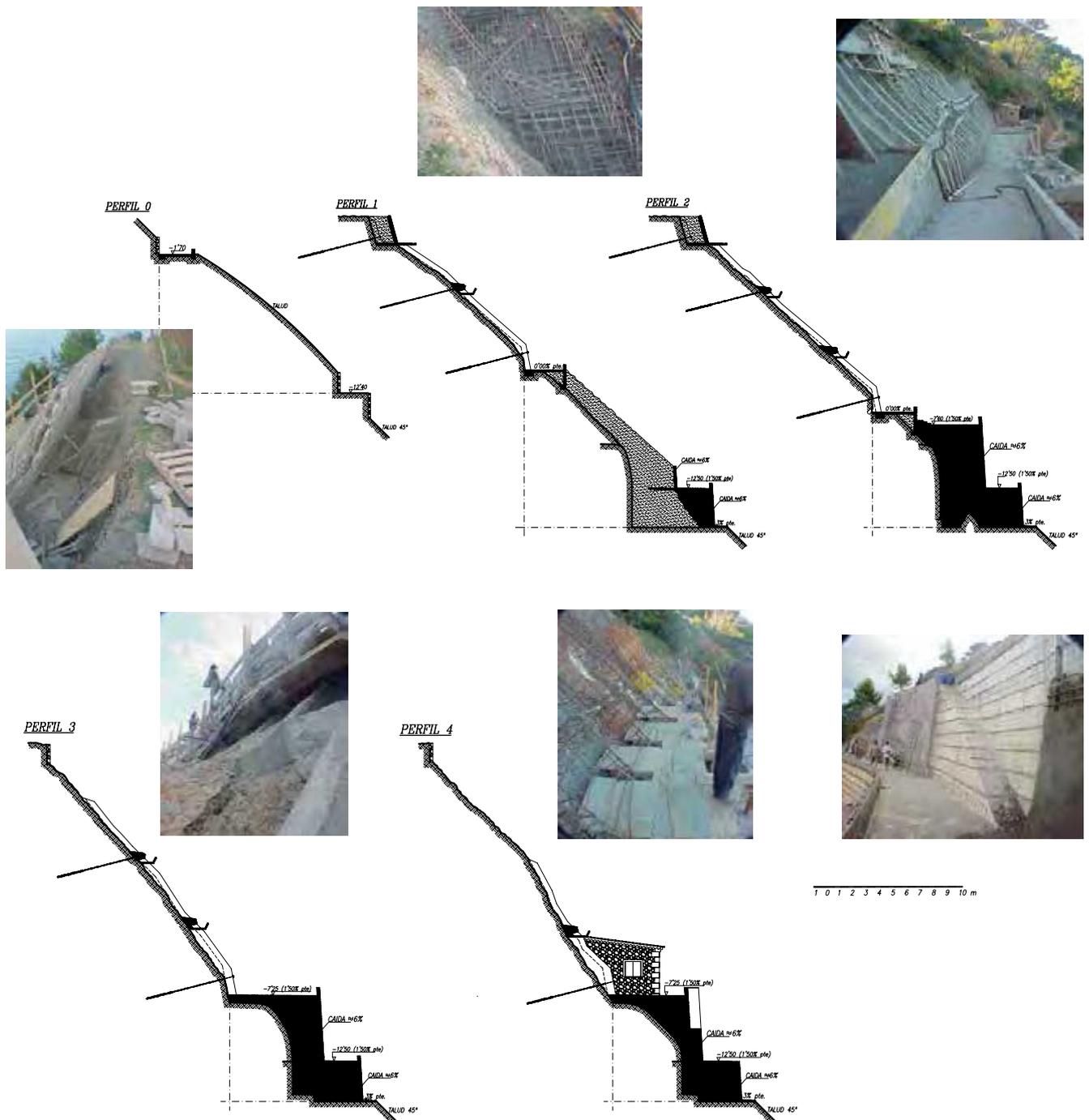


Figura 6. Levantamiento de la obra.

Acabados

- Revestimiento de mortero proyectado (gunitado).
- Revestimiento tematizable.
- Inaccesible a roedores.
- Revestimiento de pavimento tradicional.
- Formación de escaleras.
- Adición de accesorios.



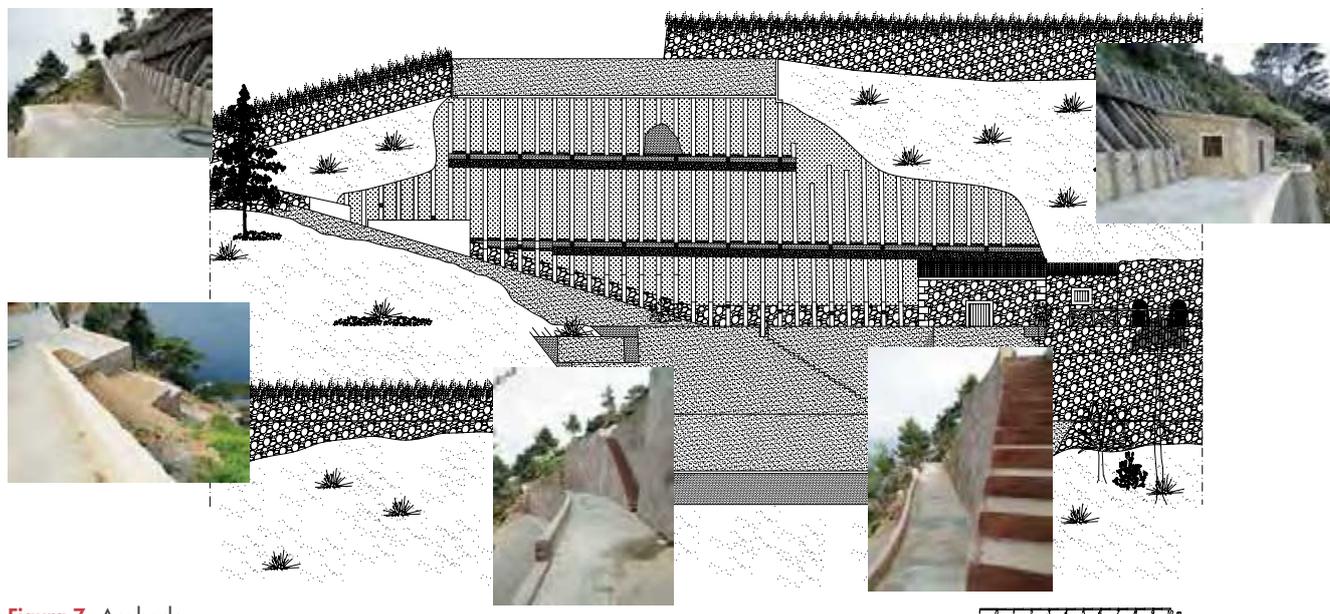


Figura 7. Acabados.

Drenaje

- Muretes de contención de tierras.
- Drenaje del agua de lluvia y riego.
- Otras instalaciones.

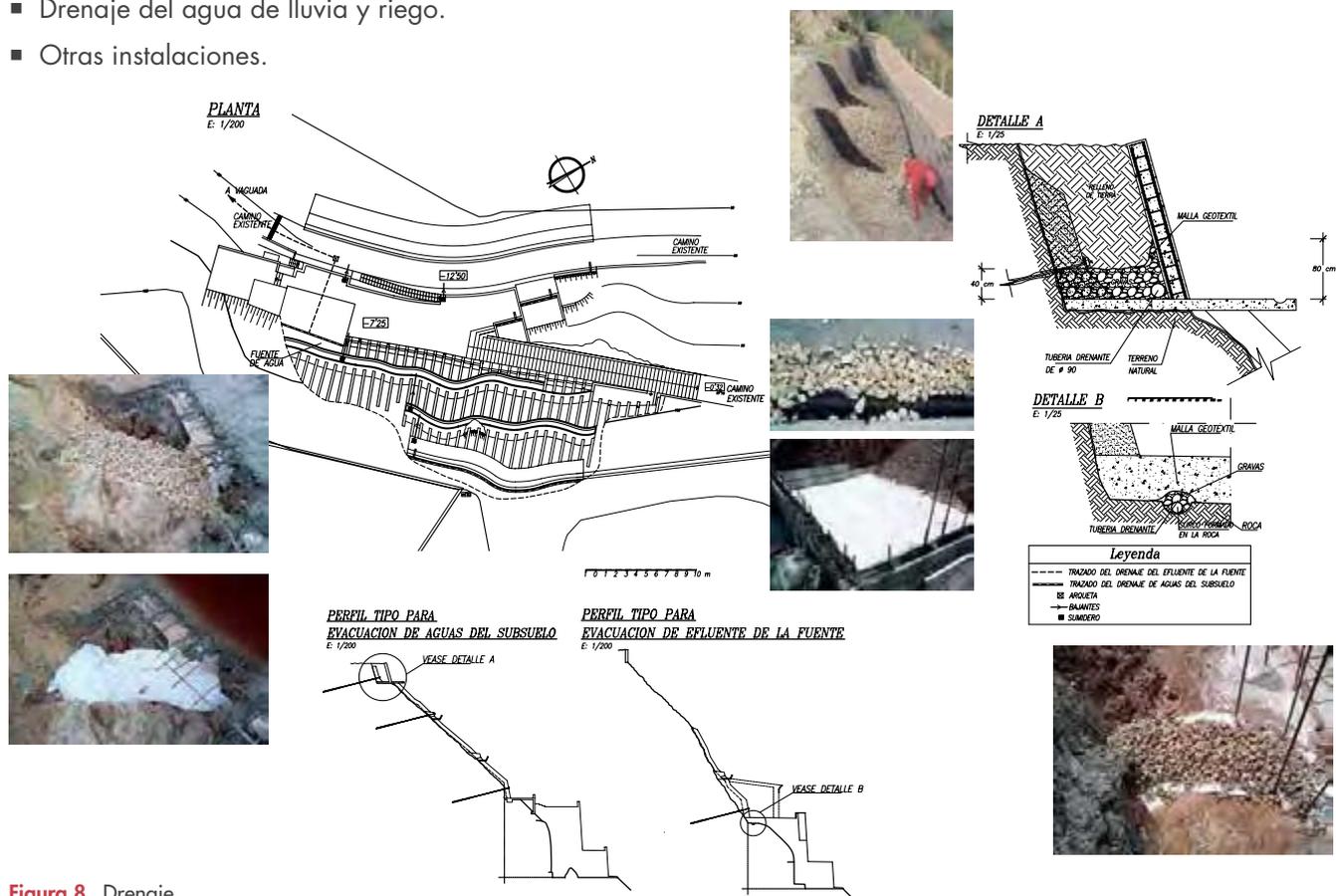


Figura 8. Drenaje.

Estructura

- Losa de remate para sustentación.
- Impermeabilizado y recogida de agua de lluvia y riego.
- Anclaje del conjunto.
- Revestimiento de pavimento tradicional.
- Formación de escaleras.
- Adición de accesorios.

Resultado

- Capacidad mecánica suficiente.
- Capaz de soportar pequeñas construcciones y jardines.
- En ciertos casos, puede resultar la única alternativa económicamente viable.

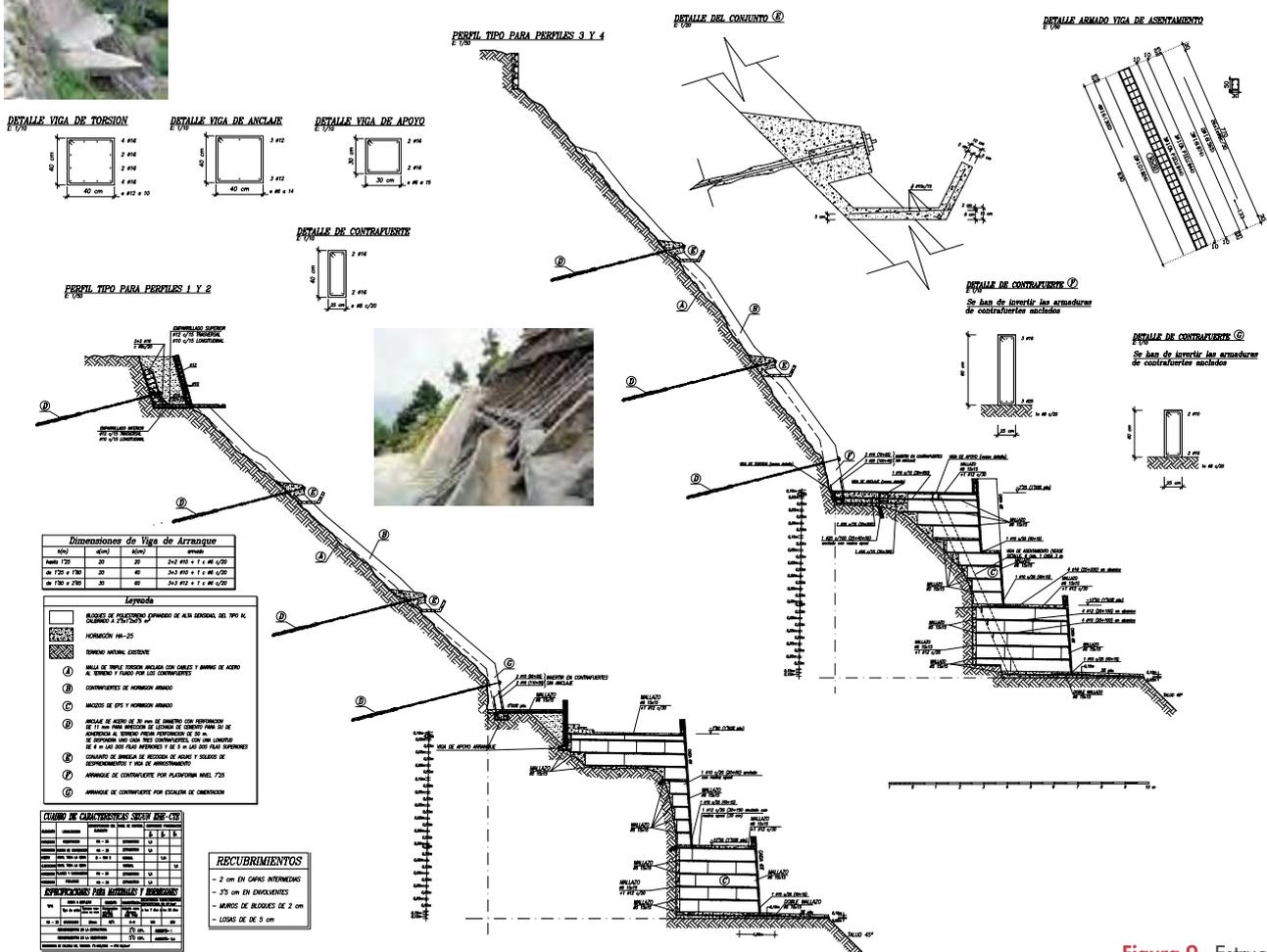


Figura 9. Estructura.



Figura 10. Resultado.



RECUPERACIÓ DE TOT TIPUS DE SOSTRES



COINTECS

Tel.: 93 308 83 85 • www.cointecs.com • ingenieros@cointecs.com

ÚNIC SISTEMA AMB:



- ▶ TRABAT I RECOLZAMENT EXCLUSIU EN MURS (patentat)
- ▶ SUBSTITUCIÓ FUNCIONAL ACTIVA I EFECTIVA
- ▶ ENGINYERIA AL SEU SERVEI
- ▶ SENSE SOLDADURES
- ▶ ADAPTAT AL SOSTRE



Nº 276R/14



ISO 9001



Distinció
Gremi
Constructors



GRIFOLS P13

INDUS

INDUS es un grupo de empresas especializado en la prestación de servicios técnicos de ingeniería, arquitectura y consultoría.

Creado en el año 1951, el grupo INDUS es capaz de atender grandes proyectos multidisciplinares.

Están especializados en la concepción y diseño de proyectos de ingeniería y arquitectura, con el objetivo de dar respuesta a las necesidades de los clientes, mediante soluciones tecnológicamente avanzadas y respetuosas con el medio ambiente.

Ofrecen los siguientes servicios: Proyectos y Dirección de obras, Gestión de proyectos, Ingeniería Legal, Consultoría en energía y medio ambiente y *Facility Management*. Están muy especializados en el sector Farmacéutico y Agroalimentario.

Localización:	Parets del Vallès
Servicio:	Dirección y ejecución de la obra
Superficie edificada:	3.721,80 m ²
Año:	Marzo 2017- Abril 2019

Grifols, S.A., dentro de su plan de crecimiento y expansión, decidió llevar a cabo la construcción de un nuevo edificio en su planta farmacéutica ubicada en el Polígono Industrial Llevant, en el término municipal de Parets del Vallès; con el objetivo de albergar nuevas áreas de acondicionamiento de producto Fibrinsealant y áreas técnicas asociadas, así como nuevas áreas administrativas y de almacenamiento.



Figura 1.

El alcance de las obras contempladas en el proyecto estaba constituido por los siguientes conceptos:

- Un nuevo edificio aislado, para uso industrial.
- Reformas varias en edificio de almacén existente y formación de foso para ubicación de cámara frigorífica.
- Las obras de urbanización necesarias para su integración en el contexto funcional de la planta actual.

A nivel de estructura; el nuevo edificio es de sección cuadrada y consta de planta baja, más dos plantas piso y planta cubierta. Por encima de la cubierta se dispone de una plataforma técnica para equipos exteriores.

La estructura es metálica y fue constituida por pilares y jácenas formando pórticos hiperestáticos de nudos rígidos atornillados.

Los forjados son de dos tipos:

- Forjado de losas de chapa colaborante de hormigón armado de 14 cm de espesor, incluyendo chapa de compresión.
- Forjado de entramado metálico galvanizado 33 × 33 × 40 × 3 mm sustentado en viguetas metálicas secundarias.



Figura 2. Fotos del proceso.





Figura 3. Obra acabada.

Por otra parte, la cimentación se realizó mediante encepados y pilotes CPI-8 de, aproximadamente, 8 m de longitud, con encepados de 1, 2, 3 y 4 pilotes, de diámetros 45 y 65 cm.

La modulación de los pilares se definió en base a la implantación y distribución interior de las nuevas áreas productivas.

Las escaleras fueron formadas por zancas de perfiles metálicos laminados y huellas de material pétreo apoyadas sobre bandejas de chapa soldadas a las zancas.

La estructura se resolvió mediante pórticos de acero laminado trabados convenientemente en las dos direcciones.

Los forjados se resolvieron mediante forjado colaborante de canto total 140 mm, chapa de canto 60 mm + + 80 mm de capa de compresión en unas zonas; y con pavimento de reja ligera galvanizada en otras, con diferentes tipologías en función de las cargas a soportar.

Los forjados de las cubiertas se resolvieron mediante tipología Deck y chapa grecada.

Por otra parte, las escaleras se resolvieron mediante perfilera metálica de acero laminado.

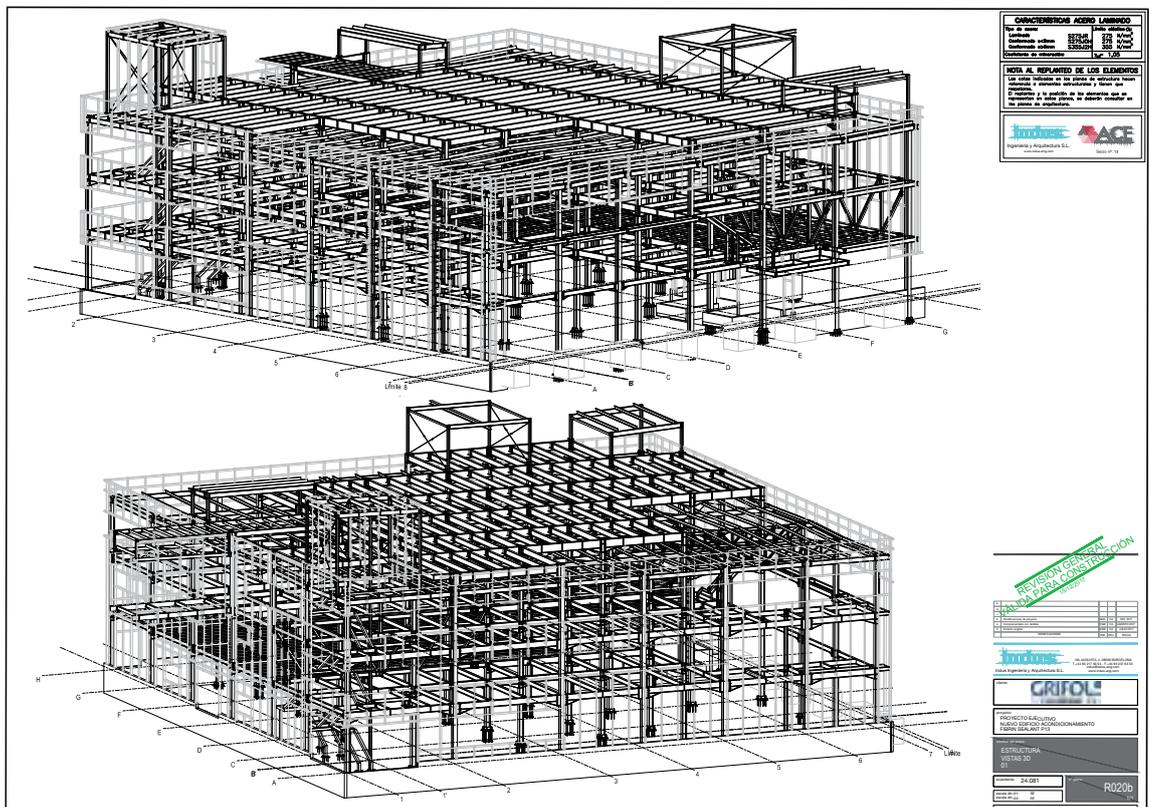


Figura 4. Planta 3D desde diferentes ángulos.

Para poder realizar satisfactoriamente este proyecto se han utilizado varios programas de cálculo: Consteel, cypecad, metal 3D e idea connection.

Por otra parte, se utilizó el programa de modelado, Tekla structures.

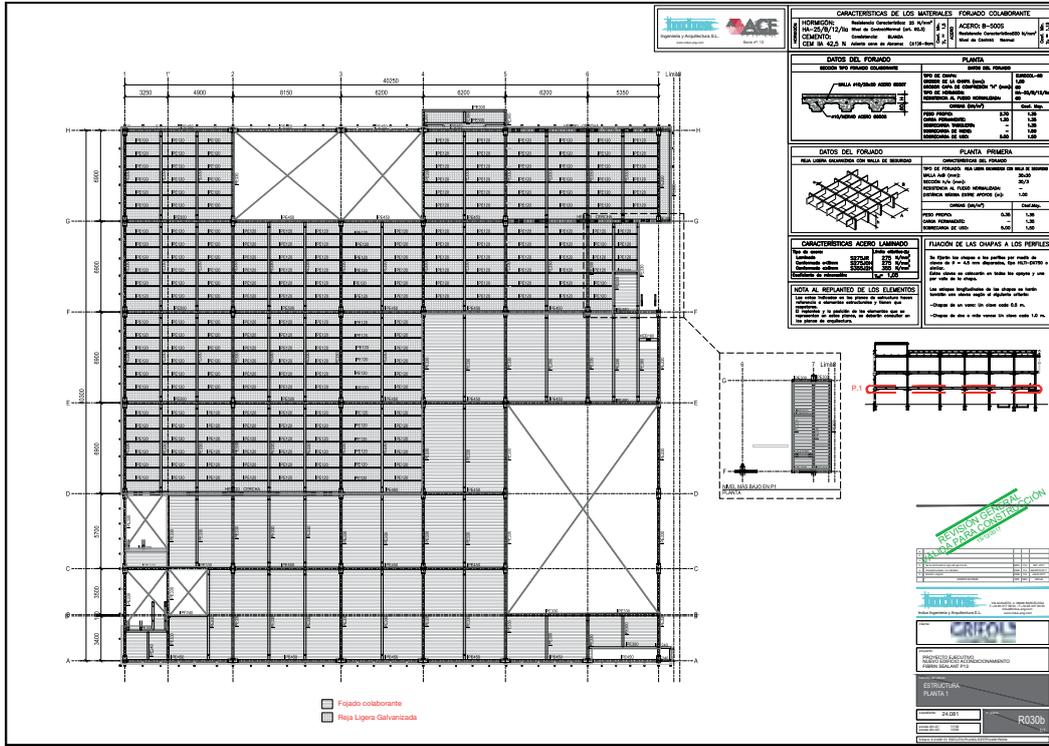


Figura 5. Estructura de planta primera con forjado colaborante y reja ligera galvanizante.

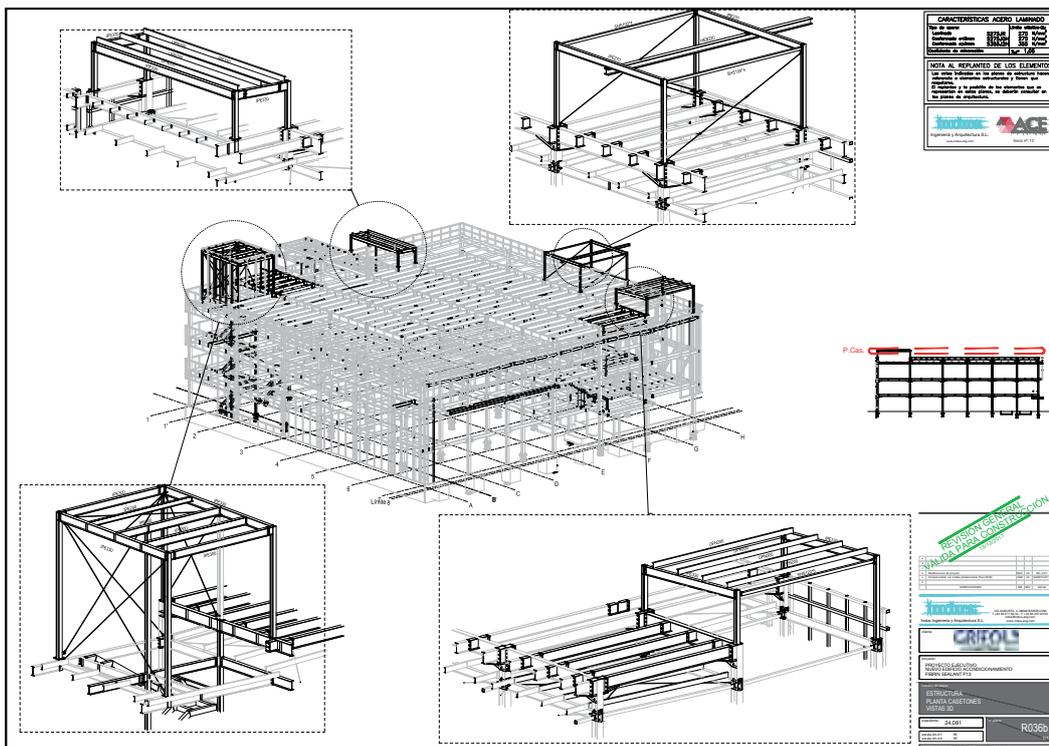


Figura 6. Estructura, planta, casetones y vistas 3D.



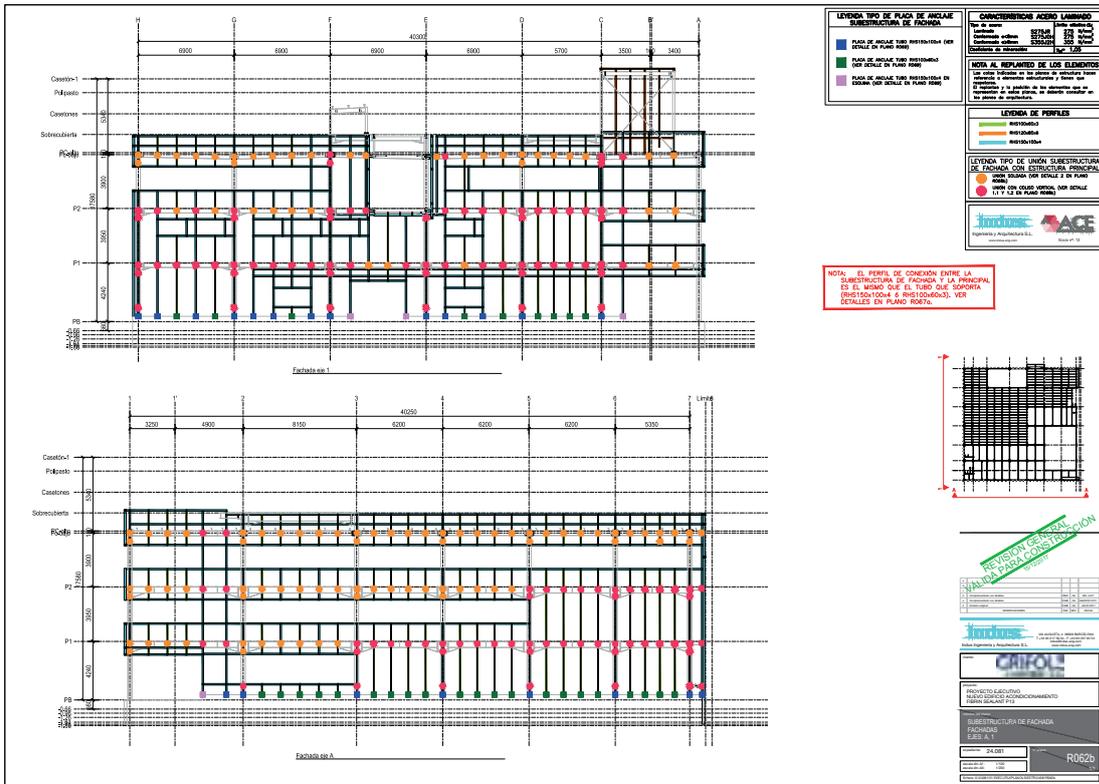


Figura 7. Subestructura de fachada.

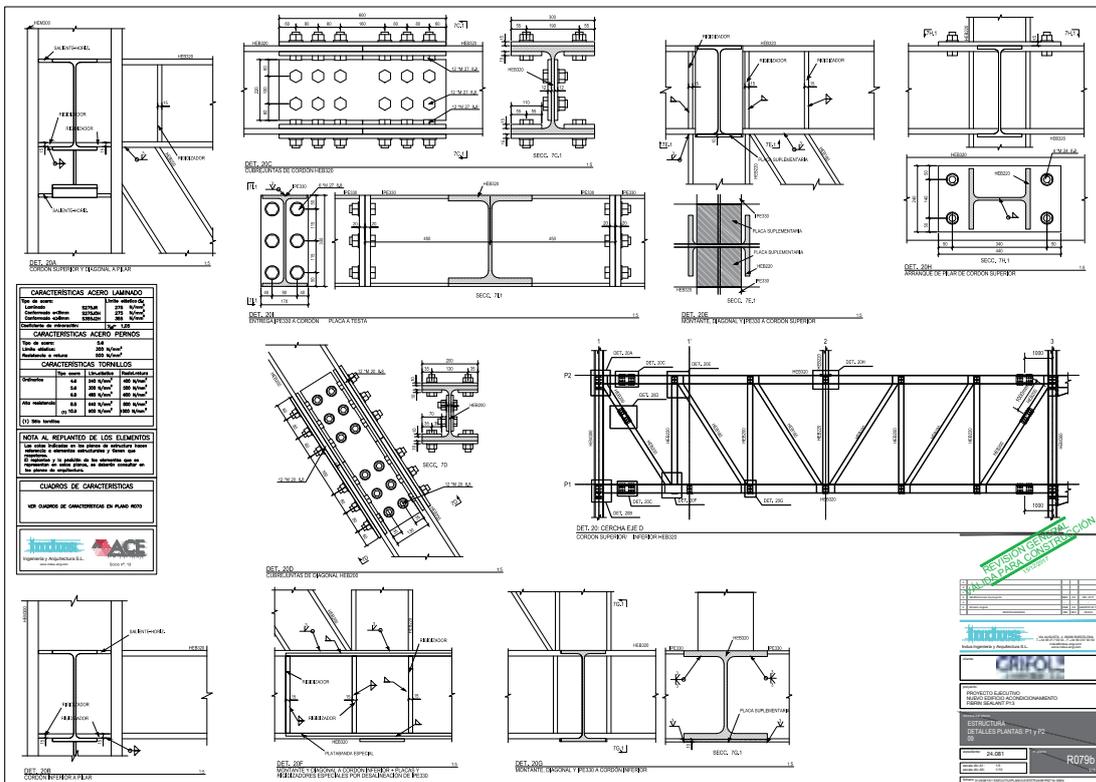


Figura 8. Detalles de uniones de cercha.

ALFONSO 41

MANRIQUE MATUTE ESTRUCTURAS, S. L. (M2ESTRUCTURAS)

Consultora de Estructuras en Edificación fundada por **Óscar Matute Zapata**, Ingeniero Industrial especializado en cimentaciones y tecnología de la construcción y **Héctor Manrique Burriel**, Ingeniero Agrónomo y Máster en Rehabilitación Estructural.

<i>Promotor:</i>	Peñatelera, S.A.
<i>Arquitecto:</i>	Ignacio Barrios García-Martin (Atiq)
<i>Ingeniería estructural:</i>	Manrique Matute Estructuras, S. L.
<i>Constructor:</i>	OHL, S. A.
<i>Fecha del proyecto:</i>	Noviembre/2016
<i>Fecha de la obra:</i>	Mayo/2017 - Octubre/2018
<i>Presupuesto de ejecución material de la obra:</i>	2.021.000 €
<i>Presupuesto de ejecución material de la estructura:</i>	449.000 €

Se pretende crear 16 apartamentos turísticos, en un edificio catalogado, en el casco viejo de Zaragoza.



Figura 1. Sección transversal del edificio reformado.

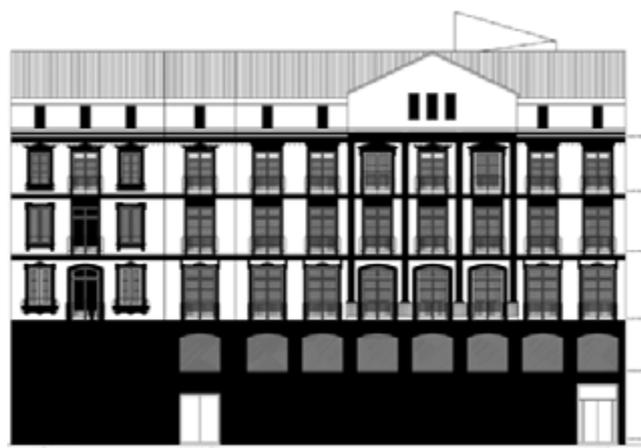


Figura 2. Alzado del edificio reformado.

Casa de viviendas con fachada a dos calles y ángulo achaflanado que consta de sótano y seis plantas (B + entreplanta + 3 + ático retranqueado sobre el alero). La fachada es de ladrillo revocado, presenta composición homogénea y simétrica, ordenada en las plantas de pisos de las dos calles a base de ejes de vanos abalconados, cuyo vuelo y tamaño disminuye progresivamente en altura; estos vanos son adintelados y en arco escarzano en el centro de las fachadas. La ornamentación también es jerarquizada, situándose en los vanos (molduras, acodos, frontones, decoración floral, etc.). Impostas molduradas recorren la fachada a la altura de las líneas de forjado y pilastras decorativas enfatizan el centro compositivo de la fachada principal. La entreplanta (con grandes vanos) en arco escarzano y la planta baja están destinadas a usos comerciales, habiéndose desvirtuado el sentido de basamento del conjunto conseguido por la integración de ambas plantas en un orden gigante. El alero es muy simple, de caja, volando sobre canetes solo en el centro de la fachada a c/ Alfonso I, eje de simetría compositivo. Sobre el alero se retranquea una planta ático de pequeños vanos adintelados con un cuerpo central a modo de frontón.



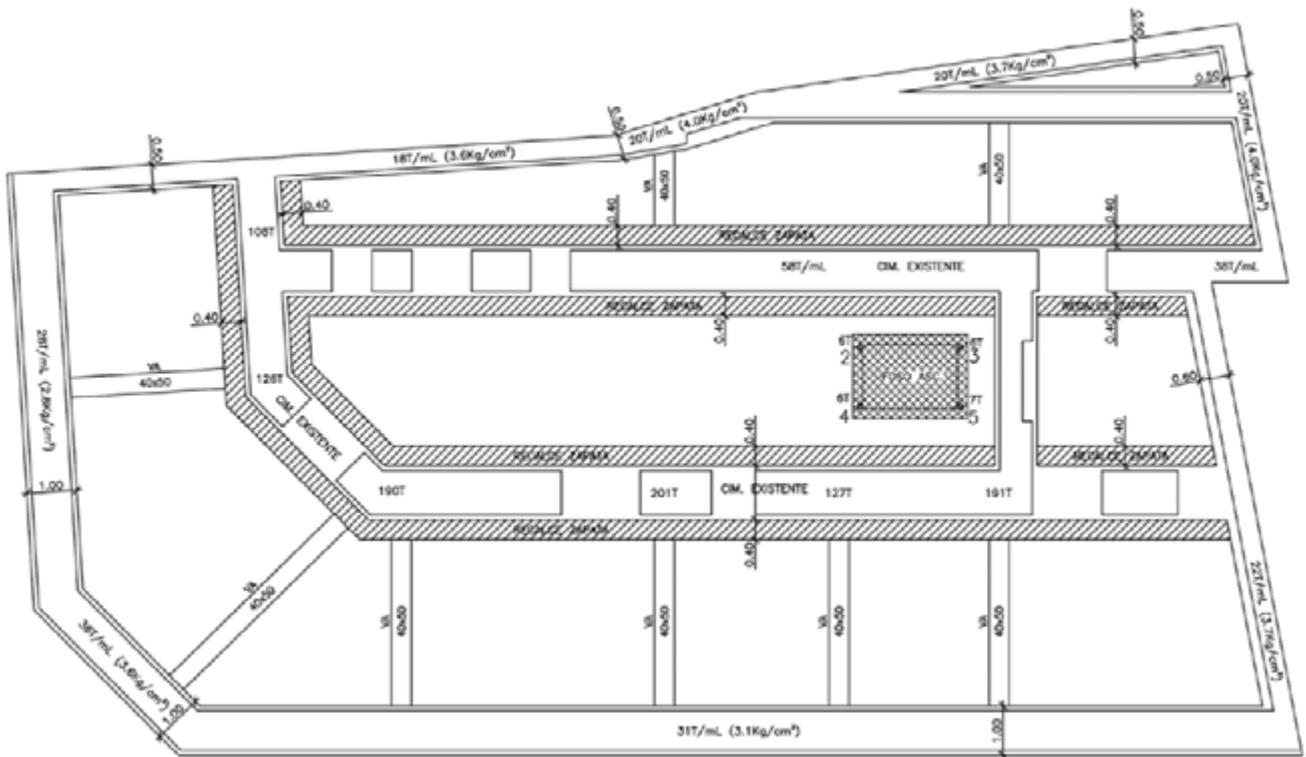


Figura 3. Planta cimentación. Refuerzo.

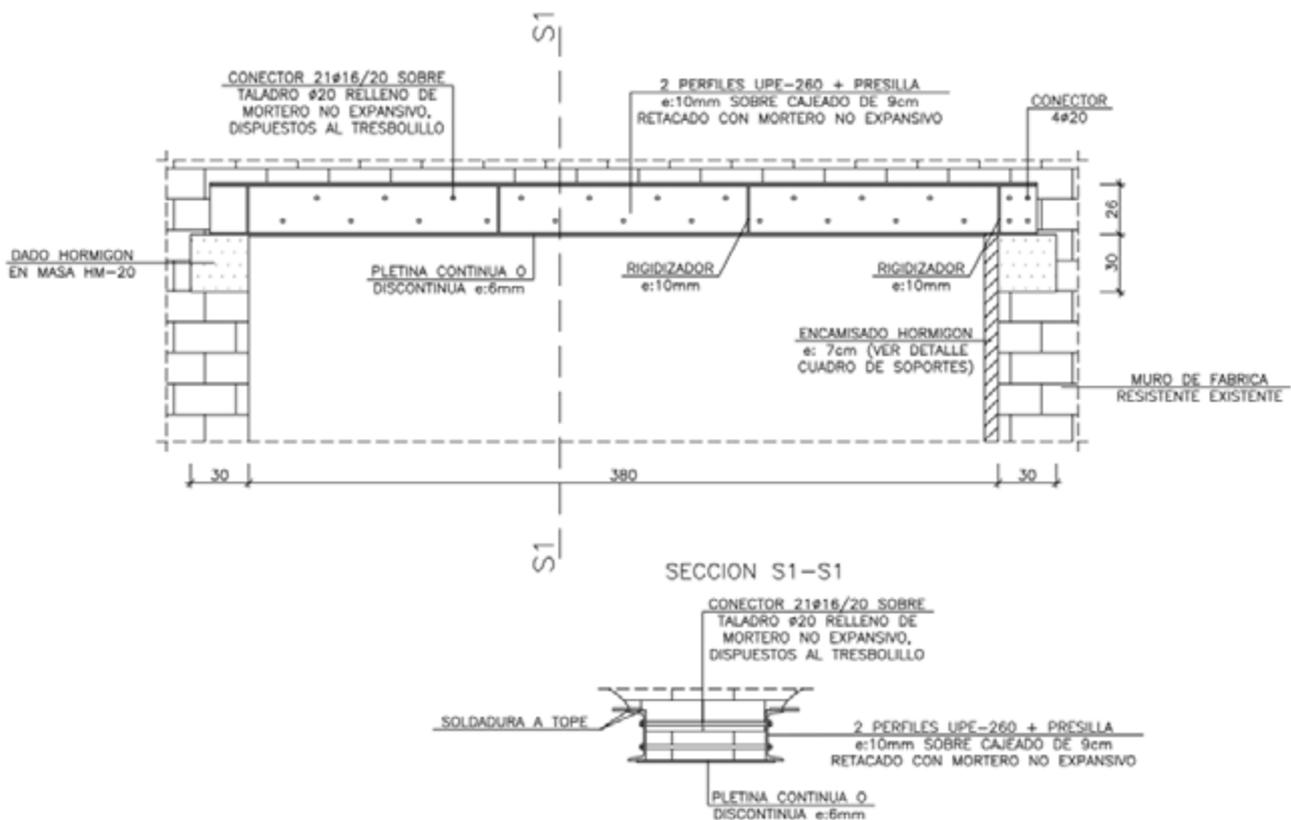


Figura 4. Dintel 2. Apertura de hueco en la planta sótano.

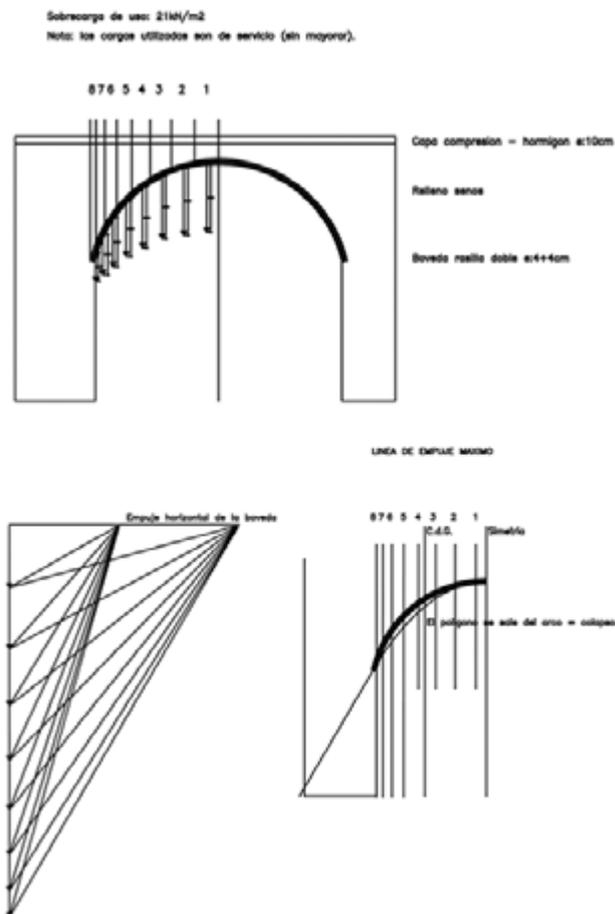
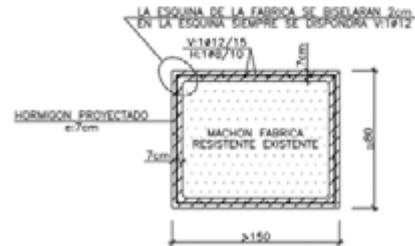


Figura 5. Análisis de la bóveda de la planta sótano.

REFUERZO MACHON CON ENCAMISADO DE HORMIGON



REFUERZO MURO FÁBRICA CON ENCAMISADO DE HORMIGÓN

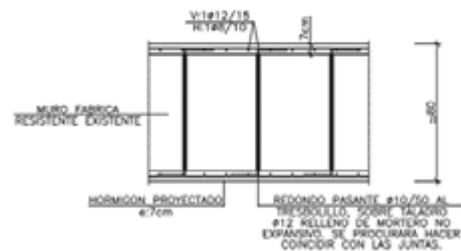


Figura 6. Refuerzo de machones y muros mediante encamisado de hormigón.

Edificio de carácter ecléctico y dentro de la tipología característica de la c/Alfonso I, de acusada influencia francesa, edificado en el último tercio del siglo XIX.

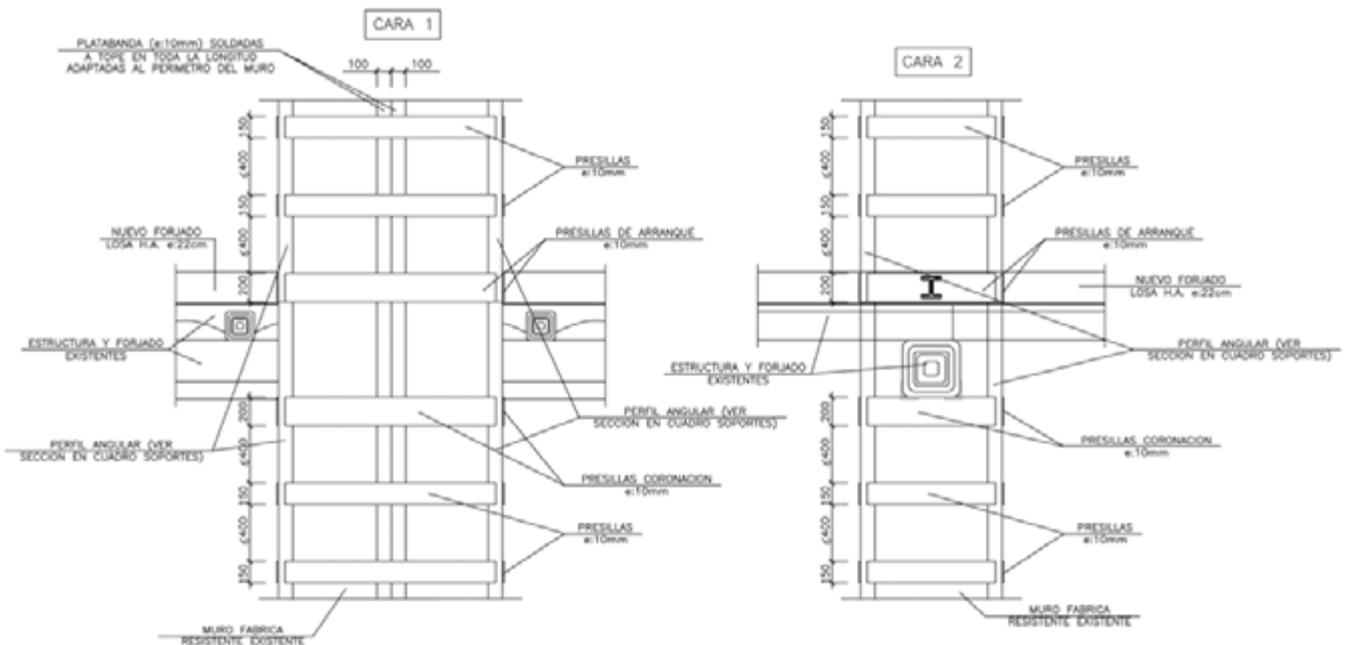


Figura 7. Refuerzo machones tipo hexagonales.



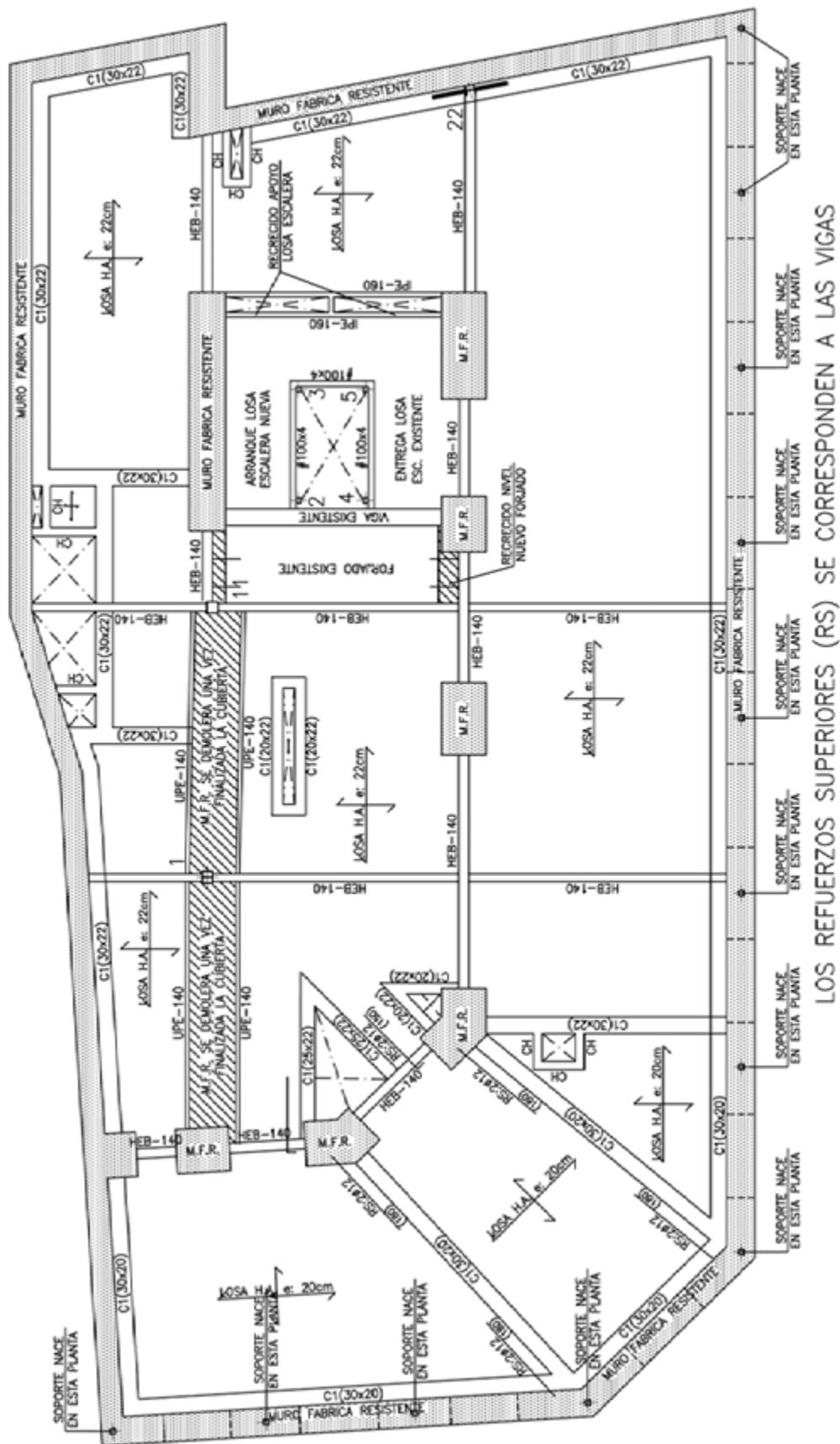


Figura 8. Techo de la segunda planta.

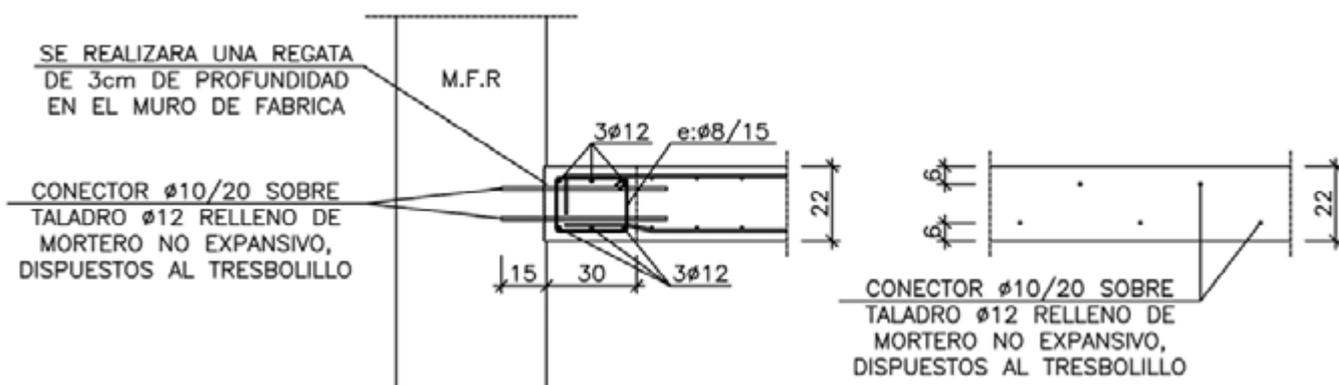


Figura 9. Conexión de muro de fábrica. Losa de forjado.

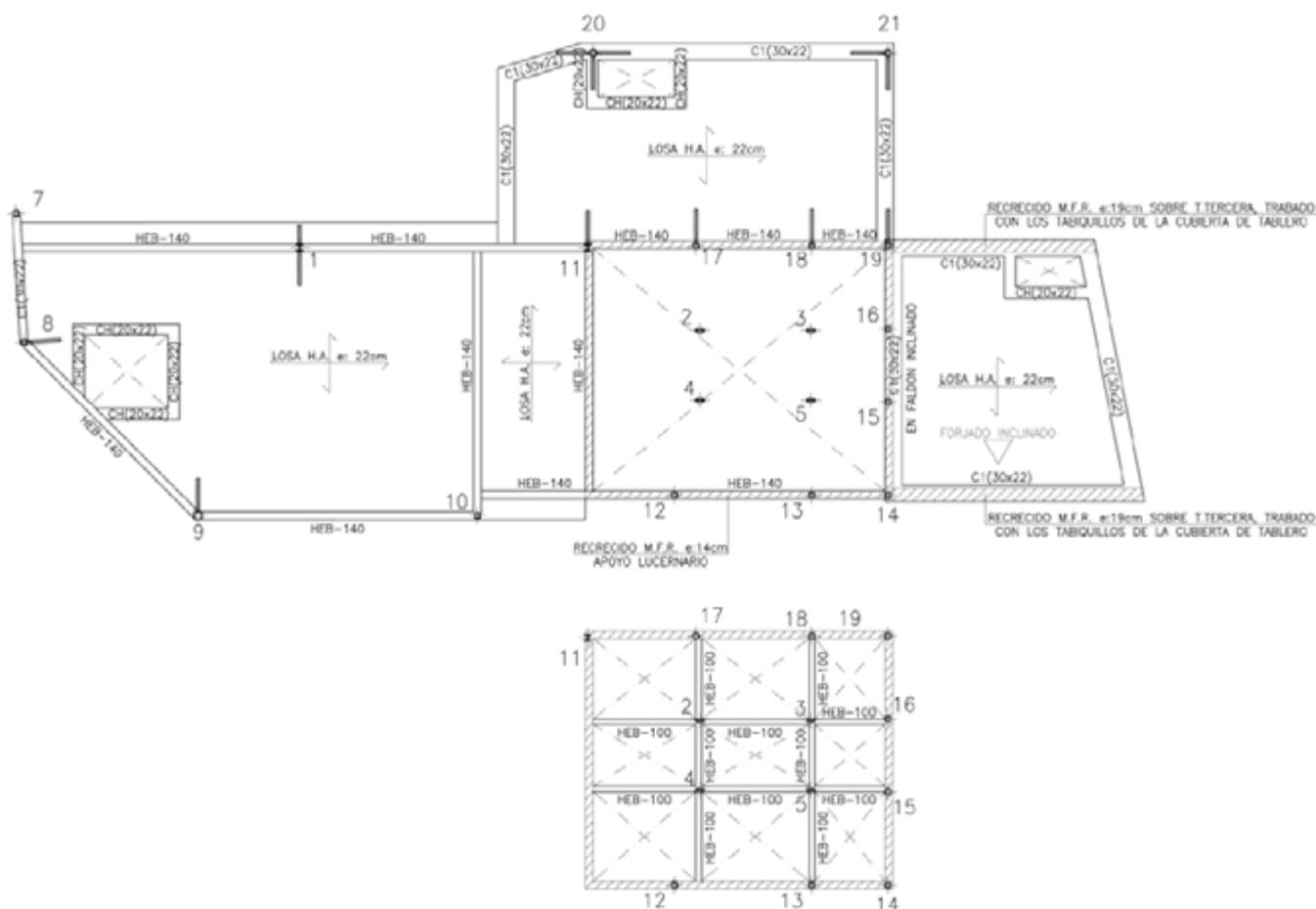


Figura 10. Entramado techo bajocubierta y tapa torreón.

La cimentación existente se trata de una prolongación de los muros de fábrica hasta el estrato resistente. No se presentan asientos diferenciales, pero como resultado de la rehabilitación, que conlleva aumento de peso, se refuerza como vigas corridas en los muros centrales.

Determinados soportes y muros se refuerzan, debido a las necesidades de las nuevas cargas. Por lo general, los soportes se empresillan, en planta baja algunos se encamisan con hormigón proyectado, al igual que los muros centrales en planta sótano.





Figura 11. Fachada del edificio antes de la intervención.

También se añaden nuevos soportes, para sustituir un muro en las plantas alzadas, así como en la última planta.

Por las necesidades del promotor, el techo de sótano (bóveda) debía de soportar grandes cargas de uso, y



Figura 12. Detalle recrecido de la cimentación del muro central.

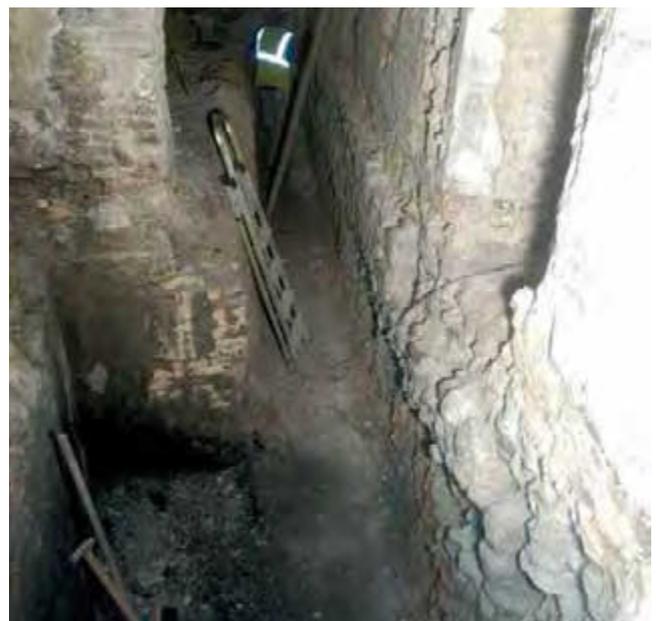


Figura 13. Zanja para refuerzo de cimentación. Se observa la cimentación existente realizada mediante bolos cementados.



Figura 14. Fachada del edificio después de la intervención.

como la bóveda existente no permitía su funcionalidad se solucionó realizando una losa de forjado, apoyada en los muros, y sin contacto con la bóveda, de tal forma que esta solo soportase su propio peso.

Debido a las nuevas distribuciones, se deben de eliminar un muro a partir de planta baja y abrir agujeros de paso en planta sótano.

En un principio se pretendía realizar un forjado mixto (rollizos + capa de compresión), ya que se iba a colocar falso techo, pero el promotor decidió dejar los rollizos vistos, y la capa de compresión pasó a ser una losa de forjado, con vigas metálicas embebidas, de machón a machón o muro, ya que no se podía garantizar la resistencia a fuego.

La última planta del edificio se hace nueva, ya que la cubierta existente no era aprovechable, y al mismo tiempo se subió, respetando el alero existente. Por ello, de la cabeza de los machones y muro de caja de esca-



Figura 15. Planta sótano una vez concluida la reforma estructural. Se puede observar el encamisado de hormigón del muro central.



Figura 16. Diferentes intervenciones en la obra: apertura de huecos, refuerzo de machones y sustitución de la cubierta.

lera, nacieron unos soportes metálicos, y el forjado se realizó con losa de forjado, al igual que en el resto de las plantas. Sobre la caja de escalera se realiza un lucernario con perfilera metálica.

Conclusión de la estructura ejecutada:

- Refuerzo de la cimentación de muros interiores mediante recrecido de la zapata.

- Refuerzo de pilares por medio de empresillado y encamisado de hormigón, pilares nuevos en última planta, y encamisado de muro central en planta sótano.
- Apertura de nuevos huecos.
- Creación de nuevos forjados de losa de forjado sobre los existentes.
- Recrecido de una nueva planta, retranqueada.



Figura 17. Diferentes intervenciones en la obra: realización de losas de forjado sobre el forjado existente, que hacen la función de encofrado, y después, en la obra finalizada, tienen función estética.

CONDICIONAMENT I INSTAL·LACIONS DE L'ESTACIÓ DE ZONA UNIVERSITÀRIA

DE LA LÍNIA 9 DE METRO DE BARCELONA

INDUS

INDUS es un grupo de empresas especializado en la prestación de servicios técnicos de ingeniería, arquitectura y consultoría.

Creado en el año 1951, el grupo INDUS es capaz de atender grandes proyectos multidisciplinares.

Están especializados en la concepción y diseño de proyectos de ingeniería y arquitectura, con el objetivo de dar respuesta a las necesidades de los clientes, mediante soluciones tecnológicamente avanzadas y respetuosas con el medio ambiente.

Ofrecen los siguientes servicios: Proyectos y Dirección de obras, Gestión de proyectos, Ingeniería Legal, Consultoría en energía y medio ambiente y *Facility Management*. Están muy especializados en el sector Farmacéutico y Agroalimentario.

<i>Localització:</i>	Barcelona
<i>Servei:</i>	Disseny i Càlcul d'estructura
<i>Superfície:</i>	6.000 m ²
<i>Any:</i>	2011-2016

La nova estació «Zona universitària» (ZU) es troba annexa a l'estació existent del mateix nom de la Línia 3 del Metro de Barcelona. Juntament amb aquesta, formen la nova estació «Zona universitària» que assegura la correspondència entre les línies 3 i 9 de la xarxa ferroviària soterrada.

L'estació es troba ubicada entre les futures estacions de Campus Sud i Campus Nord de la Línia 9. En superfície, aquesta estació es situa en la cruïlla entre l'Avinguda Diagonal i l'Avinguda del Doctor Marañón.

El present projecte de Condicionament de l'Estació de metro és un projecte que tracta de resoldre amb elements arquitectònics la problemàtica complexa de la comunicació vertical —salvant aquesta profunditat de gairebé 60 metres— entre el carrer, vestíbuls i andanes.

La proposta opta per una solució que ordena els elements de comunicació i evacuació (els dos nuclis d'escalers i els vuit ascensors) al voltant d'una estructura d'escenografia vertical denominada «la lluernà». Aquesta lluernà és la successió vertical d'uns anells de forma el·líptica irregular canviant i es visualitza únicament des de la planta -6 i -7 de l'estació.

Es redissenyen els recorreguts de ventilació de l'estació i del túnel, ressituant els buits de ventilació (el tipus d'instal·lació amb major necessitat espacial) sense afectar els punts de trobada amb la instal·lació ja existent.

La intervenció estructural en el projecte es va realitzar sobre el pous circulars constituïts per dovelles de formigó armat o pretesat i travessats per el calaix de fons de formigó armat que conté vies i andanes.

Partint d'aquests elements, les bigues que suporten els trespols de la nova estructura es van vincular puntualment amb aquest anell de formigó, mentre que es va intentar concentrar les màximes càrregues en nous elements de suport amb fonamentació directa, alliberant fins a on era possible les estructures existents de noves càrregues, tant en el perímetre del pou com sobre el calaix d'andanes.

La intervenció va cercar minimitzar l'afectació a aquests elements pre-existents, de manera que no es modifiqués de cap forma el comportament dels mateixos. Així, es va primar aquells sistemes i esquemes estructurals que reduïren les càrregues mortes degudes a pesos propis i sobrecàrregues, i és des d'aquest punt de vista que es va entendre la elecció i disseny de les tipologies estructurals del projecte.

Es distingeixen dos ordres estructurals que resolen aspectes funcionals i compositius diferents del projecte:

- Una estructura de bigues i pilars, que conformen les caixes d'ascensors i els trespols que limiten amb els



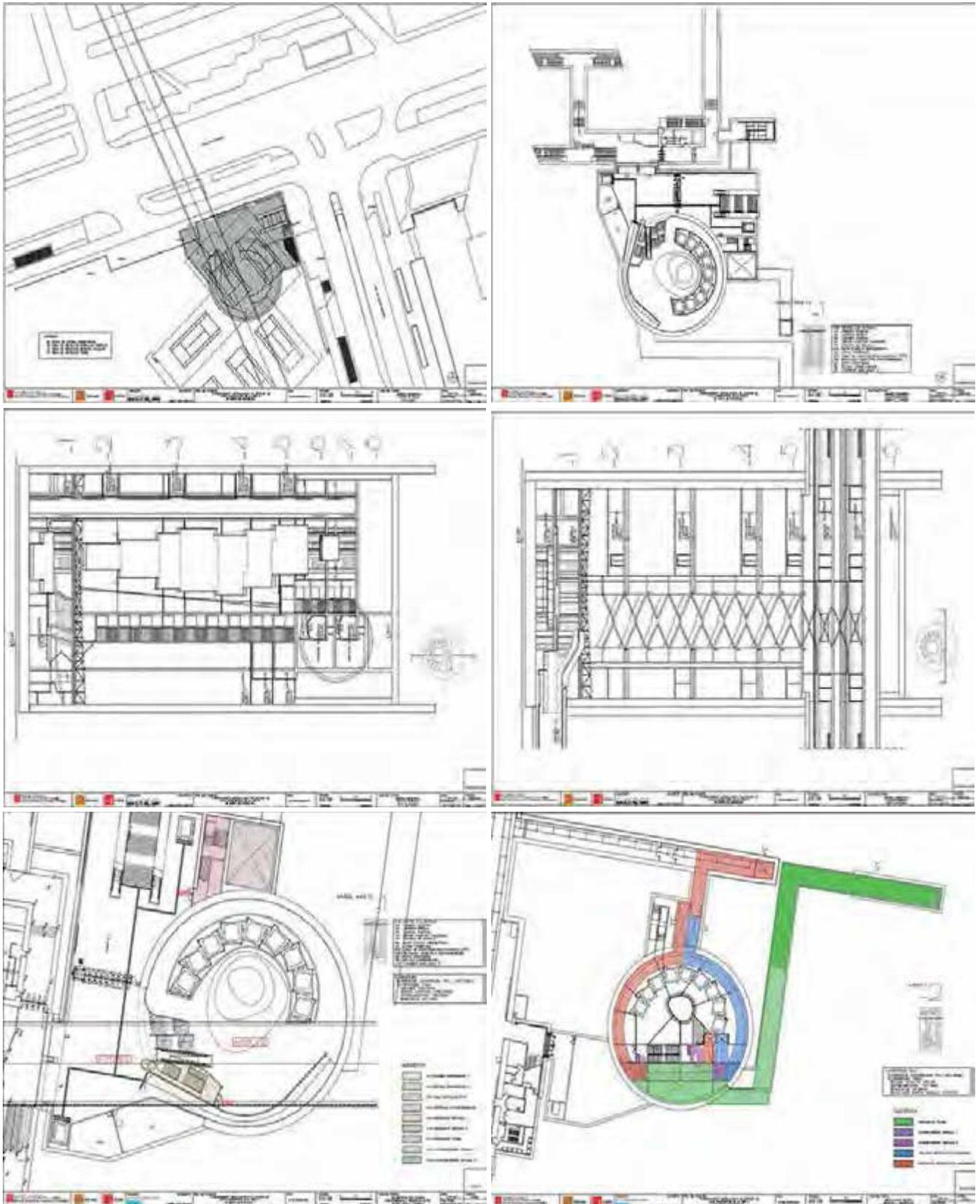


Figura 1. Plànols de l'obra.



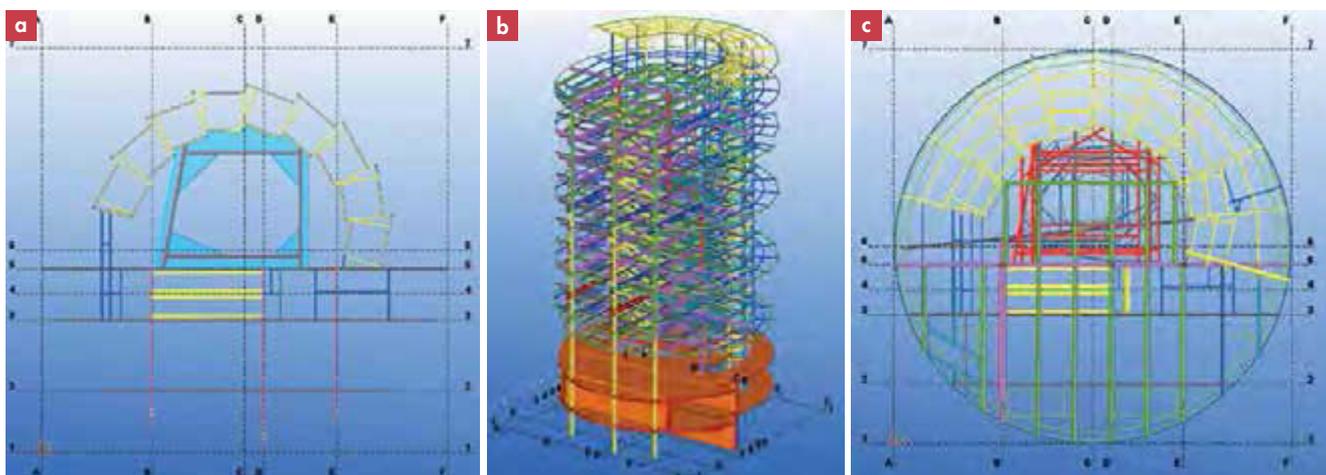


Figura 2. a) Primera planta. b) 3D. c) Vista de planta.

murs perimetrals i defineixen les àrees de circulació al seu voltant, les andanes i els espais d'instal·lacions, resolent tot el programa funcional de l'edifici.

- Una estructura suspesa d'encavallades radials en el forjat de planta -1 del primer sostre del fossat que a nivell de cada planta i partint d'un perímetre exterior circular constant adapta la seva geometria interior a les formes lliures que la lluerna va desplegant en alçada. Aquesta plataforma permet muntar la subestructura de les parets d'aquest element, les instal·lacions corresponents, i un circuit de registre i manteniment.

Ambdues estructures es van resoldre amb perfils d'acer laminat i es van vincular en cada planta mitjançant uns tirants que estabilitzaven horitzontalment les empenes de la lluerna.

El projecte d'estructura prima l'optimització d'aquelles solucions que essent total o parcialment industrialitzades permetin una simplificació dels processos constructius a obra, aprofitant les facilitats que la fabricació en taller ofereix en quant a rendiment econòmic, control de qualitat i seguretat d'execució, i limitant les operacions in situ a processos de muntatge de parts prefabricades.



Figura 3. Fotos del procés.

Els elements de formigó tenen els recobriments d'armadures necessaris per satisfer per a si mateixos els requeriments de resistència, integritat i isolament a foc. Pel que fa als elements metàl·lics, es recobriran amb diferents revestiments ignífugs en funció de la seva expressió arquitectònica.

En el disseny i construcció de l'estructura es va procurar integrar fins a on era possible i raonable estratègies de bona pràctica i sostenibilitat mediambiental.

Així, es va prescriure l'ús de formigons amb àrids gruixuts reciclats, fins a un percentatge del 20% del

total, i s'incorporin addicions minerals obtingudes mitjançant processos que produeixen menys emissions de CO₂ a l'atmosfera i reduïren el consum d'energia.

També es va contemplar la possibilitat d'emprar aigües reciclades procedents del rentat de barques en la pròpia central de formigonat.

Pel que fa als acers estructurals, s'utilitzaren aquells que procedeixen del reciclat de residus fèrrics o bé s'obtingueren mitjançant processos que partint de matèries primes fèrriques no contaminades radiològicament, minimitzaren les emissions de CO₂ i reutilitzaren les escòries resultants del procés de fabricació.

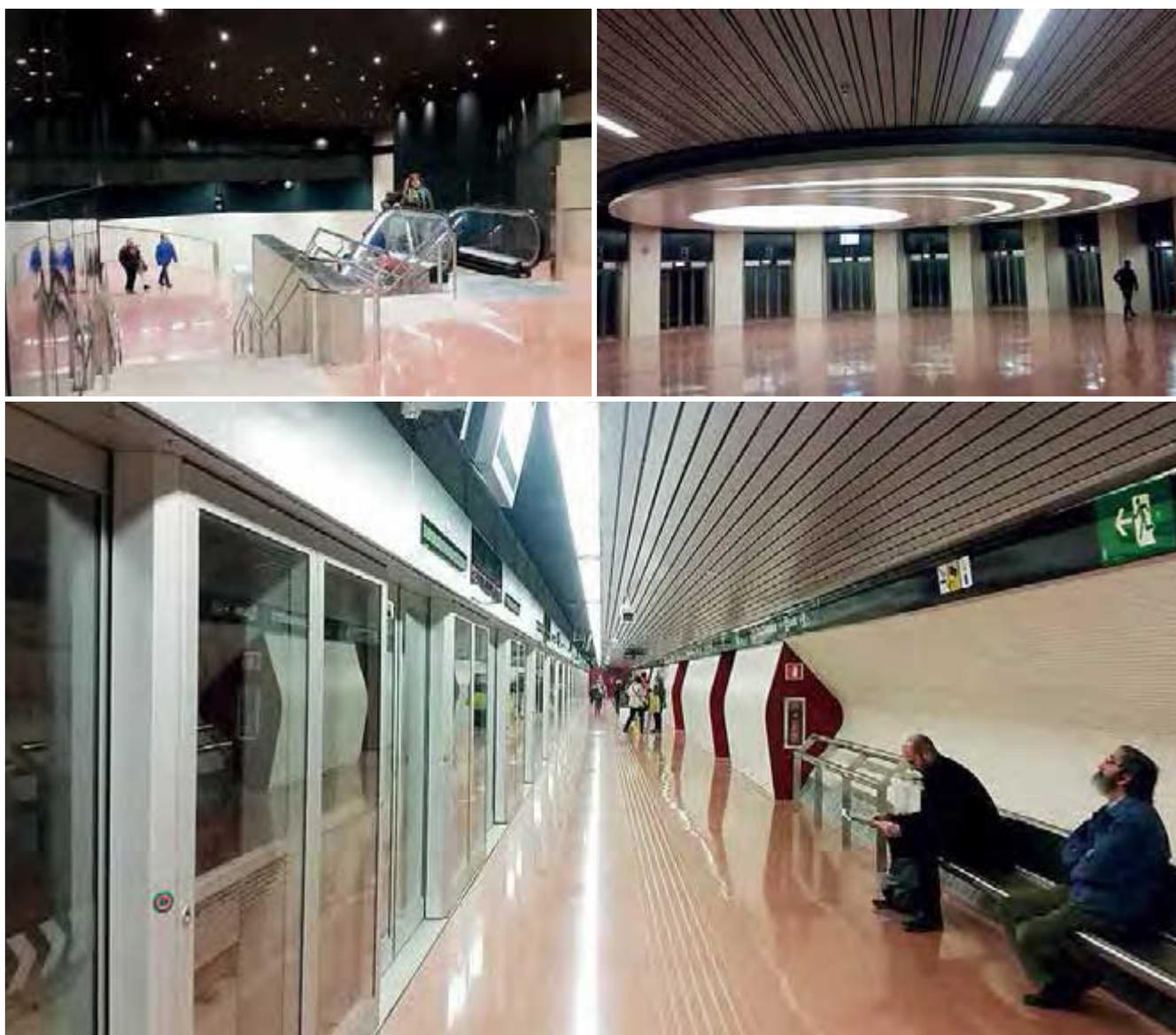


Figura 4. Fotos de l'obra acabada.

Primer premio ex aequo

a la mejor obra de estructura pequeña
en los Premios Ace 2019



INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL EN LA CHIMENEA DE LA CERÁMICA “LA PAZ”

Agost (Alicante)



Descárgate información
del proyecto aquí



REFUERZO DE LA CHIMENEA INDUSTRIAL DE FÁBRICA DE LADRILLO CERÁMICA LA PAZ (AGOST, ALICANTE)

Equipo de la Universidad de Alicante, Departamento de Ingeniería Civil formado por:

SALVADOR IVORRA CHORRO

Dr. Ingeniero Industrial,
Catedrático de la Universidad de Alicante.

DAVID BRU ORTS

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

RICARDO REYNAU SÁNCHEZ

Arquitecto Técnico.

**F. JAVIER BAEZA
DE LOS SANTOS**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Equipo redactor de diferentes artículos, partícipes en proyectos de investigación tanto europeos como nacionales y receptores de varios premios.

El objeto de esta intervención es el de reparar y reforzar la chimenea frente a cargas sísmicas, dotándola de una capacidad resistente mediante el uso de materiales compuestos y reforzarla frente a las actuales

lesiones que presenta, dejándola en servicio para catalogarla como Bien de Relevancia Local y, de esta manera, preservar esta construcción dentro del patrimonio industrial.



Figura 1. Vista aérea de la situación de la chimenea.



Figura 2. Evolución de la chimenea, desde su construcción hasta la fase final de la restauración.

OBJETIVO

Durante el siglo XX, en Agost (población de la provincia de Alicante), su principal industria fue la fabricación de todo tipo material cerámico, con 22 fábricas en pleno rendimiento.

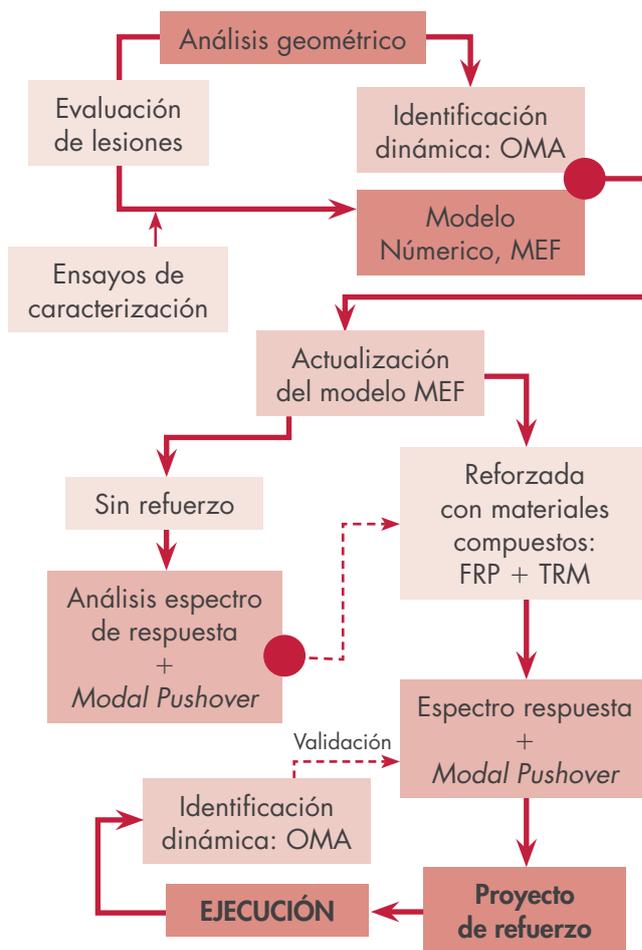
Actualmente, tan solo quedan dos chimeneas industriales representativas de aquella época industrial, habiendo sido reemplazadas en las actuales fábricas por sistemas de extracción forzada.

El actual propietario es Hijos de Francisco Morant S. L. (Cerámica «La Esperanza»).

DATOS DEL PROYECTO

Año de construcción:	1957
Año de reparación:	2016
Visado n.º:	02 oct. 2015/00692 COIICV
Presupuesto de ejecución material:	32.916,90 €
Fecha final de obra:	29 junio 2016
Proyectista:	Salvador Ivorra Chorro
Constructora:	Urbana de Exteriores
Financiación:	BIA2012-34316 ACOMP/2014/289

Proceso de intervención



Esquema 1.

CARACTERIZACIÓN

Caracterización previa

- Análisis geométrico
- Inspección de lesiones
- Caracterización de materiales
- Identificación dinámica



Modelo numérico (situación inicial)

- Definición del modelo
- Calibración con datos experimentales: *model updating*
- Análisis de vulnerabilidad sísmica: *response spectrum + modal push over*



Diseño del refuerzo con materiales compuestos

- Refuerzo: ley de comportamiento
- Modificación del modelo numérico
- Reevaluación del análisis sísmico
- Detalles constructivos



Ejecución del refuerzo sísmico

- Andamiaje
- Saneamiento y reparación de grietas
- Ejecución de anillos exteriores
- Refuerzo interior
- Cimentación



Figura 3. Validación de la inspección de lesiones realizada mediante un dron.



Figura 4. Instalación de acelerómetros.

Inspección visual

El objetivo de esta fase incluye la caracterización geométrica de la chimenea, especialmente para evaluar el desplome visible a simple vista en coronación. Para este fin se combinó una inspección utilizando grúas (fig. 4), completada con el uso de drones (fig. 3) y, por último, con un escaneo tridimensional mediante Lidar.

Caracterización de materiales

Para la caracterización de los materiales y del terreno en el que está cimentada la estructura, se realizan diferentes tipos de ensayos:

- **Estudio geotécnico**, detectándose capas alternas de limos (arenosos o arcillosos) y material granular.
- **Toma de muestras de morteros** a lo largo de la altura de la chimenea (A1-A5). Evaluación química y mecánica de sus características. Difracción de rayos X (DRX) y microscopía electrónica de barrido (SEM) (fig. 5).
- **Ensayos de rotura** en ladrillos originales para evaluar sus características mecánicas.

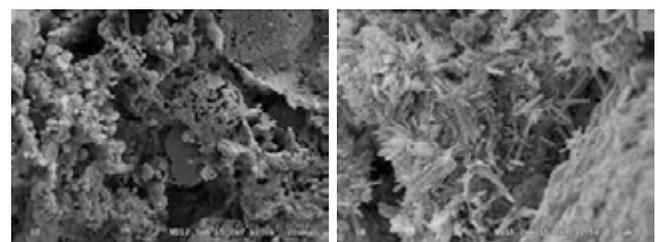


Figura 5. Imágenes obtenidas por SEM en muestras de mortero.

Corona

El principal problema que afecta a la coronación de la chimenea es un desplome, habitual en este tipo de construcciones.

Según las medidas realizadas con diferentes técnicas, el valor de este desplazamiento es de 0,287 m hacia el sur y 0,138 m hacia el oeste, como puede apreciarse en la figura 6.



Figura 6.

Fuste

Grieta principal ubicada en la cara NO del fuste, extendiéndose a las caras contiguas (N y E); su longitud total es 10,4 m. Afecta a la fábrica indistintamente por el ladrillo o por la junta, llegando a ser pasante en gran parte de su longitud. El inicio de la zona de mayor apertura coincide con el cambio de espesor de muro (fig. 7).

A partir del inicio de la grieta (11 m aproximadamente) se aprecia un cambio en la coloración de la fábrica.



Figura 7.

Los patos metálicos que conforman la escalera interior presentan graves daños por corrosión.

Además, la pérdida de mortero en las juntas hace que queden al aire los extremos que estaban embebidos en la fábrica.

Por último, varias zonas presentan pérdida de material, tanto ladrillo como mortero.

Base

Existen grafitis que afectan a la estética de la construcción (fig. 8).



Figura 8.

ANÁLISIS DINÁMICO

Caracterización previa

- Análisis geométrico
- Inspección de lesiones
- Caracterización de materiales
- Identificación dinámica



Modelo numérico (situación inicial)

- Definición del modelo
- Calibración con datos experimentales: *model updating*
- Análisis de vulnerabilidad sísmica: *response spectrum + modal push over*



Diseño del refuerzo con materiales compuestos

- Refuerzo: ley de comportamiento
- Modificación del modelo numérico
- Reevaluación del análisis sísmico
- Detalles constructivos



Ejecución del refuerzo sísmico

- Andamiaje
- Saneamiento y reparación de grietas
- Ejecución de anillos exteriores
- Refuerzo interior
- Cimentación

Identificación dinámica

Para obtener las características dinámicas de la estructura (periodos y modos de vibración y amortiguamien-



Figura 9.

tos) se emplean dos técnicas diferentes a la hora de medir las aceleraciones en vibración libre. En la figura 9a se muestra el proceso de instalación de un radar interferométrico IBIS-FS. Mientras que la figura 9b muestra los equipos de medida necesarios para el registro de vibraciones.

En total, se registran 14 grados de libertad distribuidos en cuatro secciones a lo largo de la chimenea. Posteriormente, se realizó un Análisis Modal Operacional, mediante el software Artemis. A partir de los registros de aceleraciones se identifican los principales modos de vibración y sus respectivas frecuencias y amortiguamientos modales.

Análisis Modal Operacional

Las frecuencias de 1,55, 4,81 y 9,98 Hz se corresponden con los tres primeros modos de flexión, que se desarrollan sobre un eje a 45°. El último modo detectado presenta principalmente un comportamiento a torsión de la estructura. **Factor de amortiguamiento evaluado: 1%.**

Modelo de elementos finitos

Dado que la chimenea posee una serie de fisuras de importancia, estas se han incluido en el mallado de E. F. para el cálculo de la misma. Se analiza la estructura tanto con la grieta totalmente abierta como en situación de grieta reparada, sin refuerzo, mediante elementos tipo «área».

El proceso de calibración del modelo numérico se lleva a cabo considerando fijo el valor del peso específico de la fábrica de valor 1.464 kg/m^3 en vez de los 2.018 kg/m^3 que se obtienen experimentalmente, con el objeto de conservar el mismo peso final de la estructura en función del espesor real. El parámetro de calibración es la rigidez del modelo a través del módulo elástico.

f_{xk_1}	resistencia a flexión en el plano paralelo a los tendeles	0,10 MPa
f_{xk_2}	resistencia a flexión en el plano perpendicular a los tendeles	0,20 MPa
f_k	resistencia característica a compresión	11,16 MPa
f_{vk_0}	resistencia inicial a cortante	0,20 MPa
E	módulo de elasticidad longitudinal	11.163 MPa
G	módulo de elasticidad transversal	4.465 MPa
ν	coeficiente de Poisson	0,25

Tabla 1. Tabla de características resistentes de la fábrica de ladrillo existente.

Modo	1.º	2.º	3.º	4.º
Frecuencia real (Hz)	1,55	4,81	6,83	9,98
Frecuencia numérica (Hz)	1,464	5,10	7,47	10,11
Error (%)	5,5	6,1	9,5	1,3
Masa movilizada en X (%)	19,06	13,43	0,78	2,88
Masa movilizada en Y (%)	13,14	6,14	0,078	12,95

Tabla 2. Tabla de resultados de la calibración dinámica del modelo numérico.

Modelo Updating

En este caso, se considera el ajuste entre las frecuencias reales de 1,55 Hz y 9,98 Hz. De esta forma, el módulo



elástico medio de la mampostería y el módulo de elasticidad transversal, se asumen igual a 3.654 N/mm^2 y 1.462 N/mm^2 , teniendo un error promedio respecto de la medida real obtenida durante el proceso experimental del 5,6% en relación a las frecuencias de vibración obtenidas en el modelo numérico respecto al real.

Estos resultados muestran valores ligeramente inferiores a los que se obtienen mediante el Eurocódigo 8, parte 3, donde se indica que la rigidez fisurada de la mampostería se aproxima a la mitad de la rigidez bruta, es decir 5.581 N/mm^2 . Las diferencias se deben al deterioro del mortero en las juntas.

Las formas modales obtenidas tras la calibración son similares a las obtenidas a través del Análisis Modal Operacional.

MEF REFUERZO

Caracterización previa

- Análisis geométrico
- Inspección de lesiones
- Caracterización de materiales
- Identificación dinámica



Modelo numérico (situación inicial)

- Definición del modelo
- Calibración con datos experimentales: *model updating*
- Análisis de vulnerabilidad sísmica: *response spectrum + modal push over*



Diseño del refuerzo con materiales compuestos

- Refuerzo: ley de comportamiento
- Modificación del modelo numérico
- Reevaluación del análisis sísmico
- Detalles constructivos



Ejecución del refuerzo sísmico

- Andamiaje
- Saneamiento y reparación de grietas
- Ejecución de anillos exteriores
- Refuerzo interior
- Cimentación

Modelo de elementos finitos

En el estudio de lesiones (fig. 10) se observa que el origen de la fisura puede justificarse por las tensiones inducidas por la oxidación de los pates embebidos en la fábrica. Aunque la apertura medida en la chimenea requiere de cargas adicionales (viento...).

Se realizan análisis numéricos lineales y no lineales, en los que las curvas de constitutivas asumen un comportamiento elasto-plástico en compresión en la fábrica, y una rotura frágil en tracción para los refuerzos (limitando la deformación última al 1% de acuerdo al EC-8).

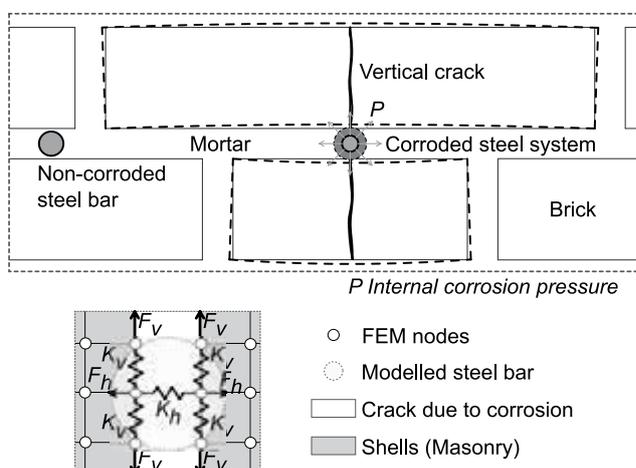


Figura 10.

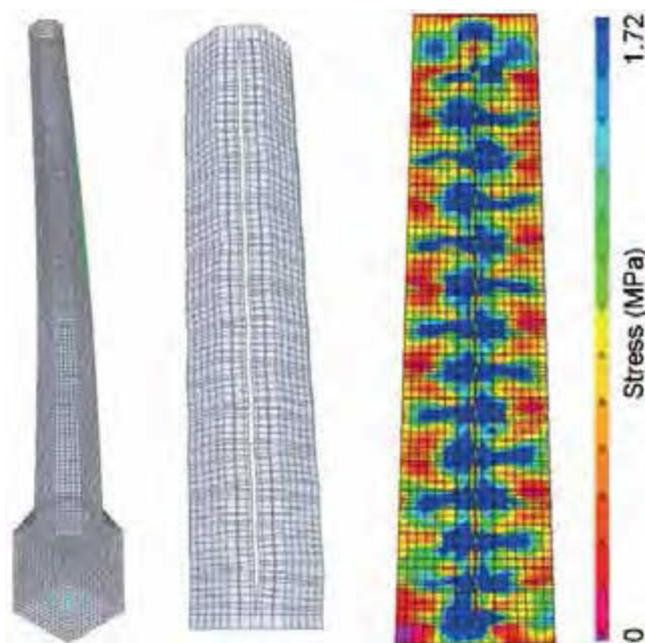


Figura 11.

La demanda sísmica se evalúa mediante el correspondiente espectro de respuesta elástico (fig. 11).

Según la NCSE-02, la aceleración básica para el municipio de Agost es de 0,11 g, que teniendo en cuenta el terreno observado en los sondeos, genera una aceleración de cálculo igual a 0,15 g.

Se tienen en cuenta dos tipos de cálculo diferentes, uno mediante espectros de respuesta y otro mediante análisis *push-over* modal (no lineal en el primer modo).

Demanda vs capacidad EC8

Se define una sección laminada (*Layered Shell*) para evaluar el estado tensional de la chimenea reforzada, en la que las propiedades de los materiales compuestos se homogeneizan en función del espesor de la capa de refuerzo.

Con el refuerzo de TRM se observan cambios en la distribución tensional y un aumento de la capacidad mecánica.

La introducción del refuerzo en el modelo tiene poca influencia en las formas modales, sin embargo sí modifica los periodos propios, cambiando ligeramente la demanda sísmica.

A través del análisis mediante espectros de respuesta, se observa que el modelo reforzado mejora la capacidad resistente de la chimenea frente a los esfuerzos cortantes y flectores introducidos por la acción sísmica, evitando el colapso de la misma.

En el caso de la estructura sin refuerzo, se observa un estado global de colapso frente a la flexión, y parcial frente a esfuerzos cortantes en el tercio superior de la chimenea.

La comprobación seccional de la resistencia de la estructura se realizó de acuerdo a lo indicado en el EC-8.

En la gráfica momento curvatura de una misma sección de la chimenea previo y post refuerzo, se observa claramente el aumento de resistencia, ductilidad y capacidad de rotación de la sección, debido al proceso de intervención.

DISEÑO DE REFUERZO

Caracterización previa

- Análisis geométrico
- Inspección de lesiones
- Caracterización de materiales
- Identificación dinámica



Modelo numérico (situación inicial)

- Definición del modelo
- Calibración con datos experimentales: *model updating*
- Análisis de vulnerabilidad sísmica: *response spectrum + modal push over*



Diseño del refuerzo con materiales compuestos

- Refuerzo: ley de comportamiento
- Modificación del modelo numérico
- Reevaluación del análisis sísmico
- Detalles constructivos



Ejecución del refuerzo sísmico

- Andamiaje
- Saneamiento y reparación de grietas
- Ejecución de anillos exteriores
- Refuerzo interior
- Cimentación



Modal push over

El cálculo anterior se completa con un análisis en *Push-Over modal*, en el que se aplica una distribución de cargas en función de la forma de cada modo de la estructura (considerando las rigideces y masas de cada modo independientemente). La respuesta no lineal de la estructura se considera concentrada en el comportamiento de la primera forma modal.

Solución adoptada

Ejecución del refuerzo de TRM: (1) se procede a la limpieza y sellado de las fisuras longitudinales existentes;



(2) se sustituyen las piezas más dañadas de ladrillo; (3) se limpian y cepillan las superficies para mejorar la adherencia del mortero del TRM; (4) se ejecutan los elementos de TRM.

EJECUCIÓN

Caracterización previa

- Análisis geométrico
- Inspección de lesiones
- Caracterización de materiales
- Identificación dinámica



Modelo numérico (situación inicial)

- Definición del modelo
- Calibración con datos experimentales: *model updating*
- Análisis de vulnerabilidad sísmica: *response spectrum + modal push over*



Diseño del refuerzo con materiales compuestos

- Refuerzo: ley de comportamiento
- Modificación del modelo numérico
- Reevaluación del análisis sísmico
- Detalles constructivos



Ejecución del refuerzo sísmico

- Andamiaje
- Saneamiento y reparación de grietas
- Ejecución de anillos exteriores
- Refuerzo interior
- Cimentación



Figura 12. Sustitución de piezas dañadas.



Figura 13. Rejuntado y sellado de grietas.

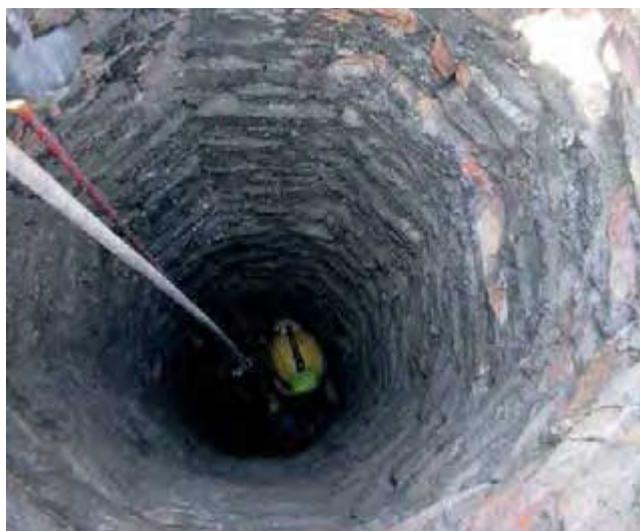


Figura 14. Limpieza y cepillado interior.

Tratamientos superficiales

Los trabajos previos a la ejecución del refuerzo con TRM y FRP incluyen las siguientes tareas:

- Limpieza interior mediante agua a presión y cepillado para garantizar la adherencia del refuerzo (fig. 14).
- Sustitución de ladrillos, rejuntado e inyección de grietas (figs. 12 y 13).

- Cepillado de toda la superficie exterior para eliminar restos de agresivos químicos.
- Hidrofugado de la superficie exterior.

Refuerzo interior

Tras la limpieza de la superficie interior, se aplica una primera capa de refuerzo con **HDM Restauro** a lo largo de toda la chimenea. Posteriormente, se aplica una capa de malla de fibra de vidrio **Mapegrid G-220** (fig. 17), y finalmente, se aplica una segunda capa de **HDM Restauro**.

A continuación, se instala el refuerzo longitudinal, formado por ocho laminados de fibra de carbono, tipo **Carboplate E170** de 100 mm de ancho (fig. 18), adheridas al soporte mediante adhesivo epoxídico, tipo **Adesilex PG1**. El replanteo de los FRP se realizó en el centro de cada una de las caras de la sección octogonal (fig. 16).



Figura 15. Trabajo en el interior.



Figura 16. Replanteo de bandas FRP.

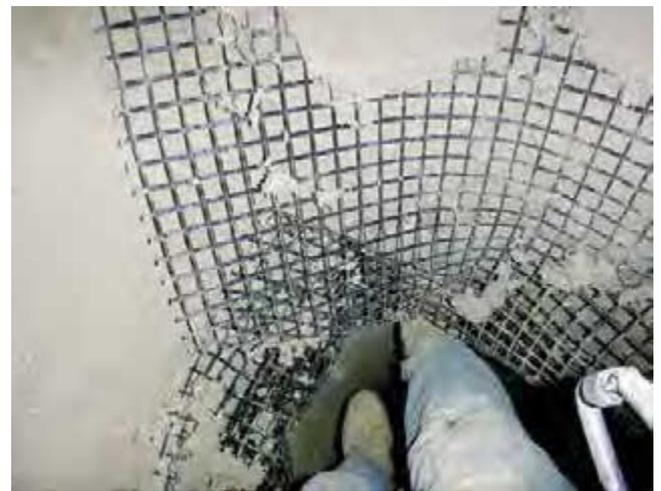


Figura 17. Colocación de Mapegrid G220.



Figura 18. Refuerzos de Carboplate E170.

Anillos de confinamiento

Refuerzo mediante anillos con tejido a base de fibras de vidrio de alta resistencia, malla de 25 × 25 mm de



Figura 19. Primera capa de HDM Restauro.



Figura 20. Colocación de Mapegrid G-220.



Figura 21. Aspecto final: HDM + Mapegrid.

100 mm de ancho (**Mapegrid G-220**), adheridas con mortero bicomponente, fibrorreforzado, a base de cal (NHL) y Eco-Puzolana, de elevada ductilidad, de 3-4 mm de espesor (**HDM Restauro**) (figs. 19 a 21).

Recalce y refuerzo de cimentación

Se ejecuta un recalce de la cimentación con el fin de garantizar la estabilidad al vuelco de la estructura.



Figura 22. Anclaje FRP de cimentación.



Figura 23. Vista exterior del recalce.

Además, en el elemento de hormigón armado diseñado, se embeben unas placas de acero para ejecutar el anclaje de los elementos de refuerzo longitudinales de fibra de carbono con el recrecido de la cimentación (figs. 22 y 23).

PUBLICACIONES

- Bru D., Reynau R., Baeza F. J., Ivorra S. (2018). *Structural damage evaluation of industrial masonry chimneys*. Materials and Structures, 51:34, 16 pp.
- Bru D., Ivorra S., Baeza F. J. (2017). *Seismic behavior of a masonry chimney retrofitted with composite materials: A preliminary approach*. Int. J. of Safety and Security Engineering, 7(4): 486-497.
- Bru D., Ivorra S., Baeza F. J., Reynau R. (2016). *Refuerzo de una chimenea industrial de mampostería mediante tejido de fibra de vidrio con base cementicia frente a acciones sísmicas*. REHABEND, pp. 1815-1822.
- Bru D., Ivorra S., Baeza F. J., Reynau R., Foti D. (2015). *OMA dynamic identification of a masonry chimney with severe cracking condition*. 6th Int. Operational Modal Analysis Conf. IOMAC 2015.
- Ivorra S., Baeza F. J., Bru D., Varona F. B. (2014). *Seismic behavior of a masonry chimney with severe cracking condition: Preliminary study*. Key Engineering Materials, 628: 117-122.

LA CONSOLIDACIÓN DEL MERCADO DEL GANADO DE POLA DE SIERO

ROBERT BRUFAU NIUBÓ

Doctor Arquitecto. Professor Titular del *Departament de Tecnologia a l'Arquitectura* (UPC), en la *Escola d'Arquitectura del Vallès*. Presidente del *Institut d'Estudis Estructurals* (IEE). Socio fundador de *BBG, arquitectura, recerca i rehabilitació*. Socio de honor de la ACE.

ANTONIO AGUADO DE CEA

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático del *Departament d'Enginyeria a la Construcció* (UPC) en la *Escola d'ETSEECBP*. Socio fundador de Spin-Off, Smart-Engineering, S.L. Socio de honor de ACE. Socio de Honor de la ACE.

ALBERT DE LA FUENTE ANTEQUERA

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Profesor Agregado al *Departament d'Enginyeria a la Construcció* (UPC) en la *Escola d'ETSEECBP*. Socio fundador de Spin-Off, Smart-Engineering, S.L.

JORDI PAYOLA LAHOZ

Arquitecto y Máster en Estructuras y Rehabilitación. Profesor del *Departament de Tecnologia a l'Arquitectura* (UPC) en la *Escola d'Arquitectura del Vallès*. Socio profesional de la ACE. Profesor en diversos màsters.

LOS PARAGUAS DE ILDEFONSO SÁNCHEZ DEL RÍO

El ingeniero Ildefonso Sánchez del Río proyectó diferentes paraguas situados en diversos puntos de la ciudad de Oviedo. Actualmente se conservan dos de ellos,

el conocido como paraguas de la «Leche» y el de la Corredoria. Eran los años veinte, y las atípicas propuestas de paraguas con planta circular fueron bien recibidas. La denominación se debía a su único soporte central y a su planta circular. Su diámetro era relativamente modesto, ya que en ningún caso alcanzó los 15 m.

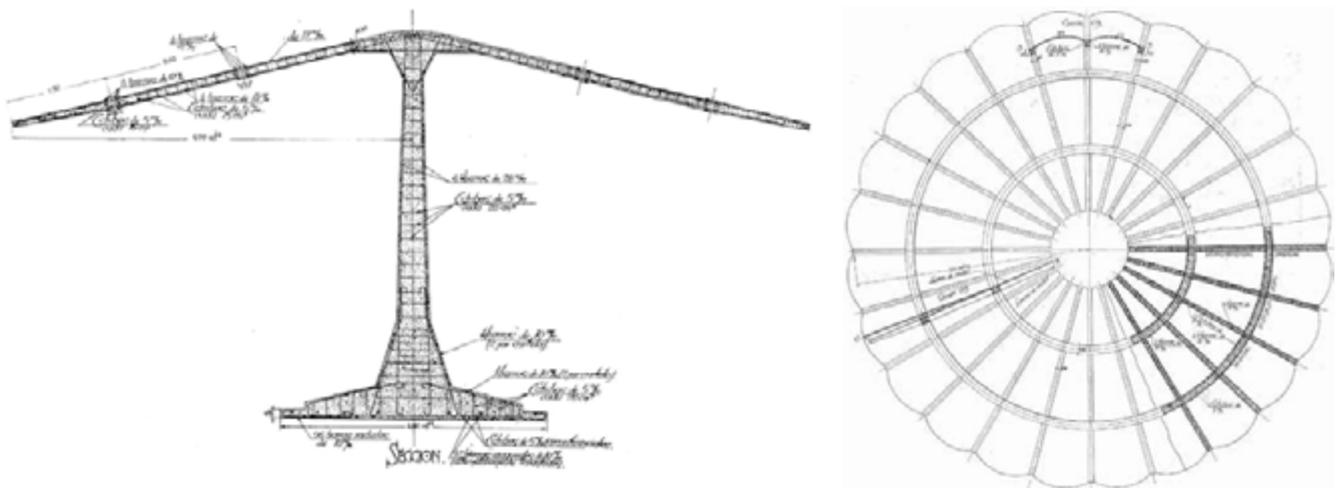


Figura 1. El paraguas de la Leche, en pleno centro antiguo de Oviedo.



Figura 2. Visión aérea del conjunto de los paraguas del Mercado de Ganado.

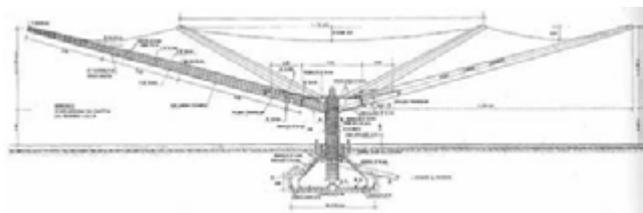


Figura 3. Sección transversal inicial del gran paraguas.

El paraguas de la Leche puede ser considerado como una obra menor que construyó, el año 1925, cuan-

do llevaba solo un año como ingeniero municipal del ayuntamiento de Oviedo, desarrollando posteriormente una serie de variantes que aplicó para diferentes emplazamientos. Lo pensó como una solución económica para crear cubiertas, a la demanda municipal para la construcción de lavaderos con planta sencilla, planteándolo inicialmente como un prototipo, aunque, con el tiempo, sus soluciones fueron evolucionando y, con formas muy variadas, acabaron siendo utilizadas para actividades diferentes. En este contexto se enmarca el proyecto del paraguas de la Leche, previsto para proteger a las vendedoras de leche en su tarea cotidiana. Sánchez del Río planteó inicialmente una geometría circular para la planta y para la cubierta, con un diámetro de 12 m, pensando la sección como un paraguas con un montante central rematado con un pequeño capitel superior y con veinticuatro radios de hormigón armado, unidos entre ellos mediante dos nervios coplanarios equidistantes, también de hormigón armado y con planta circular.

La intensidad de los momentos flectores de los nervios en voladizo al acercarse a su extremo libre va decreciendo, y esto es tenido en cuenta por Sánchez del Río, quien decide reducir sutilmente el área y el momento



Figura 4. El gran paraguas el año 1972 y el año 2012. Ahora el pilar ya no es tan fino. La visión más habitual del peatón que pasea por la acera, el año 1973 y el año 2017.



de inercia de cada uno de los nervios a medida que se aleja del centro.

Transcurrieron muchos años sin que el ingeniero repitiera esta tipología formal. Sin embargo, entre 1970 y 1972, y de manera un tanto experimental, Ildefonso Sánchez del Río proyectó algunos paraguas para cubrir parcialmente el recinto previsto como Mercado de Ganado de Pola de Siero (Asturias).

Los tres paraguas menores tenían una planta de 20×20 m², mientras que el paraguas mayor tenía un diámetro de 40 m y una superficie en planta de 1.256 m². El pilar central de este tenía un diámetro de 0,90 m, con un bajante centrado de 0,30 m de diámetro. Después de la reparación de 1990, el nuevo diámetro creció hasta 1,20 m. Los ocho refuerzos que, a manera de vigas, salen en voladizo desde el capitel central, presentan una sección que comienza con $0,25 \times 0,25$ m en su extremo, acabando con $0,55 \times 0,55$ m en su sección de arranque. Estas vigas son visibles tanto por la cara inferior como por la superior.

En la parte más baja, el paraguas se levanta un poco menos de 2,50 m, que se convierten en cerca de siete en todo el perímetro. En el encuentro de los ocho nervios con el pilar hay un tipo de capitel con planta circular que se enrasa con los nervios, tanto por su cara superior como por la inferior. La separación entre dos nervios contiguos se resuelve con una lámina catenaria, de hormigón armado, de menos de 4 cm de espesor. La cimentación del paraguas principal es una zapata superficial con 5 m de diámetro en su base y una altura total próxima a los 2 m. Aunque aparentemente su dimensionado es razonable, cuando se llevó a cabo la intervención para incrementar el diámetro del pilar, se procedió también a un micropilotaje del conjunto y a un recocado del canto de la zapata. La geometría general de la pieza era extremadamente atrevida, y sigue siéndolo después del refuerzo del ingeniero Aníbal Pérez (1990), aunque se hubiera aumentado la sección del pilar.

En la figura 4 se puede apreciar la finísima sección del primer pilar, en comparación con la del pilar, tal como ha llegado a la actualidad. En la primera de ellas se ven dos personas montadas en el perímetro de la cubierta (una de ellas era el propio Ildefonso). En la segunda, los que están montados sobre el paraguas son dos miembros del equipo redactor del proyecto. Aparentemente es la misma situación, 45 años después, pero, al margen de la diferente sección del pilar, se puede observar



Figura 5. Imagen de la cubierta, antes de comenzar su proceso de consolidación.



Figura 6. El espesor de las catenarias no supera los 4 cm.

una sutileza que siempre nos ha impresionado mucho. Suponemos que la fotografía inicial (fig. 4) está hecha justo después de la construcción, y la silueta del perímetro se lee claramente como una poligonal de ocho lados. En la fotografía actual, hecha muchos años después, desde el mismo lugar, y habiéndose producido ya las deformaciones diferidas que habría previsto el ingeniero, se lee con la silueta del perímetro definido una circunferencia casi perfecta. ¡Cuánta magia hay en esta intuición del comportamiento geométrico final!

La longitud del perímetro del depósito es de 125 m y está dividido en ocho gajos. La distancia entre los extremos libres de cada biga supera un poco los 15 m. Sorprende que, con una distancia tan grande, el espesor de la lámina de hormigón armado sea solo de 3,80 cm en su borde libre. Este espesor continúa en todo el paraguas hasta crecer rápidamente en su tramo final, en su encuentro con el capitel central. Si la lámina fuera plana y tuviera que trabajar a flexión y a cortante, este grueso sería imposible, y estaríamos hablando de espesores mucho mayores.



Figura 7. Mantener la finura de la silueta perimetral ha sido una prioridad en la actual intervención.

Es, ante esta situación, cuando aparece el ingenio de Sánchez del Río, quien, no queriendo renunciar a la finura de su borde perimetral, decide hacer trabajar las láminas «por la forma», minimizando los esfuerzos flectores y cortantes en beneficio de un trabajo óptimo, únicamente a esfuerzos axiales. Y escoge la tracción como esfuerzo específico de las ocho láminas, dando por seguro que la controlará mediante las oportunas armaduras de acero, con una disposición geométrica adecuada a la forma de cada gajo.

La inteligencia geométrica del ingeniero se hace evidente con el sabio recurso de introducir en la lámina un voladizo con vuelo de longitud variable, para conseguir que la impresión visual que tenga un transeúnte sea la de un círculo perfecto y prácticamente plano, cuando en realidad la geometría de las láminas está definida por ocho láminas catenárias.

Para conseguir este trabajo óptimo a tracción de las láminas, Ildelfonso Sánchez del Río decidió, para cada una de ellas, identificar el trazado de una catenaria correspondiente a la longitud para cada sección paralela al borde. Resulta así un trazado como el que se observa en la imagen adjunta (fig. 2), donde se aprecia que la flecha máxima es de unos 40 cm, en el punto central del perímetro de cada gajo.

Antes de comenzar la obra convenía asegurar esta premisa y se lanzaron unos hilos catenáricos de 15 m



Figura 8. Fue fundamental comprobar que las láminas se adaptaban perfectamente a la catenaria.

de longitud, separándolos 5 cm respecto a la cara superior de las láminas. Esta distancia se mantuvo invariable a lo largo de todo su recorrido en cada una de las porciones que escogimos como muestra representativa. La finura exagerada de estas láminas solo se podía entender si su trazado identificaba con precisión el trazado catenárico. Que esto fuera así quería decir que no habría ni esfuerzos flectores ni esfuerzos cortantes en todo el desarrollo de las láminas, que deberían trabajar con solicitaciones de tracción pura.

EL MERCADO DEL GANADO DE POLA DE SIERO

Proyecto del primer refuerzo del paraguas, redactado, el año 1990, por el ingeniero Aníbal Pérez

Con fecha de julio de 1990 se presentó un interesante y eficiente proyecto de reparación del paraguas. Su autor fue el Ingeniero de Caminos Aníbal Pérez Guerrero, quien, el año 1988, advirtió que la estructura se encontraba en muy mal estado y que era necesario intervenir con carácter de urgencia. La solución se manifestó muy eficiente y alargó la vida del paraguas poco más de 30 años, los que separan aquella intervención respecto a la que ahora se ha llevado a cabo.

Los principales problemas del paraguas eran los siguientes:

- En situación de fuertes vientos, el paraguas vibraba y flectaba de manera alarmante, subiendo o bajando hasta 60 cm en los dos lados opuestos de la cubierta, que se comportaba como si estuviera buscando una articulación en la cabeza del único pilar central.
- Aparecieron algunas fisuras horizontales en la arista de contacto pilar-capitel. La reducida dimensión del pilar inicial (90 cm de diámetro) no ofrecía garantías suficientes para hacerse cargo adecuadamente de los momentos flectores generados por situaciones eólicas extremas (Aníbal Pérez estimó un valor del momento flector en la base del pilar cercano a los 200 m Tn).
- Se detectaban patologías degradadoras del hormigón de las láminas, con algunas fisuraciones radiales en la parte alta de las láminas, perpendiculares al perímetro. Esta fisuración existía desde la construcción inicial del propio Ildefonso.

les en la parte alta de las láminas, perpendiculares al perímetro. Esta fisuración existía desde la construcción inicial del propio Ildefonso.

- La vieja zapata de cimentación del pilar había sufrido un asentamiento de algunos centímetros, probablemente —en opinión de Aníbal Pérez—, por las fuertes concentraciones tensionales provocadas por los vientos intensos.

Los rasgos básicos de este proyecto de 1990 consistieron en los siguientes puntos:

- Se recreció y rearmó el pilar, que incrementaría su diámetro desde 90 cm hasta a 120 cm, disponiendo un armado importante en todo el nuevo perímetro. El pilar se postesó verticalmente, introduciéndole las pertinentes barras activas.
- Al rebajar la zapata, se incrementó la altura del fuste visible del pilar, pasando de 180 a 230 cm,

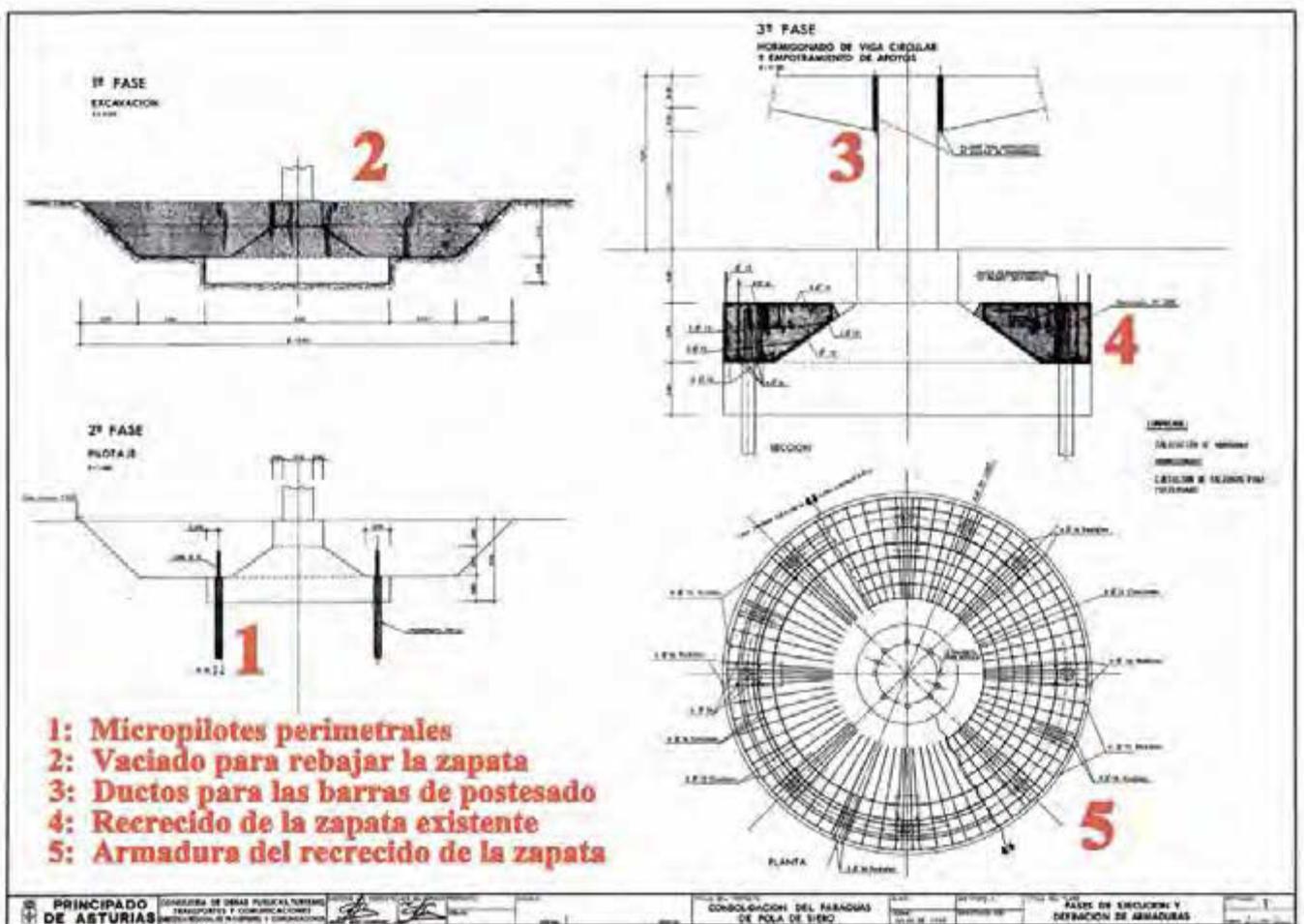


Figura 9. Sección con las intervenciones básicas del refuerzo de 1990.

para facilitar la circulación de los autobuses que bordearían la parte central.

3. Se introdujeron 12 micropilotes de 40 Tn de capacidad de carga, repartidos por toda la base de la zapata recrecida.
4. Se incrementaron las dimensiones de la zapata de cimentación, especialmente su altura, con la intención de recoger adecuadamente el nuevo micropilotaje, al tiempo que se mejoraban las condiciones de enfañado de la vieja zapata.
5. Se añadió una nueva capa de impermeabilización por encima de toda la cubierta.

Proyecto del segundo refuerzo del paraguas, redactado, el año 2016, por «Smart engineering» y por «BBG, estructuras, recerca y rehabilitació»

Conviene empezar el análisis haciendo un repaso de la geometría y de la armadura del paraguas:

- **Geometría del plano de cubierta:** se trata de una planta sensiblemente circular, de 40 m de diámetro, ocupando un área de 1.250 m², con un único pilar central.
- **Nervios radiales:** el papel principal de esta cubierta asume ocho nervios radiales que trocean la superficie en ocho gajos que, en el perímetro, imponen una separación ligeramente superior a los 15 m entre nervio y nervio. La sección de los nervios varía

entre 25 × 25 cm² en el extremo y 50 × 50 cm² en el encuentro con el capitel.

- **Capitel de acompañamiento del pilar:** con un diámetro cercano a los 4 m y con planta circular, tiene un canto variable, que alcanza los 50 cm, justo en la arista de encuentro de la cubierta con el pilar.
- **Láminas catenéricas:** los ocho gajos están conformados por láminas con desarrollo catenárico, con un espesor uniforme, cercano a los 4 cm.
- **Borde perimetral:** se mide un espesor de 3,8 cm en todo el perímetro. Los nervios llegan a él, sobresaliendo por encima y por debajo de la lámina.
- **Cimientos:** la vieja zapata tenía una base circular de 5,50 m de diámetro, con una altura variable. Después del refuerzo, la dimensión en planta de la base se mantiene, pero el canto crece hasta una altura cercana a 1,50 m. Está reforzada con 12 micropilotes.
- **Evacuación de aguas de lluvia:** se produce por el interior del pilar, a través de una conducción vertical de cerca de 30 cm de diámetro.
- **Armadura del pilar:** la armadura inicial se reforzó con 18Ø25 mm con estribos de Ø12 mm cada 7 cm. La armadura de postensada, introducida por Aníbal Pérez, está formada por 10 barras con una capacidad a tracción de 90 Tn cada una.
- **Armadura de los ocho nervios radiales:** la armadura superior, al igual que la inferior, está formada por 3Ø25, con estribos de doble rama de Ø8 mm cada

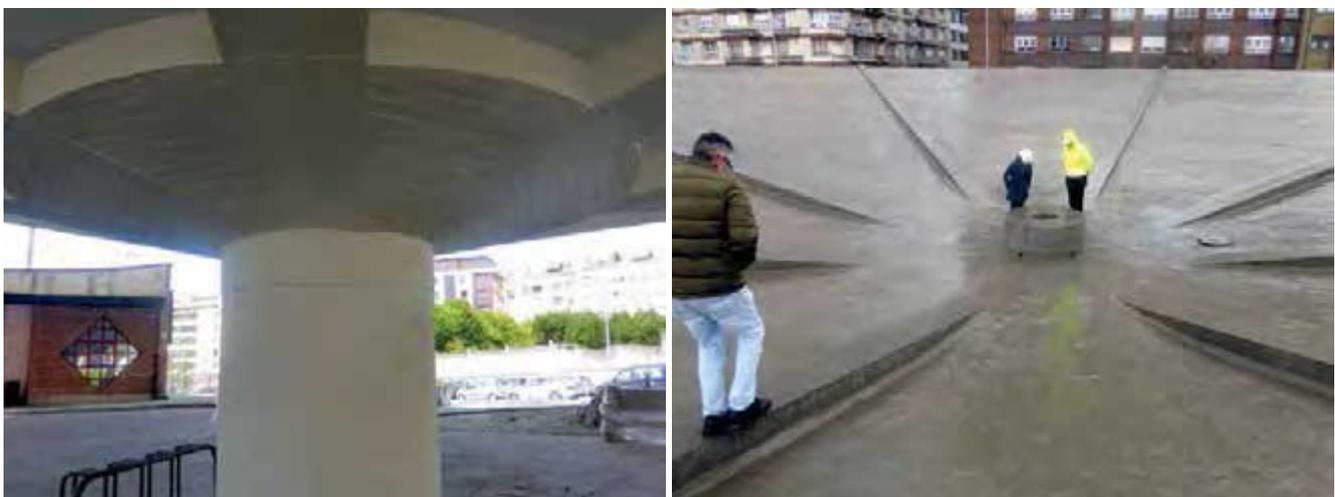


Figura 10. La intervención del período 2016-2018 es totalmente respetuosa con la geometría inicial.

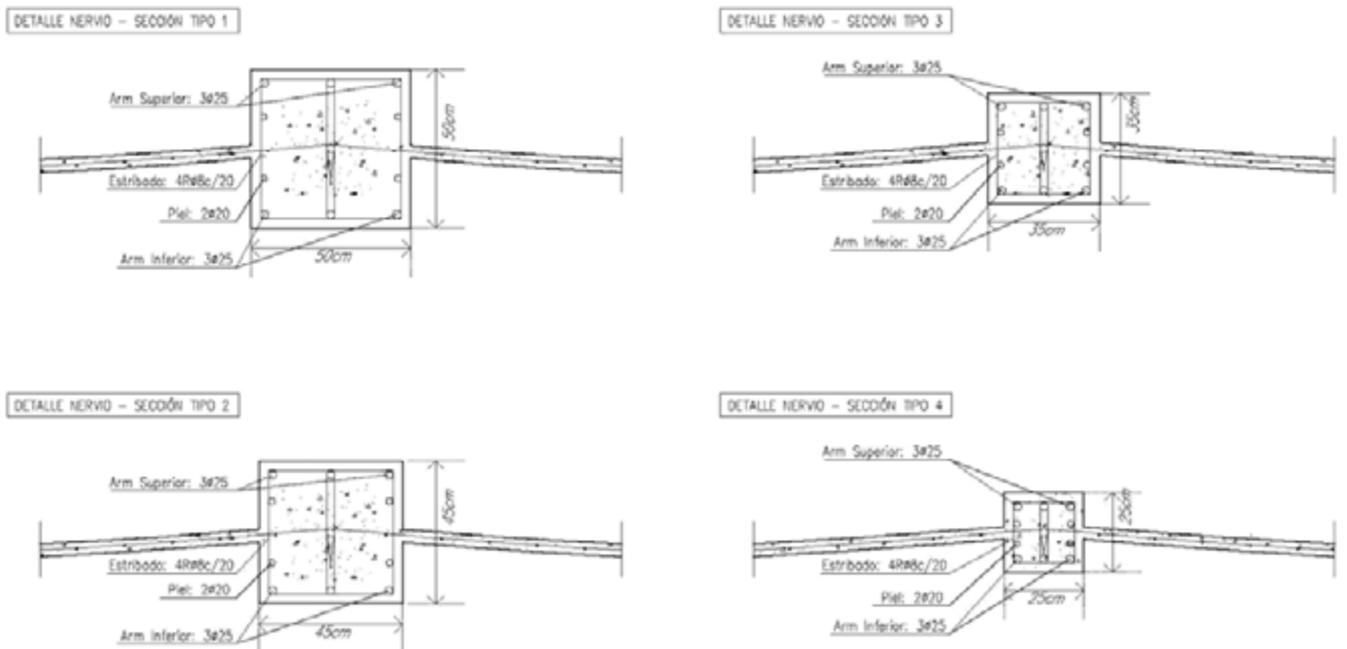


Figura 11. Relación geométrica de los nervios radiales con las láminas catenárias.

20 cm. La armadura de piel es de $4\varnothing 20$ mm. La armadura se mantiene en toda su longitud.

- **Armadura de las láminas catenarias:** varía desde $6\varnothing 6$ mm hasta $9\varnothing 12$ mm por metro de ancho, en función de la luz de la lámina catenaria.
- **Armadura del capitel:** es muy variable, según las zonas.
- **Armadura de la zapata:** también es muy variable, tanto en dirección radial como en dirección concéntrica.

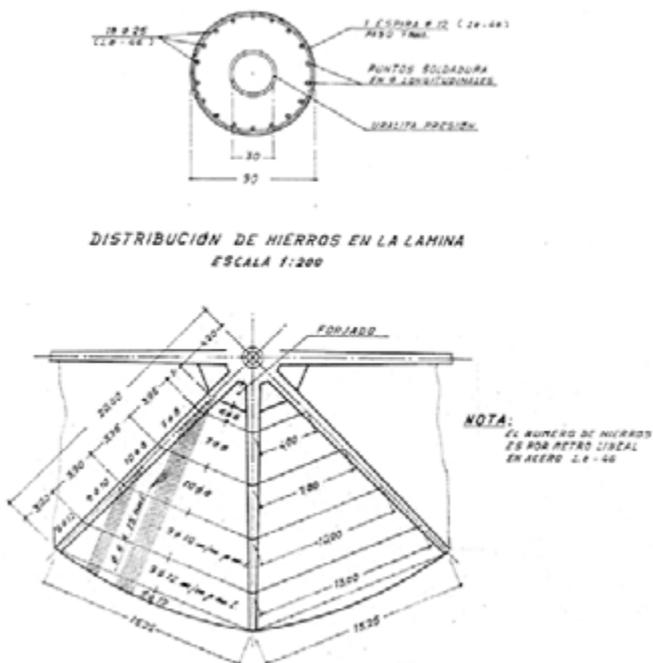


Figura 12. Armadura de las láminas.

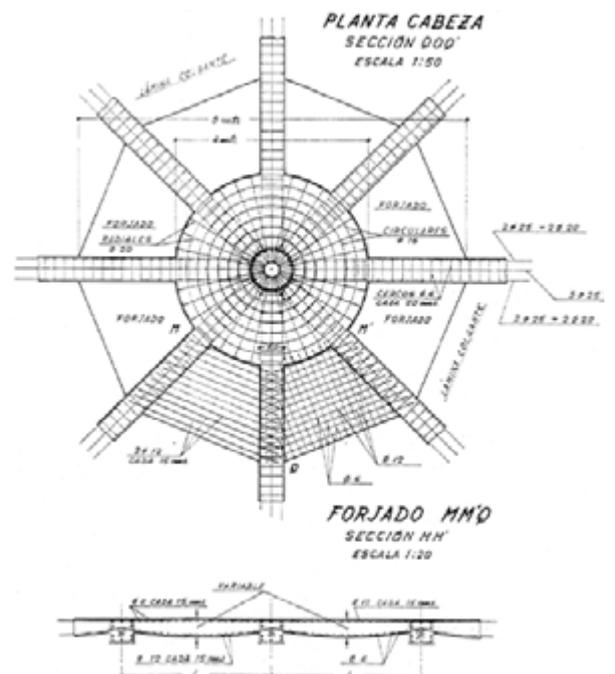


Figura 13. Armadura del capitel.

Con respecto a los materiales básicos, se trabajó con hormigón con una dosificación de 350 kg/m^3 de cemento Portland, de manera que pudiera quedar garantizada una resistencia característica, a compresión, de 400 kg/cm^2 a los 28 días. El acero definido tenía un límite elástico de 4.600 kg/cm^2 , con una tensión de rotura de 6.000 kg/cm^2 y un alargamiento del 14%.

Simulación de la geometría y condiciones de contorno

El proceso de simulación y análisis estructural del proyecto del año 2016, se ha llevado a cabo íntegramente con el software comercial SAP-2000®. Se considera el comportamiento no lineal geométrico para tener en cuenta los efectos de la configuración deformada en situación de equilibrio para cada estado de carga. En la figura 14 se presenta la geometría del modelo de elementos finitos.

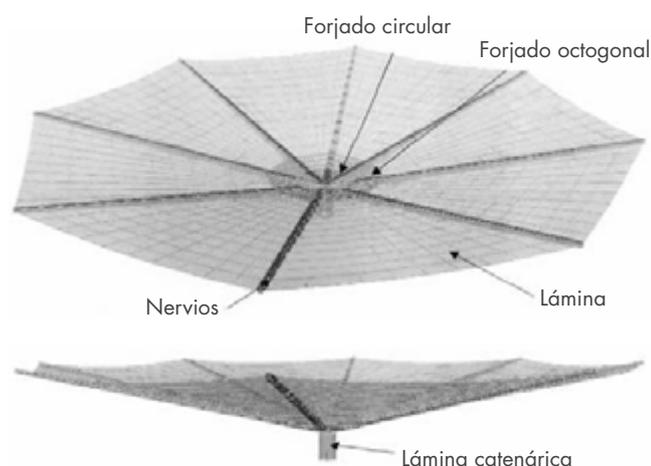


Figura 14. Modelo de elementos finitos planteado para la simulación de la respuesta del paraguas.

La lámina colgada de los nervios y los forjados del capitel central se han simulado mediante elementos tipo lámina, considerando espesores efectivos de 45 mm medidos «in situ» (aunque el paraguas se calculó y diseñó para un espesor teórico de 38 mm) y los elementos lineales (nervios y pilares) mediante elementos tipo barra. Las propiedades del hormigón se corresponden con las descritas anteriormente.

Seguridad estructural frente a solicitaciones normales, en ELU

Se estudiaron, por separado, los esfuerzos flectores y los axiales, tanto en lo que se refiere a los nervios como

en lo que se refiere a las láminas. Debido a la acción del viento (definida en la dirección X), la envolvente de los esfuerzos es distinta para cada nervio. Por este motivo, se ha evaluado la seguridad estructural en diversos nervios (numerados del 1 al 5) de la estructura, tal y como se indica en las figuras 15 y 16.

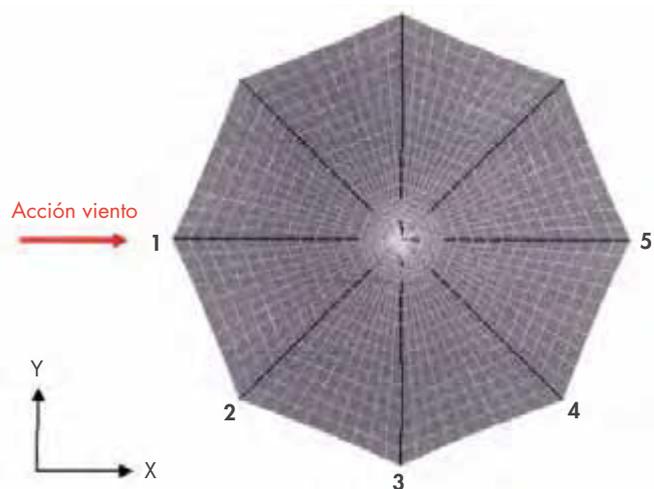


Figura 15. Envolvente de los flectores en los nervios analizados.

Momentos flectores en los nervios

Las envolventes de la figura 15 muestran que los nervios presentan los momentos flectores más elevados a una distancia de poco más de 4 m respecto al eje del pilar. Para distancias inferiores a 4 m, los potentes forjados circular y octogonal del capitel, con cantos cercanos a los 50 cm, absorben sobradamente estos momentos.

Sin embargo, al tramo correspondiente a la lámina catenárlica (desde la distancia de los 4 m del eje del pilar hasta los 20 m) tiene que ser, inevitablemente, el nervio el que tiene que asumir los momentos flectores, al estar la lámina sometida a esfuerzos axiales de tracción (perpendicularmente a la dirección de los nervios), debido a su mecanismo de catenaria. En cada uno de los nervios analizados se indica el máximo momento flector (ver los puntos indicados en rojo en la figura 16).

De este modo, ha sido posible definir un refuerzo en la cara superior de los nervios, a base de introducir unas láminas de fibra de carbono, que cubrirán desde la zona de máximos momentos flectores hasta el punto en que la armadura actual ya es capaz de absorber estos flectores.

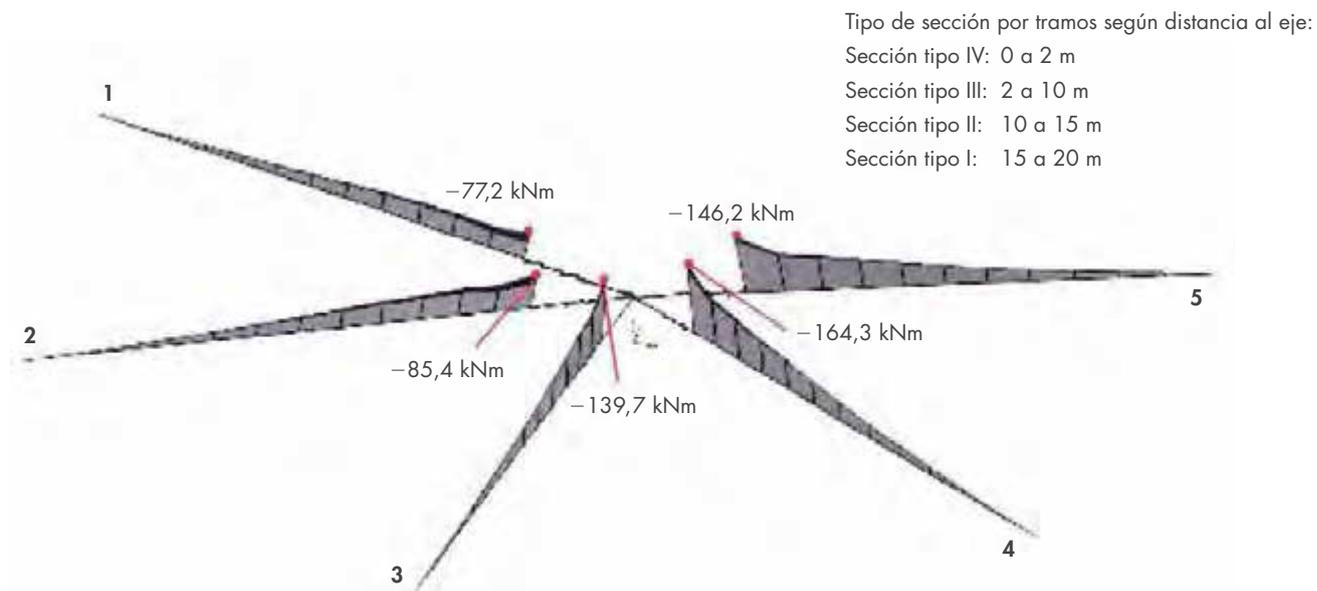


Figura 16. Nervios que es preciso analizar para ver el comportamiento a flexión en todas las hipótesis.

Esfuerzos axiales en las láminas catenárias

En las láminas, los esfuerzos dominantes son los axiales. En dirección radial, el trabajo será a compresión, dada la inclinación de los ocho gajos. Los valores de la tensión normal de compresión (en dirección radial) van creciendo a medida que nos acercamos al capitel, pero siempre son asumibles por el hormigón y por la armadura embebida. No hemos de olvidar que el paraguas se construyó con un hormigón que tenía una resistencia característica de 400 kg/cm² a compresión. En la dirección paralela a los bordes, dada la finura de la

lámina, la problemática deviene más importante, ya que la distancia entre nervios contiguos llega a ser de 15 m y el espesor, recordémoslo, solo es de 3,8 cm. Por esta razón, fue imprescindible comprobar que las láminas tenían una impecable geometría catenária. Esto se hizo, dando un resultado excelente, como se ha comentado en un subcapítulo anterior. Al hacer las hipótesis de peso propio, de sobrecarga de mantenimiento y de nieve, el resultado no podía ser mejor: no había momentos flectores y la lámina trabajaba únicamente a tensiones normales de tracción perpendicularmente a los ocho nervios.



Figura 17. Introducción de láminas de carbono para cubrir el diagrama de momentos flectores.



Comportamiento del paraguas con una capa superior de refuerzo

Hipótesis de partida

Un aspecto crítico en el proceso de rehabilitación del paraguas de Pola de Siero es el comportamiento de la cubierta actual del paraguas y de las nuevas capas de refuerzo. En este sentido, es necesario garantizar que trabajen de forma solidaria y que exista una compatibilidad de deformaciones entre el hormigón antiguo y el nuevo. La situación más desfavorable se produciría si no hubiera ninguna conexión entre la capa nueva y la vieja y que fuera únicamente esta última la que contribuyera a resistir los esfuerzos. Por este motivo, al hacer los cálculos, se asume una hipótesis conservadora que consiste en considerar la capa de refuerzo de hormigón nuevo como una sobrecarga que no colaboraría estructuralmente, denominada «sobrecarga proyectada».

En este sentido, se asume una capa recrecida de hormigón proyectado, reforzando con fibras plásticas de un espesor variable, que, en los puntos de mayor recrecido, se aproximaría a 3,5 cm. Esto representa una sobrecarga añadida máxima de 87,5 kg/m² en toda la cubierta.

Comportamiento del paraguas en ELU

En cuanto a los ocho nervios, los resultados de este análisis, incluidas las hipótesis de viento, nos llevan a la conclusión que el material añadido no compromete la seguridad de los nervios, especialmente si tenemos en cuenta el añadido de las láminas de carbono en la cara superior, en el tramo más desfavorable. El peor margen de seguridad obtenido en la sección más desfavorable nunca queda por debajo del valor 1,70.

En lo concerniente a las láminas, la peor situación sería cuando el hormigón se hubiera fisurado y fuera la armadura la que tuviera que resistir la totalidad del esfuerzo de tracción. Considerando todas las hipótesis, esta armadura por metro de anchura de la lámina (6Ø6 al tramo más corto, subiendo a 8Ø8, 10Ø8, 9Ø10 y 9Ø12 en el tramo más largo) sería suficiente y sus márgenes de seguridad nunca estarían por debajo de 1,10 (coeficiente de seguridad en lo concerniente a la resistencia del acero). El problema de estas armaduras fue su lamentable estado de corrosión, con pérdidas de sección que, en las zonas más mermaidas, llegaban al 50%. Este importante estado de corro-



Figura 18. La exagerada corrosión de la armadura de algunas zonas forzó a apuntalar las láminas.

sión, que se confirmó cuando se retiraron las protecciones, no fue constatado en las inspecciones, previas al inicio del proyecto, del año 2012, por dos razones. La primera de ellas es que se habían dispuesto unas redes de protección por debajo de la lámina que impedían ver con detalle el nivel de degradación, que se estimó mucho menor. La segunda es que, en el tiempo transcurrido en estos cinco últimos años, se produjo una fuerte aceleración de la degradación, con frecuentes caídas del material de recubrimiento de las armaduras.

Esta realidad nos llevó, como se explicará más adelante, a tres decisiones. La primera de ellas fue la introducción de numerosos refuerzos, con fibras de carbono acopladas por la cara inferior de la lámina. La segunda fue la ratificación de que la capa añadida por encima de los gajos tenía que estar perfectamente adherida con los pertinentes puentes de unión, de forma que la sección tuviera un canto eficaz mucho mayor. Esto ya estaba previsto en proyecto, pero ahora el control debería ser mucho más estricto. Finalmente, la tercera decisión consistió en tener la certeza de que el mortero de las capas añadidas (reforzado con fibras) garan-

tizara una resistencia a tracción suficiente para poder considerar que las láminas soportarían, básicamente por la resistencia del propio material, las tensiones de tracción, evitando así que la armadura embebida tuviera de realizar el papel de único material para resistir las tensiones tractoras.

Como ya se ha comentado anteriormente, el primer gran problema fue el elevado porcentaje de barras oxidadas, con los consecuentes desprendimientos del hormigón que las recubría. El constructor explicó que, al retirar la red de protección y empezar a tocar los recubrimientos de hormigón, se produjo una caída bastante extendida de cascotes, llenándose cerca de 50 sacos de 40 litros de capacidad. Esto multiplicó por tres el número de barras a pasivar, respecto a las previstas inicialmente.

La aparición de las fibras inferiores de refuerzo de las láminas ha comportado un pequeño contratiempo, ya que la capa de acabado inferior tenía un espesor previsto entre 2 y 8 mm, un grosor muy justo para ocultar



Figura 19. La gran cantidad de barras afectadas por la corrosión nos llevó a adherir fibras de carbono en la cara inferior de las láminas.

completamente las fibras. Para disimular la presencia de los inevitables recrecidos correspondientes a las fibras (como se ve en la figura 19), acordamos que la vista se despistaría hacia los ocho nervios, aumentando posteriormente la tonalidad del color del acabado de estos, tanto por la cara superior como por la inferior.

Un aspecto clave de este proyecto fue el apuntalamiento de los ocho nervios. Decidimos disponer tres puntales para cada uno de ellos. El primero se situaba a un metro del extremo del gran voladizo. El tercero se situaba a 11 m del perímetro, y el segundo se disponía equidistante de los dos anteriores. Todas las manipulaciones de la estructura pasaban por mantener como puntal principal el que quedaba en medio de los otros dos. Se pidió un puntal que pudiera soportar 35 Tn de carga compresiva, mientras que, para los otros dos, bastaba con 12 Tn. También las zapatas de cimentación provisional recogían esta proporción, siendo de $2,00 \times 2,00 \text{ m}^2$ las del círculo central, y de $1,00 \times 1,00 \text{ m}^2$ las de los dos círculos extremos. Los puntales tenían que ser telescópicos y adaptables a cualquier inclinación de los nervios, de manera que se pudieran cargar y descargar con facilidad. Cuando los puntales se implantaron por primera vez, se comenzó por los del círculo central, que se activaron para forzar una cierta subida controlada de los nervios. La operación se hacía en varias fases sucesivas, de manera que todos los nervios tuvieran los mismos movimientos al mismo tiempo. Estos puntales centrales se cargaban con las 35 Tn que se habían considerado inicialmente. A continuación, se introducían los otros dos rangos de puntales, pero sin forzar un cambio de geometría del alzado del nervio. Para que esto fuera así, estos últimos puntales no se tenían que activar, y tan solo se limitarían a quedar en contacto con los nervios. En este momento, se haría una nueva lectura de las dianas colocadas en el extremo de todos los nervios y en el centro del perímetro de las ocho láminas.

En la figura 20 desarrollamos el esquema de la disposición de los tres puntales de cada nervio.

Una vez terminado el apuntalamiento de todo el paraguas (nervios y láminas catenéricas) se empezó a hacer la descarga de la capa superior añadida por el ingeniero Aníbal Pérez, que, como se ha comentado, no estaba conectada a las láminas estructurales. Dada esta circunstancia, decidimos retirarla, cosa que provocó un ligero movimiento ascensional de los nervios, y esto propició que los puntales se tuvieran que ajustar hacia arriba para mantener el contacto. Nuevamente,

los primeros puntales que se ajustaron fueron los del rango central, y, más adelante, los otros dos rangos. Fue interesante constatar que, al subir los nervios, bajaron las láminas, tal como anteriormente hemos explicado que tenía que suceder.

A continuación, se entró en la incorporación del recrecido con morteros MAPEGROUT-BM, que se aplicaban de manera concéntrica, empezando por el ámbito que afectaba los puntales centrales, pasando después al ámbito que afectaba los puntales del perímetro, para acabar llenando el ámbito de los puntales más cercanos al pilar. La capa de recrecido superior acabó

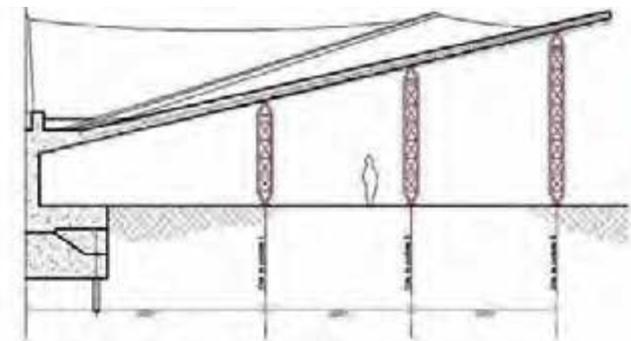


Figura 20. Sección con la disposición de los tres puntales.



Figura 21. Puntales con las zapatas diferenciadas.



Figura 22. Los trabajos fueron concéntricos.

bastante antes que el pasivado de las armaduras inferiores. Esto permitió hacer la capa de impermeabilización superior y dar por acabado el trasdós del paraguas.

Mientras se estaba acabando esta capa final superior, se aprovechó para acoplar las $8 \times 4 = 32$ fibras de carbono que definían cuatro circunferencias por debajo de la cara inferior.

A la vista de la importante degradación que se había producido sobre la capa inferior de la solución inicial, se decidió que en la capa de acabado inferior del paraguas se aplicara un tratamiento anticarbonatación. El perímetro frontal, de 4 cm de altura, se mantuvo con el mismo grosor, potenciando su imagen afilada. No se ha considerado oportuno introducir ningún tipo de goterón.

Siguiendo con el conjunto de lecturas topográficas que han acompañado todo el proceso, al final de la última aportación de carga y del último desapuntalamiento de los nervios, los resultados han concordado con las expectativas. Las dianas emplazadas en los extremos de los nervios han dado movimientos que oscilan entre 0 y 15 mm hacia abajo, mientras que el movimiento a los puntos centrales de las láminas catenarias ha sido en dirección contraria, subiendo entre 10 y 25 mm, tal como se esperaba. Esta subida de las catenarias se traduce en una reducción de su longitud, con la pertinente aparición de tensiones compresivas transversales. Esto nos lleva a pensar que se ha introducido un cierto efecto de postesado de la lámina en dirección perpendicular a los nervios, reduciéndose así las lógicas tensiones de tracción características de toda catenaria.

Una vez acabada la intervención, subimos a la cubierta para practicar algunas acciones dinámicas, como saltar con un cierto ritmo sobre el extremo de un ner-

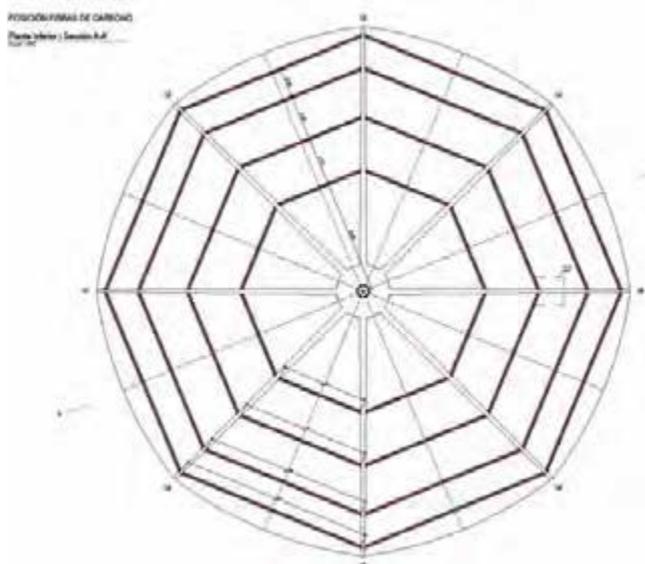


Figura 23. Posición de las fibras de carbono de refuerzo inferior.

vio y de una lámina. El resultado no tenía nada que ver con los exagerados efectos vibratorios que habíamos observado cinco años antes.

ALGUNOS ASPECTOS INTERESANTES DEL PARAGUAS DE POLA DE SIERO

No hay ninguna duda de que nos encontramos ante una pieza única. No tenemos constancia de que en el mundo haya un paraguas de este tipo, con un único pilar central (de sección muy reducida) y un diámetro cubierto de 40 m. El aspecto más interesante, pero, es la extraordinaria finura de las ocho láminas catenarias. Resolver una luz de 15 m con únicamente 3,8 cm de espesor es de una valentía extraordinaria.

Viendo la fotografía del momento de la construcción, el año 1970, es fácil imaginar la emoción que podía haber sentido el ingeniero, sabedor que estaba construyendo algo maravilloso. Siempre hemos pensado que el recurso geométrico de hacer salir la lámina en voladizo, hacia adelante en su parte central, era una opción inteligente. La fotografía pone en evidencia que la silueta de los ocho gajos no deja entender que se trata de una forma de catenaria que se descuelga ocho veces.

Deseamos que el proyecto de remodelación de la zona, que actualmente están llevando a cabo los arquitectos municipales, recupere la imagen exenta y majestuosa

del paraguas, eliminando las adosadas construcciones torpes que lo rodean, de manera que se pueda recuperar el gratificante nivel inferior que se percibe en la figura 24.

El paraguas ha sido siempre una fuente de sorpresas. Sin ir más lejos, la última visita que hicimos, una vez retirados todos los apuntalamientos, nos llevamos la sorpresa de una visión que caricaturizaríamos como «en cinemascop» de todo el entorno urbano. Nuevamente, se percibe la sutileza de que las formas catenarias colgadas no son perceptibles a la vista, que ve la silueta del paraguas como si definiera una circunferencia prácticamente perfecta.



Figura 24. Vista del paraguas, el año 1971, sin las feas construcciones que lo ocultan actualmente.



Figura 25. Edificios invasivos se construyeron para proteger el paraguas de vientos intensos.



Figura 26. Una curiosa visión del entorno urbano una vez se ha practicado el desapuntalamiento.

Primer premio ex aequo

a la mejor obra de estructura pequeña
en los Premios Ace 2019



REHABILITACIÓN Y REFUERZO ESTRUCTURAL DEL PARAGUAS DE POLA DE SIERO

Pola de Siero (Asturias)



Descárgate
información
del proyecto
aquí



SALA DE DESCANSO

MANRIQUE MATUTE ESTRUCTURAS, S. L. (M2ESTRUCTURAS)

Consultora de Estructuras en Edificación fundada por **Óscar Matute Zapata**, Ingeniero Industrial especializado en cimentaciones y tecnología de la construcción y **Héctor Manrique Burriel**, Ingeniero Agrónomo y Máster en Rehabilitación Estructural.

Promotor: Tranvías Urbanos de Zaragoza, S. L.

Arquitecto: Roberto Gascón Muñoz

Ingeniería estructural: Manrique Matute Estructuras, S. L.

Constructor: Kasero y Cuenca

Fecha proyecto: Mayo/2018

Fecha de obra: Septiembre/2018 - Abril/2019

Presupuesto ejecución material de la obra: 77.414 €

Presupuesto ejecución material de la estructura: 29.760 €

La última parada de la nueva línea del tranvía de Zaragoza se encuentra al final del barrio de Valdespartera, lindante con Arcosur.

El entorno tiene las cualidades de estar alejado del ruido y la velocidad propios del centro de la ciudad, a la vez que permite disfrutar del paisaje.

Se pretende proyectar una pieza que se inserte de manera natural en el jardín, pueda rebajar la escala suburbana actual y formar un conjunto indisoluble.

El programa es sencillo, se parte de un monoespacio a modo de «refugio» entre interior y exterior. Apertura de patio que permita generar un espacio exterior propio, le otorgue una escala humana a la relación con el paisaje.

Apertura de muro en forma de ventanal que permita disfrutar de las vistas, relacionar el paisaje interior con el exterior y observar lo que acontece en la parada.

Como medida de respeto al parque, se separa la pieza del suelo, de esta manera, se conserva la continuidad



Figura 1. Vista interior y exterior del edificio terminado.



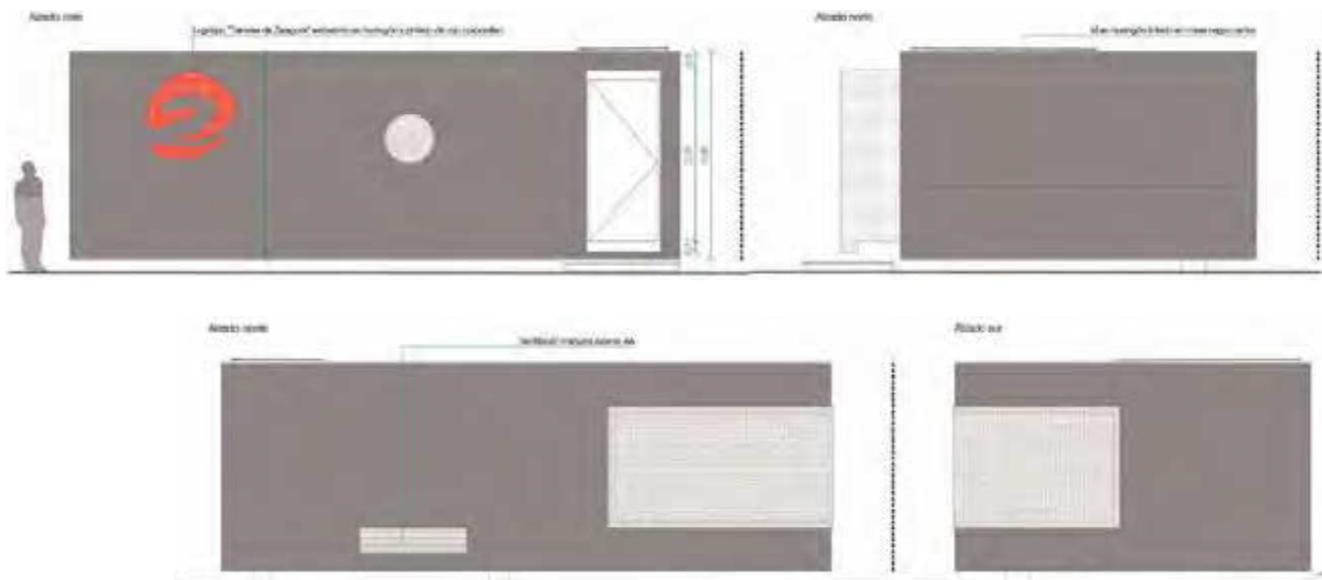


Figura 2. Alzados (e = 1/50).

de este y permite la lectura de una pieza «posada» de manera casi flotante sobre él.

El resultado es una pieza que se inserta en el entorno de manera natural y dialogante, respeta el parque y



Figura 3. Detalle de cimentación y losa de forjado de suelo baja.

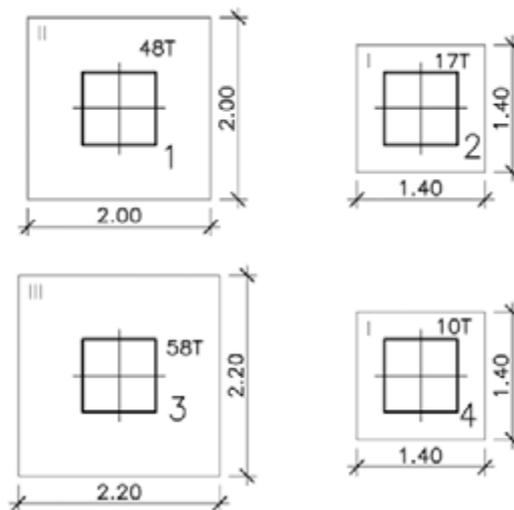


Figura 4. Planta de cimentación.

genera cierta diversidad de situaciones para que el usuario pueda gastar el espacio a su elección.

La cimentación se resuelve por medio de pozos hasta alcanzar el estrato resistente. De estos nacerán unos pequeños enanos que son los que mantendrán el edificio en el «aire».

Los forjados se resuelven mediante losas y los muros, que hacen función de cerramiento, son continuos presentando una ménsula para formar el mirador.

El «refugio» entre interior y exterior con una apertura de muro en forma de ventanal que permite disfrutar de las vistas.

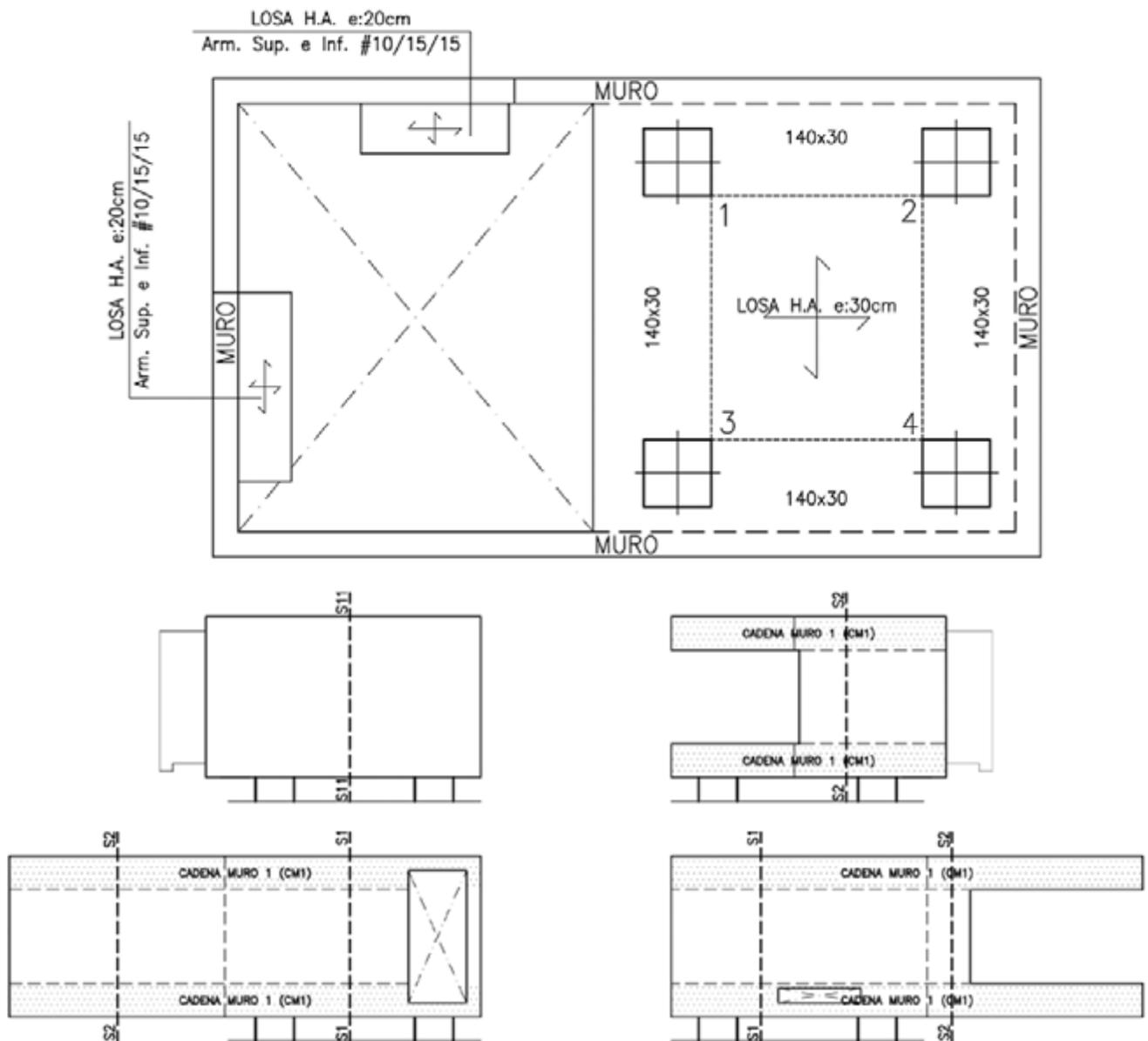


Figura 5. Entramado de forjado de suelo de baja y secciones estructurales de los muros.



Figura 6. Vista interior de las obras.



Figura 7. Vistas generales durante las obras y una vez terminadas.

PATENTE DE LIMITADOR DE CARGA PARA PUNTALES TELESCÓPICOS DE OBRA

El sistema de limitador de carga para puntales telescópicos de edificación es la culminación de un trabajo de investigación que ha sido desarrollado en equipo por personas del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), centro de investigación de la Universitat Politècnica de València (UPV) que son:

- **PEDRO ANTONIO CALDERÓN GARCÍA**, Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
- **MANUEL BUITRAGO MORENO**, Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
- **JOSÉ MIGUEL ADAM MARTÍNEZ**, Catedrático e investigador.
- **JUAN JOSÉ MORAGUES TERRADES**, Catedrático e investigador.
- **YEZID ALEXANDER ALVARADO VARGAS**, Doctor Ingeniero Civil.

Para su desarrollo, han participado activamente los miembros de la empresa Encofrats Alsina que se detallan:

- **CABALLERO RUÍZ DE AZCÁRRAGA**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
- **JUAN CARLOS CALDERÓN APOLO**, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
- **JAVIER MARTÍN IGLESIAS**, Ingeniero Industrial.
- **JORDI GARCIA LEACHE**, Arquitecto.
- **JAUME ALSINA CASALDUERO**, Licenciado en Ciencias Económicas.
- **JOSEP DAVID ALSINA SOLÁ**, Ingeniero Técnico Superior Industrial y Arquitecto Técnico.
- **JOSEP ALSINA I OLIVA**, Ingeniero Industrial.

El sistema ha sido patentado por la UPV, con número de licencia P201730339 (n.º de publicación 2.636.833).

1. INTRODUCCIÓN

Optamos a este premio, presentando el documento que describe el planteamiento, la viabilidad, el diseño, la validación y el uso de un nuevo sistema que limita la carga máxima que resiste un puntal de edificación, manteniéndola, lo que permite la redistribución de la carga adicional entre puntales colindantes menos cargados. El sistema ha sido desarrollado en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH), de la Universitat Politècnica de València (UPV), con la colaboración de la empresa Encofrados Alsina, S.A. El sistema ha sido patentado por la UPV, con número de licencia P201730339 (n.º de publicación 2.636.833).

El cimbrado de plantas sucesivas es el método más ampliamente utilizado para acometer la construcción de estructuras de edificios^[1, 2]. Este procedimiento consiste en el cimbrado de una o más plantas consecutivas cimbradas encargadas de transmitir y repartirse las nuevas cargas de hormigonado o de cualquier operación constructiva como el clareado, recimbrado o descimbrado. Muchos han sido los estudios acometidos para tratar de definir cómo se transmiten las cargas entre forjados y puntales, así como los métodos simplificados de cálculo desarrollados para predecir de una forma sencilla esta transmisión de cargas^[1, 3-7].

A pesar de los grandes esfuerzos y avances realizados en esta dirección, y de las mejoras transferidas a la industria e introducidas por las empresas de cimbrado en el sector, queda todavía un margen significativo de mejora en diferentes aspectos, como son:

- La seguridad durante la construcción, ya que son diversos los colapsos y fallos registrados anualmente que, tradicionalmente, diferentes autores han ido recopilando^[8].
- El sobredimensionamiento de puntales que actualmente deben ser escogidos para resistir la carga máxima del sistema de apuntalamiento en la operación constructiva más desfavorable y en la posición de más carga (habitualmente las zonas cercanas al centro de vano). Esta heterogeneidad de cargas presente en una misma planta provoca que, gran parte de los puntales empleados, estén claramente sobredimensionados, sin aprovechar su capacidad resistente.
- La posibilidad de utilizar todo el stock de puntales disponible, y no solo aquellos puntales cuya carga admisible supere la carga máxima de cálculo en la operación constructiva más desfavorable.

Como solución a todos estos problemas nace el Limitador de Carga en puntales (LL por sus siglas en inglés),



el nuevo dispositivo patentado por el Instituto Universitario de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València (UPV)^[9,10] para el control de la carga de los puntales durante la construcción. La viabilidad técnico-económica del uso de este nuevo concepto fue previamente estudiada por Buitrago et al.^[11], demostrando su capacidad de mejora de la seguridad durante la construcción, el coste del sistema temporal de apuntalamiento y la eficiencia estructural.

En este documento se presenta, en el apartado 2, una descripción del limitador de carga y cómo controla la carga de los puntales. El apartado 3 muestra la amplia validación experimental llevada a cabo con diferentes ensayos en laboratorio y con la realización de una prueba de concepto. El apartado 4 recoge los estudios avanzados de simulación numérica realizados, así como las ventajas y mejoras introducidas por los LLs. Finalmente, las conclusiones obtenidas se presentan en el apartado 5.

2. EL LIMITADOR DE CARGA Y CÓMO CONTROLA LA CARGA DE LOS PUNTALES

El concepto de limitador de carga en puntales (LL por sus siglas en inglés) nace con el objetivo de evitar fallos durante la construcción de estructuras de edificios y reducir el riesgo de colapso de este tipo de estructuras. Además, otro objetivo consiste en reducir los costes del sistema de apuntalamiento con ayuda de la mejora de la eficiencia estructural del sistema de apuntalamiento durante la fase de construcción. La figura 1 muestra un esquema de la estructura temporal de apuntalamiento más utilizada (compuesta por puntales, sopandas y tableros de encofrado), junto con el detalle de un puntal con el LL instalado. Este tipo de puntal está formado por dos tubos telescópicos, una rosca para el ajuste fino de la altura del puntal y una campana o arandela para la transmisión suave de la carga entre el pasador y la rosca. Los LLs están formados por una pareja de elementos conectados entre sí, que se instalan entre el pasador y la campana del puntal, de forma que interrumpen y, consecuentemente, pueden controlar la transmisión de la carga del puntal.

Los LLs fueron diseñados para que inicien un comportamiento plástico a una carga determinada, a la carga límite definida. Con este comportamiento plástico, se

permite el descenso (δ) controlado del puntal que ha superado la carga límite, permaneciendo operativo y evitando, de forma simultánea, la sobrecarga y posible rotura de dicho puntal. La carga en exceso que hubiera recibido dicho puntal sin el uso del LL se redistribuye hacia los puntales vecinos, que a su vez llevan instalados LLs. Por motivos de seguridad, el máximo desplazamiento plástico del LL (igual a la altura de la ranura del LL; véase figura 1 y figura 2) viene limitado a un valor máximo, tras el cual el puntal seguiría absorbiendo carga hasta su rotura. El inicio del comportamiento plástico, que permite limitar y controlar la carga

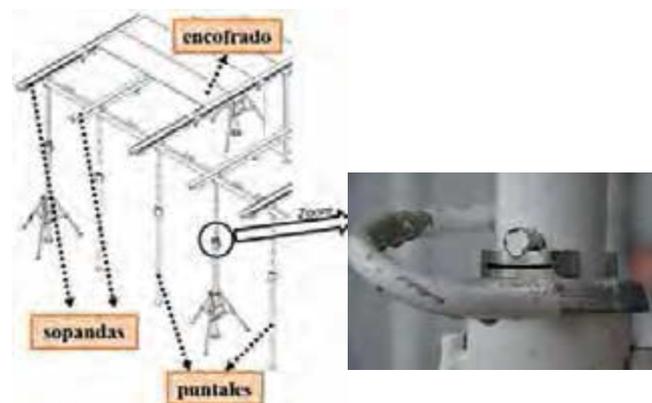


Figura 1. Esquema del sistema de apuntalamiento y detalle de un puntal con limitador de carga.

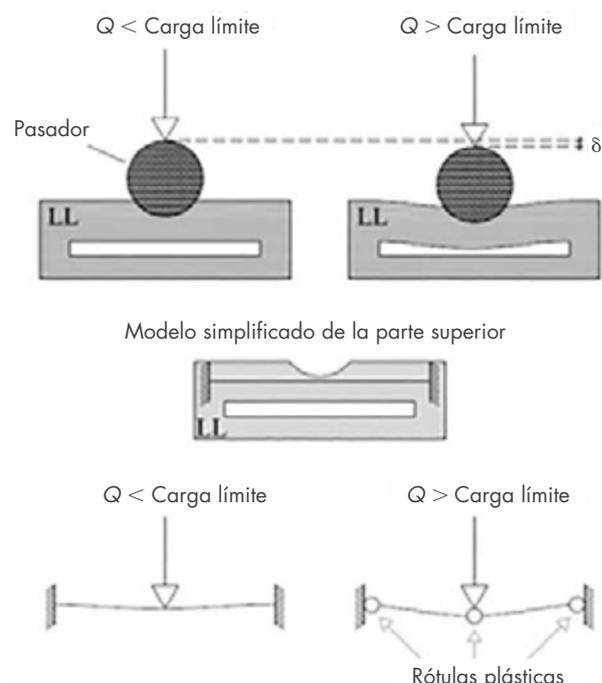


Figura 2. Comportamiento conceptual de los LLs antes y después de alcanzar la carga límite.

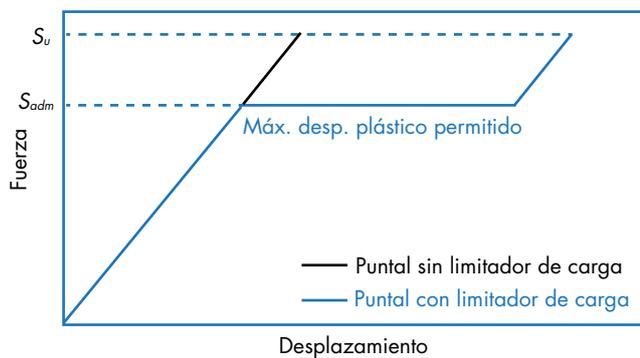


Figura 3. Comportamiento conceptual de puntales sin (negro) y con (azul) LLs.

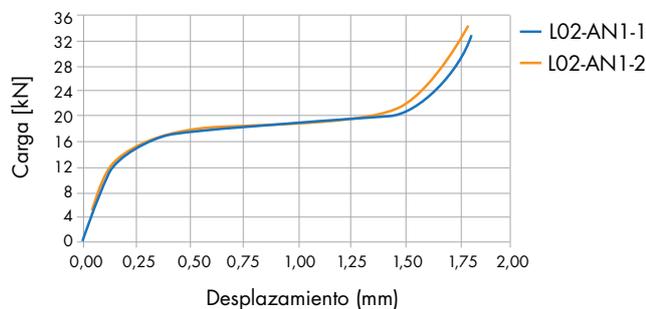


Figura 4. Resultados del ensayo de laboratorio y detalle del limitador de carga tras la finalización de uno de los ensayos.

del puntal, se produce con la formación de tres rótulas plásticas en la parte superior del LL. La figura 2 muestra el comportamiento del LL antes y después de alcanzar la carga límite. En esta figura se puede observar el comportamiento real de los LLs y, a través de un modelo estructural simplificado de la parte superior del LL, cuál es su comportamiento estructural antes y después de alcanzar la carga límite. El comportamiento es elástico y lineal para cargas inferiores a la carga límite, mientras que, para cargas superiores, se inicia un comportamiento plástico con la formación de tres rótulas plásticas. Todo ello, extrapolado al caso de puntales con limitadores de carga instalados, se traduce en un comportamiento fuerza-desplazamiento como el presentado en la figura 3, donde S_{adm} representa el valor de la carga límite de diseño del LL y S_u representa la carga última del puntal.

A modo de ejemplo, la figura 4 muestra resultados obtenidos en laboratorio y una situación al finalizar un ensayo donde el LL ha alcanzado el máximo desplazamiento plástico permitido.

De esta forma, con el uso de LLs en puntales se consigue evitar la rotura repentina de puntales, al introducir

una clara componente dúctil que evita la descarga instantánea de los mismos y los posibles efectos negativos asociados, como pueden ser el fallo estructural completo o la aparición de defectos en la estructura durante la fase de construcción (flechas excesivas y fisuras que acarrearán, además, un fallo en el comportamiento a largo plazo de la estructura y su durabilidad).

3. ENSAYOS EN LABORATORIO Y PRUEBA DE CONCEPTO

Los LLs tuvieron una amplia campaña de validación experimental en condiciones de laboratorio. Tras su diseño^[10], se iniciaron diferentes ensayos con el objetivo de comprobar y caracterizar el comportamiento individual de los LLs y el comportamiento de los mismos una vez instalados en puntales (véase la figura 5). Los resultados obtenidos fueron muy positivos^[10], obteniendo un comportamiento similar al teóricamente definido (véanse las figuras 3 y 4).

Tras la validación experimental llevada a cabo en condiciones de laboratorio, se inició entonces una prueba de concepto que consistió en la construcción de una estructura en los laboratorios del ICITECH. En esta prueba se comprobó el correcto comportamiento de los LLs en condiciones reales de ejecución y considerando la componente tridimensional que tiene la ejecución real de una estructura de edificio. En este ensayo se permitió, consecuentemente, una redistribución de cargas en el sistema de apuntalamiento al alcanzar la carga límite de



Figura 5. Ensayos realizados en laboratorio en LLs de forma individual e instalados en puntales.



los limitadores de carga (o carga admisible de los puntales), repartiendo así la concentración de cargas del sistema de apuntalamiento en los puntales situados en los puntos de mayor deformabilidad del forjado, entre todos los puntales y el forjado.

La prueba consistió en la ejecución de una losa de 20 cm de canto, sobre cuatro pilares con luces de 5 m entre ejes, y un sistema de apuntalamiento con separación entre sopandas y entre puntales de un metro (véase la figura 6). El proceso constructivo adoptado consistió en un proceso con clareado al 50%, a los tres días del hormigonado, y la disposición de una sobrecarga sobre la losa con arena y piscinas a los siete días del hormigonado de la losa (véase la figura 6), equivalente al hormigonado de una segunda planta y a la sobrecarga de construcción. Los puntales que permanecieron operativos tras el clareado tenían instalados LLs, cuya carga límite era de 16 kN (igual a la carga admisible del puntal) cuando teóricamente se preveía que la carga máxima del sistema de apuntalamiento fuera de 23 kN. Por lo tanto, se preveía la activación de los limitadores de carga, sin requerir de puntales con una mayor carga admisible o de un mayor número de unidades, y manteniendo la seguridad durante la fase de construcción, evitando la descarga repenti-



Figura 6. Hormigonado de la losa y disposición de la sobrecarga tras el clareado durante la prueba de concepto.

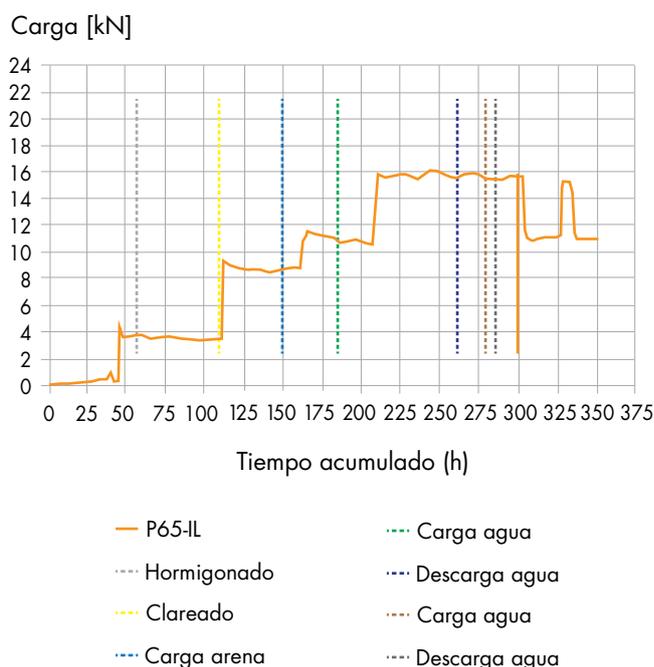


Figura 7. Registro de la carga en uno de los puntales más cargados durante las distintas fases del ensayo y estado del LL en el momento de más carga de uno de los puntales más cargado.

na de puntales debido a la rotura frágil de los mismos. Se empleó un sistema de monitorización ambicioso, con el empleo de tres galgas extensométricas por puntal (117 en total) para la medida de la carga de cada unidad, seis termopares de medida de la madurimetría^[12, 13] y gradientes de temperatura^[14, 15] del hormigón ubicados tanto en probetas cilíndricas como en la losa, cuatro sensores de deformación de fibra óptica en pilares para la medida de la carga de los mismos, y 14 captadores de desplazamiento para la medida de flechas en la losa y la obtención de curvas carga-desplazamiento en puntales.

Los resultados obtenidos fueron realmente satisfactorios y prometedores, aspecto que permitía que los LLs pudieran ser introducidos en el mercado con un amplio respaldo experimental. Dichos resultados serán tratados en profundidad en futuras publicaciones de los autores. A modo de resumen, los LLs se activaron durante la sobrecarga introducida sobre la losa en los puntales más cargados del ensayo experimental. Esto permitió que no se alcanzaran cargas muy elevadas en los puntales, manteniendo a los mismos en cargas muy próximas a sus cargas admisibles. Como se ha comentado anteriormente, el uso de los LLs también implicó: o a) el uso de puntales de menor capacidad resistente a la teóricamente necesaria, o b) el uso de una menor cantidad

de puntales. La figura 7 muestra uno de los resultados obtenidos de la carga de uno de los puntales más cargados durante el desarrollo del ensayo, así como el estado del LL de uno de los puntales más cargados en el momento de su carga máxima. De esta fotografía puede observarse cómo, con una ligera plastificación del LL, se limitó la carga del puntal, redistribuyendo el exceso de carga entre el forjado y los puntales vecinos.

4. SIMULACIÓN NUMÉRICA PARA LA EVALUACIÓN DE LAS MEJORAS INTRODUCIDAS POR EL LIMITADOR DE CARGA

Adicionalmente a la realización de la extensa validación experimental del comportamiento de los LLs de forma aislada, instalados en puntales y con la ejecución de una prueba de concepto, se realizaron estudios avanzados de simulación numérica con los que evaluar cuantitativamente las mejoras introducidas por el LL durante la fase de construcción y la vida útil de estructuras de edificios. Para ello, se escogieron diferentes estructuras de edificios con las que evaluar distintos aspectos: a) una estructura de edificio construida en el

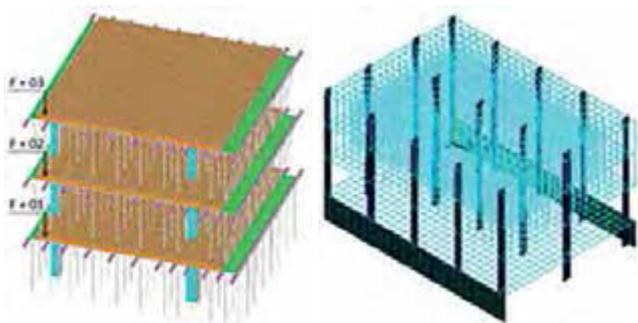


Figura 8. Modelización numérica realizada para una estructura de edificio experimental (izquierda) y otra aplicada a un caso de estudio real (derecha).

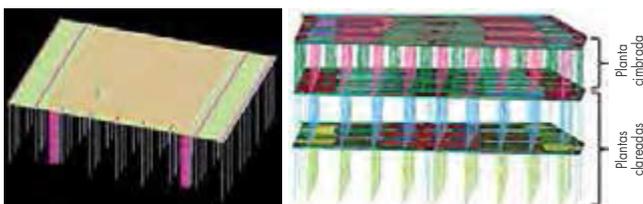


Figura 9. Modelización numérica realizada de la prueba de concepto (izquierda) y del edificio de oficinas (derecha).

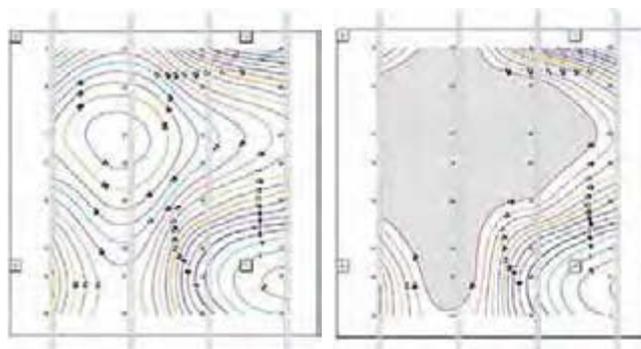


Figura 10. Distribución de cargas en puntales bajo el forjado 1 durante el hormigonado del forjado 2 del edificio experimental sin el uso de LLs (izquierda) y con el uso de LLs de 16 kN (derecha).

año 2007 por el grupo de investigación con propósitos únicamente experimentales y una estructura de un edificio real (véase la figura 8), ambas estructuras con el objetivo de evaluar y cuantificar la eficiencia estructural introducida por los LLs y su repercusión en la reducción del coste del sistema de apuntalamiento y el aumento de la seguridad estructural; b) la estructura utilizada en la prueba de concepto para analizar qué hubiera ocurrido sin el uso de LLs (véase la figura 9); y c) una estructura real de un edificio de oficinas (véase la figura 9) con la que evaluar y cuantificar las ventajas del uso de LLs para mejorar la seguridad durante la fase de construcción, evitando el fallo local del sistema de apuntalamiento, que podría desencadenar el colapso progresivo de todo el edificio o la aparición de defectos permanentes en la estructura de hormigón.

De estos tres estudios distintos de simulación numérica, junto con la amplia validación experimental llevada a cabo, se establecieron y cuantificaron las mejoras introducidas por los LLs, quedando definidos como puntos más importantes los siguientes:

- El uso de LLs puede permitir el uso de puntales con menor capacidad resistente a la requerida. Existe una elevada heterogeneidad en las cargas que reciben los puntales de una misma planta (véase la figura 10) que, con el uso de LLs, puede uniformizarse, haciendo trabajar más a los puntales menos cargados y reduciendo notablemente las cargas máximas. En el ejemplo de la figura 10 pudo reducirse la carga máxima, de más de 21 kN, a 16 kN con el uso de LLs de 16 kN, requiriendo, consecuentemente, puntales de menor capacidad resistente.
- El uso de LLs permite la modificación de la carga máxima de cálculo, aspecto que puede permitir a las



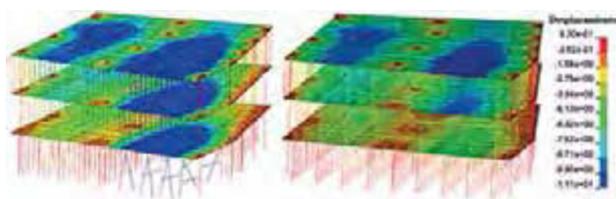


Figura 11. Comportamiento estructural del conjunto formado por el sistema de apuntalamiento y la estructura permanente de hormigón sin (izquierda) y con (derecha) el uso de LLs.

empresas de encofrado y cimbras elegir, dentro de unos límites razonables, la carga máxima que recibirán los puntales. De esta forma, se podría emplear una mayor parte del stock de puntales disponible al poder emplear los puntales de una menor capacidad resistente a la teóricamente exigida sin el uso de LLs.

- El uso de LLs permite el empleo de una cantidad menor de puntales. Aunque, teóricamente, las cargas máximas serían superiores, con el empleo de LLs se puede acotar este valor a valores inferiores a la capacidad resistente de los puntales.
- Las tres primeras ventajas provocan que el coste del sistema de apuntalamiento sea significativamente inferior con el uso de LLs.
- Adicionalmente, el uso de LLs mejora notablemente la seguridad durante la fase de construcción en los siguientes aspectos:
 - Protegen al puntal de fallos y descargas repentinas, permitiendo su reutilización.
 - Protegen a la estructura permanente, mitigando el riesgo de colapso y fallo durante la construcción. Históricamente, muchas estructuras de edificios han colapsado durante la fase de construcción, siendo la carga en puntales superior a la admisible una de las principales causas de colapso^[8]. Con el uso de LLs se introduce un comportamiento plástico del conjunto puntal-LL, con el que es posible aumentar la ductilidad de la estructura. Adicionalmente, evitando fallos no tan graves como el colapso total de la estructura permanente (v. g. fallos del sistema de apuntalamiento), también se mejora el comportamiento de la estructura durante la construcción, reduciendo la fisuración, flechas instantáneas y cargas de los forjados, y consecuentemente mejorando la respuesta de la estructura a largo plazo y su durabilidad.

Como ejemplo, del estudio realizado sobre el edificio de oficinas, se obtuvo que, con el uso de LLs, pueden evitarse fallos del sistema de apuntalamiento que pueden conducir al colapso progresivo del mismo e incluso al colapso de la estructura completa (véase la figura 11).

5. CONCLUSIONES

Se presenta a este premio ACE 2019, el nuevo dispositivo de control de la carga de los puntales empleados durante la construcción de estructuras, diseñado y desarrollado por el ICITECH de la UPV. Este nuevo dispositivo ha sido validado con una amplia campaña experimental, basada en diferentes pruebas de laboratorio y una prueba de concepto a escala real, además de diversos estudios de simulación numérica que han cuantificado las mejoras introducidas por los LLs en términos de eficiencia estructural, ahorro económico y seguridad durante la construcción. En resumen, la figura 12 presenta las principales ventajas del uso de LLs en puntales, permitiendo utilizar un número inferior de puntales, utilizar puntales de menor capacidad resistente, aumentar la seguridad y reducir los costes del sistema de apuntalamiento utilizado durante la construcción.



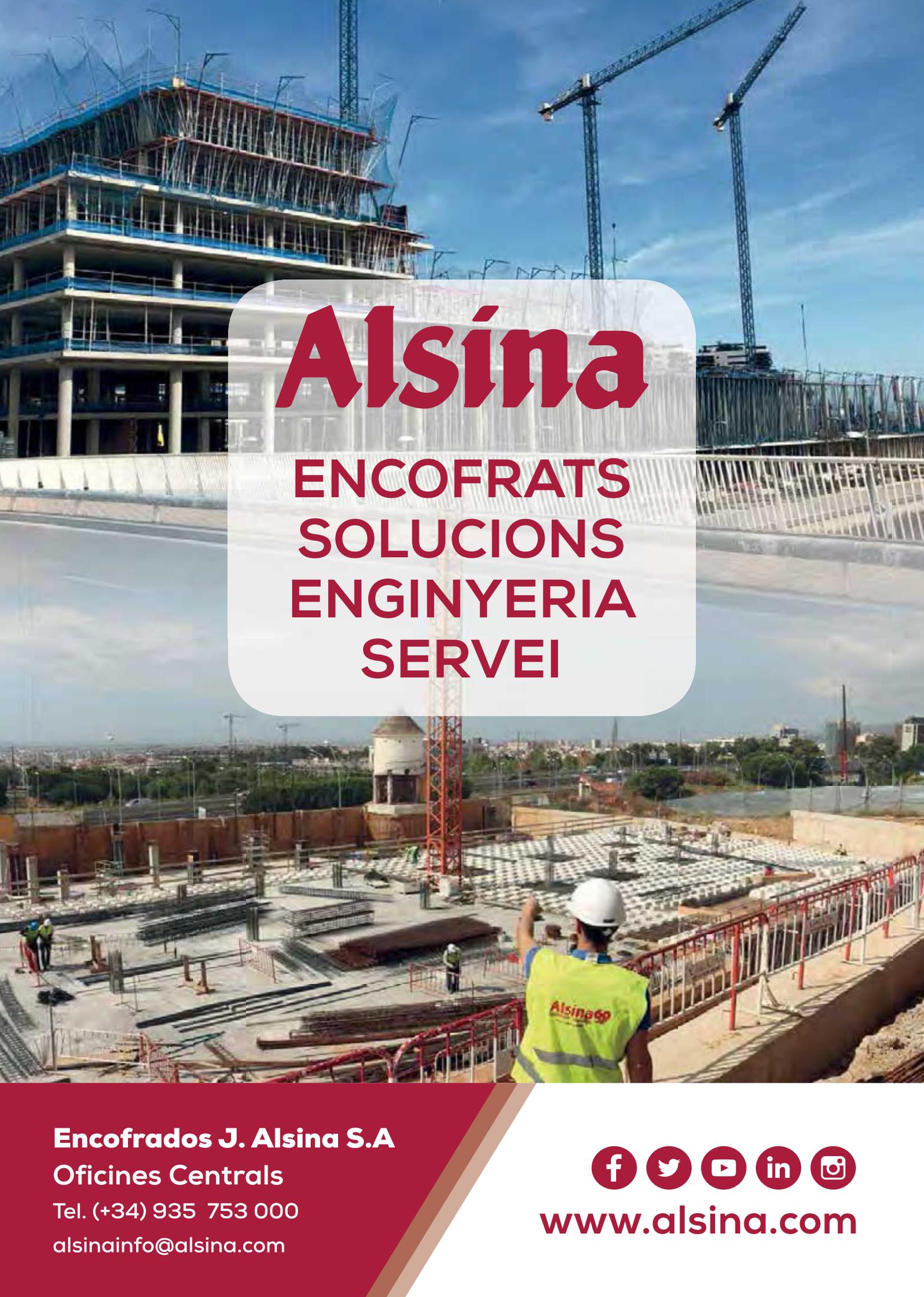
Figura 12. Principales ventajas del uso de LLs en puntales durante la construcción de edificios.

Su introducción en el mercado puede mejorar las condiciones de servicio y durabilidad de las estructuras, así como suponer una revolución de las técnicas de cimbrado utilizadas actualmente, mejorando la seguridad, eficiencia y coste de los sistemas de apuntalamiento.

REFERENCIAS

- [1] Calderón P. A., Alvarado Y. A., Adam J. M. «A New Simplified Procedure to Estimate Loads on Slabs and Shoring during the Construction of Multistorey Buildings», *Eng. Struct.* 33 (2011), 1565-1575. doi:10.1016/j.engstruct.2011.01.027.
- [2] Adam J. M., Buitrago M., Moragues J. J., Calderón P. A. «Limitations of Grundy & Kabaila's Simplified Method and its Repercussion on the Safety and Serviceability of Successively Shored Building Structures», *J. Perform. Constr. Facil.* 31 (2017), 1-10. doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001038.
- [3] Grundy P., Kabaila A., «Construction Loads on Slabs with Shored Formwork in Multistory Buildings», *J. Proc.* 60 (1963), 1729-1738.
- [4] Duan M. Z., Chen W. F. «Improved Simplified Method for Slab and Shore Load Analysis During Construction», *Project Report CE-STR-95-21* (1995).
- [5] Fang D. P., Geng C. D., Zhu H. Y., La Liu X. «Floor Load Distribution in Reinforced Concrete Buildings During Construction», *ACI Struct. J.* 98 (2001), 149-156.
- [6] Buitrago M., Adam J. M., Alvarado Y. A., Calderón P. A., Gasch I. «Maximum Loads on Shores During the Construction of Buildings», *Proc. Inst. Civ. Eng. - Struct. Build.* 169 (2016), 538-545. doi: 10.1680/jstbu.15.00089.
- [7] Buitrago M., Adam J. M., Calderón P. A., Alvarado Y. A., Moragues J. J. «Estimating Loads on Shores During the Construction of RC Building Structures», *Struct. Concr.* 17 (2016), 502-512. doi: 10.1002/suco.201500130.
- [8] Buitrago M., Moragues J. J., Calderón P. A., Adam J. M. «Structural Failures in Cast-in-Place RC Building Structures under Construction», in: A.S.H. Makhoul, M. Aliofkhaezrai (Eds.), *Handb. Mater. Fail. Anal. with Case Stud. from Constr. Ind.* Vol. 6, 1st ed, Butterworth-Heinemann, Elsevier, 2018, p. 560. doi: 10.1016/B978-0-08-101928-3.00008-2.
- [9] Calderón P. A., Adam J. M., Buitrago M., Alvarado Y. A., Moragues J. J. «Limitador de Carga para Puntales Telescópicos de Obra», *Patent number ES2636833*, 2017.
- [10] Buitrago M., Adam J. M., Calderón P. A., Moragues J. J. «Load Limiters on Shores: Design and Experimental Research», *Eng. Struct.* 173 (2018), 1029-1038. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.07.063.
- [11] Buitrago M., Alvarado Y. A., Adam J. M., Calderón P. A., Gasch I., Moragues J. J. «Improving Construction Processes of Concrete Building Structures using Load Limiters on Shores», *Eng. Struct.* 100 (2015), 104-115. doi: 10.1016/j.engstruct.2015.06.007.
- [12] Alvarado Y. A., Calderón P. A., Adam J. M., Payá-Zaforteza I. J., Pellicer T. M., Pallarés F. J., Moragues J. J. «An Experimental Study into the Evolution of Loads on Shores and Slabs during Construction of Multistory Buildings using Partial Striking», *Eng. Struct.* 31 (2009), 2132-2140. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.03.021.
- [13] Alvarado Y. A. «Estudio Experimental y Numérico de la Construcción de Forjados Hormigonados in Situ mediante Procesos de Cimbrado, Clareado y Descimbrado de Plantas Consecutivas», *PhD Thesis - Universitat Politècnica de València. [In Spanish]*, 2009. <http://hdl.handle.net/10251/7285>
- [14] Gasch I., Alvarado Y. A., Calderón P. A. «Temperature Effects on Load Transmission Between Slabs and Shores», *Eng. Struct.* 39 (2012), 89-102. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.02.004.
- [15] Gasch I. «Estudio de la Evolución de Cargas en Forjados y Estructuras Auxiliares de Apuntalamiento durante la Construcción de Edificios de Hormigón in Situ mediante Procesos de Cimbrado, Clareado y Descimbrado de Plantas Consecutivas», *PhD Thesis - Universitat Politècnica de València. [In Spanish]*, 2012. <http://hdl.handle.net/10251/15407>





Alsina

ENCOFRATS
SOLUCIONS
ENGINYERIA
SERVEI

Encofrados J. Alsina S.A

Oficines Centrals

Tel. (+34) 935 753 000

alsinainfo@alsina.com



www.alsina.com

«LA BALLENA VUELVE AL MUSEO»

PROCESO DE DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTRUCTURA LIGERA

IGNACIO COSTALES CALVO

Doctor Arquitecto por la ETSAV-UPC. Fundador de la consultoría Best Costales-Jaén, dedicada a la consultoría de estructuras. Profesor asociado del departamento de tecnología de la UPC-ETSAV. Socio numerario de la ACE.

El texto describe el proceso de diseño y cálculo de una estructura metálica ligera que soporta otra estructura aún más ligera: el esqueleto de una ballena. Una pieza que ha sido conservada durante más de 150 años. Se encuentra suspendida de otra estructura metálica bidireccional y singular, que resuelve grandes luces: el techo del edificio Fòrum 2004 de Barcelona. Para encontrar la solución más adecuada, se ha utilizado un programa de cálculo no lineal. Además se ha aprovechado la tensión para eliminar el pandeo de los elementos estructurales, reduciendo así las secciones resultantes y haciéndolos sensibles con el entorno. Durante la fase de diseño, se hicieron propuestas adecuadas para poder transportar las piezas y soldarlas o ensamblarlas fácilmente. Finalmente se describe la puesta en obra de la estructura, que se realizó en un fin de semana, para poder sostener a uno de los iconos más queridos por los niños de Barcelona: «La balena Brava».

The text describes the design process and calculation of a light metal structure that supports an even lighter one: the skeleton of a whale, a specimen that has been preserved for more than 150 years. Both of them are suspended from another bidirectional and unique metallic structure that solves large spans: the roof of the Forum 2004 building in Barcelona. To find the most suitable solution, a non-linear calculation program was used. Moreover, the tension is used to eliminate the buckling of the structural elements, thus reducing steel sections and making it sensitive to the environment. During the design phase several proposals were considered to make it easier to transport the pieces as well as to weld or join them. The text also describes the site works, which were completed in just a weekend in order to support one of the most beloved icons of Barcelona: «La balena Brava».

PALABRAS CLAVE: esqueleto, ballena, diseño estructural, estructura tensada, sistema no lineal, estructura ligera, puesta en obra.

KEYWORDS: skeleton, whale, structural design, stay structure, nonlinear system, light weight structure, project management.

INTRODUCCIÓN

Entre el año 2009 y el 2010, el Museu de Ciències Naturals de Barcelona inició un proceso de modernización, incorporando una nueva sede en el edificio

Fòrum de les Cultures, obra de los arquitectos Herzog & de Meuron^[1]. Es esta misma prestigiosa firma suiza quien se responsabiliza del diseño de la forma y posición del esqueleto de la ballena^[2] en el nuevo museo. En junio del 2010 se cerró temporalmente el Museu del



Parc de la Ciutadella para, entre otros trabajos, trasladar la ballena a su nueva ubicación. Una vez desmontada cada pieza, se le aplicó un tratamiento de restauración a los huesos^[3, 4]. Así, entre el 4 y el 10 de julio del 2011, el Fòrum cerró sus puertas y en el acceso se colocó un letrero que explicaba al público: «*La balena torna al Museu*».

La estructura portante del esqueleto de la ballena del Museu de Ciències Naturals de Barcelona, es un encargo poco frecuente en la carrera profesional de consultoría estructural. Pocas veces es necesario definir una estructura ligera que se suspende de otra más pesada, para soportar una estructura natural: el esqueleto de un animal. El objetivo del proceso de diseño adoptado, es buscar la solución más adecuada que dé respuesta a los esfuerzos que la posición del esqueleto genera en el espacio, usando los puntos fuertes de la estructura existente, y elementos sensibles con el encargo. El artículo se ha escrito con el claro propósito de mostrar al lector este proceso, desde su diseño, hasta la puesta en obra, y de cómo se ha conseguido dar respuesta a los problemas que se presentaron. La lectura de este documento es también recomendable para consultores no-beles, pues para alcanzar una correcta metodología de análisis, es necesario tener oficio y experiencia^[5]. En algunos de los capítulos se hace referencia a actitudes que adopta el consultor estructural en cada fase del análisis.

Para dimensionar la solución final, se describe el proceso de recogida de datos, de predimensionado manual y del uso de un software de cálculo matricial no lineal de barras, que ha garantizado los aspectos resistentes y constructivos del conjunto. El resultado es por sí mismo una solución única que da respuesta a la forma, y que integra Arquitectura y Estructura.

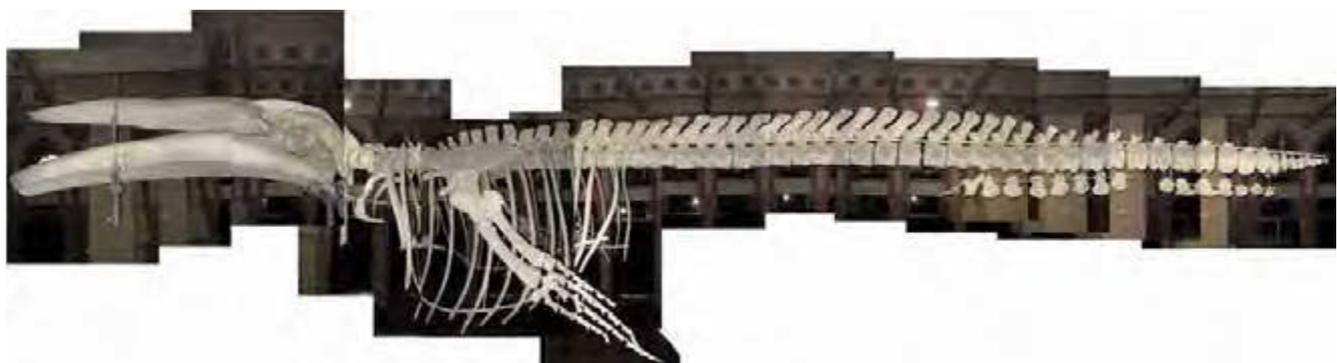


Figura 1. Fotomontaje del estado inicial de la ballena en el Museu del Parc de la Ciutadella. En la imagen se puede apreciar la ausencia de la mayoría de los discos intervertebrales. Autor: GEA.

METODOLOGÍA EMPLEADA

Datos técnicos

La ballena, un rorcual común (MZB 83-3084 *Balaenoptera physalus*) varó en la playa de Llançà hace ahora unos 155 años, concretamente el 11 de junio de 1862^[6]. El esqueleto de la ballena, que entonces decidió conservarse en diferentes enclaves, tiene una longitud de aproximadamente 18,3 m: 4,3 m la cabeza, 4,0 m el tórax y 10,0 m la cola¹. Pesa en total unos 11,60 kN. El reparto del peso no es lineal: la parte más pesada es la cabeza (4,83 kN), después el tórax con las «manos»² (3,67 kN) y, por último, la cola (unos 3,10 kN). Estos datos se recogen en la tabla 1.

	Longitudes	Peso	q
Cabeza:	4.000 mm	4,83 kN	1,21 kN/m
Tórax:	4.300 mm	3,67 kN	0,85 kN/m
Cola:	10.000 mm	3,10 kN	0,31 kN/m
Total:	18.300 mm	11,60 kN	

Tabla 1. Características del esqueleto desglosadas por partes.

El vertebrado se encontraba colgado del techo de la sala del Museu del Parc de la Ciutadella, en una posición completamente recta. Esta posición es anti natural, pero es, sin duda, la más usual en la mayoría de los museos del mundo, pues es la que menos altura libre de sala requiere. Además el esqueleto se había expuesto sin dejar un espacio entre sus vértebras tal como se puede apreciar en la figura 1.

1 Comunicación personal, confirmados durante el proceso de montaje de la exposición.

2 Más comúnmente denominadas «aletas».

Las ballenas, al igual que el resto de los vertebrados, tienen unos discos intervertebrales que son los responsables de que la columna vertebral sea flexible, puesto que representan un amortiguamiento cartilaginoso de la misma^[7]. El material que lo forma es blando y fácilmente degradable, por lo que no se puede conservar. Estos discos tienen un grosor de, aproximadamente, 20 mm. Si se considera que el cetáceo tiene 53 vértebras³, fácilmente quedará demostrado que la columna vertebral era, en el Museu del Parc de la Ciutadella, aproximadamente un metro más corta que cuando el cetáceo varó.

La cabeza es, sin duda, la parte más delicada del esqueleto. Son huesos pesados y largos, que se pueden desestabilizar fácilmente, puesto que el centro de gravedad del conjunto queda desplazado del centro geométrico. El vómer, que es el hueso central superior, por encima de las dos mandíbulas, había sido dañado en manipulaciones anteriores y, a pesar de que ahora había sido muy bien restaurado, suponía un punto débil para el futuro^[8, 9].

Buscando la forma^[10]

El esqueleto ocupa una posición privilegiada dentro del museo: da la bienvenida al público en la doble altura de las escaleras del acceso principal. Por decirlo coloquialmente, se convierte en el «gancho» de la exposición⁴. En el Museu Blau el esqueleto se dispone de una manera curva, que es más natural para un cetáceo en libertad. La cabeza queda situada en el techo de la planta del acceso mientras que la cola queda en el techo del nivel superior, aparentando que el animal se sumerge buscando el mar, que se encuentra muy próximo al acceso principal del museo, hacia dónde mira la cabeza^[11]. Así, todo el eje de la columna vertebral del esqueleto forma un plano que se propone además inclinado, por lo que el centro de gravedad del conjunto queda fuera del mismo^[12, 13].

La posición final resulta muy atractiva porque los visitantes, cuando entran por primera vez por la puerta del Museu, se encuentran al vertebrado dirigiéndose hacia ellos. Mientras suben por las escaleras que les llevan a la venta de entradas, pueden recorrer el conjunto de cabeza a cola como si estuviesen dentro del vientre del

animal para, finalmente, una vez alcanzan el primer piso, poder recorrer visualmente de nuevo el esqueleto a la altura de su espalda, esta vez desde la cola a la cabeza.

La posición estaba definida en el espacio por el despacho de arquitectos Herzog & de Meuron. Era necesario definir una estructura horizontal que consiguiese que los huesos quedasen fijos en su posición, así como un sistema de tirantes para soportarla desde el techo. La estructura horizontal está compuesta por el «arco» y por la «silla». El «arco» es un tubo que se sitúa en el eje del esqueleto del animal y que debe de ser previamente curvado. Se dispone dentro de los huesos, por lo que casi la totalidad de las vértebras deben ser perforadas. El tamaño del tubo debía ser menor a 50 mm. El límite lo imponía el tamaño de las vértebras y el espacio restante mínimo necesario cercano al taladro para que las piezas no quedasen dañadas^[14, 15]. Se optó por elegir un diámetro de 44 mm con un espesor de 2,7 mm, puesto que era el canto más grande que se encontraba en stock.

Por lo que se refiere a la «silla», que es el sistema de soporte de la cabeza, se propuso la subestructura que se muestra en la figura 2. Los dos tubos centrales, casi verticales, que tienen en su extremo superior una chapa doblada en forma de «V» de 1 mm de grosor, sirven para dar soporte al vómer. Los tubos curvados perimetrales, sirven para dar soporte continuo casi a la totalidad de las dos mandíbulas. Los dos sistemas de la derecha, en forma de «V» invertida, sirven para soportar la parte posterior del mentón, perforándolo parcialmente, consiguiendo que el esqueleto no deslice, puesto que la «silla» está inclinada en el espacio hacia adelante.

La estructura de soporte de la ballena debía ser ligera^[16]. Para poder definir el sistema de tirantes más eficaz, fue necesario antes estudiar la composición estructural del techo, que es el soporte del soporte de la ballena. Está compuesto por una estructura de 4.000 mm de

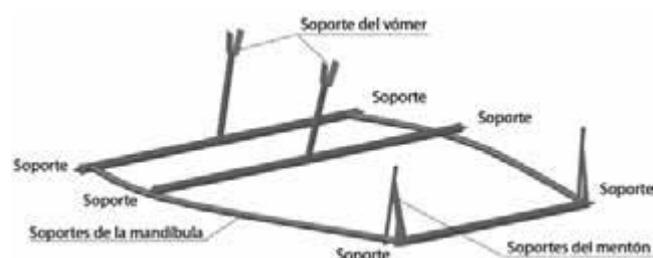


Figura 2. Sistema de soporte de la cabeza o «silla».

3 Extraído de los paneles del Museu Blau referentes al esqueleto de la ballena.

4 Uno de los comentarios más repetidos por los niños, buscando la protección de los padres, cuando entran por primera vez al museo, es: «¿No se caerá?». La respuesta de los padres tranquiliza a los niños. Algunos padres les dicen a sus hijos el peso del conjunto, pues se encuentra anotado en la pared.

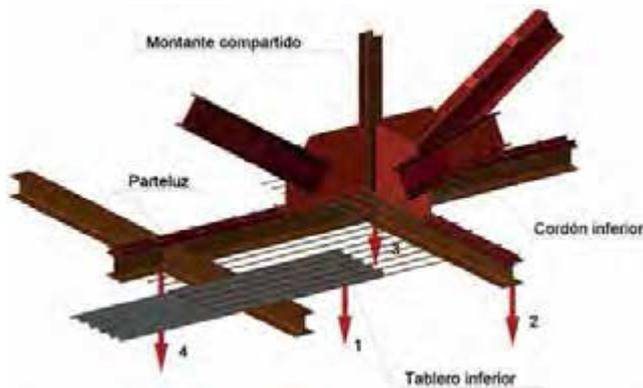


Figura 3. Explicación de los posibles tipos de apoyos sobre la estructura principal del techo.

canto, formado por vigas metálicas en celosía en dos direcciones ortogonales entre sí, que tienen montantes compartidos cada 6.000 mm tal como puede apreciarse en la figura 3^[17]. En el cordón superior hay un tablero de hormigón o forjado colaborante, que forma el techo del edificio, y en el cordón inferior hay otro tablero igual que hace de suelo, que sirve de soporte a las instalaciones del edificio: es el nivel desde el que se colgará la ballena. Como los espacios entre las vigas que resultan tienen dimensiones de $6 \times 6 \text{ m}^2$, existe un parteluz central en cada piso, biarticulado, siempre en la misma dirección, consiguiendo luces para el tablero unidireccional de hormigón de 3.000 mm, más acordes para las cargas de cada piso.

El eje en planta del esqueleto de la ballena no sigue los ejes principales de la estructura del techo, tal como se explicará más adelante. Así pues existían tres posibles opciones de apoyo: *apoyo directo sobre el tablero o forjado colaborante*, *apoyo en el tramo central de los cordones* y *apoyo en nudo*.

a) Apoyo directo sobre el tablero o forjado colaborante (posición 1 en la figura 3). Esta solución era comprometida: el forjado de 120 mm de espesor en los nervios principales soporta cargas de mediana intensidad. Si se optaba por usar tacos químicos, de reducida eficacia para este caso en concreto, puesto que son tacos trabajando a tracción y con colocación en techo, o tacos mecánicos, no quedaría espesor suficiente para garantizar los esfuerzos. Existía una variante: constaba de una placa inferior y de otra contra placa superior, unidas mediante barras soldadas pasantes por unos taladros previamente ejecutados en el tablero, sobre las que se soldaba una orejeta vertical que servirá de gancho. Los equipos de climatización instalados que se encuentran

sobre este tablero, podían impedir su colocación. Y si no había interferencia, la perforación del forjado podía desembocar en un punto débil para la impermeabilización, con posibilidad de goteras si algún equipo tuviese pérdidas. Por todo lo anterior, parece lógico no usar este tipo de apoyos.

b) Apoyo en el tramo central de los cordones (posición 2 en la figura 3), formados por perfiles HEA, HEB o HEM-300. Como la ballena pesa 13,0 kN, si se optaba por usar cuatro apoyos, la reacción vertical de cada uno sería de unos 4,0 o 5,0 kN máximo, valor más que aceptable para una sección de 300 mm de calibre y de 6.000 mm de luz, teniendo presente que la sobrecarga de uso prevista del techo es de 2,0 kN/m². Cuando se indica que la reacción vertical es de, aproximadamente, 5,0 kN, se tiene en cuenta que la carga en el espacio puede tener una intensidad muy superior a las verticales, porque los apoyos pueden ser cables prácticamente horizontales que no aceptan una excesiva deformación causada por su peso propio. Así pues, en cada apoyo puede existir, además, una reacción horizontal de gran intensidad.

El cordón puede asumir reacciones horizontales en la dirección de su eje principal, puesto que se transmiten como esfuerzos axiales de tracción y de compresión, pero no puede hacerlo en la dirección perpendicular a su eje, que se traducirían en cortantes y flexiones transversales. Además existirían torsiones, puesto que el punto de aplicación se produce en la cara inferior del ala inferior del perfil en doble T. Un punto que sí puede controlar estos esfuerzos es el de unión entre correa y cordón (posición 4 en la figura 3), puesto que el cruce evita las flexiones, torsiones y cortantes antes citados.

c) Apoyo en nudo (posición 3 en la figura 3). Es, sin duda, la mejor posición, puesto que queda completamente controlado cualquier tipo de esfuerzo. Hay que tener presente que algunos nudos tienen pasamanos inferiores para evitar la tensión transversal de las fibras de las alas inferiores. Estos pasamanos, en caso de recibir una carga vertical, pueden flexionarse excesivamente, provocando el colapso del apoyo.

Una vez se definieron los tipos de apoyos más adecuados, era necesario elegir un número todavía indeterminado de puntos en el techo que, además, permitiesen no desmontar las diferentes instalaciones que el edifi-



Figura 4. Proceso de ajuste de los cables en obra por los técnicos de GROF.

cio tiene dispuestas bajo el tablero. Los trabajos iban a ser realizados en un fin de semana y desviar las instalaciones hubiese supuesto posponer la inauguración. Tampoco era adecuado que los cables^[18] quedasen al alcance de los visitantes, pues su movimiento podría resultar inadecuado para la conservación del esqueleto. Para inmovilizar al vertebrado, cuatro es el número mínimo de puntos de soporte, puesto que la pieza alcanza los 19 m de longitud, y al estar dispuesta de una manera no simétrica respecto al techo, es necesario estabilizar el conjunto. No era recomendable usar más puntos, puesto que, en cada uno de ellos, se deben de hacer trabajos de soldadura, y porque el ajuste del tesoado posterior también será más ágil, tal como se puede apreciar en la figura 4.

Tras varias reuniones de trabajo con el equipo de arquitectura, y después de varias versiones que hicieron posible la solución final, se pudo concluir que la mejor decisión era colocar dos apoyos adelantados a la cabeza y dos por detrás de la cola, en ambos casos uno a la derecha y otro a la izquierda del eje de la columna vertebral. Si los apoyos quedaban situados entre la cabeza y la cola, en el ámbito del cuerpo, el tubo se comprimía y tendía a girar, quedando inestable el conjunto. Cuando los apoyos se alejaban del cuerpo, el tubo se traccionaba, quedando el conjunto estable. Tres apoyos se corresponden a la posición 3 y el cuarto a la posición 4 de la figura 3, según se ha explicado en este mismo capítulo.

Como el «arco» no queda contenido en un plano vertical sino en uno inclinado, la estructura tenderá a girar intentando recuperar la vertical del plano que lo contiene. Así que es necesario, no solo soportar cargas verticales, sino también tener la posibilidad de aplicar cargas transversales, a modo de esfuerzos torsores que eviten el giro. Este problema y su forma de controlarlo, se explica en la figura 5.

Para definir los cables de soporte^[19] se encontró una obra construida que podía servir como referencia: el soporte de la luminaria que hay en la entrada a Barcelona desde la autopista C58, por encima de la Avenida Meridiana^[20]. La estructura de la C58 utiliza dos cables principales que se unen a la cabeza de cuatro mástiles, uno en cada extremo. Desde los cables principales se lanzan otros cables que triangulan el espacio intermedio, que son los que soportan la luminaria, y que convierten los cables principales en funiculares. La apariencia de la estructura de la C58 es la de dos vigas inclinadas en celosía muy ligeras. La solución final que se adoptó para soportar la ballena, diferente a la anterior, fue unir cada uno de los cuatro apoyos con varios puntos del tubo, tantos como fuesen necesarios para que el tubo resultase capaz de resolver los esfuerzos, y se pudiese controlar el fenómeno torsional explicado anteriormente.

Una vez encontrada la forma, era necesario, antes de proceder al cálculo definitivo, realizar un predimensionado de los elementos que componen la estructura, con objeto de aproximar la rigidez final de las barras, consiguiendo desde el inicio un reparto de esfuerzos muy cercano al de la solución final.

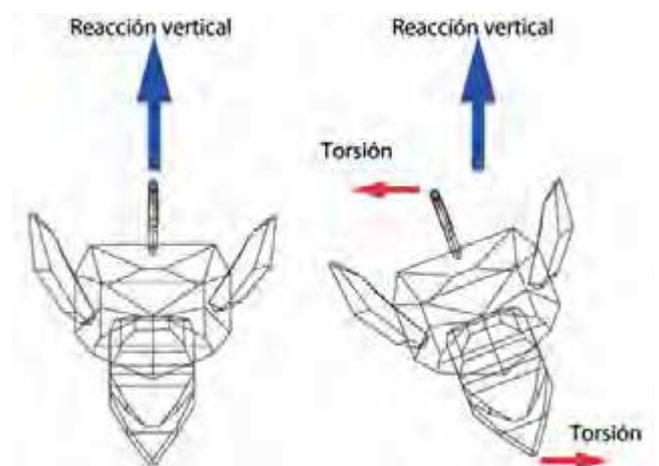


Figura 5. Explicación del fenómeno torsional de la ballena y de las fuerzas necesarias para mantenerla en equilibrio.



Números gordos^[21]

El «arco» únicamente se puede disponer en el tórax y en una parte de la cola. Las cargas uniformemente distribuidas indicadas en la tabla 1 generarán esfuerzos de flexión y de corte al tubo. Como el tubo queda dispuesto en el espacio de una manera asimétrica, y como los tirantes lo pretraccionarán, es seguro que además trabajará a esfuerzo axial. Los límites de resistencia para el tubo CHS-44 × 2,7 son los que se describen en la tabla 2.

d :	44 mm	A_{xx} :	350 mm ²
t :	2,7 mm	Peso:	0,0275 kN/m
f_y :	275 N/mm ²	I_{yy} :	75.011 mm ⁴
f_{yd} :	262 N/mm ²	$W_{yy,pl}$:	4.612 mm ³
ε :	0,92	N_{Rd} :	91,8 kN
d/t :	16,30	$V_{pl,Rd}$:	34,0 kN
Clase:	1	$M_{pl,Rd}$:	1,21 kN·m

Tabla 2. Cálculo de los esfuerzos tope para el tubo CHS-44 × 2,7.

El axil máximo que puede soportar el «arco», que no puede sobrepasar nunca el límite de 91,80 kN, es función:

- De la carga distribuida que soporta: la zona del tórax está más solicitada que la zona de la cola.
- Del tipo del signo del esfuerzo: si la fuerza es de compresión el pandeo limita el esfuerzo axial máximo.
- De la longitud del tramo: a menor luz, menor tensión resultante del Momento flector.
- Del límite de la deformación máxima: que queda establecido en $L/300$.
- De la esbeltez máxima admisible del tramo: que a compresión es 2,0 y a tracción es 3,0.

Considerando el peso del esqueleto, diez soportes y un ángulo de referencia para los tirantes igual a 25°, se concluye que el axil del tubo no debe de superar los 2,0 kN, tal como se demuestra en la fórmula siguiente. Este axil también sirvió para entender que el diámetro de los cables no debía de ser mayor de 4 mm^[22].

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{q_{Ed} \cdot \gamma_f \cdot q_{sw}}{n_c \cdot \cos \alpha} = \frac{11,60 \text{ kN} \cdot 1,35 \cdot 1,1}{10 \cdot \cos (25^\circ)} = 1,90 \text{ kN}$$

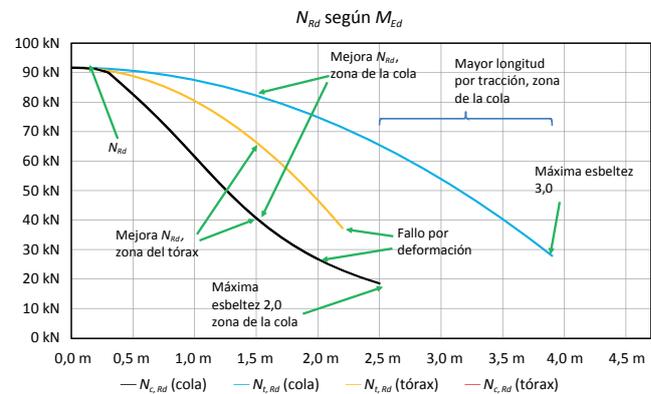


Figura 6. Carga máxima admisible para el tubo en función de su longitud y del momento flector.

Donde:

q_{Ed} es el peso propio del esqueleto.

γ_f es el coeficiente de seguridad de la fuerza.

q_{sw} es el peso propio de la estructura que se estima en un 10% del peso total.

n_c es el número de cables.

α es el ángulo aproximado de los cables.

En la figura 6 se analiza el axil máximo que puede soportar el tubo en la zona del tórax y en la zona de la cola. Si aparecían compresiones, la longitud máxima recomendable entre tirantes no debía ser mayor a 2,0 m en la zona del tórax, ni mayor a 2,5 m en la zona de la cola. Si el tubo se traccionaba, en la zona del tórax, se podía llegar a distancias de 2,3 m, y de 3,8 m en la zona de la cola. La conclusión más importante a la que se llegó, fue que forzar la tracción del tubo, en el caso que nos ocupaba, era una mejora para el «arco»^[23].

El tubo debía ser cortado en varias partes para facilitar el transporte y el posterior montaje, por lo que el caso de referencia que se consideró fue el de una viga empostrada-articulada. Con esta premisa y considerando siempre que las uniones quedasen integradas en los discos intervertebrales, se procedió a unir, en el programa de dibujo, cada uno de los cuatro puntos de soporte del techo con cada uno de los nueve puntos de unión resultantes en el tubo, no sobrepasando en ningún caso las longitudes máximas anteriormente descritas. También se dispusieron seis apoyos en el perímetro de la «silla». Así se obtienen un total de 52 posibles cables que son necesarios para estabilizar el conjunto. Los cables quedan muy ordenados en el espacio y forman unas superficies regladas que pueden ser entendidas como las generadas en un movimiento de inmersión,

aparentando turbulencias. Parecen también haces de luces que iluminan la escena desde cada apoyo, o incluso pueden ser los músculos que le faltan al animal que han sido estirados para mostrar el esqueleto. Recuerda también a un ideograma «Kai Kai»^[24]⁵ sujeto por cuatro dedos de un niño. Una vez estaban claras las directrices del predimensionado, se procedió a calcular la estructura.

Un problema de cálculo no lineal

Como los cables llegan muy inclinados al tubo y como las vértebras lo ocultan, es necesario disponer unas barras perpendiculares al tubo en el disco intervertebral, en forma de Y, con tres posibles posiciones en cada extremo, y realizar la entrega fuera de la vértebra, evitando interferencias. El primer cálculo se realizó en estático lineal. Puede parecer incorrecto, pero siempre se debe hacer un primer tanteo despreciando los efectos no lineales de los cables, evitando así que el programa llegue a producir inestabilidades: un modelo de cálculo lineal siempre tiene solución, aunque sea inestable, si no es un mecanismo, pero un problema de cálculo no lineal de cables puede no tenerla. Para entender esta última afirmación se puede estudiar el análisis de un cable vertical empotrado en el extremo superior, con una carga que lo intente comprimir.

La propuesta finalmente elegida puede definirse como un caso de hiperestatismo axil puesto que a cada punto del «arco» le podían corresponder hasta cuatro cables traccionados. El programa de cálculo elegido fue Autodesk Robot Structural Analysis Professional^[25]. Los cables que no se traccionaban, se eliminaron del modelo. Este proceso se repitió varias veces, y en cada caso se fueron cambiando de posición de entrega con el tubo, para controlar también la torsión. Cuando la estructura funcionaba tanto a deformación como a tensión, y cuando todos los cables así como el «arco» quedaban traccionados, se pasó a cálculo no lineal de esfuerzos, para comprobar las tracciones impuestas. Algunas de las hipótesis simples no convergían, puesto que en ellas se introducía únicamente el peso de un único hueso importante; sin embargo, todas las combinaciones funcionaron correctamente desde el inicio, debiendo variar de posición algún cable, a pesar de haber considerado el cálculo lineal previo. Los resultados de los axiles finales de los cables se pueden analizar en la figura 7, así

5 Práctica ancestral Rapanui, que consiste en dar forma a un ideograma con hilos que contiene en su imagen una historia, que se narra a través de una recitación denominada «Patautau».

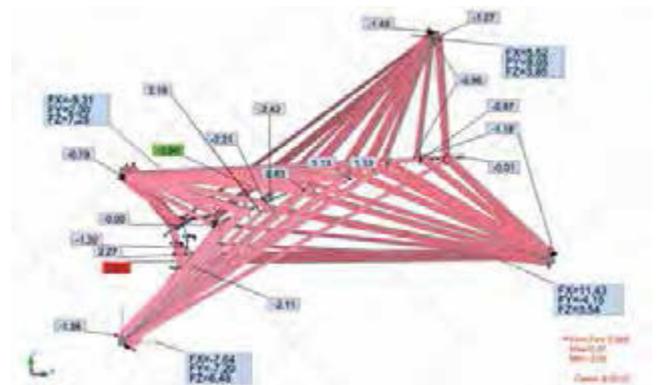


Figura 7. Diagramas de axiles de las barras. El «arco» siempre queda traccionado para evitar el pandeo. Los esfuerzos de compresión se corresponden con algunas barras transversales que forman parte de las «Y» de unión.

como las cuatro reacciones, que en la dirección vertical no llegaban en ninguno de los cuatro apoyos a 8,0 kN en Estado Límite Último.

Al final del proceso de diseño quedaron once cables de 4 mm en cada apoyo, que además debían ir a eje de nudo de la cubierta.

Trabajando el detalle

El detalle más importante que se debía resolver era el que proponía tres Posiciones alrededor del disco intervertebral. Para solucionarlo, se diseñó un sistema formado por cuatro varillas roscadas que atravesaban el tubo. Con esta solución, se consigue soportar el esqueleto desde dos puntos superiores. Combinando los tres puntos, se puede contener el fenómeno torsional que se ha explicado anteriormente. Las tuercas con cáncamos superiores permitían, además, que en cada extremo se pudiesen colocar varios cables. La solución final se puede ver en la figura 8.

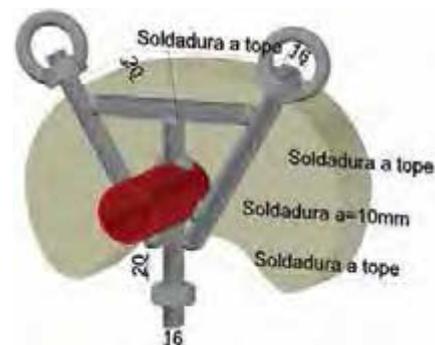


Figura 8. Solución para proveer al tubo de tres sistemas de apoyo en un mismo disco: uno en cada cáncamo, y el tercero en la tuerca inferior.



El detalle de unión con la estructura de cubierta^[26] debía de encontrar una solución fácil de ejecutar y que permitiese que los cables tuviesen algo de juego. Si se conseguía encontrar un plano en el que se entregasen todos los cables, se podría colocar una chapa que trabajaría a tracción, longitudinal y transversalmente. No era posible encontrar un plano que contuviese los once cables de cada punto de apoyo, ya que el tórax es una curva definida en un plano más o menos vertical.

Aun así, gracias a la conexión mediante grilletes y manguitos tensores, se consiguió que las uniones entre chapa y cable tuviesen capacidad de giro en cualquier dirección, tal como se puede observar en la figura 9. Así se proyectaron en el espacio cuatro chapas de espesor 10 mm, colocando, máximo, dos tirantes por agujero y grillete, reduciendo el número de perforaciones a siete por unidad. También se dejó alguna posición más para solucionar imprevistos durante la fase de construcción.

Para unir la mandíbula con la «silla» y que no deslizase, se colocó una varilla roscada que la atravesaba, pudiendo ser desmontada en un futuro, tal como se aprecia en la figura 10. La tuerca con cáncamo se colocó para disponer dos de los cables que lo soportan.

Finalmente, se añaden cuatro cables para soportar cada mano, dos en cada una, colgados desde los cables principales. El peso de estas «manos» es bajo, de aproximadamente 0,4 kN. Buena parte de esta carga queda recogida por la escápula, el hueso que une la mano con el tórax, así que se trata de que la mano no gire contrarrestando en punta tan solo unos 0,15 kN. Se optó por colocar un cable menor, de 2 mm de diámetro, su-



Figura 9. Una de las cuatro chapas para resolver un apoyo, soldada previa eliminación de la vermiculita.

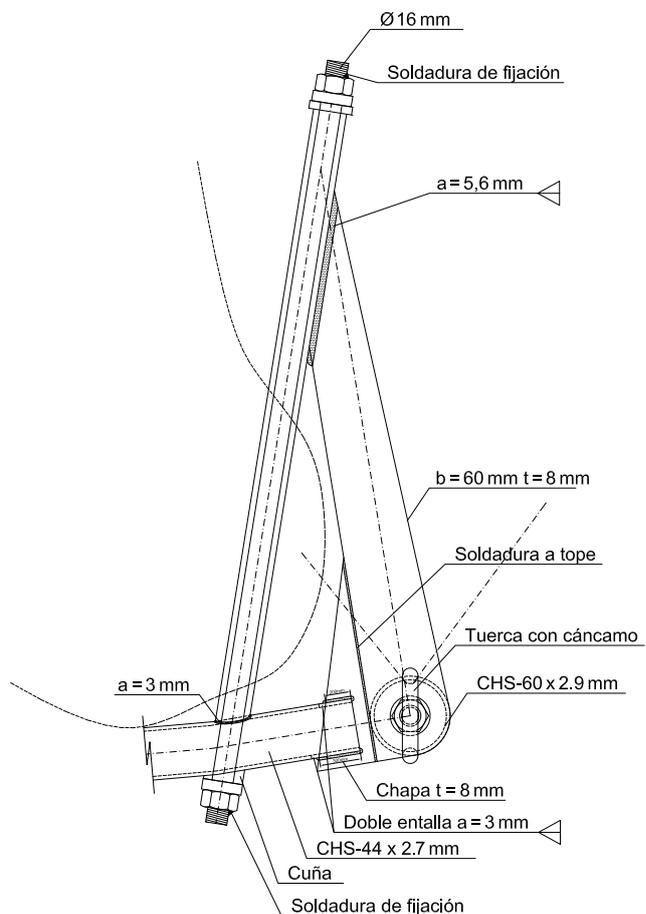


Figura 10. Sistema de fijación de la «silla» con la mandíbula.

je to con unos perrillos muy pequeños sobre los cables principales. Así se consigue una unión casi invisible. Los cables secundarios se inclinan en la dirección de los cables principales, una decisión arquitectónica que favoreció el aspecto de inmersión.

El esqueleto fue «troceado» en cinco partes para facilitar el transporte y su posterior colocación. Para poder acoplarlos entre sí, se colocaron unos casquillos tubulares de menor dimensión, haciendo posible el machihembrado entre las piezas. También se dejaron unos agujeros en los extremos del tubo sin mecha, coincidiendo con dos discos intervertebrales consecutivos; una vez las piezas estaban machihembradas, se taladraba el casquillo utilizando por guía los agujeros del tubo para, finalmente, colocar un par de pasadores con un diámetro de 8 mm en cada unión, que quedarían ocultos por los falsos discos de porexpán «EPS». Tal como indica el CTE de acero, estas dos perforaciones hicieron necesario revisar la figura 6, puesto que la resistencia última de cálculo de la sección transversal neta



Figura 11. Detalle de las perforaciones que sirven de guía para taladrar el casquillo de la otra pieza, cuando se hace el machihembrado.

$(N_{t,Rd})$ es un 1,2% menor a la resistencia plástica de cálculo de la sección bruta $(N_{u,Rd})$ según [27], reduciendo la capacidad de la sección únicamente en el caso de tracción. La resistencia a flexión se redujo en las uniones a la capacidad resistente del casquillo interior. Las resistencias a cortante y a compresión no se vieron afectadas por la presencia de los taladros. Los pasadores soportaban un cortante máximo de 65,5 kN considerando la capacidad de la unión según [28]. Este detalle puede acabar de comprenderse en la figura 11.

PUESTA EN OBRA

El proceso de montaje se completó en apenas tres días, de viernes tarde a domingo. Para ello se colocó un andamio provisional sobre las escaleras que serviría para poder acceder a cada parte del esqueleto con facilidad. Además, se utilizaron un andamio móvil y una



Figura 12. Proceso de montaje de la cabeza, con ayuda de una grúa fija sobre el forjado.

plataforma elevadora para poder acceder a los apoyos del techo fácilmente, y una grúa de pequeñas dimensiones para subir las piezas más pesadas del esqueleto, pudiéndolas soportar mientras se iban tensando los cables^[29]. Las reacciones de esta grúa sobre el suelo fueron revisadas con anterioridad, descartando que el pavimento pudiese romper localmente a punzonamiento, concretamente en las zonas donde las patas se apoyaban únicamente sobre la capa de compresión. Se colocaron chapas de 5 mm de grosor en las patas para repartir mejor los esfuerzos entre las vigas principales. Las reducidas dimensiones de la máquina hicieron posible subirla a la primera planta por el montacargas del edificio.

Durante el proceso de montaje se fue verificando in situ que las fases no producían esfuerzos importantes con respecto al cálculo inicial, pudiendo introducir ligeras correcciones en el programa de cálculo casi en tiempo real. Primero se montó el tórax para que sirviese de referencia al resto de las piezas. Se comprobó fácilmente que era estable y que estaba en su posición correcta mediante láser, tomando la posición de un caso equivalente en el programa de cálculo. Después, se fueron añadiendo las demás piezas que conformaban la cola y no se detectaron movimientos inesperados. Por último, se montó la cabeza de una sola vez, tal como se puede apreciar en la figura 12. Esta pieza, la más pesada, es independiente del resto del cuerpo, así que no se debió revisar más que el apriete, que se daba en obra, no hacía tensar más de la cuenta los cables, al igual que se hizo en las demás unidades. El último



Figura 13. La estructura en carga, antes de ser desmontado el andamio de trabajo.

paso fue montar las «manos» con el sistema que ya se ha explicado, colgándolas de los cables principales.

Todos los cables fueron calculados con un coeficiente de rendimiento mediano, para dejar un margen razonable para el posterior tesado manual. No se corrigió la posición tensando los cables para evitar aumentar la tensión de cálculo. En cada extremo de los apoyos se colocaron los manguitos con un sistema de cierre, consiguiendo así que un solo operario pudiese controlar los 11 cables de cada apoyo con una plataforma. El aspecto final del conjunto, antes de retirar el andamio, se puede ver en la figura 13, donde se puede apreciar que la «silla» queda integrada en el conjunto^[30].

CONCLUSIONES

En el desarrollo del proyecto se ha establecido una metodología de diseño que puede ser usada en estructuras de características similares a la descrita; concretamente, en estructuras ligeras de pequeña envergadura formadas por cables. El método puede constituir un patrón exportable para el análisis de otro tipo de estructuras, pues presenta un camino directo de cómo organizar un proyecto estructural de principio a fin.

Se ha utilizado una estrecha relación entre predimensionado, cálculo lineal y cálculo no lineal para optimizar la solución final, consiguiendo una estructura ligera consecuente a los esfuerzos generados por la decisión de la forma en el espacio. Se ha explicado también una forma razonada de proceder con un programa de cálculo no lineal usando previamente una solución lineal.

La metodología adoptada, así como las soluciones constructivas elegidas, que fueron diseñadas para el proyecto que se describe, permitieron una puesta en obra rápida y eficiente, haciendo posible que el museo cerrase únicamente tres días.

AGRADECIMIENTOS

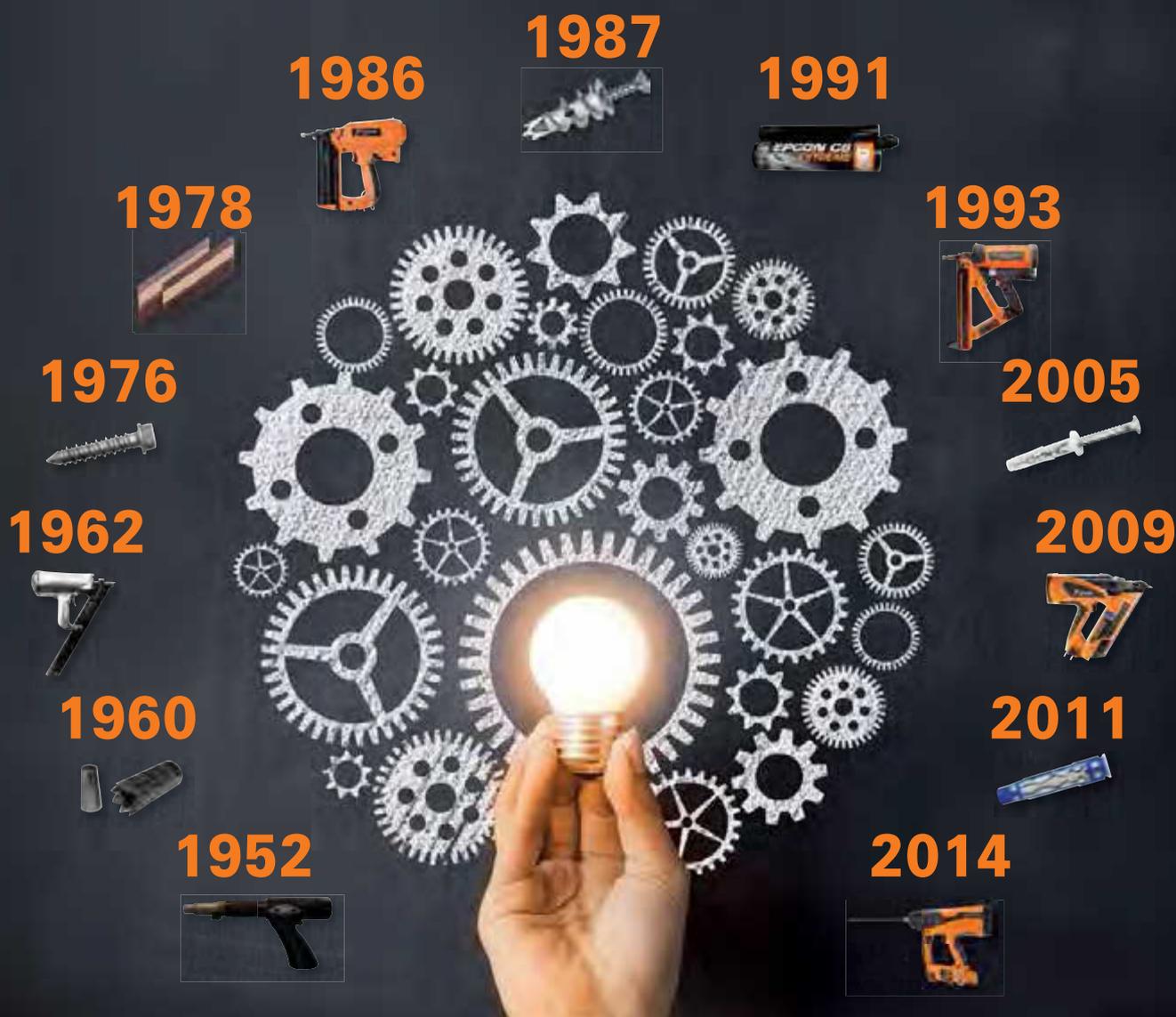
Mi agradecimiento personal a la firma de Arquitectos Herzog & de Meuron. A Miquel del Río Sanín, por su continuo apoyo en el proceso de diseño y de montaje de la estructura. Al Museu de Ciències Naturals de Barcelona y a Robert Brufau i Niubó, por permitirme colaborar en este proyecto. A Santiago de León Molina, aparejador de la obra, a GROU y a GEA, responsables también del diseño y puesta en obra del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Márquez F., Levene R. Herzog & de Meuron 2002-2006. El Croquis. 2006; 270-83.
- [2] Carrillo M., Alcántara E., Taverna A., Paredes R., Garcia-Franquesa E. Descripción osteológica del rorcual común (*Balaenoptera physalus*, Linnaeus, 1758) del Museo de Ciencias Naturales de Barcelona. *Arx Miscel·lània Zoològica* [Internet]. 12: 93-123. Available from: <http://amz.museocienciasjournals.cat/volum-12-2014-amz/descripcion-osteologica-del-rorcual-comun-balaenoptera-physalus-linnaeus-1758-del-museo-de-ciencias-naturales-de-barcelona/?lang=es>
- [3] Le Blond S., Guilminot E., Lemoine G., Huet N., Mevellec J. Y. FT-Raman spectroscopy: A positive means of evaluating the impact of whale bone preservation treatment. *Vib Spectrosc.* 2009; 51(2): 156-61.
- [4] Guilminot E., Lemoine G., Pelé C., Poisson L., Surbled M., Louvet I., et al. Re-treatment of whale bones - How to extract degraded fats from weakened bones? *J Cult Herit* [Internet]. Elsevier Masson SAS; 2014; 15(2): 128-35. Available from: <http://dx.doi.org/10.1016/j.culher.2013.03.008>
- [5] Rui-Wamba J. Aforismos estructurales. Madrid: Fundación Esteyco; 1998. 168 p.
- [6] Canarias Conservación; Gea. Estudio osteológico, restauración y montaje del esqueleto MZB 83-3084 [Internet]. Youtube. 2011. Available from: <http://www.youtube.com/watch?v=duJof5v1AVU> 01/08/2011
- [7] Yang H., Jekir M. G., Davis M. W., Keaveny T. M. Effective Modulus of the Human Intervertebral Disc and its Effect on Vertebral Bone Stress. *J Biomech* [Internet]. Elsevier; 2016; 1-7. Available from: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0021929016302287>
- [8] Rho J. Y., Kuhn-Spearing L., Zioupos P. Mechanical properties and the hierarchical structure of bone. *Med Eng Phys.* 1998; 20(2): 92-102.
- [9] Olszta M. J., Cheng X., Jee S. S., Kumar R., Kim Y. Y., Kaufman M. J., et al. Bone structure and formation: A new perspective. *Mater Sci Eng R Reports.* 2007; 58(3-5): 77-116.
- [10] Otto F., Schanz S. Frei Otto, Bodo Rasch: finding form: towards an architecture of the minimal: the werkbund shows Frei Otto, Frei Otto shows Bodo

- Rasch: exhibition in the Villa Stuck, Munich, on the occasion of the award of the 1992 Deutscher Werkbund Bayern Prize to F [Internet]. Stuttgart: Axel Menges; 1995 [cited 2016 Mar 20]. 239 p. Available from: http://cataleg.upc.edu/record=b1122031~S1*cat
- [11] Antón J. La ballena avista su nueva casa azul. El País digital [Internet]. 2010; Available from: https://www.google.es/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CDAQFjAA&url=http://elpais.com/diario/2010/12/18/catalunya/1292638040_850215.html&ei=wYx1U6S1loHt0gXsnYHgCA&usg=AFQjCNHipZ2vz9biVsEi4PjOvc8QNmbkw&bvm=bv
- [12] Bletzinger K. U., Ramm E. Structural Optimization and Form Finding of Lightweight Structures. *Comput Struct.* 2001; 79(22-25): 2053-62.
- [13] Cassinelle P., Schlaich M., Torroja J. A. From thin concrete shells to the 21st century's lightweight structures. *Inf la construcción.* 62(519): 5-26.
- [14] Nazarian A., Müller R. Time-lapsed microstructural imaging of bone failure behavior. *J Biomech.* 2004; 37(1): 55-65.
- [15] Zwahlen A., Christen D., Ruffoni D., Schneider P., Schmölz W., Müller R. Inverse Finite Element Modeling for Characterization of Local Elastic Properties in Image-Guided Failure Assessment of Human Trabecular Bone. *J Biomech Eng [Internet].* 2015; 137(1): 011012. Available from: <http://biomechanical.asmedigitalcollection.asme.org/article.aspx?articleID=1930785>
- [16] Otto F. Tensile structures: design, structure, and calculation of buildings of cables, nets, and membranes [Internet]. London: MIT Press; 1967 [cited 2016 Mar 20]. Available from: http://cataleg.upc.edu/record=b1077503~S1*cat
- [17] Yosida N. Herzog & de Meuron 2002-2006. *A+U.* 2006; 08: 270-83.
- [18] BSI. BS EN 1993-1-11: Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-11: Design of structures with tension components. British Standards Institution (BSI); 2006.
- [19] Rocci S. Fórmulas simplificadas de dimensionamiento de cables. *Inf la construcción.* 1963; 16 (153): 85-96.
- [20] Crespo P., Bellod J. L., Rui-Wamba J. Aplicaciones del pretensado en las estructuras metálicas. Hormigón y acero. 1995; 196: 155-6.
- [21] Arroyo Portero J. C. Números gordos en el proyecto de estructuras [Internet]. Madrid: Cinter; 2009 [cited 2016 Mar 20]. Available from: http://cataleg.upc.edu/record=b1361728~S1*cat
- [22] Jurado-Piña, R. MAS-T. A simple method for the design of tension structures combining topological mapping and nonlinear structural analysis. *Inf la construcción.* 2014; 66(1): 1-9.
- [23] Costales I. El Pretensado en las estructuras de acero [Internet]. Universitat Politècnica de Catalunya; 2012 [cited 2016 Mar 20]. Available from: <http://hdl.handle.net/10803/96778>
- [24] Pignet L. Kai Kai: Tradition and Innovation on Rapa Nui. In: Stevenson C. M., Lee G., Morin F., editor. *Proceedings of the 5th International Conference on Easter Island and the Pacific.* Kamuela, Hawai'i, Los Osos (CA): Easter Island Foundation; 2001. p. 373-6.
- [25] Marsh K. Autodesk robot structural analysis professional 2014: essentials: the essential guide to learning autodesk robot structural analysis professional. [Internet]. Somerville, MA: Marsh API; 2014 [cited 2016 Mar 22]. Available from: http://cataleg.upc.edu/record=b1463239~S1*cat
- [26] Martín Sáiz R. Diseño de anillos de compresión no circulares y distribución óptima de fuerzas en el plano [Internet]. [Barcelona]: Universitat Politècnica de Catalunya; 2016 [cited 2016 Mar 23]. Available from: <http://www.tdx.cat/handle/10803/335273>
- [27] AENOR 3.1. UNE-EN 1993-1-1:2008/AC Eurocódigo 3: proyecto de estructuras de acero: parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios [Internet]. Madrid: AENOR; 2010 [cited 2016 Mar 20]. Available from: http://cataleg.upc.edu/record=b1378853~S1*cat
- [28] AENOR 3.8. UNE-EN 1993-1-8 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones. Madrid: AENOR; 2013.
- [29] Gimferrer Vilaplana X. Análisis numérico de los efectos del pretensado sobre estructuras textiles laminadas tensoestáticas. [Internet]. [Barcelona]: Universitat Politècnica de Catalunya; 2016 [cited 2016 Mar 23]. Available from: <http://www.tdx.cat/handle/10803/312845>
- [30] Museu Blau NAT. La balena ja ha arribat al Museu Blau. Fotos en Flickr. [Internet]. 2011. Available from: <https://www.flickr.com/photos/museu-ciencies/sets/72157627044295321/>





1978



1986



1987



1991



1993



1976



2005



1962



2009



1960



2011



1952



2014



En el pasado liderando la **creatividad**,
y hoy descubriendo el **futuro**



Certificado sísmica C1 y C2
www.spitxtrem.com



FIX Z XTREM

Fijación perno de expansión
por atornillado para
aplicaciones críticas



EPCON C8 XTREM

Fijación química epoxi puro para
varilla roscada y barra corrugada



NUEVO

TAPCON XTREM

Fijación de alto
rendimiento y versatilidad,
adecuado para hormigón
fisurado y amplia gama de
cabezas



TRIGA Z XTREM

Fijación con camisa de
refuerzo de alto rendimiento



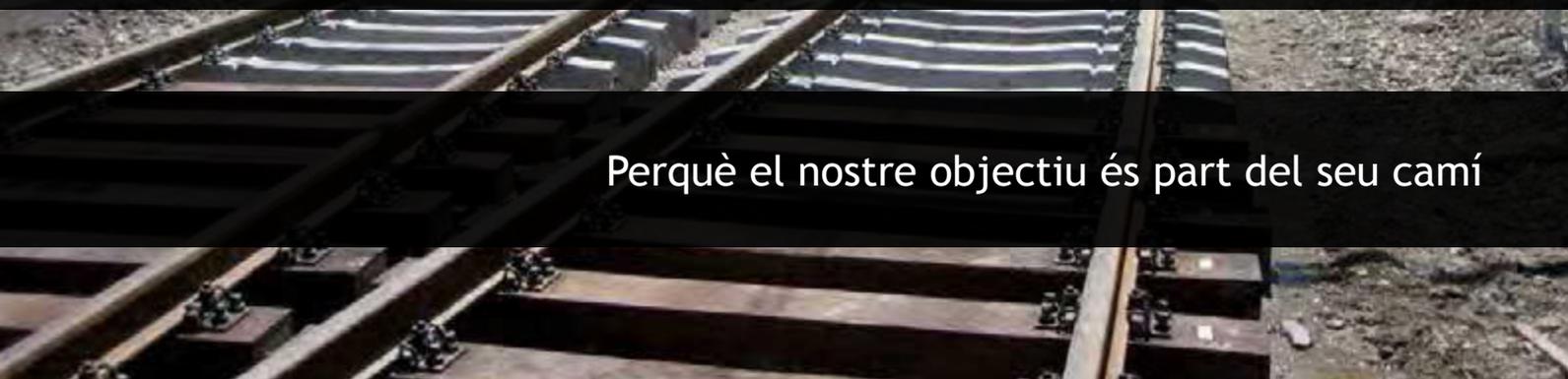
B-LONG XTREM

Fijación plástica universal
con test sísmico





Vol saber per què les més importants firmes
d'arquitectura confien en nosaltres?

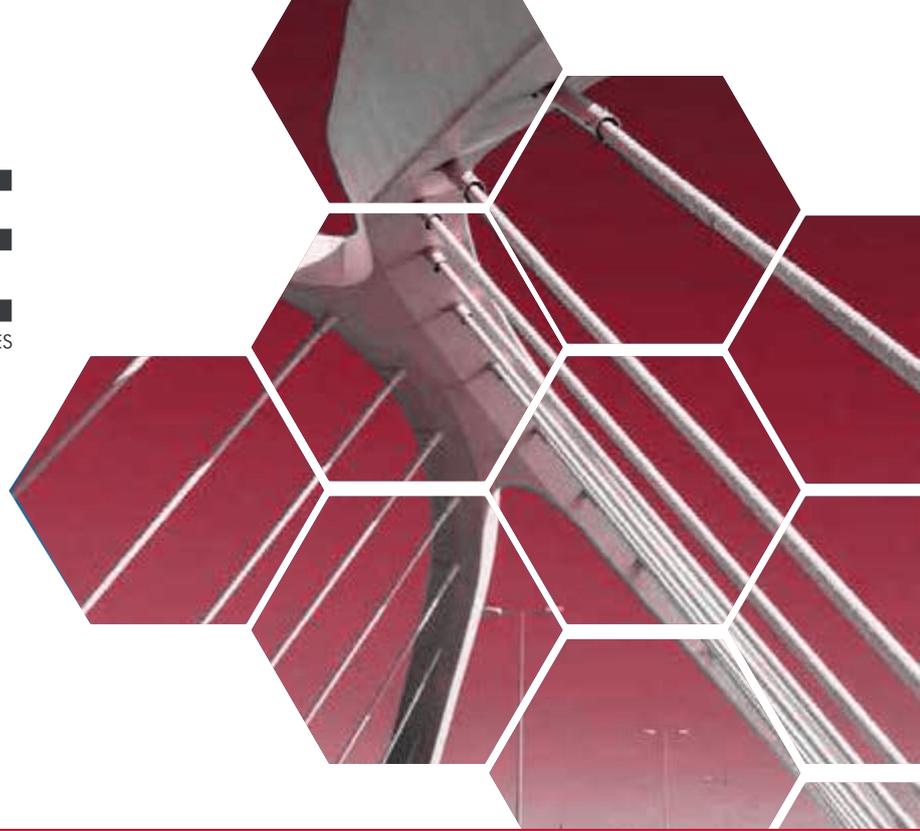


Perquè el nostre objectiu és part del seu camí

CENTRO CATALÁN GEOTECNIA

La clau de la nostra companyia
no és que tinguem les màquines
més modernes del mercat,
sinó que disposem del millor equip
de professionals per a aconseguir
els resultats més rigurosos i fiables.

- Assessorament en geotècnia i geologia.
- Estudis geològics, geotècnics, hidrogeològics, mediambientals, contaminació de sòls.
- Sondeigs a rotació de testimoni continu, helicoidal i penetromètrics (DPSH i Borros).
- Estudi de patologies del terreny.
- Depressió del nivell freàtic.
- Micropilots, pilots, injeccions, ancoratges, bulons.
- Direcció d'obra.



5.ª edición de los PREMIOS ACE

La **Associació de Consultors d'Estructures** convoca la **5.ª edición de los PREMIOS ACE**, un certamen impulsado con el propósito de reconocer la mejor estructura proyectada y realizada durante los últimos cuatro años.

Los premios contemplan **tres tipos de reconocimientos**:

- Premio a la mejor obra de estructura
- Premio a la mejor obra de estructura pequeña
- Premio al mejor trabajo de investigación, estudio o informe

