

All about Structures

II Encuentro Internacional de Antiguos Alumnos

Máster en Estructuras de Edificación

Universidad Politécnica de Madrid, 9-10 junio 2022

Instituto Juan de Herrera
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
ARQUITECTURA DE MADRID

All about Structures



I Encuentro de Antiguos Alumnos Máster en Estructuras de Edificación
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, 7-8 mayo 2015

El Máster Universitario en Estructuras de Edificación es un Máster Oficial de la Universidad Politécnica de Madrid, reconocido e incluido en el Registro de Universidades, Centros y Títulos (RUCT). Empezó a impartirse en el curso 2007/2008.

El Máster es la titulación de referencia para el ingreso en el Programa de Doctorado en Estructuras de la Edificación, de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid (UPM).

All about Structures

II Encuentro Internacional de Antiguos Alumnos Máster en Estructuras de Edificación Universidad Politécnica de Madrid, 9-10 junio 2022

edición a cargo de:

Alejandro Bernabeu Larena

Almudena Majano Majano

Miguel Ángel Millán Muñoz

Jesús Rodríguez Santiago

Andrea Vázquez Greciano

Instituto Juan de Herrera
Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid

© Instituto Juan de Herrera
© De cada ensayo, su autor
Todos los derechos reservados

ISBN: 978-84-9728-604-6
Depósito Legal: M-14646-2022

Editores: Alejandro Bernabeu Larena, Almudena Majano Majano,
Miguel Ángel Millán Muñoz, Jesús Rodríguez Santiago y
Andrea Vázquez Greciano

Diseño de portada: Andrea Vázquez Greciano
Fotografía: Mannheim Multihalle, 1974-75 (Almudena Majano Majano)

Impreso en Madrid por Printcolor, Multiproyectos Gráficos S.L.

ÍNDICE

Prólogo

Ricardo Aroca Hernández-Ros 9

Prólogo

Jaime Cervera Bravo 11

Las preguntas son las mismas, las respuestas han cambiado

Presentación de los Editores 13

Comunicaciones

Encepados de dos pilotes. Cálculo por el método de bielas y tirantes

Sergio Alcantud Martí 17

Tres experiencias en el desarrollo de estructuras tensadas

Antonio Bueno 27

Análisis dinámico y control de vibraciones en estructuras. Ejemplos prácticos

Manuel de la Cal Manteca, Javier Gómez Mateo, Alfonso González Fanjul 37

Bibliografía no estructural comentada

Alejandro Calle García 49

The Forge - office 1.0: a Platform approach to Design for Manufacture + Assembly (P-DFMA)

José María Correa Arenas, Guillermo Grillo Torres 55

Intervenciones sobre arquitectura existente: remontas y ampliaciones con steel framing

Borja Cruz López 67

Índice

La sostenibilidad en proyectos de estructuras. Una visión desde los concursos de las administraciones públicas Salvador Domínguez Gil, Pablo Anaya Gil	77
Rehabilitación de la estructura de la Casa de la Cultura de Boadilla para su reestructuración como biblioteca municipal y teatro Silvio Escolano Taravillo	87
Forjados de hormigón armado con perforaciones sistema Holedeck Iratxe Fernández Palacios	99
Pasarela suspendida sobre el río Miño Javier Gómez Mateo	107
Dos ejemplos de empleo de hormigón postesado en edificación Javier Gómez Mateo, Alfonso González Fanjul, Jesús Saorín Gómez.	117
Torre en Rabat Javier Gómez Mateo, Isabel Sáez Alonso.	127
Aeropuerto Internacional de Kuwait - Terminal 2 y Terminal 4 - diferentes retos y estrategias en la coordinación de grandes proyectos de infraestructuras Teresa González Magallanes, Beatriz Vázquez	139
Caracterización experimental de disipadores sísmicos con material con memoria de forma Guillermo González-Sanz, David Escolano-Margarit, Amadeo Benavent-Climent ..	151
Machine Learning, Metaheurística y Sostenibilidad aplicados al Cálculo de Estructuras Pablo Gris Martínez	159
Egunerokoak / lo de a diario - guía práctica Iñigo Ibáñez Udaondo, Soraya Moreno Banda.	169
Parametrización del lenguaje estructura - arquitectura Luis Lozano Bodeguero	179
Capacidad de elementos no estructurales de fábrica en ménsula Laura Navas-Sánchez, Jaime Cervera Bravo	191

Rehabilitación Basílica de la Caridad	
Rafael Piedra	201
Ensayo sísmico de estructuras en laboratorio	
Hermes Ponce-Parra	209
Estructuras de madera y paneles CLT: un material en auge	
Flavia Proverbio	219
Apeo y rehabilitación de forjado en salón de actos del Hotel Don Pablo, Torremolinos, Málaga	
Javier Ramírez Bandera, Antonio Vargas Yáñez	229
Experiencias personales en el campo de las estructuras	
Manuela Sánchez Rodríguez	239
Experiencias en estructuras de edificación singular e industrial	
Pablo Tordesillas Torres	249
Estructuras prefabricadas en naves industriales	
Pablo Vegas González	259
Listado de Antiguos Alumnos del Máster por promoción	
2007/2008-2021/2022	269

PRÓLOGO

Ricardo Aroca Hernández-Ros

Uno sabe de verdad multiplicar, no cuando se sabe las tablas de memoria sino cuando es capaz de usar la multiplicación como herramienta para un fin distinto al de demostrar su eficacia haciendo multiplicaciones.

Uno sabe calcular (prefiero el término analizar) estructuras cuando es capaz no solo de verificar el cumplimiento de las exigencias normativas en cuanto a resistencia, rigidez y estabilidad de una estructura dada sino cuando además es capaz de tomar decisiones sobre organización, dimensionado, materiales etc.

Uno sabe de verdad estructuras, cuando es capaz de tener en cuenta las implicaciones estructurales en todos los pasos del proceso de diseño.

Mi primer contacto con las estructuras en la escuela, consistió en medio año de “elasticidad” con pizarras llenas de matrices, y una semana entera, para demostrar algo tan obvio como que si se desprecian las derivadas de 2º orden y siguientes, salen elipsoides.

En la segunda parte del curso, se pasaba página y se empezaba con la hipótesis de deformación plana y la teoría de vigas para desembarcar rápidamente en el “cross” que era el plato fuerte y se añadían unas clases de estructuras trianguladas.

Las clases eran rigurosas, pero no parecían tener otro objetivo que el alcanzar la suficiente destreza como para superar los exámenes (característica común a todo nuestro sistema de enseñanza). Conforme íbamos avanzando en los dos cursos, que pomposamente se llamaban: “Resistencia de materiales” y “Estabilidad de las construcciones” no se adivinaba ninguna conexión con el mundo real.

Yo tenía una buena formación matemática y a los dos cursos de exactas obligatorios para el ingreso, había añadido un tercero por afición, de manera que no tuve grandes dificultades para dominar la mecánica de resolver los problemas por lo que se corrió la voz de que había entendido aquello, lo que no era del todo cierto, aunque sí había entendido lo bastante como para intuir que aquello se podía contar de otra manera y sobre todo a la luz de algún objetivo (probablemente a los profesores les parecía obvio pero nadie me dijo en todos los cursos de estructuras que el objetivo era asegurar el equilibrio estable y la resistencia y la rigidez suficientes).

Hay que decir, en descargo de la comunidad académica, que el manejo del aparato matemático sin más armas que la regla de cálculo y la capacidad de sumar

a mano sin cometer errores, suponían una barrera de tal calibre que con hacer las cuentas una vez ya era suficiente y la pregunta de ¿cómo se define la estructura que hay que analizar? no tenía otra respuesta que “con la experiencia que se adquiere con los años”.

Dada la opinión popular de que yo había entendido aquello, fui cooptado por los de estructuras antes de terminar la carrera.

Entonces sucedieron tres cosas:

1. Llegó a la escuela un ordenador IBM 1620, una máquina rudimentaria cuyos “bits” eran anillitos de ferrita cruzados por dos cables, y que se comunicaba con nosotros mediante tacos de tarjetas perforadas.

Después de varios intentos programé en Fortran II un programa operativo que calculaba momentos cortantes y normales de un pórtico de hormigón armado e incluso tomaba algunas decisiones razonables (desde mi punto de vista) si los datos eran incompletos.

No me importó tanto el éxito del programa sino la idea de que más temprano que tarde el problema de comprobar la viabilidad de una estructura quedaría resuelto por las malditas máquinas y lo importante era tratar de responder a la pregunta que llevaba planteando a los de estructuras desde el primer curso ¿cómo se empieza? (a los de proyectos y construcción que solían despachar propuestas no convencionales con la frase “eso es muy caro” mi pregunta era ¿cuánto?).

2. Empecé a dar clases, lo que me ha permitido aprender todo lo que sé (no hay mayor incentivo para entender algo de verdad, que la necesidad de explicárselo a otro).

Empecé a explicarme a mí mismo, mientras lo contaba a los demás, cómo podían enfocarse las herramientas de análisis para tomar las decisiones iniciales que son las que de verdad importan.

3. Empecé a trabajar como arquitecto por mí cuenta (mientras hacía la carrera delineaba en estudios, alguno muy importante) y me fui dando cuenta que saber de estructuras me daba al tiempo libertad para proyectar y poder de decisión en la obra.

Tuve la fortuna de iniciar mi carrera docente en unas circunstancias que me permitieron alcanzar pronto la independencia académica y reunir un excelente equipo. Juntos creo que dimos un cambio de rumbo a la forma de entender el aprendizaje de estructuras (el aprender es una aventura personal, la enseñanza puede despertar interés, o apagarlo) el Máster que vosotros cursasteis es el último eslabón de una cadena que espero sobreviva hasta que todos seamos sustituidos por programas de inteligencia artificial.

Perdón, si he sido excesivamente autobiográfico. Es curioso, pero nunca me ha gustado hablar de mí mismo ni de mis obras, el cambio, debe ser cosa de la edad; y para terminar si les sirve de algo mi experiencia, lo verdaderamente esencial es el equilibrio, y la herramienta de cálculo más poderosa es la regla de tres.

PRÓLOGO

Jaime Cervera Bravo

Es esta una excelente oportunidad para aportar algunas de las reflexiones que me han guiado en estos siete años de responsabilidad en el Máster, años que, por cierto, coinciden con el período ya transcurrido desde la realización del primer encuentro, en 2015.

Cuando asumí la responsabilidad de continuar con el legado derivado de la iniciativa de Ricardo Aroca, en este Máster profesional enraizado en la Escuela de Arquitectura de Madrid, era consciente de su valor, no solo como marco de formación e innovación, sino como apoyo práctico a la tradición en la doble orientación artística y técnica que esta Escuela ha representado durante años (hablo aquí de técnica edificatoria, pese a que cierta deriva (no tan) reciente hacia otras aplicaciones más puramente visuales de la técnica, como son la cinematografía y la animación, están en alguna medida desvirtuando dicha tradición avanzando en otra línea más asociada a la lógica del “metaverso” que a la del mundo real).

En un mundo de creciente diversidad y complejidad, la elección y delimitación del campo de actividad es siempre una tarea de equilibrios y compromisos entre los recursos disponibles y los objetivos. Para este Máster, el tiempo es el recurso limitante fundamental, y el objetivo la formación de profesionales capaces de imaginar, proyectar, y especificar soluciones estructurales completas apropiadas a la arquitectura y a la construcción del siglo XXI. Para este objetivo, ni es suficiente el dominio de las herramientas y las técnicas -al modo “reducido” en la capacitación de “ingenieros” decantada con las reformas que llamamos “de Bolonia”- ni basta con una sólida formación teórica básica. Ambas son necesarias, esta última como herramienta intelectual ineludible para la comprensión que permite alcanzar la capacidad para reimaginar e innovar, aquella para poder llevar dicha imaginación a la realidad práctica.

Y por ello, en las inevitables transformaciones que hemos ido incorporando en la evolución de este título, hemos buscado mantener y conectar los elementos de fundamentación teórica con las extensiones en el dominio de las herramientas y técnicas más actuales.

Quiero destacar aquí tanto la incorporación de la madera como material estructural fundamental, y de absoluta modernidad, como la ampliación en la fundamentación teórica y en la aplicación de los requisitos sismorresistentes,

materializados en la transformación aprobada en 2019 y puesta en marcha en el curso 2020-2021.

La creciente calidad en los Trabajos de Fin de Máster defendidos, que puede comprobarse a través de los publicados en el archivo digital de la UPM (oa.upm.es) es a la vez un orgullo enorme que puede también suponer un problema, por su potencial de disuasión para futuros aspirantes a este título.

Si tuviese que señalar carencias potenciales, por tanto elementos de reflexión para futuras mejoras, diría que tenemos debilidades en los ámbitos teóricos ligados a la fiabilidad estructural y la optimización, en la motivación de interés en torno a la realidad histórica que nos ha traído a la situación presente y, finalmente, en las habilidades ligadas a la capacidad de sistematización y programación, que permitiese una mejor explotación de los flujos de trabajo versátiles más actuales -modelado paramétrico, análisis, evaluación,...-

Tengo la convicción de que las herramientas profesionales van a evolucionar en profundidad, empujadas por la evolución en tanto en el propio como en otros ámbitos (BIM, animación, automatización y bots en tareas de análisis, monitorización o construcción, inteligencia artificial, etc.), pudiendo incluso acabar desplazadas por desarrollos surgidas desde estos ámbitos -posiblemente desde la potentísima industria de los videojuegos y la realidad virtual- Considerar esta perspectiva de cambio podría ser un incentivo para una nueva revisión de lo que aquí se oferta; sería interesante que entre los profesionales que alimenten y guíen esa futura evolución, haya personas con una amplitud de formación y de visión semejantes a las que proporciona este Máster.

Este encuentro y este libro de Acta pueden, en cualquier caso, ser buenos indicadores de nuestra aportación en esta línea de trabajo, aportación que no habría sido posible sin el esfuerzo y la dedicación de todo el cuadro de profesores, a quienes desde aquí reitero mi agradecimiento.

LAS PREGUNTAS SON LAS MISMAS, LAS RESPUESTAS HAN CAMBIADO

Presentación de los Editores

Se cuenta que, siendo ya mayor, Albert Einstein impartía unos cursos de doctorado como profesor emérito en Princeton. La víspera del examen de fin de curso le llamó uno de los profesores, discípulo suyo, para preguntarle por el enunciado del examen. Einstein le indicó que estaba en el primer cajón de la mesa de su despacho. Al rato, el profesor le llamó de nuevo, alarmado: “Profesor, disculpe, debe de haber un error, este examen es exactamente el mismo que nos puso hace más de quince años”. Einstein le respondió: “No hay ningún error, las preguntas son las mismas, pero las respuestas han cambiado”.

Hace ya quince años que empezamos a impartir el Máster de Estructuras de Edificación, y en este tiempo el mundo en general y el sector de la edificación en particular han cambiado enormemente.

En primer lugar, la crisis económica mundial de 2008 cuestionó el modelo económico y social vigente, y puso en el punto de mira el sector de la construcción. Tuvo como consecuencia positiva una necesaria internacionalización, que en particular en España llevó a desarrollar y construir proyectos en otros países y continentes, con diferentes normativas, criterios y tradiciones constructivas, e incluso con diferentes acciones, en el caso de localizaciones en zonas de alta sismicidad. Paralelamente se ha ido instaurando una conciencia cada vez mayor de la escasez de recursos y la fragilidad del medio ambiente, y de la necesidad de abordar la construcción desde criterios de sostenibilidad y respeto de nuestro entorno. Por otra parte, el desarrollo tecnológico y computacional, que había caracterizado y revolucionado el final del siglo XX y comienzo del XXI ha continuado inexorable, destacando en particular en estos años la importancia de la gestión y control de datos, que en el ámbito de la edificación ha tenido como consecuencia más directa la implantación de los sistemas BIM de modelado de información. La pandemia mundial del COVID-19, que ha afectado irremediamente a todos los ámbitos de la sociedad y nos ha hecho tomar conciencia de nuestra fragilidad como especie, ha transformado de manera irreversible la forma de trabajar y de enseñar, instaurando definitivamente el empleo de medios digitales e implantando el trabajo y el aprendizaje a distancia. Y no recuperados todavía de la pandemia, el comienzo de la invasión rusa de Ucrania el 24 de febrero de 2022 está

teniendo ya efectos y consecuencias que abarcarán todos los ámbitos con un alcance y repercusión todavía impredecibles.

En este contexto, el Máster de Estructuras ha ido respondiendo y adaptándose, de manera institucional y académica en algunos casos, y otras veces de manera más informal, personal, y por qué no decirlo, en ocasiones improvisada, con el objetivo de dar respuesta a las necesidades y requisitos que el sector de las estructuras y la edificación, y con carácter general la sociedad, demandan. Así, en el curso 2020/2021 entró en vigor el nuevo plan del Máster, que da una mayor importancia al análisis dinámico y la consideración de las acciones sísmicas, conscientes de lo determinantes que éstas resultan en numerosas zonas del mundo (y también de nuestro país), y con el convencimiento de que no se trata únicamente de una cuestión de cálculo y análisis normativo, sino principalmente de diseño y configuración estructural. Así mismo, el nuevo plan da mayor relevancia a la madera como material estructural, equiparándola en peso e importancia al hormigón y al acero, como corresponde a su importancia actual y futura, y a su potencial constructivo, arquitectónico y medioambiental. Por otra parte, el máster ha ido integrando de manera progresiva y natural las nuevas herramientas de modelado y software específico de análisis estructural, así como los formatos de clases on-line y sistemas de aprendizaje invertido, no sólo como consecuencia de la situación derivada de la pandemia, sino desde el convencimiento de las ventajas y posibilidades que ofrecen en el proceso de aprendizaje.

Los alumnos de entonces del Máster son los profesionales, profesores e investigadores expertos de ahora, como queda patente en la calidad y la relevancia de las ponencias presentadas y los proyectos desarrollados. Los alumnos de hoy están llamados a construir el mañana.

Las preguntas son las mismas, cómo plantear el diseño de la estructura para que responda positivamente a los condicionantes y motivaciones del proyecto arquitectónico y, de una manera global, al contexto económico, social y medioambiental, cómo analizar y dimensionar sus elementos y conexiones para resistir con garantías y ser durables, y cómo desarrollarla y definirla para que sea construible con seguridad y precisión.

Las respuestas, necesariamente, van cambiando.

Las ganas de enseñar y de aprender, de esforzarse por comprender y por transmitir, las ganas de discutir, compartir y disfrutar de las estructuras, siguen siendo las mismas.

COMUNICACIONES

ENCEPADOS DE DOS PILOTES. CÁLCULO POR EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

Sergio Alcantud Martí ¹

Resumen

El presente estudio realiza un recorrido de las diferentes normativas de aplicación, tanto en España como en Europa, de los apartados dedicados al cálculo de encepados. Se concluye, que el análisis de este tipo de elementos es muy superficial en algún caso como en la EHE 08; y casi inexistente en otros como ocurre en los Eurocódigos o en el reciente Código Estructural.

Ante esta situación, se propone un estudio de toda la casuística que se puede dar en el cálculo de encepados de dos pilotes, desarrollando todo el proceso de dimensionado desde la fase de transformación de las reacciones hasta la de las comprobaciones locales del encepado. El resultado, son una serie de modelos de bielas y tirantes acompañados de su formulación, que sirven para el dimensionado de los diferentes casos de carga que se pueden dar.

INTRODUCCIÓN

El origen de esta investigación se debe a la problemática presentada en los pórticos de fachada de naves industriales, como son los casos de silos o almacenes, caracterizados por tener gran altura, pero una carga poco relevante, donde el momento es mucho mayor que la carga vertical, o en aquellos pilares con cruces de San Andrés a tracción, donde además de momentos aparecen esfuerzos de tracción. Todos estos casos tienen en común que no pueden ser armados por medio del clásico diagrama de compresión que propone la EHE-08.

La bibliografía en estas situaciones es escasa, por lo que se pretende explicar cómo abordar este tipo de cálculos singulares, pero también definir y automatizar una serie de expresiones que permitan agilizar el cálculo independientemente de la casuística, encontrar un mecanismo resistente suficientemente seguro mediante el sistema de bielas y tirantes y proponer una solución única y parametrizada donde las únicas variables van a ser la carga y la geometría del encepado. La clave

¹ IDOM Consulting Engineering Architecture, sergio.alcantud@idom.com

del procedimiento reside en detectar el modelo de ByT más adecuado para cada combinación en base al valor y dirección de las acciones y las reacciones.

El método de bielas y tirantes surgió en 1899, producto de las comprobaciones de Ritter donde explicaba el comportamiento de las vigas a cortante. En él, defiende que el comportamiento de una viga es similar al de una celosía de cordones articulados, donde el superior trabaja a compresión, el inferior a tracción y entre ellos, hay otros verticales a tracción que representan el armado a cortante, acompañado de unas diagonales a compresión que transmiten el cortante hasta los apoyos.

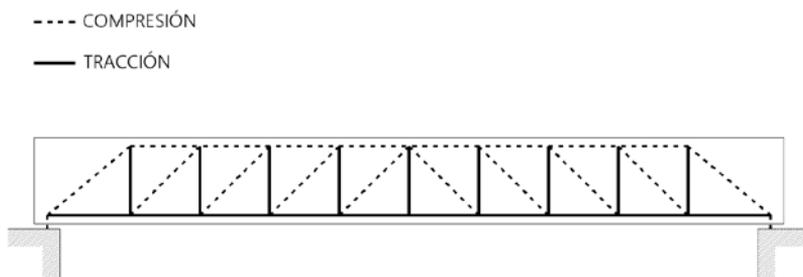


Figura 1: Celosía de Ritter

La primera referencia del método en la normativa española se da en la instrucción de 1968, aplicándose en el análisis de cargas concentradas sobre macizos, vigas de gran canto y zapatas rígidas.

El método de bielas y tirantes empleado para el diseño de elementos de hormigón estructural se divide en dos fases. La primera es el diseño de una estructura resistente; la segunda, su comprobación y dimensionado.

El método, no es capaz de dar una solución exacta del comportamiento real de la pieza, pero propone una solución de equilibrio suficientemente segura para esa geometría y ese estado de cargas.

El cálculo por ByT se apoya en dos grandes teoremas. Por un lado, el Teorema del mínimo de plasticidad, que enuncia que para una carga cualquiera la distribución de tensiones debe:

- No superar las tensiones de fluencia de los materiales
- Estar en equilibrio estático
- Satisfacer sus condiciones de contorno

Si estas condiciones se dan, la estructura resistirá sin alcanzar la rotura.

Por otro lado, el Principio de Saint-Venant, que enuncia que las regiones de discontinuidad, siguiendo las leyes de la elasticidad, son finitas y de dimensión reducida.

La consecuencia de este principio es que se puede obtener esfuerzos y dimensionar estructuras a través del principio de flexión, tratando únicamente los nudos o regiones de discontinuidad.

PROCESO DE CÁLCULO

Debido al empleo del método de ByT, el proceso de cálculo va a tener dos fases bien diferenciadas: Diseño de un modelo de ByT y comprobación de la resistencia de este.

Diseño del modelo de Bielas y Tirantes adecuado

El método se basa en la generación de un modelo de ByT eficiente, para lo cual, se antoja fundamental un correcto análisis de las acciones (F_A y F_B) y las reacciones (R_A y R_B), siendo el modelo un resultado que depende de la combinación entre estos 4 factores.

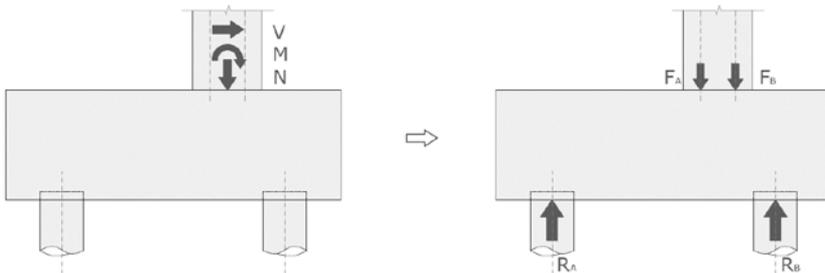


Figura 2: Reacciones del soporte; acciones del encepado

En la base del pilar, por tanto, se tienen axiles, cortantes y momentos en el plano. Para poder descifrar qué modelo es el más adecuado, se deben transformar estos esfuerzos en fuerzas de tracción o compresión y definir su posición.

Un momento en la base del soporte es el equivalente a un par de fuerzas de tracción y compresión separadas una determinada distancia. La distancia entre las fuerzas de entrada varía en función del caso que se esté analizando. Se pueden dar tres casos diferentes:

- Compresión / Compresión
- Tracción / Tracción
- Compresión / Tracción

Para este cálculo, el procedimiento varía en función del material del soporte, en caso de ser un pilar o un plinto de hormigón se procederá de manera diferente al caso de placa de anclaje de un pilar metálico.

A continuación, se procede a calcular las reacciones de los pilotes que dependen únicamente de la geometría, su posición respecto al centro de gravedad del encepado y el valor de la reacción del soporte. Se trata de un cálculo de equilibrio entre acciones y reacciones. Es determinante analizar el efecto que puede tener la posición excéntrica del pilar, en caso de que la hubiera. Con todas estas consideraciones, se está en disposición de calcular R_A y R_B .

El método propone un modelo en base a la combinación entre acciones de tracción o compresión para las fuerzas de entrada y las reacciones. Según las combinaciones de los sentidos de estas 4 fuerzas tenemos las siguientes opciones y sus simétricas. El modelo más eficiente es aquel que alcanza el equilibrio con la menor energía, es decir, el que menor deformación sufra. Además, se busca emplear el menor número de tirantes posibles, y en caso de hacerlo se buscan posiciones donde sea posible ubicar la armadura.

A partir de estos condicionantes externos, se desarrollan los siguientes diagramas internos, sobre los que una vez definidas las cargas y la geometría obtendremos el armado del encepado.

Modelo EHE 08: Se emplea este modelo cuando las dos fuerzas de entrada son de compresión y del mismo valor y las dos reacciones son de compresión y del mismo valor.

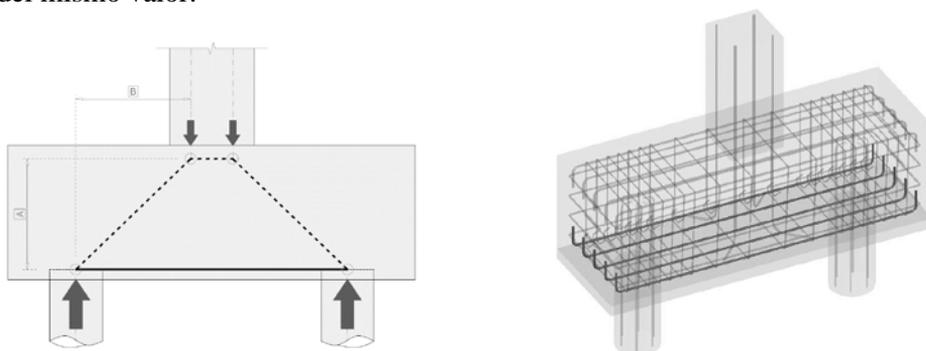


Figura 3: Modelo EHE-08 y armadura principal

Modelo 1: Se emplea este modelo cuando las dos fuerzas de entrada son de compresión, pero de valores diferentes y las reacciones son también de compresión y de diferente valor.

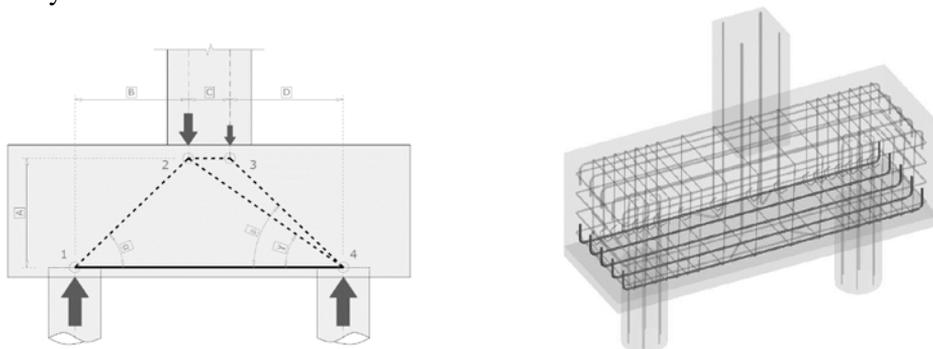


Figura 4: Modelo 1 y armadura principal

Modelo 2: Se emplea este modelo cuando las fuerzas de entrada son de tracción y compresión y las dos reacciones son de compresión.

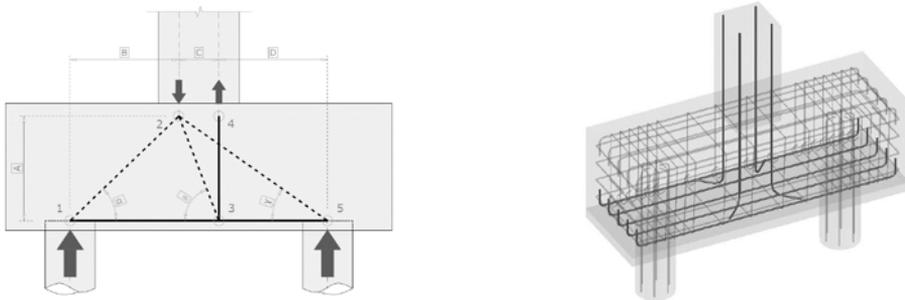


Figura 5: Modelo 2 y armadura principal

Modelo 3: Se emplea este modelo cuando las fuerzas de entrada son de tracción y compresión y las reacciones también de tracción y compresión.

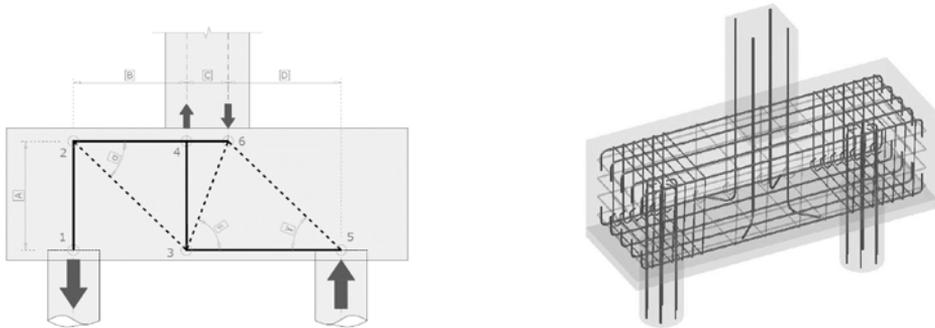


Figura 6: Modelo 3 y armadura principal

Modelo 4: Se emplea este modelo cuando las dos fuerzas de entrada son de tracción y las dos reacciones son de tracción.

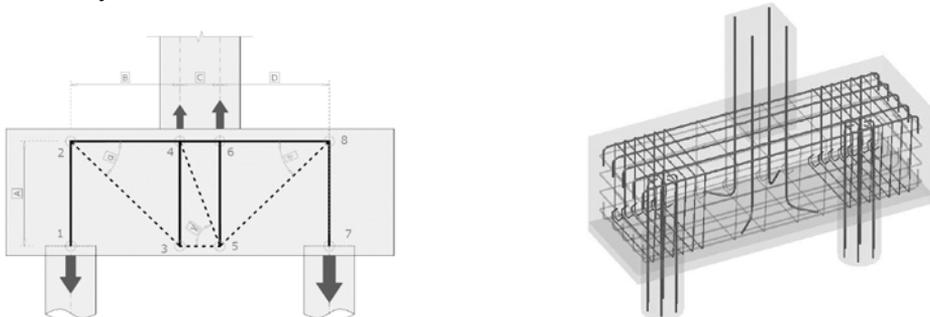


Figura 7: Modelo 4 y armadura principal

Modelo 5: Se emplea este modelo cuando las fuerzas de entrada son de tracción y compresión y las dos reacciones son de tracción.

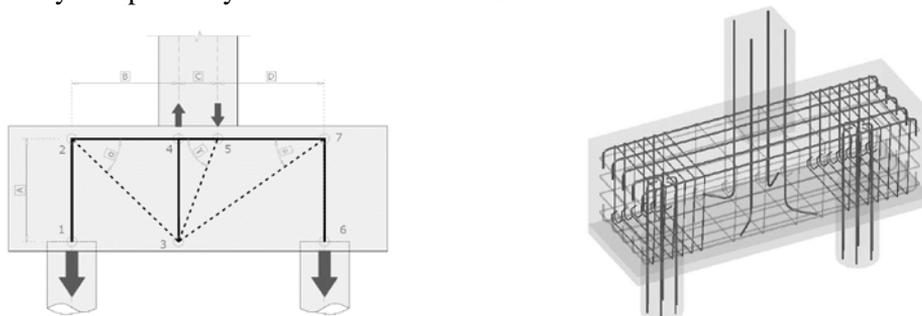


Figura 8: Modelo 5 y armadura principal

Comprobación del modelo de bielas y tirantes

En cuanto a la comprobación del modelo propuesto, se toman referencias tanto de la EHE 08, como del Eurocódigo 2 y del Código Estructural. Los puntos más relevantes son: las dimensiones del encepado, disposición geométrica del armado, dimensionado y anclaje de los tirantes, comprobación de las bielas y cumplimiento de los nudos.

Dimensiones del encepado: Relativas al canto y a los vuelos en ambas direcciones. La más completa es la EHE 08, pero es también importante destacar la exigencia del Eurocódigo 2 en relación con la previsión de una posible desviación del pilote en ejecución que se debe tener en cuenta en los vuelos.

Disposición geométrica del armado: Del mismo modo que cualquier elemento de hormigón, se trata de exigencias relativas al diámetro mínimo de armado, radio de doblado, cuantía mínima y separación de armaduras mínima o máxima. Por tanto, lo adecuado es tomar como referencia el Código Estructural o el Eurocódigo, ya que son las normativas actualmente operativas.

Dimensionado y anclaje de los tirantes: Los tirantes se formalizan en barras de acero por su capacidad para soportar tracciones, generalmente B500S, pero con una limitación de tensión a 400 N/mm^2 para poder controlar la abertura de fisura del hormigón mediante la reducción de su tensión de trabajo. Para garantizar su funcionamiento deben estar correctamente ancladas y que las barras sean capaces de transmitir todo el esfuerzo de tracción al nudo. En los casos donde no sea suficiente el espacio para anclar, incluso empleando patilla, se podrá optar por soluciones alternativas como la colocación de barras transversales soldadas o pletinas que mejoren estas condiciones de transmisión de carga.

En el esfuerzo del acero se ignora el estado tensional del material que rodea la barra, se trata de un trabajo de deformación axial.

Comprobación de las bielas: Los elementos del diagrama cuyo esfuerzo es de compresión se identifican como bielas. Generalmente, debido a las características del material, se materializan de hormigón. Sin embargo, en las bielas con presencia de armaduras de compresión se puede tener en cuenta la presencia de acero para generar un aumento de la resistencia.

Geoméricamente, se distinguen 3 tipos, prismáticas, en abanico o en botella. (Calavera, 2000).

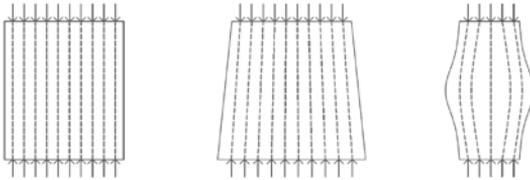


Figura 9: Biela prismática, en abanico y en botella

Las prismáticas se dan cuando existen limitaciones físicas o mecánicas al desarrollo pretendido de una biela. Un ejemplo de este caso sería el cordón comprimido en vigas que resisten un momento.

Las bielas en abanico se dan cuando aparece una dispersión de las compresiones, como cuando apoya el extremo de una viga.

Las bielas en botella ocurren cuando se produce una biela en dispersión en los diferentes planos, es como el caso de abanico, pero con profundidad de la dispersión.

En cualquier caso, a la hora de analizar la resistencia de estas, se debe analizar el punto de menor sección. Por tanto, de nada vale tener uno de los extremos muy ancho, si en el otro extremo para la misma fuerza se dispone de menos sección.

La tensión de trabajo del hormigón va a depender de la resistencia de compresión del hormigón adoptada, conocida como f_{1cd} y el estado tensional de la biela. A pesar de que la EHE 08 diferenciaba más situaciones, el enfoque del Código Estructural y el Eurocódigo 2 diferencia entre estos dos casos:

- Bielas sin tensión transversal o con tensión transversal de compresión
- Bielas en zonas con fisuración

Comprobación de los nudos: Los nudos son las zonas donde las compresiones de las bielas o las tracciones de los tirantes se encuentran, sobre los que se debe llevar un control directo de los Estados Límite Último, pero indirectamente de la fisuración. (Jiménez; García; Morán, 2000)

Los nudos se deben realizar de manera que exista en ellos equilibrio y los tirantes que llegan a ellos estén correctamente anclados.

Las reglas para nudos son aplicables en zonas donde la carga concentrada se transmite a un elemento que no ha sido calculado por bielas y tirantes, como pilotes o pilares.

Las dimensiones de los nudos se deducen del análisis del elemento que lo materializa. En el caso de un pilar que apoya, será la sección del pilar en caso de ser de hormigón, o de su placa de anclaje en caso de ser metálico. En el caso de los pilotes, de la sección de hormigón.

El hormigón de los nudos puede estar sometido a estados multimensionales, lo cual debe ser considerado aumentando o reduciendo la capacidad resistente de los mismos.

En los nudos debemos verificar:

- Que la tensión máxima del hormigón no supere la capacidad máxima resistente
- Que el anclaje de los tirantes esté asegurado

Como ocurre en las bielas, se aprecia que el enfoque realizado en el Eurocódigo y en el Código estructural, aunque guarda semejanzas, no es completamente igual al de la EHE 08.

RECOMENDACIONES

El método de cálculo presentado resuelve una gran variedad de situaciones, además existe una herramienta que permite ejecutarlo de manera automatizada únicamente introduciendo la geometría y tantas combinaciones de carga requiera el cálculo de dicho encepado. En cambio, conviene tener control sobre el cálculo atendiendo a la singularidad de cada obra y cada elemento, por ello aquí se destacan algunas consideraciones para quien pueda servirse de estos modelos de cálculo en el futuro.

Peso propio del encepado y cargas superiores

Puede darse el caso, donde el peso del encepado no suponga una carga relevante para el cálculo, pero también puede llegar a ser determinante. Es importante destacar, que la razón de este estudio es la dificultad de armar encepados a tracción, por lo que probablemente en estos casos el PP del encepado y de las tierras por encima de él, supongan un efecto favorable, que puede ayudarnos y habrá que considerar con los coeficientes adecuados. Por otro lado, en aquellos casos de compresión, donde las bielas o los propios pilotes se encuentren al límite, es obligatorio tener en cuenta esta carga con un coeficiente de mayoración.

Por lo tanto, la mayor dificultad es discernir en qué casos se debe considerar como carga favorable y en qué casos como desfavorable. A pesar de ello, en caso de que el encepado sea de tracción, se recomienda tener sólo en cuenta el peso propio del encepado, ya que el terreno que pasa por encima puede ser reducido, eliminado o atravesado por instalaciones mucho menos pesadas, por lo que lo más prudente es ignorar su aportación.

Efecto del cortante

Cada uno de los soportes del edificio, transmitirá al encepado cargas de axil, cortante y momento en sus diferentes planos. El caso del cortante requiere de una mención especial.

En el estudio llevado a cabo, se ha trabajado suponiendo que el encepado es un elemento rígido y que el cortante en la cabeza del encepado es transmitido de manera directa a la cabeza de los pilotes. Esta situación, ignora el hecho de que el cortante en la cabeza produce una distorsión de las reacciones de los pilotes producto de multiplicar el valor del cortante por el canto del encepado y dividirlo por la distancia entre pilotes.

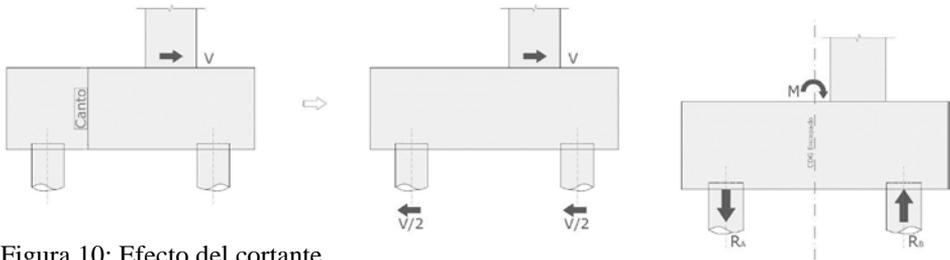


Figura 10: Efecto del cortante

Por lo general, no se trata de algo grave salvo que se dimensionen encepados con cortantes muy grandes o cantos significativos, en cuyo caso se debe controlar dicho efecto.

Para considerar este efecto producido por el cortante, se debe proceder de manera iterativa en la fase inicial de cálculo de reacciones, hasta que consideremos suficientemente aproximada la solución, pero se trata de algo difícil de gestionar para este tipo de cálculo. Por tanto, la solución más lógica pasa por tantear un modelo de elementos finitos en volumen para cada combinación.

REFERENCIAS

- ACHE (2002), Monografía M-6 – Método de Bielas y tirantes.
- AENOR; Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón; Madrid 1993.
- Calavera, J. (2000), Cálculo de estructuras de cimentación 4ª edición. INTEMAC
- Jose Mª Rodríguez Ortiz, Jesús Serra Gesta y Carlos Oteo Mazo. (6ª edición 1995), Curso aplicado de cimentaciones. COAM
- Ministerio de Fomento (2008), EHE – Instrucción de hormigón estructural – Centro de publicaciones de la secretaría General técnica del ministerio de Fomento
- Ministerio de Fomento (2008), CTE DB SE - C – Seguridad estructural cimientos – Centro de publicaciones de la secretaría General técnica del ministerio de Fomento
- Ministerio de Fomento (2021), Código estructural. Real Decreto 470/2021.

TRES EXPERIENCIAS EN EL DESARROLLO DE ESTRUCTURAS TENSADAS

Antonio Bueno ¹

Resumen

La ponencia recoge tres proyectos de estructuras desarrollados por Mecanismo Ingeniería como consultores con una característica en común, que es la de contener estructuras ligeras tensadas mediante diferentes sistemas de puesta en carga. En orden temporal, se exponen:

- Estructura para montaje de instalación artística 1.78 de Janet Echelman en la Plaza Mayor de Madrid.
- Pérgolas de membranas tensadas en Centro Comercial Porto Pi en Palma de Mallorca.
- Estructura principal y cubierta neumática para ampliación de hotel en Priory Park, Londres.

INTRODUCCIÓN

El concepto de estructura tensada suele estar referido generalmente al desarrollo de cubiertas ligeras elaboradas con membranas tensadas mediante cables. Desde un punto de vista más general, las estructuras tensadas podrían contener todas aquellas estructuras donde se apliquen estados de carga activos que permitan su funcionamiento.

Históricamente, las estructuras tensadas han sido utilizadas en diferentes culturas para la materialización de espacios arquitectónicos. Desde las tiendas ejecutadas por nómadas con pieles de animales y el amplio desarrollo de soluciones tensadas llevado a cabo en el Imperio Romano, hasta las últimas propuestas llevadas a cabo en los siglos XX y XXI, con especial aportación por parte de arquitectos como Frei Otto.

¹ Mecanismo Ingeniería, antonio.bueno@mecanismo.es



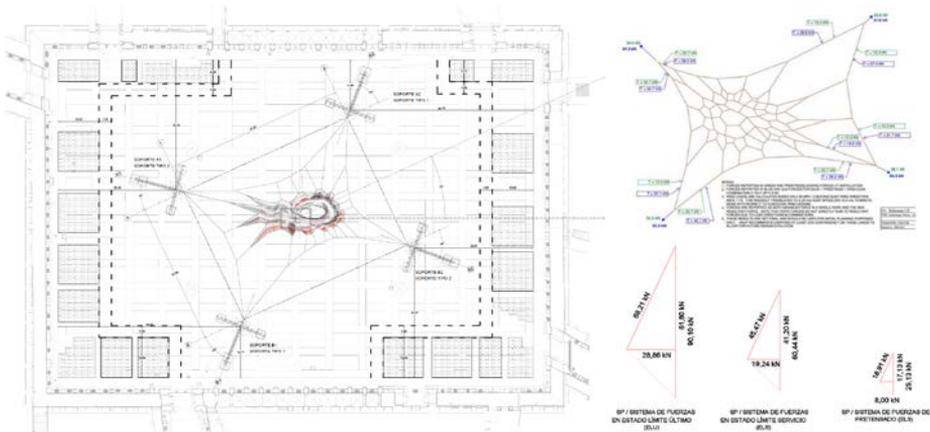
Figura 1: Frei Otto Tensile structures for the Munich 72 Olympic Games. Olympic Stadium and park. Munich. © Jorge Royan

Dentro del proyecto de estructuras se pueden aplicar estados activos de carga mediante pretensados, postesados o gateos, extendidamente utilizados en estructuras de hormigón armado y acero generalmente pesadas.

En el proyecto de estructuras tensadas ligeras, los sistemas de puesta en carga pueden ser más variados. A continuación, se muestran tres proyectos de estructuras donde el sistema de tensado se compone de metodologías singulares.

ESTRUCTURA PARA MONTAJE DE INSTALACIÓN ARTÍSTICA 1.78 DE JANET ECHELMAN EN LA PLAZA MAYOR DE MADRID

Para el izado de la instalación artística 1.78 de Janet Echelman se llevó a cabo el proyecto de estructuras de cuatro soportes exteriores mediante elementos prefabricados apoyados sobre el actual forjado de la plaza.



Figuras 2 y 3: Replanteo de estructura y sistemas de fuerzas

Junto al análisis de los diferentes elementos de anclaje y de las hipótesis de carga para la comprobación estructural de todas las partes, se llevó a cabo un preciso procedimiento de montaje. Este procedimiento contó con:

- Fase inicial de topografía para el posicionamiento de los soportes.
- Sistema activo de puesta en carga mediante motores con cadenas con monitorización a tiempo real de las cargas en los anclajes mediante células de carga.
- Protocolo de medición activa mediante anemómetro y predicción meteorológica durante el periodo de servicio de la instalación para el control de las cargas de viento.

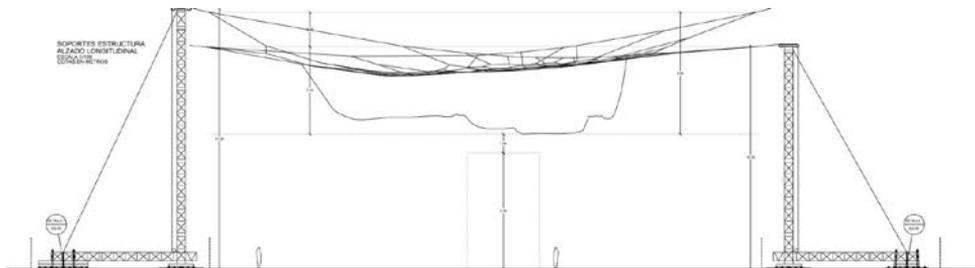


Figura 4: Sección de estructura de posicionamiento de instalación artística

El sistema de monitorización permitió realizar un seguimiento de la evolución de las cargas durante el proceso de izado de la instalación, momento en el que la red colgaba de dos puntos de anclaje opuestos y un tercero que permitía dirigir el ascenso del conjunto.



Figuras 5, 6 y 7: Sistemas de monitorización de la estructura

Una vez levantada la instalación se activó el Plan de acción de viento con un sistema de alertas en tres niveles de ráfaga de viento que, en caso de superarse, activarían desde medidas de aviso hasta medidas de desmontaje de la instalación.



Figuras 8 y 9: Proceso de montaje de la instalación artística

El seguimiento de datos confirmó que en ningún momento se alcanzaron los límites del Plan de acción de viento durante la exposición y las células de carga mostraron picos de carga hasta un 10% superiores a la carga de tesado inicial, alejados de las estimaciones de Estado Límite de Servicio y Último.



Figuras 10 y 11: Vista instalación artística 1.78, Madrid. ©João Ferrand

PÉRGOLAS DE MEMBRANAS TENSADAS EN CENTRO COMERCIAL PORTO PI EN PALMA DE MALLORCA

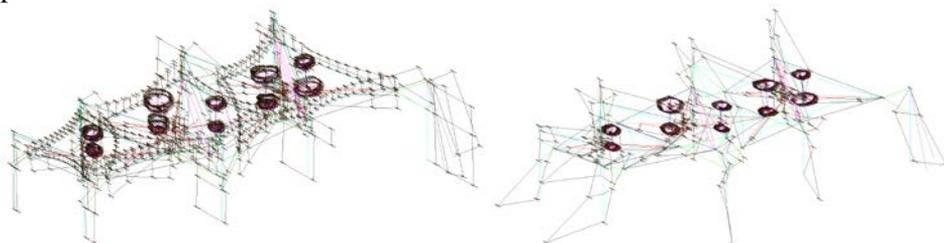
Dentro del proyecto de reforma del Centro Comercial Porto Pi, se propone la implantación de unas pérgolas de membranas tensadas sobre soportes de estructura metálica.



Figuras 12 y 13: planteamiento inicial de pérgolas y membranas tensadas

En coordinación con EOS Arquitectura, Lastra&Zorrilla y Mecanismo Ingeniería, se llevó a cabo el proceso de diseño de todos los conjuntos de pérgolas a través de la interacción de la estructura, membranas y elementos flotantes.

Desde las fases iniciales se desarrolló el diseño conceptual de las diferentes tipologías de pérgolas, permitiendo la evolución de todos los elementos en un proceso iterativo.

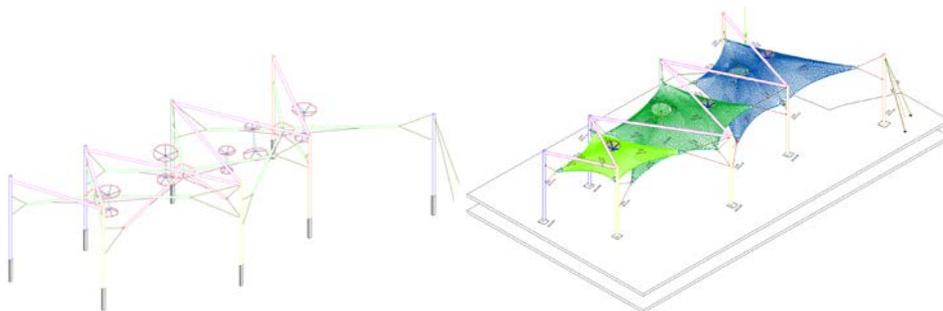


Figuras 14 y 15: Diagramas de esfuerzos de modelos de cálculo no lineales en IXCube

La estructura principal de acero se compone de mástiles anclados al edificio existente y vigas principales de equilibrio. A estos elementos se conectan los cables de anclaje y estructuras de equilibrio interior de las membranas donde se disponen paraguas, puños y telas tensadas que permiten la puesta en carga del conjunto.

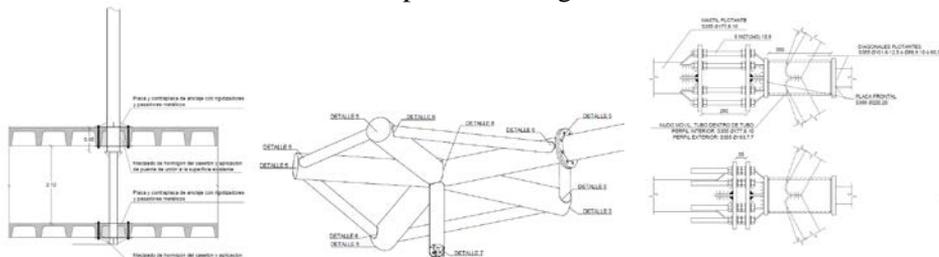
Las estructuras principales se definieron dentro de un modelo tridimensional que recogía las características de los componentes de las pérgolas, uniones a la estructura existente y refuerzos necesarios sobre ella.

A. Bueno



Figuras 16 y 17: Modelo BIM de la pérgola de Plaza Pere Claver

Junto al desarrollo de las uniones principales de la estructura, se diseñaron las uniones de las estructuras flotantes integradas dentro de las membranas y del resto de elementos extensibles de puesta en carga.



Figuras 18, 19 y 20: Detalles de anclaje de mástiles, estructuras flotantes y nudos

El sistema de puesta en carga de las pérgolas se compone de:

- Puños flotantes con tensores.
- Puños fijos a vigas y mástiles principales de la estructura.
- Paraguas extensibles giratorios flotantes.
- Paraguas extensibles fijados a mástiles.
- Garras de costura de cables perimetrales.



Figuras 21 y 22: Pérgola de McDonald's y pérgola de Plaza Gabriel Roca

Tres experiencias en el desarrollo de estructuras tensadas

En el caso de la pérgola de Pere Claver, la aparición de estructuras de equilibrio interno flotantes para las membranas permitió el izado preliminar de estos elementos. Sobre ellas, se montaron las membranas superiores y paraguas suspendidos de cables de montaje para, finalmente, proceder al montaje de las membranas inferiores y al tesado de.



Figuras 23 y 24: Pérgola de Plaza Pere Claver y Pérgola Central

En el resto de pérgolas, la estructura principal atraviesa el interior de las membranas permitiendo su equilibrio junto a los anclajes de cables a mástiles, garras de costura y paraguas extensibles.



Figuras 25 y 26: Vista de detalle de membranas tensadas. Lastra&Zorrilla

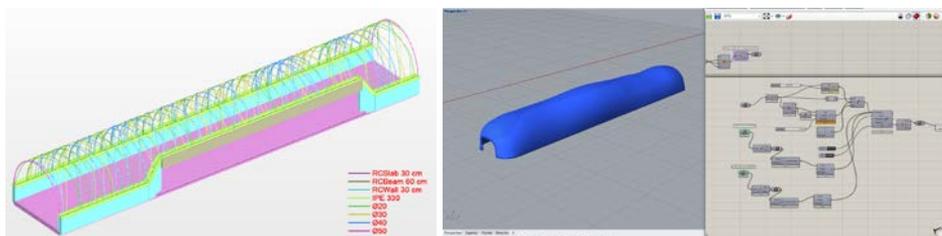
ESTRUCTURA PRINCIPAL Y CUBIERTA NEUMÁTICA PARA AMPLIACIÓN DE HOTEL EN PRIORY PARK, LONDRES.

Dentro de la ampliación de un edificio situado en Priory Park Road en Londres, Dosis arquitectura propone la ejecución de dos nuevos espacios compuestos por una cubierta neumática con un sistema activo de inflado.



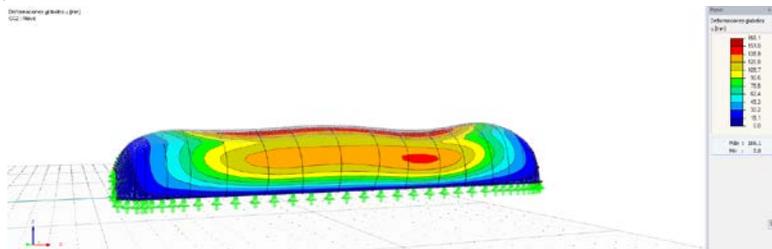
Figuras 27 y 28: Render de pabellones y planta de cubierta neumática. Dosis

En una primera fase, se desarrolló el diseño conceptual de la estructura de ambos pabellones, partiendo de una base de hormigón armado sobre la que se desarrolla una bóveda de barras de acero, que genera una superficie sobre la que se dispondrá una cubierta neumática.



Figuras 29 y 30: Modelo estructura y modelo neumático preliminar de membranas

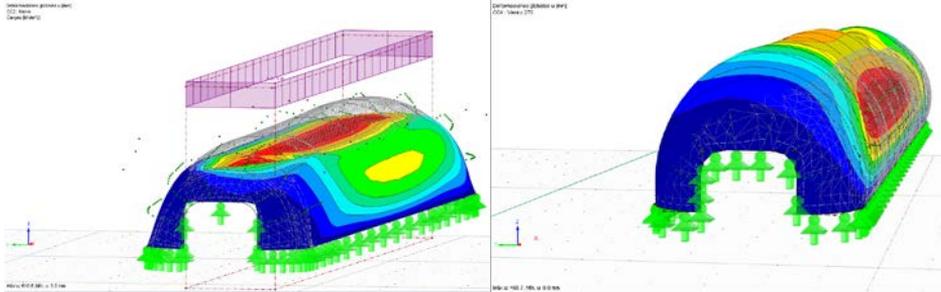
Junto al dimensionado preliminar de las estructuras de hormigón y acero, se lleva a cabo el análisis de la membrana interior, apoyada sobre la estructura de barras de acero, y de la membrana exterior, equilibrada por el sistema activo de inflado.



Figuras 31 y 32: Vistas del modelo de cálculo de tensado de la membrana exterior

Tres experiencias en el desarrollo de estructuras tensadas

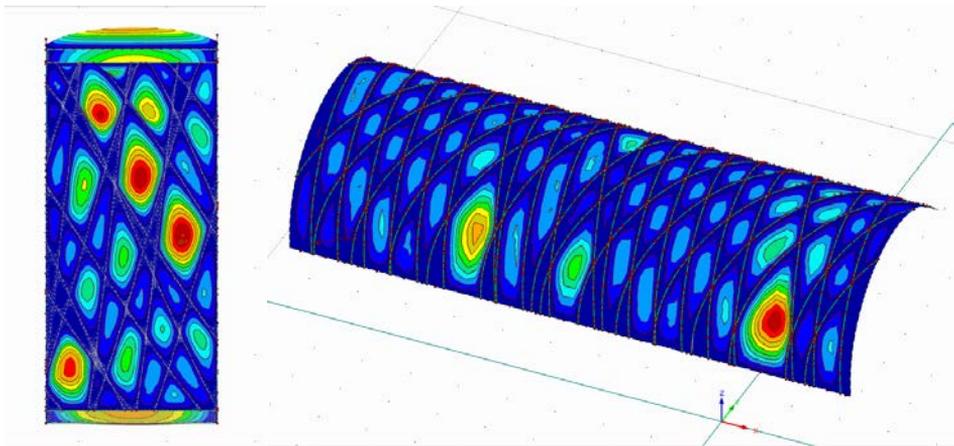
Tras la obtención de la forma de la membrana exterior y patrones de membranas en coordinación con el diseño arquitectónico de la cubierta, se procedió al análisis de cargas de nieve y viento en la membrana exterior.



Figuras 33 y 34: Membrana exterior frente a cargas de nieve y viento lateral

Se plantea la disposición de un sistema activo de regulación de presión de la estructura neumática de cubierta junto a un sistema de válvulas para la limitación de excesos de presión. Además, se propone que la envolvente sea estable durante el servicio de la estructura.

La membrana interior se dispone sobre la estructura de barras de acero y, ante la presurización interior del neumático, penetrará entre sus huecos generando unas formas almohadilladas adaptativas.



Figuras 35 y 36: Modelos de análisis de la membrana interior

CONCLUSIONES

- Los tres proyectos de estructuras ligeras tensadas muestran sistemas diferentes de puesta en carga que permiten su montaje y funcionamiento.
- La implementación de sistemas de monitorización y medición en estructuras tensadas permite tener un control más preciso sobre el proceso de puesta en carga y sobre el funcionamiento de la estructura frente a las acciones exteriores durante su vida útil.
- Las estructuras tensadas pueden desarrollar esfuerzos de tracción de importantes magnitudes, por lo que un planteamiento claro de las cargas y de los sistemas de equilibrio permite obtener óptimos resultados.

REFERENCIAS

- Matheus Pereira. 2018. “Tensile Structures: How do they work and what are the different types?” *Archdaily*
- Juan José Santos Guerras. 1989. “El Desarrollo de las cubiertas colgantes pesadas”, *Informes de la construcción*.
- Simon B.Cox, Erik H. Middelkoop, Rob Torsing. 2019. “Shaded dome: a hybrid air-supported – tensile membrane structure”, *2019 IABSE Congress New York City*
- Arquitectura textil, es.wikipedia.org/wiki/Arquitectura_textil
- Tensile structures, en.wikipedia.org/wiki/Tensile_structure
- Félix Escrig Pallarés, Juan Pérez Valcarcel. 1992. “Conceptos básicos para el diseño y análisis de estructuras ligeras tensadas (I, II y III).
- Frei Otto, Rudolf Trostel, Friedrich Karl Schleyer. 1973. “Design, structure, and calculation of buildings of cables, nets, and membranes. Vol I & II”. *The MIT Press*, ed. Tensile structures.
- Ruy Marcelo Pauletti. 2011. “Anotaciones sobre el proyecto y el análisis de las estructuras tensadas”. *Revisa Entre Rayas (Caracas)*, N.88, P. 30-41, 2011.
- Eduardo Souza, 2022. “¿Cómo funcionan las estructuras tensadas y qué materiales se pueden utilizar? *Archdaily*

ANÁLISIS DINÁMICO Y CONTROL DE VIBRACIONES EN ESTRUCTURAS. EJEMPLOS PRÁCTICOS

Manuel de la Cal Manteca ¹, Javier Gómez Mateo ², Alfonso González Fanjul ³

Resumen

El análisis dinámico y diseño de las estructuras para responder a unas necesidades concretas de control de vibraciones es cada vez más frecuente. Esto es debido al aumento de requerimientos normativos o técnicos y a la propia evolución de la edificación hacia estructuras más livianas, esbeltas y/o de grandes luces.

La ponencia presenta, por una parte, los principios básicos del análisis dinámico de estructuras de edificación. Y, por otra parte, las medidas de control y diseño más comunes que se suelen aplicar para el control de vibraciones. Por último, se presentan una serie de ejemplos prácticos de diseño de distintas estructuras sometidas a cargas dinámicas.

INTRODUCCIÓN

Al igual que en la mecánica clásica, en el análisis del comportamiento de un sistema estructural aparecen dos vías para enfocar su estudio, por un lado, el análisis estático y por otro el análisis dinámico. La diferencia principal entre ambos es el factor tiempo; mientras que el análisis estático no contempla la variación de las acciones en el tiempo, centrándose en el análisis de los cuerpos en reposo, en el análisis dinámico este factor tiempo es una variable fundamental. Aparecen por lo tanto los parámetros *periodo* y *frecuencia* como parámetros fundamentales para el control de un sistema dinámico, y parámetros vinculados al sistema como *amortiguamiento* o *masa*; así como fenómenos inesperados como amplificación, acoplamiento o resonancia.

Dejando de lado el análisis dinámico vinculado a las acciones de origen sísmico, el análisis dinámico en servicio de sistemas estructurales se centra en el comportamiento de un sistema estructural frente a acciones variables. Estas

¹ DLCM Proyectos de Estructuras m.delacal@dlcmestructuras.com

² Bernabeu Ingenieros, jgm@bernabeu.net

³ Bernabeu Ingenieros, agf@bernabeu.net

acciones variables en el tiempo inducen al sistema un estado de movimiento o vibración. Las principales fuentes de vibraciones en estructuras son: movimiento de personas, movimiento de maquinaria, movimiento de vehículos (tráfico), viento y trabajos de construcción. En aquellas situaciones en las que los desplazamientos varían en el tiempo y, además, las vibraciones originadas por la acción exterior, vibraciones inducidas, son tales que las fuerzas de inercia y las fuerzas de amortiguamiento (disipación de energía) son significativas, se debe realizar un cálculo dinámico.

DINÁMICA ESTRUCTURAL Y VIBRACIONES INDUCIDAS

Como se ha indicado, la dinámica es la rama de la física que describe la evolución en el tiempo de un sistema físico en relación con las acciones que originan estos cambios de estado o estado de movimiento. En el campo que nos ocupa estos cambios de estado en el sistema estructural son deformaciones cíclicas o vibraciones inducidas por las acciones dinámicas.

Para conseguir un comportamiento satisfactorio del edificio y sus elementos estructurales a la vibración bajo condiciones de aptitud al servicio, se deberían tomar en consideración, entre otros, los siguientes aspectos: a) la comodidad del usuario; b) el funcionamiento de la estructura o de sus elementos estructurales (por ejemplo: grietas en las particiones, daños en los acabados, sensibilidad a la vibración de los contenidos del edificio).

Para que no se supere el estado límite de servicio de la estructura o de un elemento estructural que sea sometido a vibraciones, la frecuencia natural de las vibraciones de la estructura o del elemento estructural debería mantenerse por encima de los valores apropiados que dependen de la función del edificio y de la fuente de la vibración. Si la frecuencia natural de las vibraciones de la estructura es inferior al valor apropiado, debería llevarse a cabo un análisis más refinado de la respuesta dinámica de la estructura, incluyendo la consideración del amortiguamiento.

Por lo tanto, para abordar un análisis dinámico hay que tener en cuenta tanto las acciones a considerar y su variación en el tiempo, como las propiedades inherentes al sistema estructural (frecuencia natural de respuesta y masa del sistema). De este modo el problema dinámico se aborda en dos planos de estudio, primero se hará un estudio de las acciones/reacciones en el dominio de las frecuencias, validando la frecuencia propia del sistema estructural y su relación con las frecuencias de las acciones actuantes. Y segundo, en el caso de encontrarse la estructura en un rango de frecuencias susceptible de reaccionar con el rango de frecuencias de las acciones, un estudio de las aceleraciones del sistema considerando el amortiguamiento y la masa participante.

Acciones dinámicas

Dados los ejemplos que se detallarán a continuación, nos vamos a centrar únicamente en dos de las acciones principales en edificación, dejando de lado la tercera, el viento, dada su especificidad.

Las acciones dinámicas se pueden considerar en el análisis mediante dos vías: estudios del comportamiento del sistema estructural en el dominio de la frecuencia o estudios en el dominio del tiempo. Los análisis en el dominio de la frecuencia son análisis estacionarios (*steady state*) en los que las variables del sistema respecto al tiempo permanecen invariantes. En los análisis en el dominio del tiempo (*time history*) la acción excitante varía en función del tiempo (espectro de respuesta). Ambos análisis están vinculados ya que siempre es posible pasar de un análisis en el dominio de la frecuencia a otro análisis en el dominio del tiempo mediante la transformada de Fourier.

Movimiento de personas:

El movimiento del cuerpo humano produce una gran variabilidad de fuerzas dinámicas en las estructuras (forjados o pasarelas). Hay que tener en cuenta el uso al que se va a destinar la estructura para enfocar de la manera más adecuada el rango de acciones inducidas por el movimiento de las personas. Inicialmente podemos clasificar el movimiento de las personas en: andar, correr, saltar y bailar (figura 1), pudiendo considerar distintas densidades de ocupación (una o varias personas (figura 2)) en el análisis en función de la ocupación de la estructura.

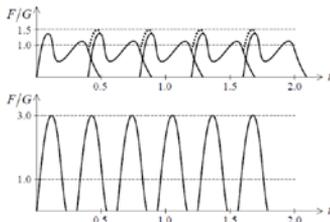


Figura 1: Cargas en función del tiempo debidas al andar (arriba) y al correr (abajo)

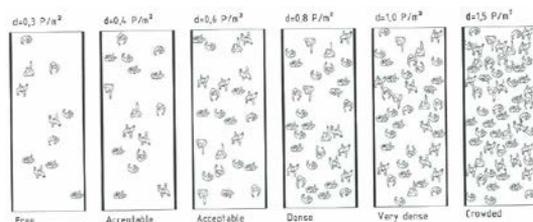


Figura 2: Distintas densidades de ocupación (FIB-b32)

Movimiento de maquinaria:

La evolución de las máquinas de producción industrial trae consigo una mayor demanda de requerimientos para las estructuras que las albergan. En casos de sistemas de producción con requisitos y tolerancias de fabricación muy exigentes, el análisis de la interacción entre la maquinaria y la estructura que la soporta puede ser determinante para evitar problemas en las cadenas de producción vinculadas a dichas máquinas.

En el caso de maquinaria es el fabricante del equipo el que establece sus restricciones en cuanto a los rangos de comportamiento admisibles de su producto. Normalmente se establecen criterios de control en cuanto a deformaciones admisibles, rango límite de frecuencias, aceleraciones y velocidades para los que el equipo funciona de manera adecuada.

Propiedades del sistema estructural

Frecuencia natural

Toda estructura en reposo tiene un movimiento, o vibración, cuando es sometida a una excitación o acción dinámica, esta vibración se produce en ciertas frecuencias llamadas frecuencias naturales o resonantes; para cada frecuencia la estructura adquiere una forma determinada llamada forma modal. Cuando la frecuencia de la acción coincide con la frecuencia de la estructura se produce una amplitud mayor del movimiento o resonancia.

Amortiguamiento interno

Es el fenómeno mediante el cual la energía mecánica se disipa en la estructura, principalmente mediante la generación de calor o mediante fisuraciones en el material, de ahí que también se denomine fricción interna. El amortiguamiento define la amplitud de la vibración en la resonancia y el tiempo de persistencia de la vibración una vez finalizada la acción dinámica.

MÉTODOS DE MITIGACIÓN DE VIBRACIONES

Existen varias medidas que se pueden realizar para reducir las vibraciones en las estructuras, las cuales se pueden agrupar en dos conjuntos principales:

1. Medidas realizadas sobre la estructura:
 - Desacoplar las frecuencias propias de la estructura y de la fuente emisora.
 - Amortiguar la respuesta dinámica de la estructura.
2. Medidas realizadas sobre la fuente de vibraciones:
 - Amortiguar las vibraciones de la fuente emisora.
 - Modificar las vibraciones de la fuente emisora.
 - Aislar la fuente de vibración.

En el presente artículo nos vamos a centrar en el primer grupo, las acciones que se pueden tomar sobre la estructura, las cuales se pueden llevar a cabo en la etapa de diseño.

Desacoplar las frecuencias propias de la estructura y de la fuente emisora

Este método consiste en alejar las frecuencias naturales de la estructura del valor del armónico crítico de la fuente emisora.

En estructuras de edificación (forjados), para realizar este desacople, debemos diseñar nuestra estructura con una frecuencia natural alta (por encima de la frecuencia inducida) y suficientemente alejada de la frecuencia de vibración inducida. Para ello, podemos modificar la rigidez, masa y/o amortiguamiento de la estructura. Sin embargo, el amortiguamiento propio de una estructura es muy difícil de modificar sin sistemas de amortiguamiento externos. Y, modificar la masa, suele condicionar otros aspectos del diseño de la estructura. Por lo cual, este método se basa fundamentalmente en aumentar la rigidez de nuestra estructura hasta alcanzar los valores de frecuencia natural buscados.

Para ello, podemos valernos del método simplificado basado en definir una frecuencia objetivo en base a la frecuencia inducida, para la cual diseñaremos nuestra estructura.

Describimos a continuación el método simplificado según la fuente emisora.

Humanos:

De forma recomendada, la frecuencia natural objetivo de nuestra estructura deberá estar por encima de rango de frecuencia del segundo armónico para forjados con alto amortiguamiento ($> 5\%$). Y, por encima del tercer armónico para forjados con bajo amortiguamiento ($< 5\%$).

Es decir, que para una actividad que suponga una vibración inducida con un valor de frecuencias de 1.5 – 3.0 Hz (media de los valores de frecuencia para actividades humanas), la frecuencia natural de nuestra estructura (forjado) deberá alcanzar valores de 3.0-6.0 a 4.5-9.0 Hz, según el caso.

Máquinas:

Las máquinas más comunes son las de rotación, para las cuales se puede conocer el valor de su frecuencia de trabajo en base a velocidad de rotación ($f_B = \text{r.p.m.}/60$). En base a este valor, se puede obtener el valor de la frecuencia fundamental objetivo (f_1) para la estructura aplicando la siguiente fórmula:

$$f_1 \geq f_B n_h a_b S_f$$

donde:

f_B , Frecuencia de funcionamiento de la máquina.

n_h , Orden del armónico relevante más alto.

a_b , Recíproco de la razón de ajuste ($> 2,0$).

S_f , Coeficiente de seguridad (generalmente 1,1 ó 1,2).

Para otras máquinas, con componentes de alternancia, impacto, impulsos, etc. La frecuencia fundamental objetivo de la estructura suele ser definida por el fabricante, junto con el resto de los requisitos dinámicos que debe cumplir el forjado. Y, teniendo en cuenta otros factores de funcionamiento como: el desgaste de sus componentes por uso a lo largo de su vida útil, etapas de arranque y parado, etc.

Amortiguamiento. TMD (*Tuned Mass Damper*)

En aquellos casos en los que no sea posible intervenir desde el propio diseño estructural sobre los parámetros que gobiernan el comportamiento vibratorio de la estructura (masa, rigidez y amortiguamiento interno), una posibilidad para mejorar su comportamiento es la introducción de un TMD o amortiguador de masa sintonizada.

Un TMD (*Tuned Mass Damper*) o amortiguador de masa sintonizada es un dispositivo que consiste, en general, en una masa, un muelle y un amortiguador (o varios muelles y amortiguadores en paralelo (figura 3)), conformando un subsistema oscilatorio que se conecta a un sistema oscilatorio primario. El ajuste preciso de la frecuencia del dispositivo genera la aparición de fuerzas de inercia en su masa que se oponen a las fuerzas aplicadas en el sistema primario, con lo que se consiguen reducir significativamente las vibraciones de este.

Entre las aplicaciones más habituales de este tipo de dispositivos se encuentran las siguientes:

- Control de vibraciones inducidas por el ser humano en pasarelas peatonales, estadios o forjados.
- Control de oscilaciones de gran amplitud en edificios en altura, derivadas de la acción horizontal del viento o sísmica.



Figura 3: Fotografía de varios TMDs



Figura 4: TMD instalado en el Centro Botín (Santander)

Las siguientes figuras muestran la reducción que se produce al incorporar un TMD en las vibraciones del sistema primario, en términos de amplitudes de

desplazamiento (figura 5), y la influencia que tiene la relación entre masas μ en la reducción de dichas vibraciones (figura 6).

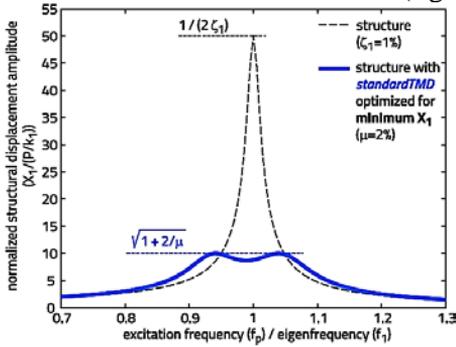


Figura 5

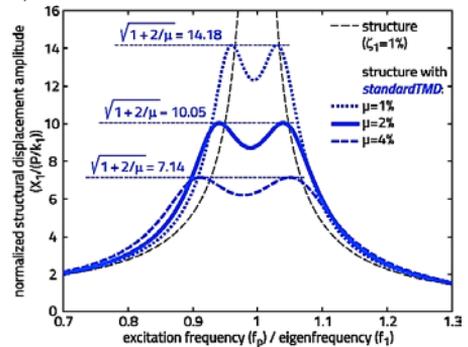


Figura 6

Como se puede observar, al aumentar la relación entre masas, μ , se incrementa el efecto del TMD, y éste resulta además más efectivo, cubriendo un rango de frecuencias más amplio. A continuación, se indican algunas recomendaciones de diseño de sistemas con amortiguador de masa sintonizada o TMD:

- La reducción que proporciona el TMD es muy sensible a pequeños cambios en la frecuencia de diseño del dispositivo, de manera que, para frecuencias alejadas de la óptima, el TMD apenas afecta a la respuesta del sistema primario. Resulta conveniente, por tanto, realizar pruebas dinámicas en la estructura ejecutada, con objeto de ajustar el diseño del TMD a las frecuencias reales obtenidas.
- Un TMD será tanto más efectivo cuanto mayor sea la masa del dispositivo en relación con la masa modal del sistema primario, y cuanto menor sea el amortiguamiento del sistema primario.
- Se deben comprobar las amplitudes del desplazamiento de la masa del amortiguador, y prever, allí donde se vaya a alojar, el espacio necesario para que estos desplazamientos se puedan desarrollar.
- Para un primer tanteo, el cociente entre masas μ se puede escoger entre 1/15 y 1/50. Debe tenerse en cuenta que, más allá de una cierta masa del amortiguador, cualquier incremento de masa trae consigo una reducción despreciable en la amplitud de la vibración del sistema primario.

EJEMPLO 1: FORJADO INDUSTRIAL DE PRODUCCIÓN

Requerimientos dinámicos:

Este ejemplo se basa en el diseño de un forjado para satisfacer los requerimientos especificados para las máquinas de producción de componentes eléctricos Siemens Siplace HS-60 y S-25HM por la empresa fabricante. Estos

requerimientos se corresponden principalmente con requisitos de rigidez y comportamiento dinámico para la estructura de apoyo.

Requisitos de rigidez vertical

Tabla 1: Aceleraciones pico para cada una de las hipótesis de carga dinámica

Máquina	Rigidez vertical mínima	Rigidez vertical recomendada
HS-60	1.0E8 N/m	$\geq 1.5E8$ N/m
S-25HM	0.7E8 N/m	$\geq 1.5E8$ N/m

Requisitos de comportamiento dinámico

El fabricante recomienda los siguientes límites de velocidad de onda para una carga dinámica de 2.1 kN:

- $V_i < 250 \mu\text{m/s}$ en cada punto en el espectro de velocidad de 1/3 de octava para el rango de frecuencias de 5 a 100 Hz.
- $V_{\text{máx}} < 1.5 \text{ mm/s}$ para el valor de $V_{\text{máx}}$ en el diagrama de Tiempo-Historia.

Diseño:

Para el diseño del nuevo forjado, en primer lugar, se diseña una estructura que satisfaga los requerimientos de rigidez vertical definidos para la estructura.

La estructura planteada busca la mayor optimización posible. Así, se plantea un forjado de placas alveolares pretensadas que nos otorga una estructura que no alcanza momento de fisuración. Por otro lado, la estructura principal se resuelve con vigas mixtas, elementos de gran rigidez. Finalmente, se define una capa de compresión de 8 cm que aporta un adecuado comportamiento bidireccional, solidarizando el comportamiento de las placas alveolares (figura 7).

De esta forma, el forjado diseñado supera en toda su superficie la rigidez mínima recomendada para las máquinas más restrictivas, 1.0E8 N/m, cubriendo el valor de rigidez vertical recomendado de 1.5E8 N/m en la mayor parte de la superficie del forjado (figura 8).



Figura 7: fotografía del forjado proyectado

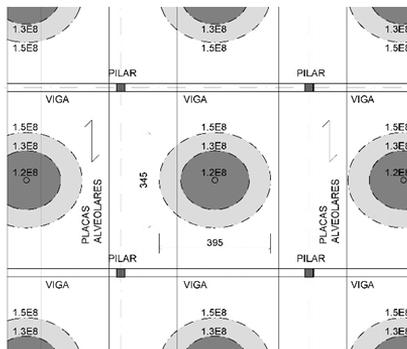


Figura 8: rigidez del forjado

Análisis dinámico del forjado:

Una vez dimensionado el nuevo forjado, se realiza un análisis dinámico de la estructura consistente en un análisis estacionario en el rango de la frecuencia o análisis *steady-state*. De esta manera, se ha analizado el comportamiento del sistema estructural en el rango de la frecuencia indicado por el fabricante, entre 5 y 100 Hz, con la carga dinámica prescrita por el mismo, $F_{dyn} = 2.1 \text{ kN}$.

Se considera en el análisis un amortiguamiento global del sistema estructural del 2% del crítico adecuado para pequeñas vibraciones. Se obtienen de este modo las velocidades en los apoyos en función de la frecuencia de la estructura (Figura 9).

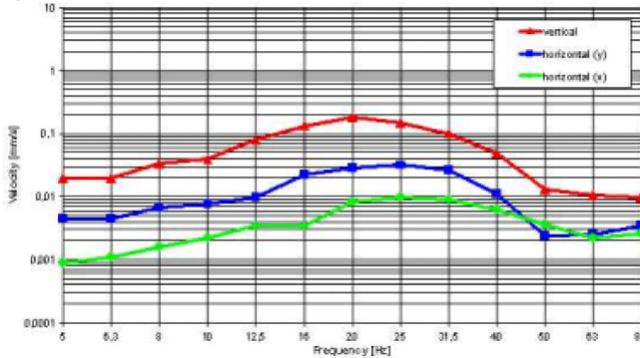


Figura 9. Resultados medidos en el apoyo de una HS-50 en un forjado con rigidez $k=1.5E8 \text{ N/m}$. Base de calibración aportada por el fabricante de la maquinaria

Los resultados obtenidos son calibrados conforme a la documentación de prescripciones técnicas que indica el fabricante. El método de calibración del análisis ha consistido en reproducir el mencionado análisis *steady-state* en un forjado con la rigidez de $1.5E8 \text{ N/m}$ y a una frecuencia de en torno a 20 Hz para obtener la velocidad máxima, integrada en bandas de 1/3 de octava, de unos 0.20 mm/s (figura 9). Obtenemos de este modo un parámetro de calibración que se emplea en el análisis realizado conforme al sistema estructural de proyecto.

Se muestran a continuación los resultados obtenidos aplicando una integración RMS (media cuadrática o raíz cuadrada de la media aritmética de los cuadrados) de los valores en bandas de 20Hz (Figura 10).

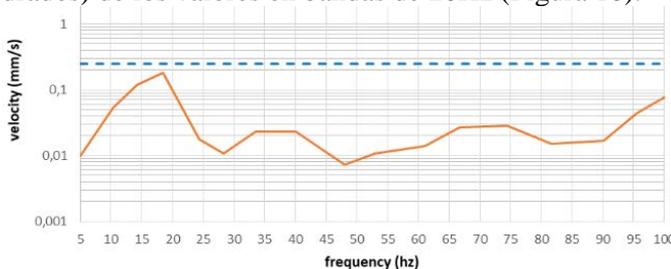


Figura 10. RMS del análisis *steady-state*.

El máximo del espectro se sitúa alrededor de $182 \mu\text{m/s}$ en el entorno de los 18.5 Hz ; estando el límite indicado por el fabricante en $250 \mu\text{m/s}$.

A continuación, y para poder tener una aproximación al comportamiento del sistema estructural en el dominio del tiempo en vez del dominio de la frecuencia, se realiza una transformada rápida de Fourier inversa (IFFT) que nos permita transformar los datos obtenidos en el dominio de la frecuencia al dominio del tiempo. De este modo se obtiene un valor máximo en el diagrama *time-history* (valor absoluto o módulo del número complejo obtenido mediante la transformada rápida de Fourier) de 1.1025 mm/s ; estando el límite indicado por el fabricante en 1.5 mm/s .

EJEMPLO 2: PASARELA PEATONAL EN MARIBOR (ESLOVENIA)

Descripción

Se trata de una pasarela de uso peatonal y ciclista que cruza el río Drava a su paso por Maribor, Eslovenia. Tiene una longitud total de unos 133 metros divididos en tres vanos de aproximadamente la misma longitud (figura 11).

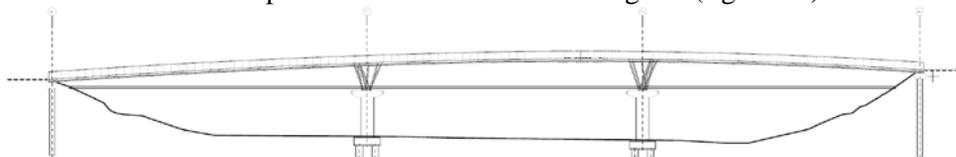


Figura 11. Alzado de la pasarela

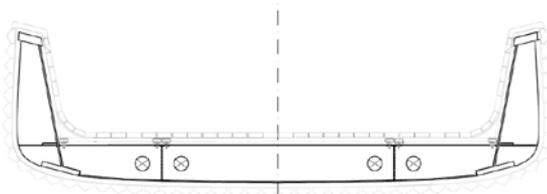


Figura 12. Sección transversal de la pasarela

La estructura principal consiste en un sistema clásico de dos vigas longitudinales, situadas a ambos lados del tablero. Este sistema estructural se completa con una serie de vigas alveolares transversales que soportan el tablero y lo rigidizan horizontalmente trabajando como viga Vierendeel (figura 12). Esta estructura queda finalmente apoyada sobre dos estribos en cada una de las riberas y sobre dos pilas intermedias.

Requerimientos dinámicos

Al tratarse de una pasarela peatonal (sin tráfico motorizado), el Eurocódigo: UNE-EN 1990:2019, Bases de cálculo en estructuras define las siguientes

situaciones y límites para su diseño ante vibraciones con el objetivo de asegurar la comodidad de los peatones.

- Se debería realizar una verificación de los criterios de comodidad si la frecuencia fundamental del tablero es menor que 5 Hz para vibraciones verticales.

- Se deberá considerar en el análisis la presencia de un grupo de entre 8 y 15 personas que caminan normalmente, considerada como una situación de proyecto permanente.

- La aceleración vertical máxima que se produzca en cualquier punto del tablero no deberá superar los 0.7 m/s².

Para poder cumplir estos requerimientos, como se explica más adelante, se ha introducido un sistema de dispositivos de absorción TMD (Tuned Mass Dampers), capaz de limitar la amplitud de la vibración, evitando su sincronización con la provocada por el tráfico peatonal.

Análisis dinámico

Para el análisis dinámico de la pasarela lo primero que se ha realizado es un análisis modal en base a un modelo 3D elementos finitos en el que se ha modelado la geometría y rigidez de los elementos estructurales y las características elásticas de los apoyos en cimentación.

Como resultado de este análisis se obtienen los principales modos de vibración de la pasarela a partir de los cuales se estudiarán los rangos de vibración y aceleración de la estructura debido a las cargas inducidas por los peatones. (tabla 2)

Tabla 2: Resultados del análisis modal de la pasarela

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Masa UZ (%)
1	0,64	1,55	8%
2	0,54	1,84	7%
3	0,52	1,91	9%
8	0,32	3,10	41%

Como se observa, los principales modos que movilizan masa vertical son los modos 1, 2, 3 y 8, los cuales, además, no alcanzan el límite de frecuencia de 5 Hz especificado por el Eurocódigo. Esto nos obliga a realizar un segundo análisis en el que se consideran los patrones de carga para grupos de 8-15 personas aplicados en los diferentes vanos de la pasarela.

Este segundo análisis modal se realiza modelando la carga del grupo de peatones aplicada en la estructura a través de una función “steady state” para un rango de 0 a 5 Hz. Y considerando el amortiguamiento viscoso definido en la bibliografía para estructuras de acero igual a 0.4 % (tabla 3).

Tabla 3: Aceleración máxima para cada uno de los modos fundamentales

Vano central			Vano extremo 1			Vano extremo 2		
fr (Hz)	Modo	$a_{m\acute{a}n}$ (m/s ²)	fr (Hz)	Modo	$a_{m\acute{a}x}$ (m/s ²)	fr (Hz)	Modo	$a_{m\acute{a}x}$ (m/s ²)
1,53	1	0.07	1,53	1	1.35	1,53	1	0.05
1,81	2	0.18	1,81	2	0.87	1,81	2	0.65
1,89	3	0.24	1,89	3	0.54	1,89	3	1.20
3,04	8	0.73	3,04	8	0.05	3,04	8	0.17

Como se observa, cada vano de la pasarela es excitado principalmente por una frecuencia diferente. La cual, en todos los casos hace que la aceleración supere el límite de 0.70 m/s². Lo que nos confirma la necesidad de incorporar los dispositivos de amortiguamiento a la estructura.

Estos dispositivos se ubican en los puntos de máxima amplitud de vibración vertical (en la mitad de los vanos), controlando y limitando los niveles de vibración. Como hay tres frecuencias que causan problemas de confort, se colocan 3 TMD sobre la estructura.

REFERENCIAS

- AA.VV. “Problemas de vibraciones en estructuras”. *Asociación Científico-técnica del hormigón Estructural*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- AA.VV. “fib Bulletin 32: Guidelines for the design of footbridges”. *International Federation for Structural Concrete (fib)*.
- AA.VV. “Prerequisites for the Set-up Site. Condition on the Floor SIPLACE, Version 1.6”. *Siemens Dematic AG*.
- FIB Bulletin 32: Guidelines for the design of footbridges
- ISO 10137; EHE’s; EAE; CTE; Eurocódigos
- Murray, T. M., Allen, D. E., Ungar, E. E., & Davis, D. B. 2016. “Vibrations of steel-framed structural systems due to human activity”. *American Institute of Steel Construction*.
- Taylor, D. P. November 2002. “Damper retrofit of the London millennium footbridge—a case study in biodynamic design”. *Proceedings of the 73d Shock and Vibration Symposium*.
- UNE-EN 1990:2019. Eurocódigo 0: Bases de cálculo en estructuras

BIBLIOGRAFÍA NO ESTRUCTURAL COMENTADA

Alejandro Calle García¹

Resumen

La ponencia propone una serie de referencias bibliográficas totalmente ajenas al mundo de las estructuras que sin embargo pueden resultar de interés por referirse a cuestiones importantes para el proyectista de estructuras como son el uso del método científico para llegar a conclusiones, la lectura crítica de los documentos normativos, entendiendo su alcance y limitaciones, la relación del trabajo que uno desarrolla con otras disciplinas, la importancia del uso de un lenguaje preciso y apropiado al objeto del trabajo o efecto del modelo elegido en el análisis de lo observado.

INTRODUCCIÓN

La selección de textos que se va a presentar no sigue otro criterio que la decisión muy subjetiva del autor. No es más que un conjunto de referencias que me han hecho reflexionar, replantearme razonamientos y disfrutar leyéndolas.

Este encuentro de antiguos alumnos y profesores del master me parece el ámbito adecuado para compartirlas, como muestra de agradecimiento a todos los que siendo alumno me enseñaron y que han logrado que nunca haya dejado de serlo.

ARMAS, GÉRMENES Y ACERO. JARED DIAMOND

Este libro del geógrafo estadounidense Jared Diamond tiene por subtítulo “Breve historia de la humanidad en los últimos trece mil años” y en el prólogo indica que tiene como objetivo responder a una pregunta ¿por qué la riqueza y el poder se distribuyeron como lo están ahora y no de otra manera?

La respuesta del autor, si la resumo brutalmente, es que se debe a las diferencias entre los distintos medios. Se ha criticado el determinismo ambiental de la

¹ Estudio C3 S.L.P., acalle@estudioc3.com

respuesta, y la falta de análisis de la intervención del individuo en el proceso, pero en mi lectura personal de este libro, la impresión más intensa que me produjo fue ver cómo para buscar la respuesta a la pregunta inicial se utilizan las herramientas de ciencias que, para alguien simplemente aficionado a la historia, hasta el momento habían quedado totalmente fuera de mis intereses.

La geografía, que determina la orientación de los continentes, y que da lugar a que la semejanza de latitudes facilite el tránsito de especies animales y vegetales domesticadas que compartan necesidades climáticas parecidas. Igualmente, la anfractuosidad de la cosa, la ausencia de grandes valles fluviales, la complejidad orográfica, dificultan (o su ausencia facilita) la construcción de estados territorialmente extensos.

La zoología, que permite conocer cuáles son las características que facilitan la domesticación de un animal (dieta adecuada, docilidad, vida gregaria, adaptabilidad a la reproducción en cautividad, ritmo rápido de crecimiento y vida en manada jerarquizada), y que deben existir simultáneamente, lo que limita de manera decisiva las especies disponibles. Combinado con la orientación de los continentes, se comprende la rápida expansión del pastoreo a lo largo de Eurasia.

La botánica, que explica la manera en que una planta crece y se reproduce, y que, si cumple ciertos criterios de rapidez de crecimiento, autopolinización, tamaño de semillas y valor nutritivo la convertirá en firme candidata a la domesticación. Si además el medio cuenta con variedad de altitudes en el mismo rango de latitudes la variedad disponible será mayor, y su uso en lugares con el mismo rango de condiciones geográficas, más fácil.

La microbiología, que explica las condiciones para que una población humana adquiera resistencia a ciertos microorganismos, relacionadas con la convivencia con animales domésticos y la alta densidad de población. Para que una población cuente con inmunidad por selección natural necesita haber tenido contacto estrecho con los patógenos evolucionados de los que afectan a los animales domésticos durante mucho tiempo. De nuevo, las condiciones que favorecen la difusión de plantas y animales trabajan para facilitar la adaptación de una determinada población.

Es por lo tanto un libro de historia en el que se habla poco o nada de reyes y batallas y que demuestra que no es necesario hacerlo para tener una comprensión profunda de la historia de la humanidad.

La capacidad analítica del autor, su erudición multidisciplinar, su mirada rigurosa y desprejuiciada a la pregunta formulada son un ejemplo para abordar cualquier investigación.

EL MEDITERRÁNEO Y EL MUNDO MEDITERRÁNEO EN LA ÉPOCA DE FELIPE II. FERNAND BRAUDEL

El autor no podía haber elegido un título más equívoco. La aparente precisión del mismo, acotando el contenido a un personaje y un momento queda en entredicho nada más empezar.

El primer capítulo, podría decirse que digno de Tristram Shandy, se llama “Las penínsulas, montañas, mesetas, llanuras”.

Braudel define tres velocidades en la historia. La casi inmóvil, cíclica, reiterativa que es propia de las cosas inanimadas o de lo que apenas cambia. La segunda es la historia de ritmo lento, también llamada estructural o social, que se refiere a los grupos, sociedades y economía. Por último, la que conocemos como historia tradicional. La de los acontecimientos, la del individuo.

A esta última la define como la agitación de la superficie, las oscilaciones rápidas y nerviosas. A pesar de que puede parecer más apasionante, nos llama a desconfiar de ella, la llama “historia todavía en ascuas”.

La primera, a la que dedica la primera parte del libro, no es simplemente un marco inicial de paisajes y cultivos, que desaparece cuando se desarrolla el drama de los acontecimientos “como si las flores no rebrotaran cada primavera, como si los rebaños se detuvieran en sus desplazamientos...”

Durante esta primera parte las categorías son marcadamente geográficas, las fronteras las delimitan los cultivos, el comercio depende de los vientos dominantes y la estrategia militar de las masas forestales.

Cuando el lector llega por fin a la tercera parte, y por fin empieza a conocer las minucias relativas al día a día del gobierno de Felipe II no puede sino sentirse abrumado por los condicionantes previos, algunos de los cuales siguen siendo contemporáneos nuestros. La pregunta inevitable es si los actores de esa “historia rápida” eran conscientes de las fuerzas antiguas y lentas que les marcaban el rumbo. Y la respuesta por supuesto incluye preguntárnoslo a nosotros.

L'ALTRUI MESTIERE. PRIMO LEVI

Primo Levi fue un químico y escritor italiano, superviviente del holocausto. Contó su experiencia en el campo de concentración de Auschwitz en su obra *Si esto es un hombre*. Él mismo se reconocía más como un químico que escribía que como simplemente un escritor. Según sus propias palabras “un químico que no sabe expresarse es un mal químico. El oficio de químico en una pequeña fábrica de barnices ha sido fundamental para mí también como fuente de materias primas, como acopio de cosas que contar”.

Volver a la Escuela

A partir de su experiencia en clases de un idioma extranjero, que empieza a estudiar ya jubilado, Primo Levi reflexiona sobre la experiencia del aprendizaje, las dificultades y ventajas que aparecen con la edad y termina el relato con la siguiente frase: “Además, regalarse a uno mismo una actividad agradable y sin un fin inmediato es un lujo que cuesta poco y rinde mucho: es como recibir, gratis o casi, un objeto raro y bello”.

Marcas sobre la piedra

Paseando por Turín, Primo Levi empieza a fijarse en el pavimento que pisa. La primera reacción es propia de un químico, al que le llama la atención lo inapropiado de usar un compuesto orgánico como suelo. Esta reflexión le lleva a bromear sobre el trabajo de los futuros arqueólogos, que tratarán este material poco noble con la misma reverencia que tratamos nosotros los montones de desperdicios que dejaron nuestros antepasados. Del asfalto pasa a las aceras más antiguas que aún sobreviven, de piedra, que en función de su composición se dañan y desgastan de distinta manera, contando partes diversas de la historia de la ciudad (el desgaste suave del mármol provocados por las ruedas de los carruajes, los impactos de los bombardeos en las rocas más duras...) y acabando en los restos de chicle, lo que le lleva a reflexionar sobre el esfuerzo que se hace para lograr unas propiedades óptimas de resistencia y solidez en un determinado material puede tener consecuencias poco gratas.

El rito y la risa

Primo Levi comenta la lectura del Shuljan Aruj (“la mesa servida”, en hebreo) del rabino Joseph Caro. Es un código legal comentado de la ley judía. Lo que más le asombra no es la recopilación de leyes, sino los comentarios añadiendo matices o situaciones inverosímiles en la aplicación de las mismas. Por ejemplo, si la caza está prohibida el sábado, al atrapar una pulga debe lanzarse lejos y no matarla, y debe prestarse atención al cerrar una puerta para no aplastar ninguna mosca. El

aparente absurdo de la casuística estudiada, el énfasis en el cumplimiento formal y no del espíritu de la norma no es muy distinto de la atención que prestamos a ciertas cuestiones, entre las que curiosamente el autor nombra al hormigón armado.

MENÓN. PLATÓN

En este diálogo de Platón, Menón, un joven y ambicioso aristócrata de Tesalia de visita en Atenas, pretende lucirse ante Sócrates, para lo que le pregunta qué es la virtud, esperando poder exponer su elocuencia y erudición. Sócrates, mediante preguntas le obliga a reflexionar sobre lo que al principio de su diálogo eran certezas hasta que consigue desconcertarle.

Menón, exasperado, se lamenta de que Sócrates le deja sumido en la duda, y trata de negar la posibilidad de llegar a conocer la virtud al no ser posible conocer lo que ignora.

Para demostrar que sí es posible, Sócrates llama a un esclavo y dibujando figuras en la arena logra que deduzca cuál es el lado que tiene que tener un cuadrado para que tenga un área doble de otro.

Esta sucesión de certeza en lo que uno sabe, desconcierto y aprendizaje costoso seguramente resulta familiar a muchos exalumnos, lo que ya es una razón suficiente para leer el diálogo. Pero adicionalmente, hay otra cuestión muy importante. La explicación nos ha llegado escrita, sin figuras, tan sólo con las líneas de diálogo entre Platón y el esclavo. Gracias a un diálogo bien escrito, preciso y riguroso podemos seguirla y entenderla leyendo y no por ello perdemos precisión ni comprensión de lo que se está tratando.

NOTITIA DIGNITATUM

La Notitia Dignitatum (listado de los oficiales, en latín) es un documento burocrático del Imperio Romano redactado entre los siglos IV y V DC. En él se describen miles de cargos civiles y militares pertenecientes a la administración del imperio, incluyendo su posición en la jerarquía, títulos, dignidades y deberes, insignias, etc.

Es un ejemplo de la complejidad de la administración romana y de cómo se trataba de aportar orden al gobierno de un imperio en el que un mensajero podía tardar un mes en llegar desde Roma hasta los puntos más alejados del imperio.

La minuciosidad con la que se consignan los lugares de acantonamiento de las tropas o la dotación de las guarniciones contrasta con la situación real en la que sabemos que se encontraban las fronteras en ese momento.

A. Calle

No obstante, lo más asombroso es que este documento, que ya representaba una visión distorsionada de la realidad en el momento de su redacción, nos ha llegado gracias a copias del siglo XVI que a su vez lo son de otra del siglo IX.

Esto quiere decir que durante mil años se ha copiado diligentemente y pasado a la siguiente generación un documento seguramente incomprensible para el copista, inútil (casi desde su primera redacción) y al que se le han añadido mapas y figuras de dudosa veracidad.

De nuevo, para acabar, otro documento completamente ajeno al mundo de las estructuras.

REFERENCIAS

Diamond, Jared. 1998. *Armas, gérmenes y acero*. Barcelona. Random House Mondadori.

Braudel, Ferdinand. 1949. *El mediterráneo y el mundo mediterráneo en la época de Felipe II*. México. Fondo de Cultura Económica

Levi, Primo. 2013. *L'altrui mestiere*. Turín. Giulio Einaudi Editore.

Platón. 1871. *Obras completas*. Madrid. Patricio de Azcárate, editor.

Anónimo. Notitia Dignitatum. <https://www.notitiadignitatum.org/>

THE FORGE – OFFICE 1.0: A PLATFORM APPROACH TO DESIGN FOR MANUFACTURE + ASSEMBLY (P-DFMA)

José María Correa Arenas ¹, Guillermo Grillo Torres ²

Resumen

Este proyecto consiste en dos edificios de oficinas (bloques A y B) de 10 plantas de altura y unos 12.000 m² construidos, ubicados en el centro de Londres. La principal singularidad de estos edificios es que adoptan una solución constructiva vanguardista basada en la industrialización y automatización, el “Platform 3 System”.

Este sistema tiene como objetivo reducir al máximo el tiempo de ejecución y los costes, aumentar la calidad del producto, y posibilitar la construcción en escala. Es una traslación del concepto de estandarización e industrialización que se utiliza, por ejemplo, en la industria automovilística o aeronáutica, a la construcción de edificios. No solo se limita a la estructura, sino también a las instalaciones y, por ende, también el diseño arquitectónico y de la fachada.

INTRODUCCIÓN

Si bien el sector de la construcción en edificación está viviendo un periodo de paulatina transformación hacia la industrialización y automatización, su desarrollo es significativamente inferior al de otros como el de la automoción o la aeronáutica. Es cierto que existen nuevos sistemas y procesos, pero casi siempre conviven con otros propios de la construcción tradicional. Y la diferencia es aún más notable si comparamos el sector en España frente a otros países.

En concreto, el caso que nos ocupa se ubica en el Reino Unido, donde los avances son mucho más notables, y en muchos casos vienen impulsados por una política decidida y un programa de ayudas eficaz. Un ejemplo de ello es este proyecto, donde se desarrolló un sistema constructivo integrado entre arquitectura, estructura e instalaciones, y se llevó a la práctica una construcción industrializada y automatizada.

¹ Arquitecto por la E.T.S.A. de Sevilla y Máster en Estructuras de Edificación (Bryden Wood Technology), jomacoare@hotmail.com

² Arquitecto por la E.T.S.A. de Barcelona y Máster en Estructuras de Edificación (Bryden Wood Technology), grillotorres@hotmail.com

El cliente, la promotora Land Securities, es especialista en la construcción y alquiler de oficinas de alto standing. Desde Bryden Wood, una empresa multinacional británica de arquitectos, ingenieros y especialistas en diseño computacional, se le propuso al cliente la aplicación del sistema “Platform 3” para la construcción de sus oficinas, ofreciendo un diseño de una calidad superior y la posibilidad de estandarizar y escalar este sistema a otros futuros edificios.

PRINCIPIOS BÁSICOS DEL SISTEMA PLATFORM 3

Cuando hablamos de las “Platforms” como sistema constructivo, podemos tomar como referencia a la industria automovilística. En ocasiones hemos oído hablar de que los coches de una misma marca comparten la misma plataforma, es decir, el mismo chasis al cual se ensamblan posteriormente el resto de componentes del vehículo (motor, suspensión, carrocería, etc). El objetivo es que diferentes componentes de diferentes vehículos se puedan conectar a la misma plataforma o que, de la misma manera, un mismo componente se pueda conectar a diferentes plataformas.

Los diferentes sistemas (Platform 1, 2, 3 and 4) que Bryden Wood ha desarrollado siguen esta filosofía. Se trata de diseñar una serie de elementos o componentes estándar que son fabricados en taller y transportados a obra para ser ensamblados. Es decir, el sistema es en esencia un gran “Mekano” donde existe un catálogo de piezas (componentes) que en obra se unen siempre de una misma manera. Estos componentes no solo se limitan a la estructura, sino que el sistema se extiende también a las instalaciones, a los elementos de acabado y a la fachada.

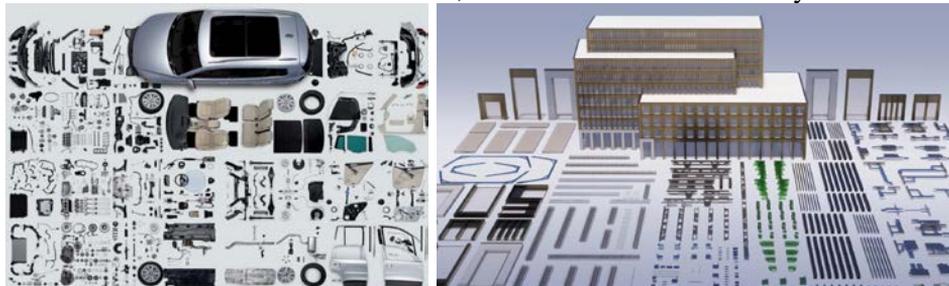


Figura 1: traslación del concepto “Platform” a la construcción de edificios

Cada una de las versiones del sistema Platform está pensada para las necesidades de cada uso, las cuales determinan parámetros como distancias típicas entre pilares y altura entre plantas. El Platform 3, que es el que sigue este proyecto, está dirigido a edificios de oficinas o residencial con luces entre pilares de entre 8 y 11m y alturas entre plantas de entre 3.5 y 5m.

ELEMENTOS QUE FORMAN EL SISTEMA Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

A grandes rasgos, el sistema se basa en una retícula interior de pilares de acero cada 9m, pilares de acero de pequeña sección cada 3m en fachada, vigas principales de acero de sección armada, vigas secundarias de hormigón armado cada 3m, y un forjado de losa maciza de hormigón cubriendo el vano entre vigas secundarias. La estabilidad ante acciones horizontales la proporcionan los núcleos de comunicación vertical, que pueden realizarse de hormigón armado o mediante elementos volumétricos de acero. Los componentes que forman tanto la estructura permanente como la estructura temporal, y que son los siguientes:

Estructura permanente

- Pórticos principales.

Están compuestos por pórticos, pilares en T y vigas intermedias entre ellos. Los pilares son secciones SHS350 de espesor variable según el número de plantas soportado. Las vigas, tanto de los pórticos como las intermedias, son de sección armada en doble T de 485mm de canto, con 15mm de espesor en alma y alas. Estas vigas cuentan con conectores que garantizan el comportamiento de sección mixta hormigón-acero con el forjado de losa maciza.

Como ya comentamos, el sistema Platform 3 es multidisciplinar y transversal y se extiende también a otras disciplinas del proyecto. Un reflejo de ello es que los agujeros en el alma de las vigas, necesarios para el paso de instalaciones, fueron dispuestos de manera coordinada junto con los ingenieros de instalaciones de tal manera que la plantilla de agujeros sirve para todas las vigas del proyecto y todas las variantes de módulos de instalaciones (climatización, electricidad, PCI, desagües y tuberías de abastecimiento).

Uno de los principales retos a la hora de verificar estos elementos fue el cálculo de las tensiones alrededor de los agujeros en el alma. Debido a las grandes dimensiones y a la forma ovalada de los agujeros, las herramientas informáticas habituales no proporcionaban resultados fiables. Por tanto, se elaboró un modelo de elementos finitos que simula el comportamiento mixto del elemento (considerando únicamente la contribución del hormigón comprimido) y en el que se comprobaron las tensiones de Von Mises alrededor de los agujeros. En algunos puntos localizados esas tensiones superaban el límite elástico, tras lo cual se realizaron varios recálculos reduciendo la rigidez de esas zonas y simulando así una plastificación local y una redistribución de las tensiones, de acuerdo a la Tabla C.1 No.2 del Eurocódigo BS EN 1993-1-5:2006.

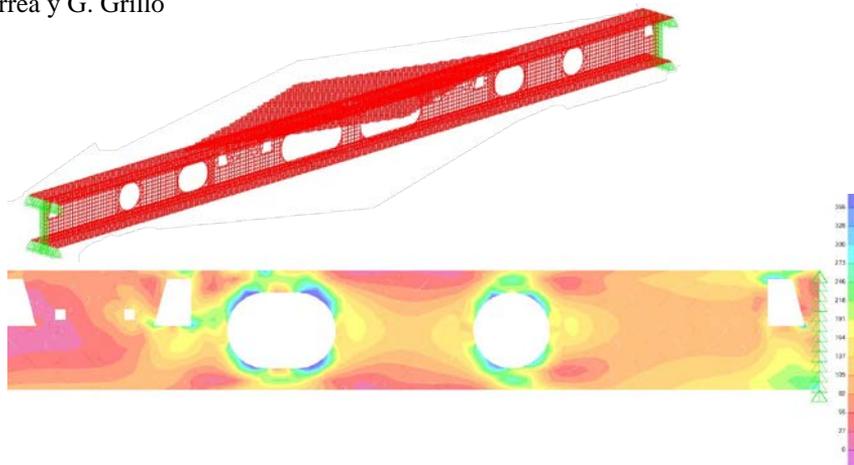


Figura 2: modelo de cálculo para la comprobación de las tensiones en el alma

- **Pórticos de fachada.**
Estos pueden ser primarios (si van paralelos a los pórticos principales) o secundarios. Para reducir los movimientos producidos por flecha y desplome en el perímetro del edificio, los pórticos de fachada cuentan siempre con una luz máxima entre pilares de 3m. Las secciones de los pilares son RHS150x100 de espesor variable según el número de plantas a soportar. Las vigas son secciones PFC150x75x18 de tal manera que quedan enrasadas con el canto del forjado, simplificando el detalle de encuentro de la fachada con el forjado. Por otro lado, la conexión entre fachada y estructura se diseñó específicamente con el subcontratista y se integró en la placa base de los pilares, de tal manera que la fachada puede instalarse inmediatamente después de la estructura.

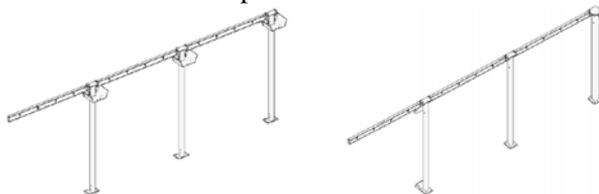


Figura 3: pórticos de fachada (primarios y secundarios respectivamente)

- **Vigas Comflor.**
Son las vigas secundarias, y uno de los componentes más singulares del sistema. Consiste en una chapa grecada de acero galvanizado tipo Comflor 210 de 1.25mm de espesor que se coloca invertida y funciona como encofrado perdido sobre el que se vierte el hormigón. Estas vigas se disponen perpendicular a los pórticos principales, cada 3m, y soportan el forjado de losa maciza. A la chapa se le fija una caja de armadura, de tal manera que, una vez fraguado el hormigón, funciona como una viga convencional de hormigón armado y sección en T.

La justificación de estos elementos a flecha fue bastante detallada al tratarse de una sección muy esbelta con luces de hasta 9m. Fue necesario calcular las deformaciones de acuerdo con el método del Eurocódigo 2 Section 7.4.3 y Apéndice C. Este método considera que, en una viga a flexión, parte del elemento va a estar fisurado y parte no. Mediante las fórmulas que establece se obtienen parámetros que contemplan ese comportamiento intermedio, y en función de él se obtiene el valor de la curvatura y la flecha en cada punto.

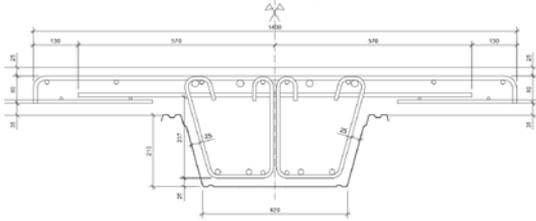


Figura 4: sección tipo de una viga Comflor

- Forjado de losa maciza.
Entre vigas secundarias se dispone un forjado unidireccional de losa maciza de 14cm de canto armado únicamente con mallazo inferior. Este forjado se hormigona conjuntamente con la vigas.
- Núcleo y módulos estabilizadores.
Debido a que en la dirección perpendicular a los pórticos principales el sistema no es estable por sí solo, es necesario disponer de elementos que resistan las cargas horizontales. El sistema propone hacer uso de los núcleos de comunicación vertical del edificio (ascensores y escaleras), por lo que no se trata de componentes estándar o predefinidos sino de elementos específicos de cada proyecto. Las alternativas exploradas son pantallas de paneles de hormigón prefabricado o elementos volumétricos metálicos que disponen de arriostramientos y pueden incluso incorporar la estructura de la escalera o el revestimiento de fachada.

Estructura temporal

La estructura temporal del sistema se diseñó en base a las siguientes premisas:

- Que se pudiera adaptar a diferentes longitudes de vanos.
- Que estuviera compuesta por elementos ligeros de tal manera que pudieran ser manejados e instalados por un solo operario.
- Que redujera el trabajo en altura, es decir, que la mayor parte de las piezas se pudieran montar en el suelo para posteriormente elevarse y fijarse en su posición final.
- Que su instalación fuese fácil e intuitiva.
- Que, una vez instalada, maximizara el espacio libre para circulación.

En base a lo anterior, la estructura temporal consta de:

- **Puntales.**
Los puntales consisten en 4 elementos diagonales, dos principales (los interiores) y dos secundarios (los exteriores), que funcionan a compresión (si bien también soportan pequeños momentos debido a excentricidades derivadas de las uniones). Estos elementos son secciones huecas cuadradas de aluminio del tal manera que pueden ser manejados con facilidad por un solo operario debido a su reducido peso.
- **Viga temporal.**
Este elemento viene fijado a la viga Comflor en su parte inferior, y consiste en un perfil SHS de acero de 5m de longitud que se apoya en los puntales. Cuenta con agujeros cada 100mm para permitir la fijación de los puntales en diferentes posiciones según la longitud del vano. Se encarga básicamente de transmitir las cargas de la Comflor a los puntales, además de ser el elemento rigidizador o de atado que transmite los esfuerzos horizontales de las mesas de encofrado a las diagonales.
- **Piezas de conexión.**
Consisten en piezas diseñadas expresamente para unir los diferentes elementos del sistema de manera simple e intuitiva. Están compuestas por chapas plegadas de acero de entre 5 y 8mm de espesor, en algunos casos soldadas entre si.
- **Mesas de encofrado.**
Las mesas de encofrado están formadas por tableros de contrachapado fijados a un entramado de vigas de acero galvanizado de pequeño espesor. Un vano típico de 9x3m está formado por dos mesas de encofrado que se unen entre sí. Se apoyan en la viga temporal justo encima de los puntales, además de en las cuatro esquinas.

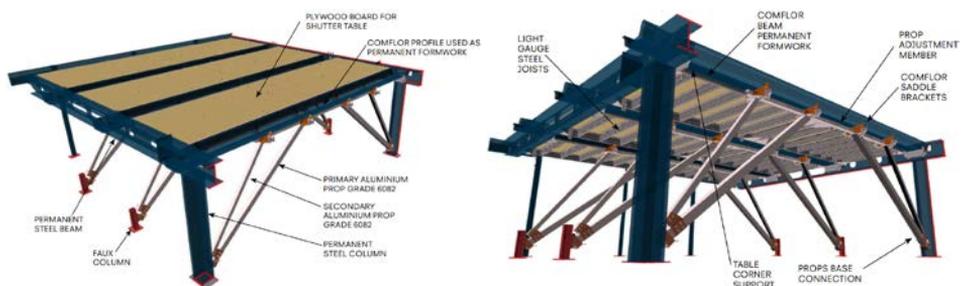


Figura 5: esquema indicativo de los diferentes elementos de la estructura temporal

SECUENCIA CONSTRUCTIVA

La rapidez constructiva es una de las principales ventajas del sistema:

1. Los componentes de los pórticos principales y de fachada son izados de forma tradicional mediante grúa.
2. Las vigas Comflor vienen apiladas en racks. Una carretilla elevadora las recoge una a una y las eleva para colocarlas en su posición final.
3. Se instalan los puntales y todas las piezas de conexión.
4. La carretilla elevadora sube las mesas de encofrado que vienen ya con el mallazo de la losa fijado. Una vez arriba, se ajustan todas las uniones.
5. Se colocan algunas barras de continuidad y se hormigona todo el forjado.

PROTOTIPO

El gobierno del Reino Unido concedió una subvención para el desarrollo de este sistema constructivo. Parte de esos fondos se destinaron a la construcción de un prototipo que sirvió para probar el funcionamiento de todos los componentes del sistema, el proceso de fabricación y la secuencia constructiva.

El prototipo consistió en dos vanos de 9x9m en planta baja, y 9x9m en planta primera. Se utilizaron todos los componentes del catálogo del sistema.



Figura 6: fotografía de la construcción del prototipo del sistema Platform 3

APLICACIÓN DEL SISTEMA A UN EDIFICIO REAL: THE FORGE

The Forge es el primer proyecto real construido con el sistema Platform 3. También se le conoce con el nombre de Office 1.0. Consiste en dos edificios de oficinas (Bloques A y B) de 8 plantas de altura ubicados en el 105 de la calle Sumner Street, a unos 100m al sur del Támesis, a 500m de la estación London Bridge y cerca del Millenium Bridge y el Tate Modern. Las constructoras fueron Mace y MacAlpine, dos de las más grandes del país.

El cliente quería aplicar este sistema en uno de los proyectos que estaba desarrollando en ese momento. De entre todos, debido fundamentalmente a las

características de los dos edificios, se eligió este. Sin embargo, el principal condicionante fue que, cuando BrydenWood recibió el encargo, el anteproyecto ya había obtenido la licencia de planeamiento. Es decir, se pudo modificar la distribución interior de los edificios, pero nada de la fachada y la volumetría. En otras palabras: en lugar de concebir los edificios desde cero en base al sistema Platform 3, hubo que encajar el sistema en edificios ya preconcebidos.



Figura 7: infografía del proyecto y vista 3D de la volumetría

En primer lugar, se hizo una separación clara entre cimentación y estructura sobre rasante. La cimentación se resolvió de forma tradicional mediante pilotes bajo encepados, mientras que el sótano se resolvió con una losa pilotada.

En cuanto a la estructura sobre rasante, aproximadamente el 85% de la estructura pudo resolverse utilizando los componentes estandar del sistema, como puede verse en las siguientes imágenes de una planta tipo. Esto demuestra que los sistemas Platform cuentan con cierta flexibilidad y pueden adaptarse a diseños con formas relativamente complejas.

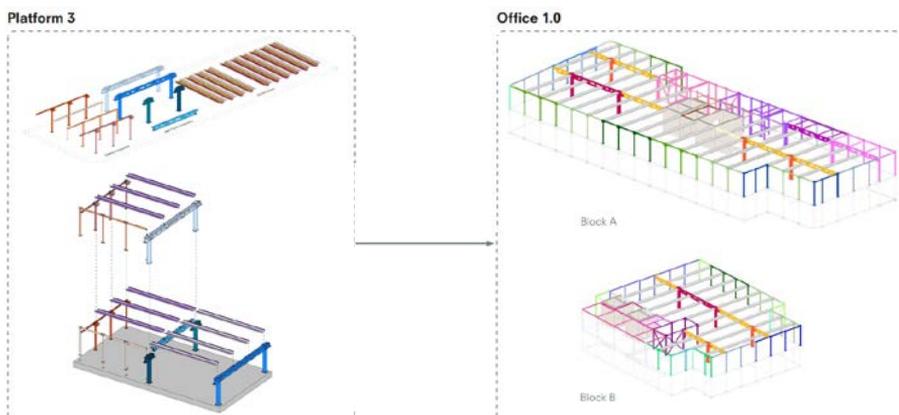


Figura 8: adaptación del sistema Platform 3 al proyecto The Forge

The Forge: a Platform approach to Design for Manufacture + Assembly (P-DFMA)

Sin embargo, también es cierto que existen algunas reglas que han de seguirse para sacar el máximo partido de la estandarización de los componentes y maximizar la eficiencia del sistema. Por ejemplo, evitar desalineamientos entre los pórticos principales y las alineaciones de fachada, evitar apeos o salirse de la retícula base de 3m. Al tratarse de edificios preconcebidos, estas circunstancias aparecieron en algunas zonas de la estructura. Para solucionarlo, se diseñaron componentes específicos que no son más que variantes de los componentes estándar que siguen la misma filosofía de ensamblaje.

Estos elementos supusieron el mayor reto técnico y constructivo del proyecto desde el punto de vista del diseño estructural. En concreto, así se resolvieron algunas zonas de la estructura de los dos bloques:

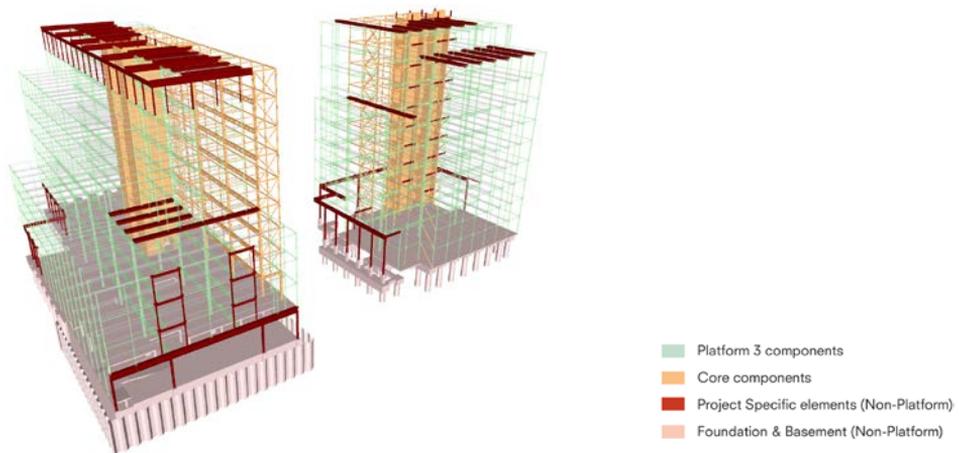


Figura 9: componentes estándar y componentes específicos del proyecto

- Núcleos de escalera.
Se resolvieron mediante elementos volumétricos compuestos por pilares y vigas metálicas, además de arriostramientos y la propia estructura de la escalera. Estos elementos eran transportados a obra en camión, izados y fijados en su posición final.



Figura 10: componentes volumétricos en los núcleos de escalera

- **Pórticos principales de apeo.**
Cuando un pilar debía apearse sobre una viga primaria, el problema fundamental eran de nuevo las tensiones alrededor de los agujeros en el alma. Para solucionarlo, se optó por dos opciones según el caso: reducir las dimensiones de los agujeros o incluso cerrarlos, o incrementar el espesor del alma y las alas de 15 a 20 o 25mm.
- **Vigas Comflors de apeo.**
De manera similar, cuando había que apearse algún pilar sobre una viga Comflor, dado que ésta no tiene capacidad suficiente, se diseñó un componente que consiste en una viga metálica de sección HEB con conectores, armadura longitudinal y de estribos, y con la chapa grecada fijada a ella. El perfil metálico, una vez vertido el hormigón, queda embebido en el forjado y la viga funciona como una sección mixta hormigón-acero.

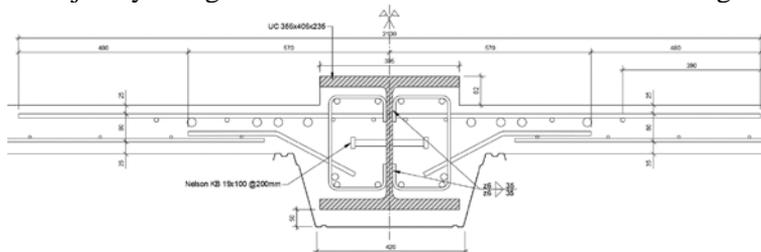


Figura 11: viga Comflor de apeo

- **Cercha de apeo.**
En una de las esquinas de la planta baja del Bloque B se encuentra un edificio existente que alberga un transformador público. Parte de ese edificio se mete ligeramente dentro de la parcela, lo que obligó a apearse varios de los pilares en esa zona en planta primera. Para ello, se diseñó una cercha de 1.75m de canto que sobrevuela ese edificio.
- **Vigas en voladizo en la cubierta.**
Este es quizás el punto más singular del proyecto. Debido a los sucesivos retranqueos en la volumetría del Bloque A, la última planta del edificio cuelga de la cubierta evitando así apeos sucesivos en componentes del sistema. Se adoptó esta solución para tratar de concentrar todas las singularidades en la última planta y así aprovechar al máximo los componentes estándar en las plantas inferiores.
La planta de cubierta además tiene la singularidad de que alberga la mayoría de los equipos pesados de instalaciones. Sin embargo, lo más determinante es la presencia de la grúa móvil de limpieza de la fachada, que discurre próxima al parapeto y por tanto en el extremo del voladizo. Esta grúa induce una carga total en la punta del voladizo de 250kN, que se

suma al peso de la propia planta de cubierta con sus instalaciones, y la carga de la planta inferior que cuelga.

El voladizo de 4.5m lo soportan unas vigas de sección armada de 750mm de canto, 460mm de ancho y 55mm de espesor en las alas. Entre ellas se colocan unos perfiles UB610 que recojen las columnas de fachada que cuelgan soportando la planta inferior, y las vigas Comflors de la planta de cubierta. Estas vigas se apoyan en los pilares de los pórticos principales o en los núcleos de hormigón, y se prolongan hasta la parte trasera del edificio. Las uniones de estos elementos son complejas al tenerse que fijar a paneles de hormigón prefabricados tipo sandwich. La transmisión de cargas se realiza a través de barras de armado que se prolongan dos plantas hacia abajo en el interior de los paneles.

El canto de estas vigas vino determinado por la deformación, que debía ser menor a 25mm para evitar fisuras en los paneles de fachada. Para ello se elaboró un modelo de cálculo que refleja la secuencia constructiva y la entrada en carga de estos elementos, obteniendo así el valor de la deformación producida después de la instalación de la fachada.

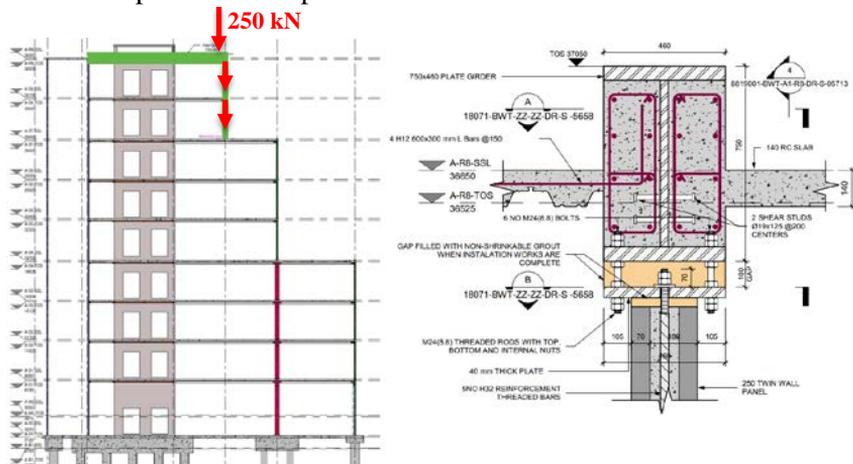


Figura 12: Vigas en voladizo en la cubierta y conexión a las pantallas

CONCLUSIONES

Tras haber concluido la obra, puede decirse que el sistema presenta grandes ventajas frente a una construcción tradicional. Principalmente la reducción de tiempo y costes debido a los procesos de montaje en taller y al hecho de trabajar con un diseño previo desarrollado al milímetro que evita errores y rehacer trabajos. Por otro lado, la siniestralidad laboral, al reducir el número de tareas en obra y los trabajos en altura. Y por último, una mayor sostenibilidad, tanto por la

reducción de tiempos y consecuentemente del consumo energético, como por la notable reducción de los residuos.

Por otro lado, es cierto que el sistema no se adapta fácilmente a las tolerancias de fabricación. Es clave controlar los procesos de fabricación de los componentes de la estructura permanente y temporal, o incluso modificar el diseño de algunas uniones para garantizar que en obra se puedan ejecutar fácilmente.

En cualquier caso, el sistema ha sido recibido con buenos ojos tanto por el cliente como por las empresas constructoras y demás fabricantes involucrados en el proyecto, lo que indica que este es un ejemplo vanguardista y un paso más en la dirección que está tomando el sector de la construcción en edificación.

COPYRIGHT

Toda la información, datos y figuras contenidos en este artículo se han extraído de diversas presentaciones y de los proyectos de estructuras, arquitectura e instalaciones realizados por el equipo de Bryden Wood Technology, y por lo tanto les pertenecen exclusivamente. No se permite el uso, copia y/o reproducción de este contenido sin previa autorización expresa por parte de la empresa.

INTERVENCIONES SOBRE ARQUITECTURA EXISTENTE: REMONTAS Y AMPLIACIONES CON STEEL FRAMING

Borja Cruz López¹

Resumen

El objetivo de la presentación es mostrar las posibilidades estructurales del uso del sistema steel framing (LGSF) en su aplicación para remontas y ampliaciones de edificios existentes. En la ponencia se mostrarán tres ejemplos de intervención estructural diseñados y ejecutados los últimos años, empleando entre otros sistemas, perfiles conformados en frío, aprovechando la ligereza del sistema.

INTRODUCCIÓN

Cuando presenté la comunicación para el anterior encuentro de antiguos alumnos del máster en 2015 (<https://oa.upm.es/35290>), el uso del steel framing (perfiles de acero conformados en frío de pequeño espesor) tenía aún poco desarrollo en España. Gran parte del trabajo lo dedicaba a explicar a arquitectos y clientes en qué consistía el sistema para muchos desconocidos. 7 años después, se puede constatar el crecimiento de su uso sobre todo en edificación residencial. Hay varios motivos que explican este auge. Por un lado, las nuevas exigencias de eficiencia energética de los códigos constructivos y, por otro lado, un crecimiento de la industrialización de la construcción debido a la falta de mano de obra.

La primera vez que tuve conocimiento del sistema fue de la mano de Luis San Salvador, profesor del máster en 2011, sorprendiéndome de las posibilidades de realizar estructuras con perfiles tan ligeros. De la sorpresa y el desconocimiento inicial han pasado 11 años donde he compaginado la labor de arquitecto con el uso del steel framing en la casi totalidad de los proyectos que he realizado. El objetivo de esta comunicación es mostrar algunos ejemplos donde la mezcla de arquitectura y estructura van de la mano para intervenir sobre lo ya construido y mostrar una cualidad fundamental de este sistema, que lo convierten en una opción imbatible para las intervenciones sobre edificios existentes:

¹ Galvanalisis. borja@galvanalisis.com

RELACIÓN RESISTENCIA / PESO

¿Cuánto pesa su edificio, Sr. Foster? Esta pregunta, que da título al documental de 2010, fue formulada por Buckminster Fuller a un joven Norman Foster. La respuesta era sencilla, pesaba demasiado. La misma pregunta se puede hacer a las construcciones actuales en España, con el uso predominante de estructuras de hormigón y tabiques de ladrillo. Si bien el peso de las estructuras y de los sistemas constructivos tiene poca relevancia cuando se proyecta obra nueva, cuando se trata de intervenir sobre edificios existentes, adquiere un protagonismo sustancial.

Para salvar una luz de 4 metros, habitual en usos residenciales, los sistemas estructurales habituales son forjados unidireccionales, losas macizas o forjados de chapa colaborante. Para salvar dicha luz se pueden emplear viguetas de Steel Framing de canto 20 cm y espesor de 1,5 mm, colocadas cada 60 cm, (7,2 kg/m²), como entrevigado se utilizan paneles de virutas orientadas (OSB) u otros paneles de fibras con un peso aproximado de 25 kg/m² aunque pueden encontrarse paneles mucho más ligeros, por la cara inferior se cuenta con colocar 2 placas de cartón-yeso de 15 mm (25 kg/m²)

En la siguiente tabla se comparan los sistemas en relación con su peso.

Tabla 1: Comparativa de forjados para sostener una sobrecarga de uso residencial: 2 kN/m² y una carga muerta de 1 kN/m²

	Sección	Peso	Relación R/p
Forjado unidireccional	25 cm	250 kg/m ²	1.2
Losa maciza	15 cm	370 kg/m ²	0.8
Forjado chapa grecada	10 cm	200 kg/m ²	1.5
LSF	26.6 cm	58 kg/m²	5.2

Como se puede apreciar en la tabla 1, una solución ligera de forjado mediante perfiles tipo C resiste más de 5 veces su propio peso. Comparado con el más ligero de los sistemas convencionales, es 3,5 veces más ligero que este. De igual manera, puede establecerse una relación similar con los sistemas murarios de bloque, ladrillo u hormigón frente a la solución ligera de tabique mediante postes de chapa delgada separados cada 60 cm.

A continuación, se describen tres intervenciones sobre edificios existentes.

AMPLIACION DE TERRAZAS

El primer ejemplo mostrado es una ampliación en horizontal de los apartamentos turísticos Rocamar en Fuerteventura. Los promotores se aprovecharon de un aumento de la edificabilidad permitida al mejorar la categoría del inmueble. La intervención se divide en dos plantas, siendo la de la planta inferior la más interesante de contar, ya que se trataba de ampliar 2.7 metros en voladizo las

nuevas terrazas sobre el canto del forjado existente. Como no era sencillo anclar las viguetas al borde del forjado, se dispuso en el borde exterior una celosía de 85 cm de canto que se apoyaba cada 10 metros. Para el análisis se considera articulada el extremo de las viguetas que se fija al borde del forjado existente.

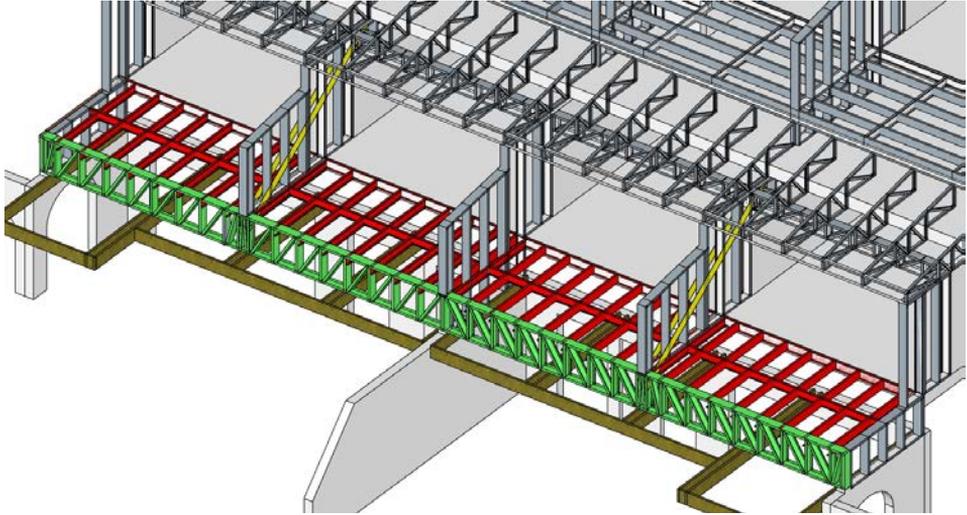


Figura 1: Esquema constructivo

Para evitar temblores y controlar las deformaciones se dispusieron unos tirantes a mitad de luz aprovechando la necesaria construcción del tabique divisorio entre los apartamentos, dicho tirante se fijaba a la estructura existente. Los perfiles usados tenían 200 mm de alma y 1,5 mm de espesor. La nueva estructura quedó perfectamente enganchada a la antigua por uniones que trabajaban únicamente a esfuerzo cortante. La rigidización tanto de forjado como de elementos verticales se consiguió mediante el empleo de paneles estructurales de fibra de madera.

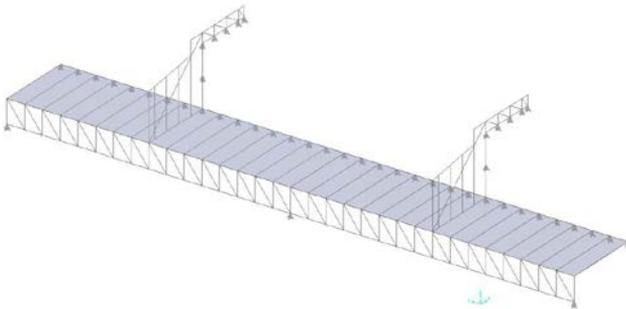


Figura 2: Esquema estructural

Como nota peculiar existían unas pérgolas de madera que debían de colgar de la celosía y que tuvieron que respetarse durante todo el proceso constructivo.



Figura 3: Proceso constructivo

AMPLIACIÓN DE VIVIENDA EN COBEÑA (MADRID)

El siguiente proyecto se trata de una vivienda unifamiliar que se amplía una planta mediante el uso del sistema steel framing. La parte fácil de la intervención era demoler la cubierta existente cuyo peso rondaba los 300kg/m² y la ejecución de la nueva planta, un forjado de viguetas C200 de 1,5 mm de espesor, cuyo peso era considerablemente inferior, apoyado en tabiques estructurales C100 perimetrales que a su vez descansaban sobre los muros existentes. Una vez eliminada la cubierta se regularizó la planta mediante una solera de hormigón aligerado con arlita y un mallazo que en el perímetro se convertía en un zuncho en la coronación de los muros de ladrillo. La parte complicada era intervenir sobre la estructura existente que estaba formada por muros dobles de ladrillo perimetral y una estructura de perfiles laminados en los forjados. En el centro de la vivienda existía un pilar de ladrillo en la planta primera, en la planta baja, se convertía en un pilar circular de 60 cm de diámetro mezcla de hormigones y ladrillos. Como parte de la intervención incluía abrir un nuevo hueco para las escaleras, había que

introducir nuevas vigas de acero, por facilidad constructiva y por ganar superficie útil se deciden cambiar los pilares de ladrillo por pilares de acero laminado previo apuntalado de toda la estructura. Además, se reforzaron las vigas IPN200 que se encontraban en el vano central, soldando un UPN 100 en la cara inferior y rigizadores laterales conectando las alas en forma de cajón



Figura 4: Antes y después de la intervención

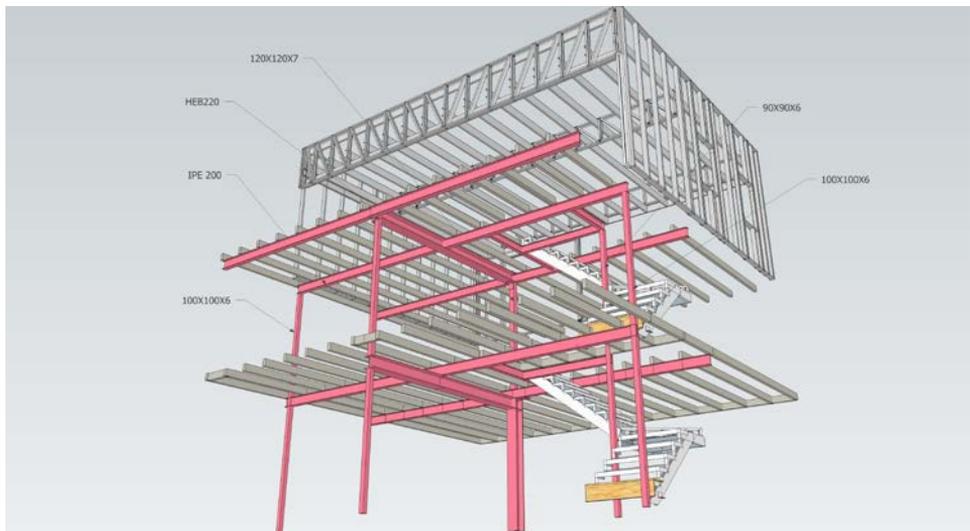


Figura 5: Esquema constructivo de los elementos estructurales usados



Figura 6: Antes y después de la ampliación

AMPLIACIÓN DE VIVIENDA EN COLONIA HISTÓRICA DE MADRID

En el siguiente ejemplo se muestra la intervención sobre una vivienda situada en la colonia histórica Los Cármenes de Madrid, que contaba con dos plantas sobre rasante más un espacio no vividero en el bajo cubierta. El objetivo del proyecto era ampliar una planta por encima y por debajo de las existentes con el condicionante de no poder modificar el volumen exterior del edificio al estar este protegido.



Figura 7: Sección del proyecto e imagen exterior en fase final de la ejecución

La intervención se divide en dos partes. Por un lado, la creación de la nueva planta inferior, bajo la cimentación existente. Para acometer dicho trabajo se tuvieron que ir realizando la excavación tanto por el exterior como por el interior

de la vivienda, ejecutando los nuevos muros de hormigón bajo las zapatas de los muros existentes mediante bataches.



Figura 8: Ejecución de muros por bataches por el interior y por el exterior

Por otro lado, eliminar los forjados existentes para la creación de nuevos forjados ubicados a distintos niveles de los originales, para sacar altura suficiente en la última planta sin modificar el trazado de la envolvente original. Para el proceso de demolición y creación de nuevos forjados se colocaron unas celosías provisionales que acodalaran los muros cuando estos perdieran la rigidización que propiciaban los forjados existentes. La nueva estructura se realizó mediante vigas HEB 200 y viguetas IPE 120 que se iban embebiendo a los muros existentes mediante entregas en el muro de 15-20 cm sobre apoyos en chapas de 1 cm y posterior retacado del muro mediante morteros sin retracción.

Por último, la nueva estructura de la cubierta se resuelve mediante perfiles tipo C 200 de 1,5 mm de espesor salvando las luces de 8 metros de la casa entre apoyo.



Figura 9: Apoyo de la estructura de acero en muro a distinto nivel del existente



Figura 10: Estructura de la cubierta

CONCLUSIONES

- La relación peso propio-resistencia es muy favorable en el sistema steel framing y lo convierte en un sistema imbatible para intervenciones en edificios existentes.
- Los conocimientos adquiridos durante el máster han propiciado un desarrollo profesional en el ámbito de la arquitectura y estructuras.

REFERENCIAS

- Carlos Carcas y Norberto López Amado. *How much does your building weigh, Mr. Foster?* Documental 2010
- Cruz, Borja (2015). *Proyecto de estructuras de steel framing*. En: "I Encuentro Internacional de Antiguos alumnos MEE", 7-8 mayo 2015, ETSA Arquitectura. UPM. ISBN 978-84-9728-519-3.
- Cruz, Borja (2018) *Steel Frame, Sistema alternativo de construcción eficiente y vanguardista*. Revista Ecoconstrucción. Septiembre-Octubre 2018. Pag. 36 y 37
- EN 1993 Part 1-3: *Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*.
- San Salvador, Luis. *“Conferencia para la reunion del Evolution Group for CEN TC250 SC3*, Madrid, febrero de 2015.

LA SOSTENIBILIDAD EN PROYECTOS DE ESTRUCTURAS. UNA VISIÓN DESDE LOS CONCURSOS DE LAS ADMINISTRACIONES PÚBLICAS

Salvador Domínguez Gil ¹, Pablo Anaya Gil ²

Resumen

El sector de la edificación y sus industrias asociadas son una de las principales fuentes de impacto económico, ambiental y social en el mundo. Además, presentan una gran inercia al cambio, provocando una asimilación tardía de las nuevas demandas globales. Sin embargo, alineados con los objetivos de la agenda 2030, entes del sector privado y público están promoviendo numerosos cambios a nivel nacional e internacional. Cada vez se incorporan más conceptos vinculados con la sostenibilidad a los requisitos de los proyectos de distintas organizaciones, siendo este hecho especialmente notorio en los criterios de adjudicación de los contratos de las Administraciones Públicas. Así, los proyectos de estructuras están adaptándose a estas nuevas necesidades, reduciendo los impactos negativos de la toma de decisiones ligada a nuestra actividad.

INTRODUCCIÓN

Aunque el concepto de Desarrollo Sostenible fue acuñado hace más de tres décadas por Naciones Unidas (Informe Brundtland, 1987), no ha sido hasta hace relativamente poco que ha cobrado la suficiente importancia como para su inclusión en el diseño de los proyectos (Naciones Unidas, 2021). En su primera definición reconocida se recogió como aquel «que satisface las necesidades presentes sin comprometer la capacidad de generaciones futuras de satisfacer sus propias necesidades», poco explícita e indeterminada en alcance. Posteriormente se desarrolló la importancia y necesidad en torno a esta expresión con la Cumbre de Río (1992), la declaración de Malmö (2000), la Cumbre del Milenio (2000) y las Cumbres Mundiales sobre Desarrollo Sostenible de Johannesburgo (2002) y de Nueva York (2015), entre otras.

¹ Universidad Politécnica de Madrid, BAC SOCOTEC, sdominguez@bacecg.com

² BAC SOCOTEC, panaya@bacecg.com

Diferentes gobiernos e instituciones públicas y privadas han impulsado a lo largo de estos años la búsqueda de alternativas a la tendencia de desarrollo imperante hasta finales del siglo XX, caracterizada por los impactos negativos del consumismo desmedido y los límites futuribles en la explotación de los recursos finitos de nuestro planeta (Informe Meadows, 1972). En este marco, la industria de la construcción y sus sectores asociados son una de las principales fuentes de impacto económico, medioambiental y sociocultural en el mundo (MITECO, 2020). Su gran inercia al cambio, unida a la fiebre del ladrillo que vivíamos en varios países occidentales hasta 2008, el estallido de la burbuja inmobiliaria y sus repercusiones posteriores; han provocado una asimilación tardía de las nuevas demandas sociales frente a otros sectores que ya las han incorporado, tales como son la industria de la alimentación y textil.

Según el informe del McKinsey Global Institute titulado *Reinventing Construction: A Route to Higher Productivity* (2017), el sector de la construcción repercute hasta un 13% del PIB mundial. Además, este sector es también responsable de más de un tercio del consumo de recursos materiales, incluyendo hasta un 12% del consumo anual de agua mundial y generando hasta el 33% de los residuos globales anuales. Paralelamente, según la Global Alliance for Buildings and Constructions (2021), el sector de la edificación es responsable de hasta el 38% de las emisiones globales de Gases de Efecto Invernadero (GEI), con un total de 13,1 gigatoneladas de CO₂eq entre las fases de construcción y operación de los edificios. La mayor parte del parque inmobiliario repercute hasta el 75% de los costes del su ciclo de vida en la fase de operación (uso y mantenimiento), así como más del 60% de las emisiones de GEI. Sin embargo, estas cifras se invierten en obra nueva y rehabilitación debido a los avances en eficiencia energética y el auge de edificios ZEB y NZEB.

Si buscamos cumplir con los Objetivos de Desarrollo Sostenible recogidos de la Agenda 2030 (2015) y con el Plan del Objetivo Climático (2021) de la Comisión Europea, que busca reducir la emisión de GEI en un 55% en 2030 y la descarbonización completa en 2050; es necesario que cambiemos nuestra forma de proyectar y construir edificios. Tal y como recoge el Royal Institute of British Architects (RIBA, 2021), es urgente que los gobiernos, a través del liderazgo y la supervisión regulatoria, maximicen el potencial del entorno construido, apoyando y proporcionando herramientas que permitan una acción colectiva del sector y de la sociedad en general. La transición hacia un futuro sostenible requiere el replanteo de las necesidades, los modos de gestión, la forma en que se obtienen beneficios del ámbito inmobiliario y la compenetración de los grupos interesados que del mismo participan.

LA SOSTENIBILIDAD EN EL MARCO DE LOS CONTRATOS DEL SECTOR PÚBLICO

Pese a lo previamente expuesto, nos encontramos en la actualidad ante un escenario efervescente. Promotores públicos y privados han comenzado a incluir, entre los requisitos que definen el alcance de sus proyectos, indicadores de sostenibilidad, acreditaciones, certificaciones y evaluaciones interdisciplinares. Todos ellos tienen base en uno o varios de los pilares que conforman la sostenibilidad económica, medioambiental, social y/o prestacional también recogidos en el recientemente aprobado Código Estructural (2021), así como en las normativas técnicas más modernas de Reino Unido y Francia.

La idea previa del Pacto Verde Europeo (en inglés, *European Green Deal*, 2009) y su desarrollo posterior (2019), el progreso en las directivas sobre Contratación Pública Sostenible (GPP, del inglés *Green Public Procurement*, 2014), la aprobación de la Agenda 2030 (2015), el Plan de Acción de la UE para la economía circular (2015) y el traspaso al marco jurídico español de estas, entre otras, han configurado hasta ahora una primera base para el acercamiento a la sostenibilidad del sector de la construcción. Este acercamiento ha sido especialmente remarcable con la aprobación de la Ley 9/2017, de 8 de noviembre, de Contratos del Sector Público; y con la inclusión paulatina de la pluralidad de criterios de adjudicación en base a la mejor relación calidad-precio o coste-eficacia recogidos en su artículo 145. Sin embargo, ¿Cómo se han introducido los diferentes indicadores de sostenibilidad por parte de las Administraciones Públicas (AAPP) españolas?

Sostenibilidad económica y la introducción del life-cycle thinking

El cambio de paradigma hacia la mejor relación calidad-precio en la gestión de los activos inmobiliarios está profundamente vinculado en España con los efectos negativos de la crisis de 2008 y el Star-System de la arquitectura. Ambas fueron objeto de la transformación de la visión cortoplacista, basada en los beneficios inmediatos, hacia una visión del ciclo de vida completo, basado en los beneficios futuribles y la reducción de costes. No obstante, este enfoque de *life-cycle thinking* ya había sido adoptado previamente por los gobiernos británico y norteamericano en la década de los setenta del siglo XX (1977 y 1978, respectivamente) con vistas hacia el ahorro de energía y sus costes asociados en los edificios de sus respectivas administraciones públicas. Surgen así los primeros modelos e indicadores vinculados al Coste del Ciclo de Vida (CCV) de los proyectos y a su sostenibilidad económica.

Desde 2017 es más frecuente que en periodos previos encontrar entre los criterios de adjudicación de los concursos de las AAPP aspectos como la justificación de la viabilidad técnico-económica de la propuesta o, tan solo, viabilidad económica de la misma, así como la evaluación de los costes del ciclo de vida y la justificación de la reducción de costes de mantenimiento o de uso, asociados a la eficiencia energética. También se han encontrado conceptos como flexibilidad programática, resiliencia, adaptabilidad o industrialización entre los conceptos a evaluar mediante Juicios de Valor que presentan repercusión económica en las fases del ciclo de vida de los edificios proyectados. Pero la inexistencia de un marco regulatorio español común para la justificación de estos conceptos, unido a la carencia de herramientas y bases de datos, ha impedido la correcta comparación de las propuestas.

La norma ISO/DIS 15686-5:2017, *Building and constructed assets – Service life planning – Part 5: Life Cycle Costing*, plantea entre sus objetivos mejorar los procesos de toma de decisiones del promotor y definir las bases de una metodología común para la evaluación del CCV. Varias licitaciones internacionales sujetas a regulación armonizada (SARA) han recogido su aplicación desde que la Comisión Europea publicara el Informe Final del Grupo de Trabajo TG4 relativo a los costes del ciclo de vida en la construcción (2003) y posteriormente el de la consultora Davis Langdon (2007) en búsqueda de las posibilidades de desarrollo de una metodología común europea para la aplicación del CCV en los países miembros.

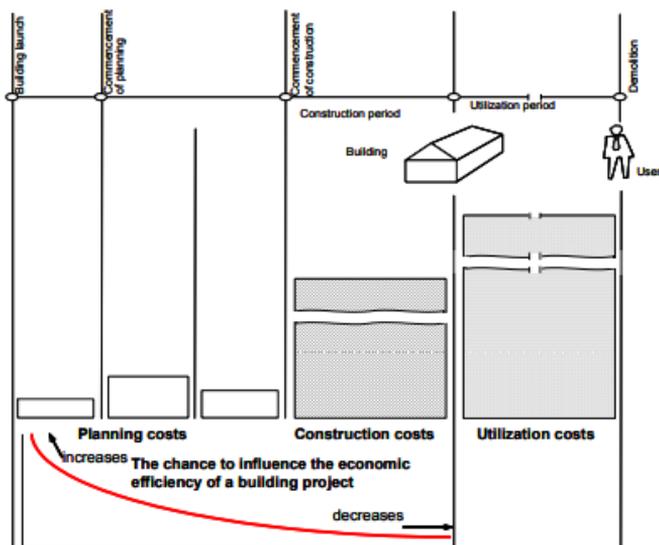


Figura 1: El coste del ciclo de vida en la construcción. Fuente: Task Group 4. Life-cycle cost in construction. Final Report. European Commission

Los costes del ciclo de vida de las construcciones se ven altamente influenciados por las decisiones tomadas en estadios iniciales de los proyectos, en función de los requisitos del promotor y del diseño, entre otros factores. Bajo este punto de vista, sabemos que las estructuras de edificación en España se identifican con una repercusión de entre el 20% y el 30% del PEM (González-Vallejo, 2017), variando este ratio en función de que tan bien se integren las diferentes partes que componen el proyecto: instalaciones, estructuras y diseño arquitectónico como conceptos globales. La integración de estos sistemas o partes es un reto reconocido, pero no siempre sencillo de acometer, con gran trascendencia en la vida útil de los edificios.

Sostenibilidad medioambiental y descarbonización

La sostenibilidad ambiental, por otro lado, ha supuesto un concepto de tardía asimilación en el mercado español pese al impulso normativo impuesto por el Código Técnico de la Edificación (CTE) en relación a la eficiencia energética y su consecuente disminución de las demandas y consumos de energía; y pese al aumento de promotores que exigen las certificaciones WELL, BREAM, LEED o Passivhaus, entre otras. Aun cuando la eficiencia energética se ha demandado casi desde los inicios de la aplicación de la Ley 9/2017, gracias en gran parte a los requerimientos técnicos planteados en el CTE-DB-HE, a la Directiva de eficiencia energética de edificios (2010/31/EC), a la normativa de desarrollo de esta y a los Reales Decretos 47/2007 y 235/2013, este no era el caso de otras componentes de la sostenibilidad medioambiental. Cada vez son más los concursos y contratos de servicios de ingeniería y arquitectura que incluyen requisitos relativos a la reducción de emisión de gases de efecto invernadero, GEI (GWP, del inglés Global Warming Potential, también denominado descarbonización, emisiones de CO₂ o Carbono Embebido), al Análisis del Ciclo de Vida medioambiental (ACV), a la reducción de residuos de la construcción y, recientemente, a la incorporación de estrategias de circularidad.

La Ley 9/2017 recoge estos indicadores bajo la pluralidad de criterios de adjudicación en base a la mejor relación calidad-precio o coste-eficacia en los términos de «la calidad, incluido el valor técnico, las características estéticas y funcionales, la accesibilidad, el diseño universal, las características sociales, medioambientales e innovadoras, y la comercialización y sus condiciones». Sin embargo, tampoco existe normativa nacional de aplicación a estos aspectos en la actualidad. En el Ámbito Europeo contamos con la serie ISO 14040 (Gestión ambiental – Evaluación del Ciclo de Vida – Principios y Marco), en cuya aplicación Reino Unido es una de las principales referencias de la actualidad (quizá por las tragedias nacionales vinculadas al cambio climático, como la conocida Gran Niebla de Londres de 1952), contando con numerosas organizaciones que promueven las metodologías vinculadas al análisis del ciclo de vida.

Entre estas organizaciones promotoras de la aplicación del ACV y otros indicadores del impacto medioambiental, en el ámbito de la arquitectura y la construcción, se encuentran LETI y RIBA, e IStructE en el Ámbito de la ingeniería estructural. Todas estas recogen, en sus respectivas páginas web, documentación, técnicas y herramientas que permiten comprender y medir el impacto ambiental de nuestros proyectos a lo largo de las diferentes fases del ciclo de vida, así como aplicar estrategias para su reducción. Son especialmente importantes las herramientas de análisis de la Huella de Carbono (HC), estrechamente vinculado con el calentamiento global; y la documentación vinculada con la economía circular aplicada a la edificación.

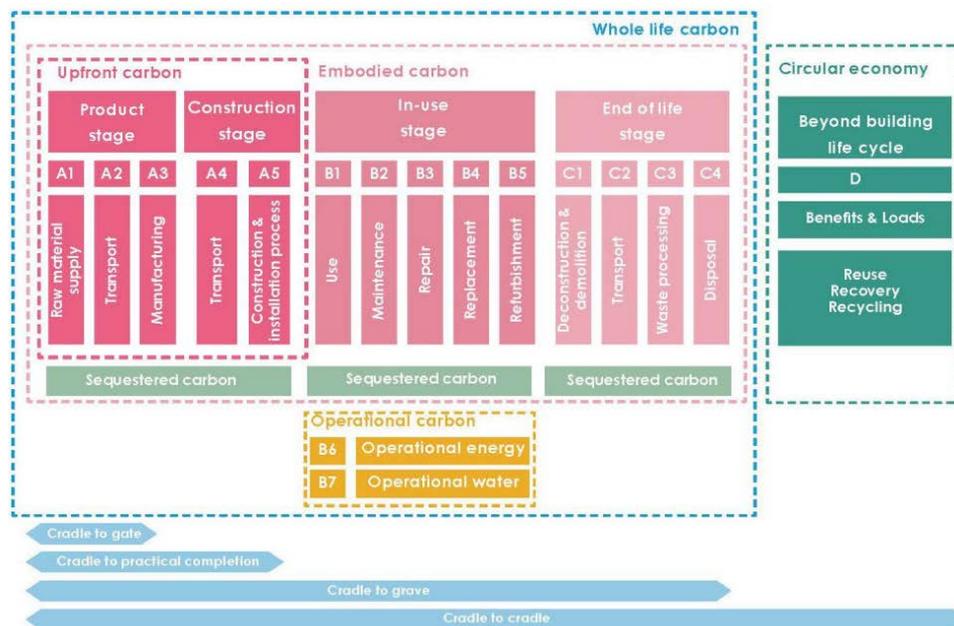


Figura 2: Diagrama de fases del ciclo de vida. Fuente: LETI, RIBA, WLCN a partir de norma BS-EN 15978:2011

Los edificios de nueva construcción que ya incluyan estrategias de diseño pasivo y bioclimático, eficientes energéticamente, tienen aún un amplio margen de mejora en relación a los impactos medioambientales. Este margen se repercute desde la optimización del consumo material y la selección de materiales con bajo carbono embebido. También puede lograrse mejora integrando las estructuras en fases tempranas del diseño. Desde el punto de vista de la sostenibilidad, no existe un concepto de sistema material o estructural ideal u óptimo. Cada propuesta

presenta unas condiciones de contorno y limitaciones para los que los indicadores aportan resultados diferenciados. De esta manera, para cada proyecto y localización específicos es necesario evaluar las soluciones más sostenibles en relación a los indicadores seleccionados.

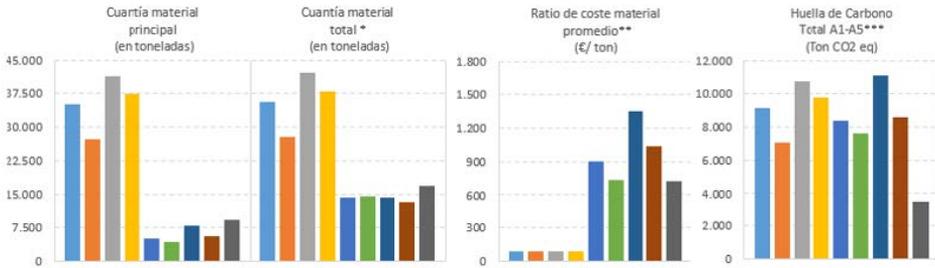


Figura 3: Comparativa de indicadores para diferentes soluciones de un mismo proyecto. Fuente: Elaboración propia

En cuanto a las estrategias ligadas a la economía circular, estas suponen un modo sistemático de abordar la resolución de los proyectos basado en que todos los participantes de la cadena de valor mantengan el valor de los productos tanto tiempo como sea posible, reduciendo la generación de residuos y el carbono embebido de las soluciones. Aunque se han desarrollado indicadores que miden la circularidad de productos, sistemas y empresas, aún no existe un consenso científico sobre su aplicabilidad, por lo que el empleo de estas estrategias en el proyecto de estructuras sigue estando en un plano teórico y conceptual. Destacan entre ellas el diseño para el desensamblado final y reutilización de partes componentes de la estructura ejecutada.

Otras sostenibilidades: social y prestacional

Si bien en los párrafos previos se han desarrollado algunos aspectos vinculados con los indicadores de la sostenibilidad económica y medioambiental, esto ha sido posible tan solo por la larga trayectoria seguida por los grupos investigadores en relación a estos conceptos. Sin embargo, no ha sido hasta hace más bien poco que ha comenzado la implosión de la sostenibilidad social. En este momento se encuentra en desarrollo la ISO/AWI 14075, sobre principios y marco para el análisis del ciclo de vida social ACV-S (S-LCA en inglés, de Social Life Cycle Assessment), existiendo tan solo una referencia general en la responsabilidad social-corporativa dentro de la ISO 26000.

La sostenibilidad prestacional, por otro lado, se encuentra en estado de indefinición. Algunos autores la asocian a la calidad, mientras que otros a la sostenibilidad económica o social. En línea con lo recogido en el Código Estructural, podríamos asociarla con los valores cuantitativos e intangibles que permiten

mejorar la calidad de la edificación construida e incrementar la vida útil de los edificios, reduciendo a largo plazo posibles impactos económicos, medioambientales y sociales.

DISCUSIÓN

La información expuesta en apartados previos, unida a las experiencias de los últimos años en BAC-Socotec, nos permite vislumbrar el interés que tiene actualmente la sostenibilidad tanto en la promoción pública como en la promoción privada y, específicamente, en las estructuras de edificación. El estado del arte vinculado a la sostenibilidad se encuentra en una etapa de transformación vertiginosa, motivo por el cual el presente documento presenta limitaciones en el alcance y profundidad del contenido que refleja, focalizándose en definir un recorrido a través de diferentes hitos relevantes para el Desarrollo Sostenible en el marco internacional y nacional.

La variabilidad en la definición de los criterios de adjudicación de los contratos que incluyen aspectos o conceptos ligados con la sostenibilidad no permite realizar un análisis estadístico significativo en este momento. Sin embargo, es recomendable que a corto-medio plazo se desarrolle un análisis pormenorizado que permita evaluar la tendencia de las AAPP y de encargos privados.

La inexistencia de un marco metodológico español o común europeo obligatorios para la evaluación de la sostenibilidad de los proyectos remarca también la importancia en la participación activa de todos los involucrados en la cadena de valor del sector de la construcción. Es necesario definir propuestas metodológicas estratégicas que no sólo reduzcan la huella de carbono y los costes del ciclo de vida, sino que sean partícipes de la economía circular, de la selección material comprometida con el medioambiente y de otros valores intangibles, cualitativos, no cuantificables en la actualidad. Así, es necesario un hilo de acción común en todas las entidades del sector público.

Entre las dudas abiertas, nos planteamos: ¿A que nos estamos arriesgando al desarrollar proyectos sin medir determinados aspectos o indicadores? ¿Cómo podemos implementar estos nuevos indicadores presentes entre los requisitos del sector público y del sector privado sin que esto suponga incrementos de alcance inviables o costes no asumibles para los equipos técnicos? ¿Cómo podemos definir metodologías integradas que permitan ser adaptadas a nuevos conceptos e indicadores aún en desarrollo e incluso no pensados en la actualidad?

CONCLUSIONES

- La triple vertiente de la sostenibilidad, ambiental social y económica, y la generalización del concepto ha generado el desarrollo de nuevas metodologías e indicadores, entre ellos el CCV y el ACV, que permiten lograr una mayor eficiencia en la toma de decisiones.
- En España, bajo la aplicación de la Ley 9/2017, las AAPP están impulsando cada vez más la inclusión de certificaciones e indicadores varios de sostenibilidad en los sistemas de adjudicación de los contratos del sector público.
- La evaluación de la sostenibilidad de los proyectos es una necesidad imperante en el panorama global que nos ocupa. El sector público y el sector privado se encuentran alineados hacia un mismo objetivo general, siendo necesario que los equipos técnicos se adapten y acojan los nuevos requisitos en los proyectos.
- El actual panorama indefinido de la sostenibilidad requiere de proactividad en la implementación de otros indicadores no regulados que permitan indagar en la correlación entre diferentes variables.

REFERENCIAS

- Bahramian, M., & Yetilmezsoy, K. (2020). Life cycle assessment of the building industry: An overview of two decades of research (1995–2018). *Energy and Buildings* , 219 , 109917. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2020.109917>
- Comisión Europea.(2020). Plan de Acción Para La Economía Circular.
- Consejo Económico y Social de España (CES). (2016). El papel del sector de la construcción en el crecimiento económico: competitividad, cohesión y calidad de vida.
- Davis Langdon Management Consulting. (2007, mayo). Life cycle costing (LCC) as a contribution to sustainable construction: a common methodology. Final Report.
- Department of Industry-Committee for Terotechnology. (1977). Life cycle costing in the management of assets : a practical guide. London: H.M. Stationery Office.
- EU TG4. (2003). Task Group 4: Life Cycle Costs in Construction. Final report. European Commission.
- Fraile-García, E., Ferreiro-Cabello, J., Sodupe-Ortega, E., & Sanz-García, A. (2015). Combined assessment of the environmental, economic and social impacts of structural solutions for residential construction. *Informes de La Construcción* , 67 (539). <https://doi.org/10.3989/ic.14.041>
- García-Erviti, F., Armengot-Paradinas, J., Ramírez-Pacheco, G. (2015). El análisis del coste del ciclo de vida como herramienta para la evaluación económica de la

- edificación sostenible. Estado de la cuestión. Informes de la Construcción, 67(537): e056. <http://dx.doi.org/10.3989/ic.12.119>
- González-Vallejo, P. (2017). Evaluación económica y ambiental de la construcción de edificios residenciales. Aplicación a España y Chile. Universidad de Sevilla, España.
- González-Vallejo, P. (2018). Herramienta para la predicción de costes económicos y ambientales en el ciclo de vida de edificios residenciales. Fase de construcción. *Hábitat Sustentable*, 8, 32-51. <https://doi.org/10.22320/07190700.2018.08.02.03>
- ISO. (2017). ISO/DIS 15686-5:2017, Building and constructed assets — Service life planning— Part 5: Life Cycle Costing.
- Joint Research Centre [European Commission]. (2021). GHG Emissions of all world
- Meadows D. H., Meadows, D. L. Randers, K., Behrens, W. & Club of Rome (1972). *The Limits to Growth; a Report for the Club of Rome's Project on the Predicament of Mankind*. New York : Universe Books
- Ministerio de Presidencia (2019). Plan de Contratación Pública Ecológica de la Administración General del Estado, sus organismos autónomos y las entidades gestoras de la Seguridad Social (2018-2025).
- Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico [MITECO]. (2020). *Circular Economy Strategy*
- LETI London (2017) - Getting to ZERO
- Rennings, K., & Wiggering, H. (1997). Steps towards indicators of sustainable development: Linking economic and ecological concepts. *Ecological Economics*, 20 (1), 25–36. [https://doi.org/10.1016/S0921-8009\(96\)00108-5](https://doi.org/10.1016/S0921-8009(96)00108-5)
- RIBA (2021). *Built for the environment. Addressing the climate and biodiversity emergency with a fair and sustainable built environment*
- Ruegg, R., McConnaughey, J. S., Thomas-Sav, G., Hockenbery, K. A. (1978). *Life-Cycle Costing: A guide for selecting energy conservation projects for public buildings*. Building Science Series, 113. Washington, D.C: National Bureau of Standards.
- UNEP. (2011). *Towards a Lyfe Cycle Sustainability Assessment*. United Nations Environment Program.
- United Nations Department of Economic and Social Affairs. (2021). *The Sustainable Development Goals Report 2021*. <https://doi.org/10.18356/9789210056083>

REHABILITACIÓN DE LA ESTRUCTURA DE LA CASA DE LA CULTURA DE BOADILLA PARA SU REESTRUCTURACIÓN COMO BIBLIOTECA MUNICIPAL Y TEATRO

Silvio Escolano Taravillo ¹

Resumen

La intervención en de la Casa de la Cultura de Boadilla planteaba varios retos interesantes: por un lado, la necesidad de adaptar la estructura a la nueva configuración arquitectónica; por otro, la de reforzarla para aumentar las sobrecargas y añadir una planta más; y, por último, la intención de eliminar la estructura de la cubierta para ejecutar una gran sala de lectura de doble altura, iluminada cenitalmente desde el norte. La dificultad era que las cerchas de la cubierta soportaban la carga de los forjados de cuatro plantas inferiores, ya que existía un salón de actos diáfano en la planta sótano y los pilares interiores no llegaban hasta la cimentación; es decir, se encontraban suspendidos de estas cerchas.

INTRODUCCIÓN

La EMSV de Boadilla del Monte convocó un concurso para rehabilitar la Casa de la Cultura y reestructurarla como biblioteca municipal y teatro. El concurso lo ganó la UTE formada por los arquitectos Matos-Castillo, Néstor Montenegro y Toni Gelabert, quienes me asignaron el desarrollo del proyecto de estructura y cimentación y, posteriormente, la asistencia técnica a la dirección durante las obras.

El edificio original estaba ejecutado conforme al proyecto de Amalia Castro-Rial y Francisco Alonso de la Joya, de 1985. En la documentación del concurso se aportaban planos bastante completos de su estructura y cimentación, en los que se identificaba perfectamente su singularidad. Esto facilitó en gran medida la intervención.

El edificio original estaba formado por una planta sótano, destinada a salón de actos; planta baja con vestíbulo y entrada al salón de actos, bar-cafetería, sala de exposiciones administración; planta primera, destinada a biblioteca infantil,

¹ Arquitecto y MEE UPM, silvio.escolano@ya.com

administración, archivo y aseos; planta segunda, biblioteca, sala de estudio, almacén y aseos; y planta tercera, con más salas de estudio, sala de juntas, despachos y aseos, además de una terraza abierta en el lado sur; la cubierta no era habitable, aunque contaba con un espacio amplio para dar cabida a unas grandes cerchas metálicas.

La estructura es porticada, con forjados unidireccionales de vigueta armada y bovedilla cerámica, vigas de hormigón y pilares metálicos. En la cubierta hay unas cerchas de gran canto que se apoyan en los pilares de las fachadas, y de las que cuelgan unos pilares (tirantes) que soportan las cuatro plantas inferiores. El resto de soportes bajan hasta el nivel de suelo de baja, donde pasan a ser de hormigón o se apoyan en los muros de sótano. La cimentación es directa superficial, con zapatas corridas en los muros y aisladas en los pilares.

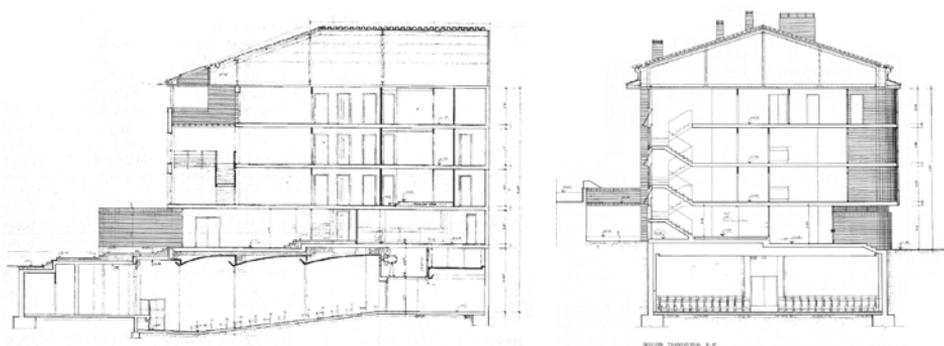


Figura 1: Secciones longitudinal y transversal del edificio original (proyecto de Amalia Castro-Rial y Francisco Alonso)

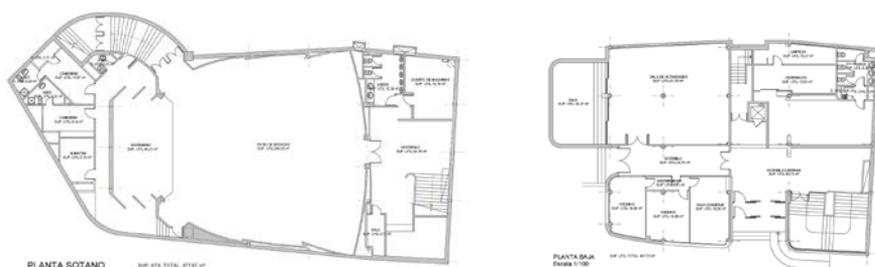


Figura 2: Plantas sótano y baja del edificio original (proyecto de Amalia Castro-Rial y Francisco Alonso)

El proyecto cambia completamente la configuración exterior, creando un volumen rotundo, delimitado por una fachada de ladrillo, permeable a la luz, superpuesta a una piel interior de vidrio. Interiormente, se independizan los usos de biblioteca y teatro, manteniendo este último en la planta sótano, con acceso independiente desde la plaza, y la biblioteca en el volumen principal sobre rasante. Se aprovecha, además, para hacer accesible ambos usos.

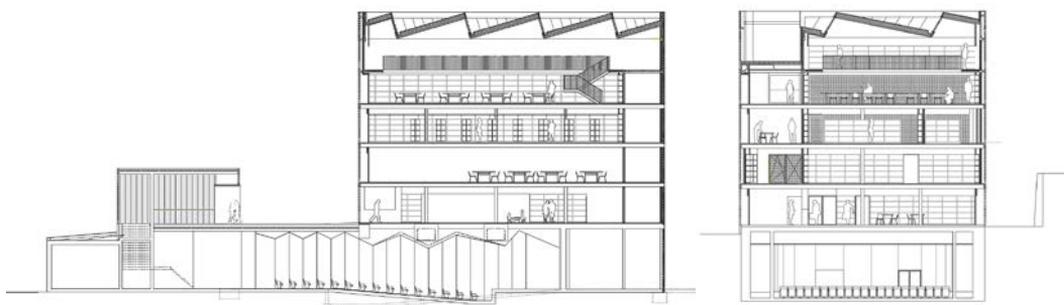


Figura 3: Secciones longitudinal y transversal del edificio reformado (proyecto de Matos-Castillo-Gelabert-Montenegro)

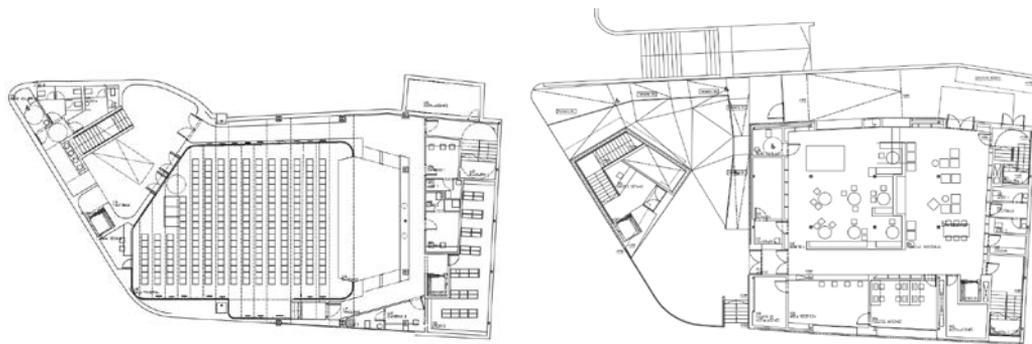


Figura 4: Plantas sótano y baja del edificio reformado (proyecto de Matos-Castillo-Gelabert-Montenegro)

En la tercera planta se diseña una “gran sala de lectura y consulta” de doble altura, con iluminación cenital, que requiere desmontar las potentes cerchas de la cubierta para instalar una nueva estructura más ligera, con lucernarios orientados al norte. La complejidad reside en que las cerchas existentes, aparte de dar apoyo a la cubierta, soportan los forjados de las plantas inferiores, cuyos pilares interiores no llegan a cimentación, donde está el teatro auditorio, sino que cuelgan de la cubierta.

EVALUACIÓN PRELIMINAR

Se plantean numerosas intervenciones para acomodar el edificio a los nuevos usos, que exigen reforzar la estructura para aumentar las sobrecargas admisibles. Afortunadamente se cuenta desde el inicio del proyecto con planos bastante detallados de la estructura y cimentación, sin los cuales hubiera sido muy difícil su peritación y el diseño y dimensionado de la nueva estructura.

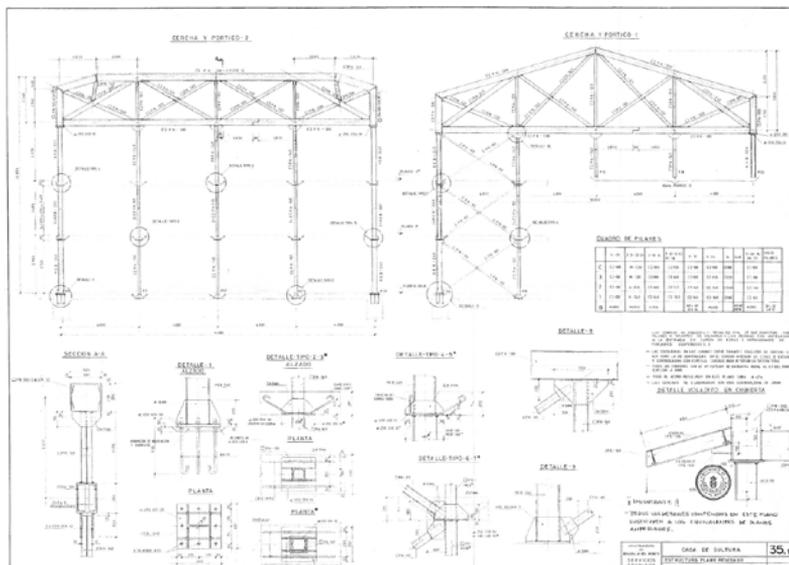


Figura 5: Plano de estructura del proyecto original de Amalia Castro-Rial y Francisco Alonso

Peritación de la estructura existente

No se dispone, sin embargo, de la memoria de cálculo por lo que se desconocen las cargas admisibles, que tampoco figuran en planos. Por tanto, se procede en primer lugar a peritar la estructura, analizando pòrtico a pòrtico la carga de servicio máxima admisible, llegando a las siguientes conclusiones:

Tabla 1: Cuadro de cargas proyecto original

	Peso propio forjado	Cargas muertas	Sobrecarga uso
Suelo de baja	3,0 kN/m ²	2,0 kN/m ²	4,0 a 5,0 kN/m ²
Resto de plantas	3,0 kN/m ²	2,0 kN/m ²	2,0 a 3,0 kN/m ²

Refuerzo de vigas y forjados

Dado que el uso previsto para el edificio es el de biblioteca pública se exige expresamente una sobrecarga de uso en todas las plantas de 5,00 kN/m². Para garantizar un buen comportamiento de la estructura, es imprescindible reforzar.

La solución adoptada consiste en recrecer los forjados con una nueva capa de compresión, superpuesta a la existente, de 5 cm de espesor. Esto permite aumentar considerablemente la rigidez y resistencia de los forjados y vigas; en primer lugar, por la ampliación del canto útil que implica y, en segundo lugar, porque permite aumentar el armado en la cara superior, tanto en los apoyos de los nervios como en las vigas en los lugares donde se necesita.

Para garantizar la adherencia de la nueva capa de hormigón, se disponen barras de conexión en los nervios, alojadas en taladros que se rellenan con resina.

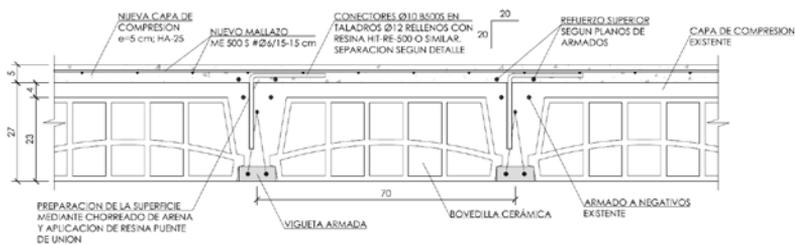
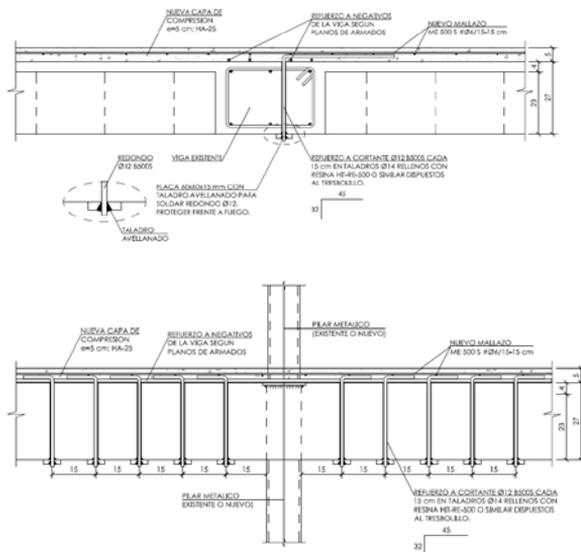


Figura 6: Detalle de refuerzo del forjado, procedente del proyecto de estructura

Para el refuerzo de las vigas se toman las siguientes decisiones:

1. Se desprecia el armado superior existente y, en su lugar, se dimensiona una nueva armadura para resistir los momentos negativos derivados de las acciones.
2. La resistencia de las secciones a momento positivo está delimitada por la cuantía de la armadura inferior existente, conocida a partir de los planos de despieces del proyecto original. Con el aumento de canto útil conseguido con el recrecido la armadura inferior resulta, en la inmensa mayoría de los casos, suficiente para resistir estos momentos. Tan sólo puntualmente en algunos vanos la armadura inferior es insuficiente. En estos casos se aumentan los refuerzos en los apoyos contiguos, de manera que, en caso de agotamiento en el vano, se disponga de un remanente en los extremos, por redistribución de esfuerzos.
3. El refuerzo planteado mejora el comportamiento a cortante del forjado en general y de las vigas en particular, al incrementar su canto útil. A pesar de ello, en algunas vigas se requiere un refuerzo adicional. Para ello se disponen redondos de acero recibidos con resina en taladros verticales ejecutados al tresbolillo y con una placa soldada en la parte inferior, que trabajan como armado suplementario frente a tensiones tangenciales.



Figuras 7 y 8: Detalles de refuerzo a cortante en vigas, procedente del proyecto de estructura



Figura 9: Ejecución en obra del refuerzo de negativos en nervios y pórticos. Se observan también los conectores recibidos con resina en los nervios

Refuerzo de pilares metálicos

Del análisis de los esfuerzos se concluye que es necesario reforzar varios de estos pilares. El modo de fallo de los pilares que no cumplen alguna comprobación es, fundamentalmente, el de compresión simple con pandeo. Si bien, los pilares están sometidos también a flectores en ambas direcciones, ya que se ha supuesto un 30% de empotramiento en pies y cabezas, estos esfuerzos son de pequeña magnitud y resultan despreciables frente a los efectos del axil.

SUBTESADO DE LOS PÓRTICOS “B” Y “C”

En la estructura original los pilares de los pórticos interiores no llegaban hasta cimentación, ya que en la planta sótano se proyectó un salón de actos y no podía haber elementos que obstaculizaran la visión del escenario. Para solucionar este problema, en el pórtico del eje “A”, sobre el que apoyaba la fachada del edificio, se dispuso una gran viga de canto para apeaar los pilares, apoyada en sus extremos en dos potentes pilastras. En los pórticos de los ejes “B” y “C”, en cambio, se atirantaron los pilares interiores desde unas cerchas situadas en la cubierta. Estas se apoyaban, a su vez, en sus extremos en los pilares de fachada.

Dado que en el proyecto nuevo se pretendía sustituir la antigua cubierta, de faldones inclinados de teja, por otra más ligera con lucernarios que iluminen la sala de lectura, se hace necesario eliminar las potentes cerchas que sujetan los pórticos de los ejes “B” y “C” y modificar el sistema estructural. Para ello se plantea que los pilares de estos pórticos pasen a trabajar de tracción a compresión, apoyándose sobre una viga subtesada en el nivel inferior, de suelo de baja. De este modo, las jácenas en todas las plantas continúan trabajando como hasta ahora, como vigas continuas sobre apoyos aislados. En el nivel inferior, un sistema de pretensado externo genera las fuerzas de desvío en cada uno de los apoyos de los pilares, equivalentes a las reacciones en sus arranques.

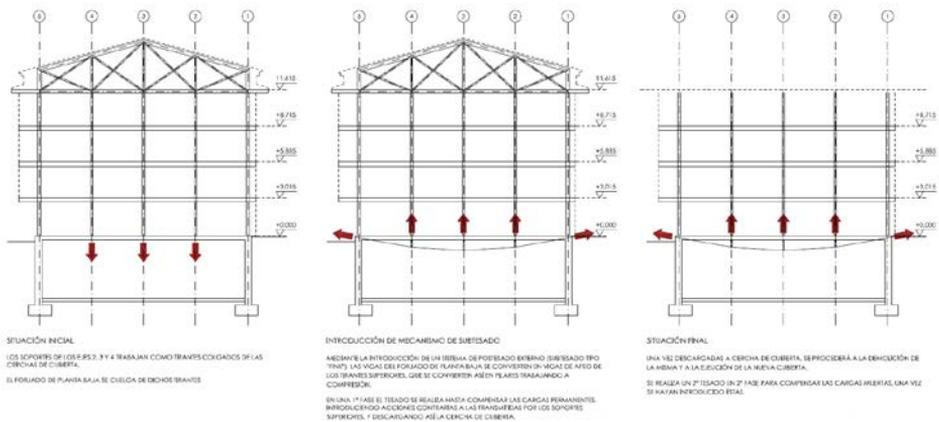


Figura 10: Esquema del esquema estructural inicial y sustitución del mismo por un subtesado externo

El sistema de pretensado externo o subtesado, está formado por una serie de barras de acero que se disponen bajo el forjado, con un trazado poligonal que corresponde al funicular construido con las reacciones en los apoyos de los pilares. Estas barras se disponen bajo el suelo de planta baja, anclándose a la estructura en cada uno de los arranques de los pilares interiores mediante placas de acero, horquillas y bulones. Cada una de estas barras está equipada con un

conector-tensor de doble rosca intermedio y bloqueadores, que permiten tensar las barras para generar las fuerzas de desvío deseadas. Para realizar el pretensado se prevé utilizar puentes de tesado hidráulicos, que permiten estirar las barras aproximando las zonas roscadas, sin generar torsiones indeseadas y proporcionando la medición exacta de la tensión.

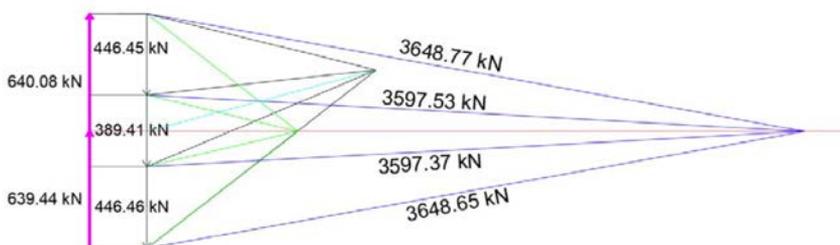
La fuerza de pretensado se dimensiona para contrarrestar los esfuerzos provenientes de las cargas permanentes (80% del peso propio más cargas muertas), de modo que produzca la descarga de las cerchas de cubierta. Esto permite desmontarlas, una vez ejecutado el pretensado, sin que se produzcan deformaciones no deseadas ni una puesta en carga brusca.

La ventaja de este sistema, es que permite graduar en tiempo real la fuerza de pretensado conforme al comportamiento de la estructura, permitiendo ajustar y retesar si fuera necesario. Como desventaja tiene que, para generar los esfuerzos verticales requeridos, es necesario reforzar las jácenas del suelo de planta baja, ya que las fuerzas de compresión horizontales que se originan a consecuencia del pretensado son muy elevadas.

Cálculo de las fuerzas de tesado

El pórtico del eje “B”, es prácticamente idéntico al del eje “C”. Se trata de una jácena de hormigón continua, de cuatro vanos, con luces de 4.08, 4.07, 4.09 y 4.10 metros. Los extremos se apoyan en los muros de sótano de hormigón armado. La carga que recibe proviene de los forjados situados a cada lado, de 5.0 metros de luz cada uno.

El cálculo se realiza para las siguientes hipótesis: En primer lugar, se calcula el trazado y la fuerza de tesado necesaria para neutralizar las cargas permanentes procedentes del edificio descargado y parcialmente aligerado (demoliciones previas). En segundo lugar, se analizan los esfuerzos en estado reformado, correspondientes a la nueva configuración arquitectónica y sus sobrecargas de servicio, y se corrige el trazado del polígono funicular para este estado de carga. Por último, se analiza de nuevo el comportamiento de la estructura en la fase de descarga de las cerchas, pero con el trazado definitivo de las barras.



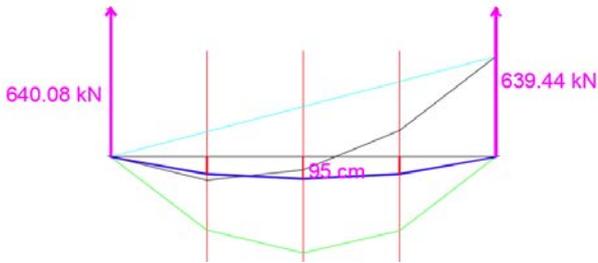


Figura 11: Cálculo gráfico de las fuerzas de tesado necesarias para compensar las deformaciones iniciales de la estructura

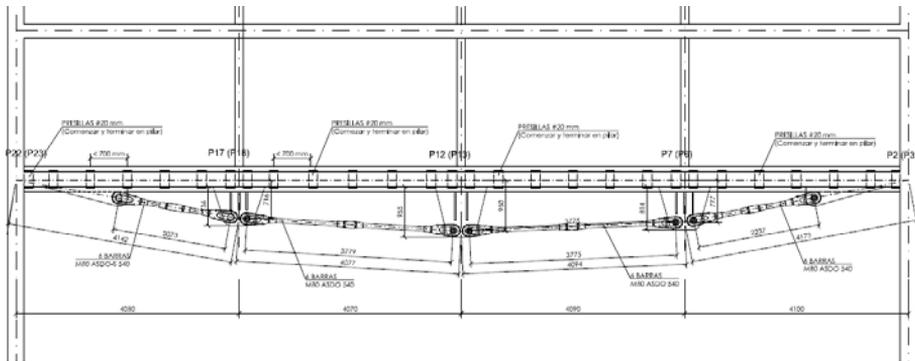


Figura 12: Trazado definitivo del sistema, condicionado a la altura del falso techo

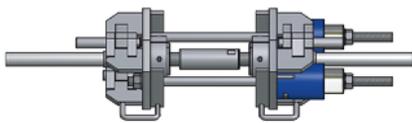


Figura 13: Puente de tesado. Imagen extraída del catálogo de ASDO ANKER SCHROEDER

Vigas postesadas

Durante la etapa de proyecto y obra se estudió también la posibilidad de realizar el subtesado con vigas de hormigón postesado adherente. La principal razón a su favor era que se trata de una tecnología más común, con la que están más habituados a trabajar las empresas de pretensado. A ello hay que añadir la ventaja de un mejor comportamiento al fuego. En su contra, sin embargo, se hacía prácticamente inevitable tener que demoler los forjados adyacentes a ambos pórticos, ya que no resulta rentable apearlos y demolerlos parcialmente. El control de

descarga de las cerchas y la entrada en carga de los forjados son más complicados, al intervenir la deformación del hormigón.

Durante las obras, una de las empresas de pretensado ofrece un precio muy competitivo con postesado adherente, por lo que se decide finalmente usar este sistema.



Figura 14: Vista desde el nivel de suelo de baja, con los tirantes del pórtico del eje “C” colgados de la cubierta y el forjado de suelo de baja, parcialmente demolido

ESTRUCTURA DE CUBIERTA

La cubierta se diseña con una estructura en diente de sierra, formada por cerchas inclinadas oblicuas a las fachadas, con perfiles tubulares huecos y lucernarios orientados al norte.



Figura 15: Vista de la sala de lectura en mayo de 2022, a pleno rendimiento

REFERENCIAS

- Robert Brufau i Nubió. “Al voltant de la biga d’ Albert Fink” *secció a càrrec de Jaume Avellaneda, Robert Brufau i Victor Rahola.*
- Robert Brufau i Nubió. 2010. “*Rehabilitar con Acero.*” Asociación para la Promoción Técnica del Acero (APTA).
- Jacques Heyman. 2011. “Teoría Básica de Estructuras.” Instituto Juan de Herrera.
- S.P. Timoshenko y D.H Young. 1981. “Teoría de las Estructuras.” URMO S.A. de Ediciones.

FORJADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON PERFORACIONES SISTEMA HOLEDECK

Iratxe Fernández Palacios ¹

Resumen

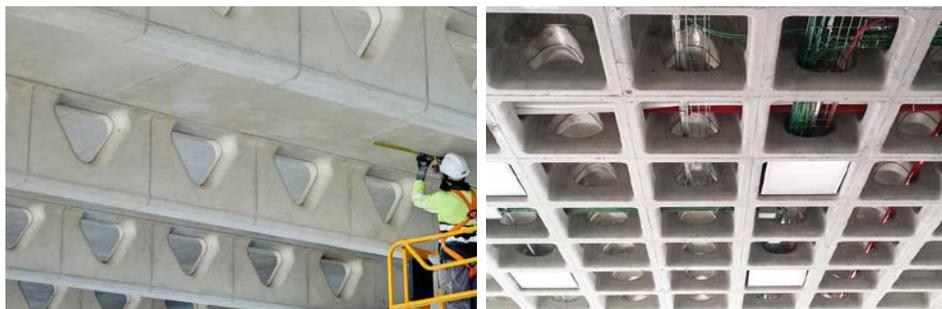
¿Qué es exactamente una losa con perforaciones? ¿Cómo se comporta estructuralmente? Esta breve introducción al sistema Holedeck pretende dar respuesta a estas y otras preguntas, así como poner de manifiesto las ventajas que este tipo de soluciones estructurales pueden aportar a la arquitectura de hoy en día.

La versatilidad de este tipo de estructuras es sin duda una de ellas. La aplicación del sistema a diversos proyectos, de muy distinta índole, certifica con garantías nuevas posibilidades en el diálogo estructura – arquitectura.

A continuación, se ofrece un repaso por los aspectos más relevantes y se ejemplifica, como caso de estudio, con un proyecto real ejecutado.

¿QUÉ ES EL SISTEMA HOLEDECK?

Holedeck es un sistema de moldes reutilizables que permite construir estructuras unidireccionales o bidireccionales de hormigón armado con perforaciones.

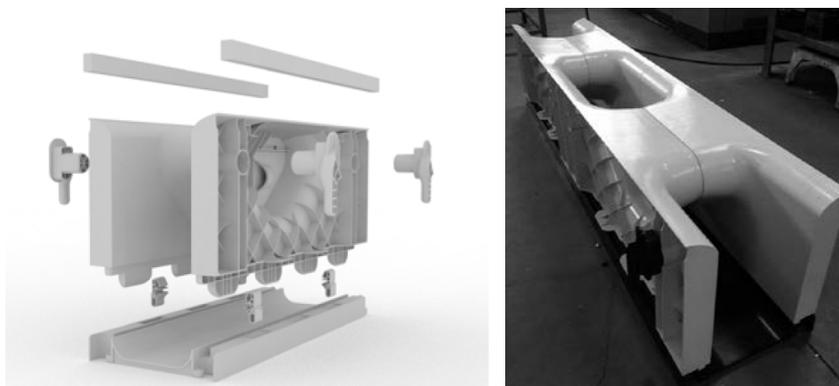


Figuras 1 y 2: Forjado unidireccional tipo H-One68 y forjado bidireccional HO 45

¹ Calter Ingeniería, ifernandez@calter.es

Los moldes para estructuras unidireccionales se componen de cinco piezas principales:

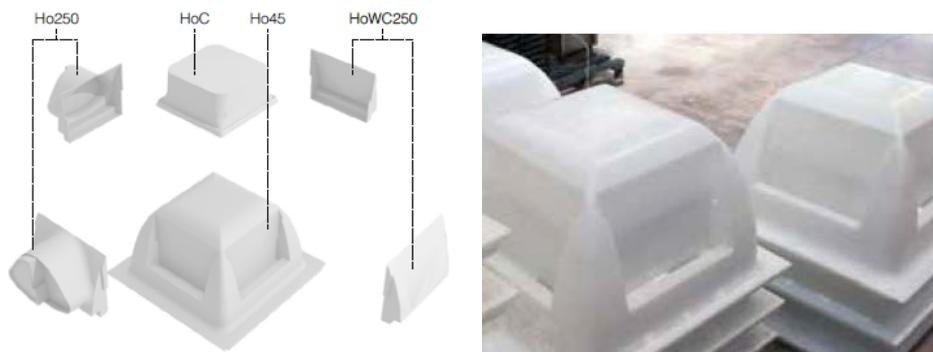
- Base soporte con sistema de engarce
- Ventana lateral abierta, para solución de perforaciones
- Ventana lateral cerrada, para solución de extremos de viga
- Manilla de soporte de tableros para formación de capa de compresión
- Clip de unión rápida para mantener las piezas en su posición



Figuras 3 y 4: Imagen 3D e imagen real de molde tipo H-One 45

Los moldes para estructuras bidireccionales se componen tan solo de tres piezas esenciales:

- Molde principal (Ho30, Ho45), con carriles de inserción
- Ventana lateral cerrada (HoWC250)
- Ventana lateral abierta (Ho250)
- Ventana opcional para lucernario (HoC)



Figuras 5 y 6: Imagen 3D e imagen real de molde tipo HO 45

DIÁLOGO ESTRUCTURA – ARQUITECTURA.

En no demasiadas ocasiones la estructura del edificio se plantea como un componente arquitectónico o estético que forme parte del conjunto. En la mayoría de las ocasiones, los distintos elementos que componen la estructura se esconden o camuflan, llegando incluso a suponer en ocasiones un problema, bien debido a su posición o bien por su geometría.

Partir de un esquema estructural claro es vital para que la estructura se convierta en aliada de la arquitectura. Además, en los proyectos así concebidos, se reducen las interferencias o colisiones entre las distintas disciplinas, se minimizan los nudos o encuentros estructurales más complejos y, en definitiva, el proceso proyectual y constructivo se clarifica.



Figura 7: Imagen 3D de forjado bidireccional con perforaciones

VENTAJAS DEL SISTEMA. SOSTENIBILIDAD

Un precepto en la concepción del sistema era la eficiencia. Conseguir reducir el coste de la estructura eliminando el hormigón de las perforaciones, minimizar al máximo el peso propio y con ello reducir la carga transmitida a pilares. Es un efecto dominó que permite optimizar los consumos de hormigón armado de los forjados, reducir cuantías de acero en estructura vertical, e incluso ajustar la geometría de cimentación, debida a la disminución de carga global.

Esta reducción de materiales redundará también en una reducción de la huella de carbono, permitiendo menores emisiones de CO₂.

Sin duda, otra de las grandes ventajas de las estructuras perforadas es la integración de instalaciones de pequeña dimensión a través de las perforaciones, lo que permite, en ocasiones, y a criterio del proyectista, prescindir del falso techo. Esta decisión favorece no solo la accesibilidad y el mantenimiento de las instalaciones, sino que permite incluso reducir la altura global de la edificación.



Figura 8: Fotografía de obra de Edificio en Elche, integración de instalaciones

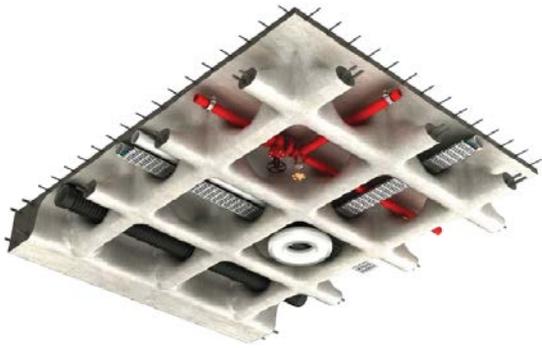


Figura 9: Imagen 3D de sistema bidireccional con integración de instalaciones

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El sistema unidireccional se describe, conceptualmente, como un forjado compuesto por nervios con perforaciones y losa para formación de capa de compresión. Debido a la industrialización del sistema, se mantienen de manera invariable el canto y el ancho del nervio, pudiendo ser el primero de 30 o 45 cm y el segundo de 15, 20 o 25 cm. El intereje, en cambio, sí es variable, condicionando con ello el espesor de la losa.

Debido a la disposición de perforaciones se modifica ligeramente el comportamiento estructural en dos aspectos; la resistencia al fuego y la resistencia a cortante.

En caso de incendio es vital tener en cuenta que, debido a la existencia de agujeros, la superficie expuesta al fuego debe incluir las cuatro caras del “cordón inferior”.

Este aspecto es relevante puesto que se deben respetar los recubrimientos de las armaduras, reduciendo así de manera significativa el espacio para la armadura inferior de la viga. Es decir, para resistencias al fuego altas, el momento resistente de la sección se reduce.

Forjados de hormigón armado con perforaciones. Sistema Holedeck

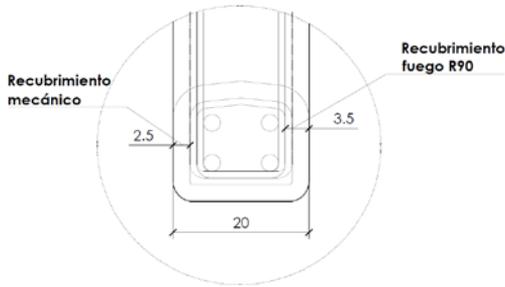


Figura 10: Detalle de recubrimientos para forjado de Edificio en Elche

En cuanto al cortante, se puede considerar de manera simplificada una celosía de cordones y diagonales, donde los cordones son la cabeza de hormigón comprimida y la armadura traccionada, y las diagonales forman las bielas y tirantes. Esto se traduce en una necesaria disposición de armadura en diagonal a ambos lados de las perforaciones.

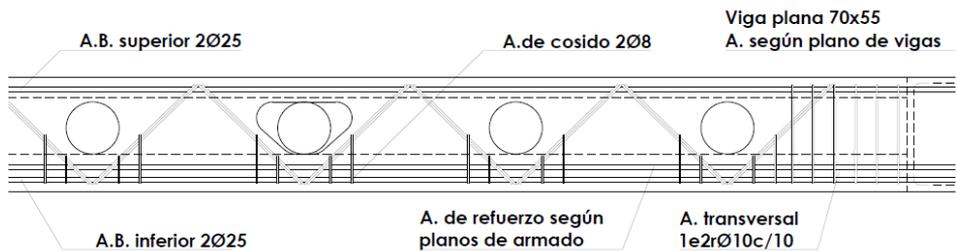


Figura 11: Detalle de armado de nervio para forjado de Edificio en Elche

El comportamiento a flexión, por el contrario, no difiere del de un nervio o viga convencional si bien es importante recordar que la presencia de perforaciones disminuye la inercia de la sección. Ello favorece que las deformaciones sean siempre algo superiores a las de una sección equivalente sin perforaciones. Sin embargo, la reducción de peso propio de la sección compensa en parte esta deformación, por lo que el resultado final en cuanto a deformación es muy similar al da la sección maciza equivalente.



Figura 12: Detalle de armado de nervio para forjado de Edificio en Elche

MATERIALES Y SISTEMA CONSTRUCTIVO

Los moldes de polipropileno son reutilizables, reciclables y apilables.

El proceso constructivo no difiere del de cualquier forjado unidireccional in situ, pero debe preverse el orden de ejecución del encofrado.

El molde debe montarse por partes, incorporando el armado en su interior y sobre la base antes de posicionar las ventanas laterales, que encajan entre sí para formar la perforación.

El encofrado puede ser continuo de tipo jácena o bien mediante mesa continua.

El primero debe apuntalar los nervios y disponer mesa para encofrar la losa. El segundo es continuo y sobre él se montan los moldes. Sobre los propios moldes apoya el tablero para la losa.

El proceso de desencofrado consiste simplemente en retirar las distintas partes del molde.



Figuras 13, 14, 15 y 16: Proceso de ejecución en obra de forjado de Edificio en Elche

POSIBILIDADES DEL SISTEMA

Uno de los grandes retos a los que se enfrenta actualmente este sistema es la activación térmica de los forjados, la cual emplearía la inercia térmica del hormigón incorporando sistemas de climatización embebidos en la propia losa con el objetivo de enfriar o calentar una estancia.

Por un sistema de tuberías dispuesto de manera previa al vertido del hormigón, circularía el agua que permitirá aprovechar la masa de hormigón del edificio, con el fin de almacenar o liberar su carga térmica.

Este proyecto se desarrolla en la actualidad en colaboración con el Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC), el Instituto Eduardo Torroja y el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA).



Figura 17: Incorporación de sistema de climatización en forjado

REFERENCIAS

- Holedeck (Sustainable Building. S.L.) 2021. “Holedeck. The Lean Structure”
- Holedeck (Sustainable Building. S.L.) 2021. “Holedeck. The Lean Structure. H-One”
- Calter Ingeniería S.L. 2019. “Proyecto de estructuras de Edificio en Elche, Parque empresarial Parcela 77. A.1.”
- Serrano y Valderrama Arquitectos S.L.P. 2022. “Proyecto de ejecución de Edificio en Elche, Parque empresarial Parcela 77. A.1.”

Relación de figuras:

- Figuras 1 a 9 y 17 son propiedad intelectual de Holedeck (Sustainable Building. S.L.)
- Figuras 10 a 12, son propiedad intelectual de Calter Ingeniería S.L.
- Figuras 13 a 16, son propiedad intelectual de Serrano y Valderrama Arquitectos S.L.P.

PASARELA SUSPENDIDA SOBRE EL RÍO MIÑO

Javier Gómez Mateo ¹

Resumen

La pasarela salva una luz de 280 m, es una estructura suspendida, con dos pilonos situados en las orillas del río, evitando los apoyos intermedios, y un solo cable de suspensión. Las torres no están centradas en el eje del tablero de la pasarela, que adopta un trazado curvo. El trazado curvo en planta se adapta a la llegada de la pasarela en ambas márgenes del río, y mejora su comportamiento estructural. En efecto, la ubicación excéntrica del cable de suspensión dentro del tablero genera importantes esfuerzos transversales horizontales, que son soportados por el tablero curvo al comportarse como un arco. Esta configuración es también muy conveniente para soportar y controlar las cargas de viento. Se trata de un tipo clásico de puente suspendido, pero con una configuración singular debido al trazado curvo del tablero y su comportamiento en forma de arco.

INTRODUCCIÓN

La pasarela Goián - Vila nova de Cerveira sobre el río Miño, que es el resultado de un concurso internacional celebrado en 2017, conectará el parque Espazo Fortaleza en Goián-Tomiño, España, y el parque Castelinho en Vila Nova de Cerveira, Portugal.



Figura 13. Vista desde la margen portuguesa

¹ Bernabeu ingenieros, jgm@bernabeu.net

La finalidad de la nueva pasarela es conectar ambas zonas, integradas en las redes urbanas existentes a ambos lados, permitiendo la movilidad entre los núcleos urbanos de Goián y Vila Nova, distantes menos de 2 km el uno del otro, sin dependencia del automóvil. En la actualidad, la comunicación debe realizarse a través del Ponte da Amizade, algo alejado y no apto para los peatones.

La nueva pasarela ha sido promovida por la Diputación de Pontevedra, y forma parte del Programa Interreg, que promueve proyectos de cooperación transfronteriza con el apoyo de la Unión Europea. El diseño de la pasarela ha sido realizado por Bernabeu Ingenieros y Burgos & Garrido Arquitectos.

TIPOLOGÍA

Una vez fijada la ubicación de la pasarela y siguiendo esta idea de preservar y potenciar el entorno natural, se decidió salvar la longitud total de la pasarela con un solo vano principal, evitando los apoyos intermedios en el cauce del río. Esto condujo a un vano principal de unos 280 m, que se consideró salvar con una estructura de tipo suspendido, para reducir el espesor del tablero, y por tanto minimizar la presencia del puente.

Se disponen dos torres de soporte, una en cada margen del río, donde se ocultan tras los grandes árboles existentes a ambos lados, liberando todo el cauce del río. Las dos torres están situadas no centradas con el eje del tablero de la pasarela, separadas de él, y sólo se dispone un cable de suspensión. Esto permite separar visualmente la estructura principal (torres de soporte, cables colgantes) del trazado del tablero, y liberar la vista desde la pasarela hacia la desembocadura del río (Fig. 1).

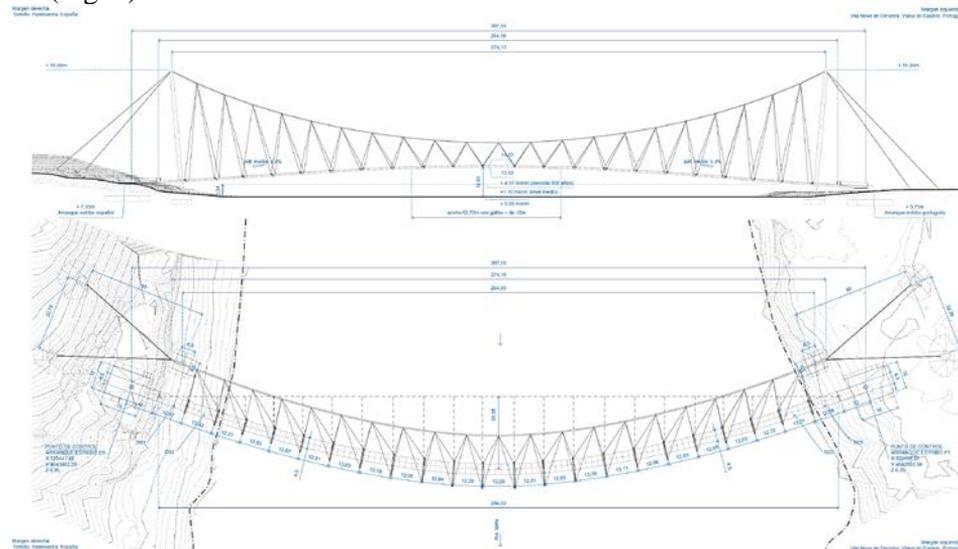


Figura 14. Alzado y planta

GEOMETRÍA Y “FORM-FINDING”

El diseño estructural propuesto, tal y como se ha presentado, funciona por forma. Esto implica que la forma del sistema y su equilibrio están relacionados en correspondencia biunívoca. Las fuerzas internas de equilibrio dependen de esta forma de la geometría, mientras que la geometría depende de las fuerzas exteriores, así como de las restricciones y limitaciones paramétricas impuestas. La complejidad de la geometría considerada y su trabajo por forma con descomposición espacial de fuerzas tanto para el cable colgante como para la pasarela, relacionados uno con otro, requirió el uso de algoritmos de búsqueda de forma para desarrollar su forma. Se trata de una estructura espacial que trabaja en equilibrio estático de tensión-compresión [Huerta, 2010].

Se desarrolla un funicular de equilibrio tridimensional, aplicando cargas concentradas como vectores de fuerza verticales en cada punto de intersección del eje del tablero de la pasarela con los cables colgantes (la intersección del tablero de la pasarela con el cable colgante se consigue mediante consolas transversales en voladizo desde el tablero). Hay en total 25 vectores de fuerza verticales, que relacionan entre sí los trazados funiculares del cable colgante y el tablero curvo en planta (Fig. 4).

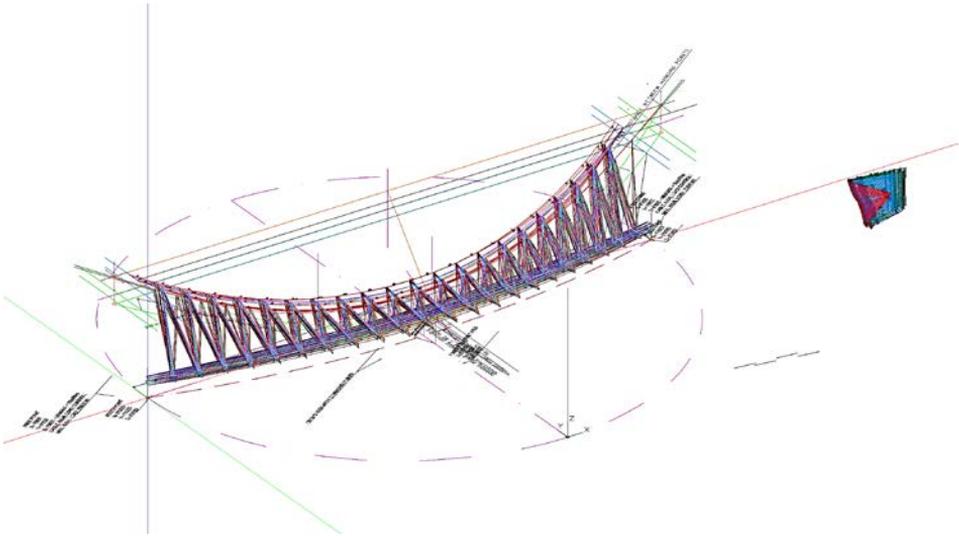


Figura 16. Superposición de estados de equilibrio tridimensional

Las principales restricciones geométricas impuestas al sistema fueron: radio de curvatura del tablero curvo en planta (elevación del arco del tablero en planta); nivel del suelo de aterrizaje en ambas orillas del río; altura libre desde el nivel medio del agua. Además, también se integraron y parametrizaron en el sistema la altura de la torre, el punto de ubicación del anclaje del cable colgante (cabezas de la torre) y la longitud de las consolas (voladizo desde el tablero).

Se ha aplicado el algoritmo Cominatorial Equilibrium Modelling (CEM), una herramienta de búsqueda de formas para el diseño estructural basada en la estática gráfica 3D y la teoría de grafos, que permite la generación interactiva de formas de equilibrio mixtas de tensión-compresión. El algoritmo CEM ha sido desarrollado por Patrick Ole Ohlbrock y Pierluigi D'Acunto en la Cátedra de Diseño Estructural de la ETH Zurich [Ohlbrock 2019 y D'Acunto 2019]. Su objetivo es apoyar el diseño conceptual de estructuras en equilibrio estático en diferentes espacios de diseño no tipológicos. En el CEM, los parámetros de diseño se expresan y controlan en unidades absolutas (longitudes y magnitudes de fuerza), y el equilibrio estático no es el resultado de un proceso de optimización, sino que se cumple a priori. El CEM se ha implementado como un código Python de código abierto e independiente de la plataforma, y como un plug-in para el software comercial de CAD McNeel Rhinoceros y Grasshopper.

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Se consideran los siguientes elementos estructurales principales, típicos de las estructuras de tipo puente suspendido [Manterola, 2006]: Cable principal de suspensión; torres y cables de estabilización de las torres; cables de suspensión; tablero de la pasarela y consola de conexión de los cables de suspensión; estribos y cimientos.

El cable principal de suspensión asegura la transferencia de cargas desde los colgadores del tablero a las torres, adoptando como se ha descrito una forma funicular que asegura su trabajo por forma, sometido exclusivamente a esfuerzos de tensión. Tiene una longitud total de unos 300m, y se ajusta a la geometría del funicular mediante 25 segmentos rectos entre péndolas, dispuestos cada 12m. El cable principal está formado por dos cables de acero Full Locked Coil Strand (FLC) (resistencia a la tracción: 1570Mpa), y está pretensado con horquillas ajustables dispuestas en los extremos.

Las dos torres principales, situadas en las dos orillas del río, tienen una altura total de unos 52 m y están formadas por tubos circulares de acero S355 de distinto diámetro. Soportan el cable de suspensión principal y transfieren los esfuerzos a los cimientos. Las torres están estabilizadas horizontalmente por un par de cables de acero Full Locked Coil Strand (FLC), también con horquillas ajustables para el pretensado, como en el caso de los cables principales.

Hay 48 cables de suspensión a cada lado de la cubierta (96 suspensiones en total), que transfieren las cargas de la cubierta al cable principal. Están dispuestos en diagonal, cada 12 metros, por lo que, junto con el tablero y el cable principal, crean una estructura espacial triangulada, como se ha comentado anteriormente, que mejora la rigidez frente a las cargas asimétricas. Su longitud varía desde unos 40 m cerca de los extremos hasta casi 10 m en la mitad del vano, y están formados por un cable de acero FLC.

El tablero soporta la carga directa de peatones y ciclistas, y la transfiere al cable principal a través de los cables de suspensión. Debido a la disposición excéntrica del cable principal, el tablero está sometido a importantes esfuerzos horizontales que se controlan gracias a su trazado curvo, que asegura la transferencia de estas cargas a los estribos funcionando como un arco. El tablero está por tanto sometido a importantes esfuerzos de compresión, adicionales a los esfuerzos locales de flexión debidos a la transferencia de las cargas de gravedad a los cables de suspensión. Está formado por una sección de cajón de acero S355, que adopta una forma aeroelástica con una altura variable de 30 a 80cm y una anchura de 510cm. Al estar el cable principal dispuesto de forma excéntrica, los cables de suspensión de un lado tienen que llegar al tablero separados de su borde, para respetar una altura libre cómoda en el tablero. Esta distancia desde el tablero hasta el anclaje de los cables de suspensión alcanza un máximo de 6 m en la mitad del vano, y se salva con un conjunto de consolas de acero que sobresalen de la caja de acero del tablero.

Finalmente, los estribos y la cimentación de las torres concentran importantes esfuerzos de compresión que se transfieren directamente al suelo, que tiene una capa de roca muy superficial, mientras que el anclaje de los cables de estabilización se asegura con cables anclados a la capa de roca.

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

En primer lugar, el comportamiento global de la estructura, como ya se ha señalado, corresponde a un trabajo por forma de la estructura en una relación tridimensional entre forma y fuerza. Los esfuerzos principales son, por tanto, fuerzas axiales: de tracción en las péndolas, el cable principal y los cables de estabilización de la torre; y de compresión en el tablero, las torres y los estribos.

Un efecto importante a tener en cuenta y a controlar se debe a la disposición asimétrica transitoria de las cargas vivas, tanto transversal como longitudinalmente: la mitad de la cubierta está cargada, mientras que la otra mitad permanece sin carga. Este efecto transitorio se traduce, en términos de esfuerzos, en una reducción de los esfuerzos axiales en el lado del tablero no cargado, y un aumento en el lado del tablero cargado.

En términos de análisis del Estado Límite de Servicio y control de las deflexiones, bajo cargas vivas y muertas totales y continuas, se obtiene una deflexión máxima de alrededor de $L/3000$, mientras que considerando la disposición transitoria asimétrica de la carga viva (la mitad del tablero cargado; la otra mitad sin carga), la deflexión aumenta a valores alrededor de $L/950$ (Fig. 5).

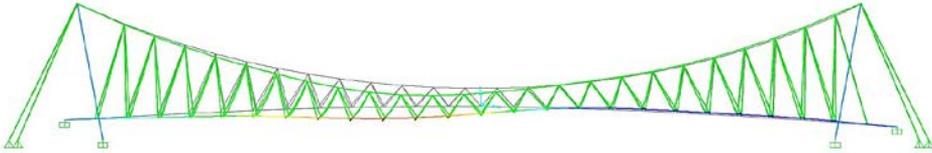


Figura 17. Deformaciones frente a cargas asimétricas

Según el análisis realizado, los esfuerzos axiales máximos en el tablero son de unos 16MN para las cargas muertas y superpuestas, y de 24MN adicionales para las cargas vivas. En el caso de cargas vivas asimétricas transitorias este valor se reduce a unos 20MN en el lado cargado y 15MN en el descargado.

Los esfuerzos en las suspensiones bajo cargas muertas y superpuestas oscilan entre 50kN y 380kN, llegando a 570kN considerando cargas vivas continuas, y 630kN con cargas vivas asimétricas transitorias. Los esfuerzos axiales máximos del cable principal bajo cargas muertas y superpuestas son de alrededor de 15MN, y de 22MN adicionales bajo cargas vivas constantes. En el caso de las cargas vivas asimétricas transitorias se observa el mismo efecto de descarga que en el tablero, que va de 19MN en el lado cargado a 13MN en el descargado.

Finalmente, las torres tienen un esfuerzo axial de unos 26MN para las cargas permanentes, y de 37MN adicionales para las cargas vivas continuas.

En cuanto al análisis dinámico y las vibraciones inducidas por las personas, el análisis modal inicial, suponiendo un amortiguamiento estructural del 0,5% del crítico, da una frecuencia vertical de 0,87Hz y una frecuencia horizontal de 1,30Hz. Estos valores satisfacen los criterios comúnmente aceptados, siendo el modo principal de traslación vertical inferior a 1Hz y la frecuencia horizontal superior al rango crítico de 0,5 a 1,2Hz [Strasky, 2011]. No obstante, en el diseño detallado se lleva a cabo un análisis dinámico específico que determina las aceleraciones verticales y horizontales, para garantizar la capacidad de servicio dinámico y el confort.

Por último, el análisis dinámico relacionado con las cargas de viento es muy importante en este tipo de estructuras, y se realiza un túnel de viento de sección transversal en este sentido, para confirmar y controlar el comportamiento dinámico. Sin embargo, en esta fase se han considerado varios criterios de diseño y análisis preliminares. Así, la sección transversal del tablero tiene una configuración aerodinámica que mejora el comportamiento de la estructura frente a la inestabilidad aeroelástica, mientras que la disposición de las vigas en voladizo ligeramente por debajo del tablero mejora su comportamiento frente a los efectos del viento, y el diseño de la barandilla con una malla muy porosa favorece el flujo de aire. Además, los resultados del análisis modal indican que, en principio, la estructura está libre de inestabilidad por flameo o buffeting. Por último, un análisis preliminar que considera la velocidad crítica de Klöppel [Klöppel, 1967], también

indica que la estructura está en principio libre de inestabilidades aerodinámicas [Pirner, 1998].

CONCLUSIONES

La pasarela Goián - Cerveira muestra las posibilidades y potencialidades de las estructuras funiculares tridimensionales aplicadas a estructuras con la tipología de un puente colgante, al combinar la geometría y configuración del cable de suspensión y el trazado curvo del tablero. Como se ha expuesto, estas dos geometrías funiculares se relacionan entre sí para conseguir un equilibrio espacial, lo que abre interesantes posibilidades de configuración espacial relacionadas con los procesos de búsqueda de formas y diseño.

En este caso, el proceso estaba especialmente orientado a minimizar la presencia del puente en el entorno natural, ocultando de algún modo las torres de soporte tras los árboles existentes en ambas orillas del río, y reduciendo el grosor del tablero al considerar una estructura de tipo colgante y una configuración estructural espacial triangulada de los cables de suspensión.

Una preocupación importante era también liberar la vista desde la pasarela hacia la desembocadura del río, proponiendo una vista única de este impresionante entorno. Esto se logró mediante la ubicación excéntrica del cable colgante, que separa la estructura principal de soporte, las torres y los cables colgantes, de la disposición de la cubierta, liberando la vista de esta (Fig. 6). Esto supone también una separación física de estos dos elementos, sistema de suspensión y tablero, que se relacionan respectivamente con la gran escala de la infraestructura civil que salva un gran vano de 280m, y con la pequeña escala de los peatones que cruzan la pasarela.



Figura 18. Vista desde el tablero

REFERENCIAS

- D'Acunto, Pierluigi, et al. Vector-Based 3D Graphic Statics: A Framework for the Design of Spatial Structures Based on the Relation between Form and Forces. *International Journal of Solids and Structures*, 2019, vol. 167. pp. 58-70.
- Fernández Troyano, Leonardo. *Tierra Sobre El Agua: Visión Histórica Universal De Los Puentes*. . Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid ed., 2nd ed. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2004.
- Huerta Fernández, Santiago. *Geometría y proporción en las estructuras*. Cassinello, Pepa, et al ed., Madrid: Ricardo S. Lampreave, 2010. *Designing by Geometry. Rankine's Theorems of Transformation of Structures*, pp. 262, 285. ISBN 978-84-614-3791-7.
- Klöppel, Kurt. *Modellversuche Im Windkanal Zur Bemessung Von Brücken Gegen Die Gefahr Winderregter Schwingungen*. *Stahlbau*, 1967, vol. 36. pp. (12).
- Manterola Armisén, Francisco J. *Puentes: Apuntes Para Su Diseño, Cálculo Y Construcción*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid ed., 1st ed. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006.
- Ohlbrock, Patrick O.; and SCHWARTZ, Joseph. *Combinatorial Equilibrium Modelling*. *International Association for Shell and Spatial Structures (IASS)*, 2015.
- Ohlbrock, Patrick Ole; and D'ACUNTO, Pierluigi. *Tragwerksentwürfe Mit Combinatorial Equilibrium Modelling (CEM)/Structural Design with the Combinatorial Equilibrium Modelling*. *Detail Structure*, 2019, vol. 2019, no. 4. pp. 11-16.
- Pirner, M.; and Fischer, O. *Wind-Induced Vibrations of Concrete Stress-Ribbon Footbridges*. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1998, vol. 74. pp. 871-881.
- Strasky J., *Stress Ribon and Cable-supported pedestrian bridges*, ICE Publishing, 2011.

DOS EJEMPLOS DE EMPLEO DE HORMIGÓN POSTESADO EN EDIFICACIÓN

Javier Gómez Mateo ¹, Alfonso González Fanjul ², Jesús Saorín Gómez ³

Resumen

El empleo de soluciones constructivas en hormigón postesado viene siendo cada vez más habitual en obras de edificación. A continuación, se presentan dos ejemplos de su empleo en sendos edificios, ambos actualmente en construcción: el edificio de oficinas “Visionary Building” (Madrid), de Rafael de La-Hoz Arquitectos, y la Facultad de Ciencias Biomédicas de la Universidad Carlos III (Getafe), de los arquitectos Luis Díaz-Mauriño y *zigzag arquitectura* (David Casino + Bernardo Angelini).

INTRODUCCIÓN

El postesado constituye una aplicación particular del hormigón pretensado, que consiste en la aplicación de unas fuerzas de compresión al hormigón mediante el tesado de unos tendones de acero de muy alta resistencia, una vez endurecido el hormigón. Los tendones suelen disponerse siguiendo trazados parabólicos, que introducen en la estructura unos esfuerzos de signo contrario a los generados por las cargas gravitatorias.

Entre las ventajas que supone el empleo del hormigón postesado, se pueden citar las siguientes:

- el hormigón se encuentra prácticamente siempre comprimido, o sometido a tensiones de tracción muy pequeñas, con lo que se controla casi totalmente la fisuración y el hormigón resulta más compacto y durable;
- el sistema de fuerzas equivalentes que genera el trazado del tendón, de signo contrario a las acciones externas, produce unas contraflechas de carácter permanente que reducen muy considerablemente las flechas totales a plazo infinito;

¹ Bernabeu Ingenieros, jgm@bernabeu.net

² Bernabeu Ingenieros, agf@bernabeu.net

³ Bernabeu Ingenieros, jsg@bernabeu.net

- al emplearse hormigones de resistencia igual o superior a 30-35 MPa, y aceros de alto límite elástico, la resistencia a flexión aumenta notablemente;
- debido al trazado de los tendones y a la compresión del hormigón, la resistencia a cortante y punzonamiento aumentan también notablemente;
- como consecuencia de todo lo anterior, resulta posible reducir el canto estructural necesario, reduciendo el consumo de hormigón y de acero pasivo, y permitiendo aumentar la altura libre de los espacios;
- el tesado a edades tempranas (de 3 a 5 días) hace que la estructura sea muy pronto autoportante, lo que permite reducir los plazos de cimbrado de forma muy significativa, y en consecuencia los plazos totales de ejecución de la estructura.

Entre las aplicaciones más habituales del postesado en edificación, podemos encontrar:

- Losas planas o nervadas, con tendones distribuidos en una o en dos direcciones; en este caso se suelen usar generalmente sistemas de vaina monocordón o de vainas planas multicordón;
- Vigas de canto para grandes cargas y/o luces; en este caso se emplean generalmente tendones formados por varios cordones (multicordón).

Los ejemplos que se describen a continuación suponen una muestra representativa de estos distintos sistemas.

EDIFICIO DE OFICINAS “VISIONARY BUILDING” (MADRID)

Descripción general del edificio y de su estructura

El edificio consta de tres niveles bajo rasante, planta baja a nivel de calle, 12 niveles de oficinas, un nivel intermedio de servicio, y dos niveles de cubierta destinados a instalaciones. Las dimensiones en planta tipo son de 24m de anchura por 28m de longitud, contando con un voladizo de unos 4.5m en las cinco plantas superiores y ocupando la totalidad del solar en las plantas bajo rasante.

La estructura se configura mediante un sistema de losas planas, pilares, vigas, núcleo vertical, pantallas de contención y losa de cimentación.

La estructura horizontal se plantea mediante losas macizas de hormigón armado. En los niveles bajo rasante, en planta primera y planta de cubierta del ático mediante losas armadas; en los niveles superiores mediante losas postesadas mediante monocordón adherente y el último nivel de coronación mediante estructura ligera de acero laminado. En los niveles bajo rasante se tienen distancias entre pilares de entre 5.5m en vanos extremos y de 8.5m en vanos centrales. En los



Figura 19: Vista exterior

niveles superiores se tienen distancias entre pilares de 7.5m en longitudinal y de 11.25m en transversal, de este modo en los niveles superiores las losas postesadas salvan la luz nominal de 11.25m y losas armadas en continuidad salvan las luces de 7.50m. Las transiciones entre niveles, principalmente en acceso y sótanos se resuelven mediante vigas descolgadas de apeo de acero laminado sobre las que nacen pilares mixtos para optimizar la transición hormigón armado / acero laminado.

El sistema vertical de pilares se define mediante pilares de sección circular de hormigón armado, apareciendo pilares metálicos en la cubierta, áticos y planta de entrepiso. Las dimensiones de éstos se adaptan al mayor nivel de cargas de las plantas inferiores (diámetros

de 80/90cm) disminuyendo su sección conforme aumentamos en altura (diámetros de 50/60cm).

La rigidez frente a esfuerzos horizontales debidos a las acciones de viento se consigue mediante un núcleo de muros de hormigón armado. Este núcleo se ubica excéntrico en planta para liberar los usos de oficinas lo que ocasiona esfuerzos de torsión que deben ser soportados por la sección en cajón cerrado que conforma en núcleo de comunicaciones verticales. El núcleo tiene unas dimensiones de 4.10m de anchura x 12.15m de longitud con unos 55m de altura sobre rasante con espesores variables de 30/40/50cm.

El sistema de contención propuesto se configura mediante muro pantalla de 15m de profundidad para garantizar la estanqueidad del recinto bajo rasante dada la presencia de nivel freático. Para el sostenimiento provisional se considera inicialmente un sistema de arriostramiento provisional por el interior del recinto.

La cimentación se plantea mediante una losa continua con la rigidez adecuada para la transmisión uniforme de tensiones al terreno, permitiendo garantizar a su vez la estanqueidad del recinto bajo rasante. El solar se encuentra en un área de planeamiento específico (parcela T del APE 02.104), esta área se encuentra en zona de afección ferroviaria dada la relativa cercanía del túnel de metro que une

las estaciones de Arganzuela Planetario con Méndez Álvaro. La parcela T se encuentra en su punto más cercano a unos 20m en horizontal y 24m en vertical de la bóveda del túnel, la cota inferior de excavación estará en torno a los +585.50m. La solución planteada de cimentación mediante losa continua posibilita una transmisión de tensiones al terreno muy bajas, lo que unido a la alta capacidad portante del terreno hace que no se transmitan cargas al túnel existente. Del mismo modo la ejecución del sistema de contención mediante pantallas continuas para garantizar la estanqueidad del recinto hace que no se altere el estado tensional del túnel por descompresión del mismo.

Descripción del sistema de postesado

En el proyecto se presentan dos sistemas de postesado. Por un lado, el postesado de las losas y por otro el de las vigas de apeo. Ambos se resuelven con cordones de 150mm² de acero Y 1860 S7, con sistema monocordón adherente en las losas y con tendones en vaina adherente de 19 cordones en las vigas, hay tres tipos de vigas, de 4 tendones y 130cm de canto, de 6 tendones y 210cm de canto y de 2 tendones y 130cm de canto.

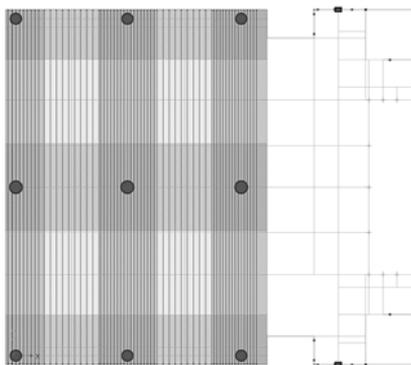


Figura 20: Planta tipo

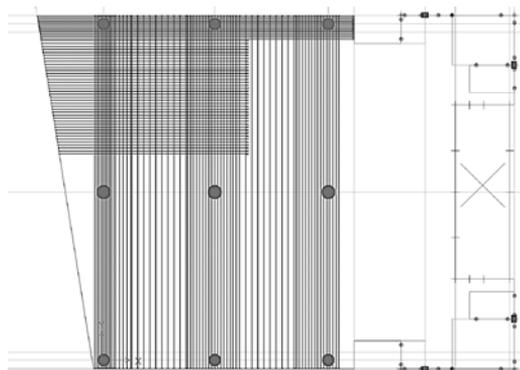
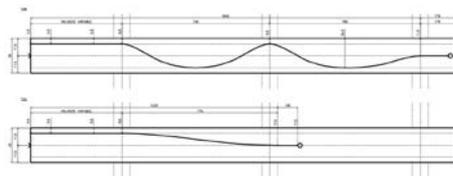
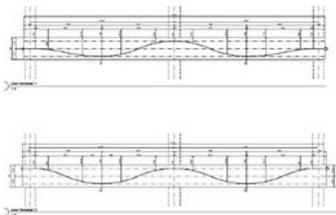


Figura 21: Planta voladizo



Dos ejemplos de empleo de hormigón postesado en edificación

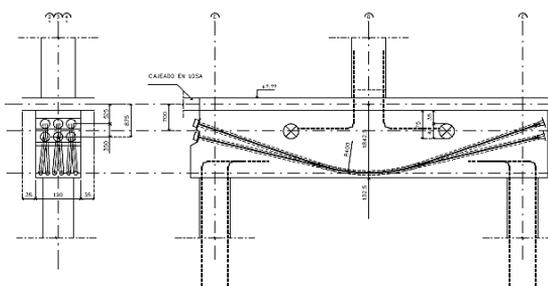


Figura 22: Viga de apeo

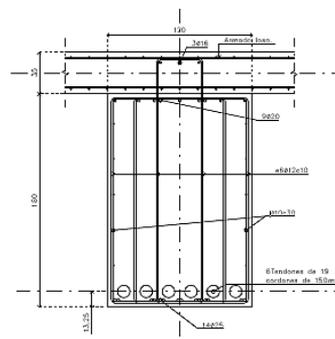


Figura 23: Sección transversal

Se considera una tensión de tesado de $0,80 \cdot f_{pmax} k = 1488 \text{ N/mm}^2$, que nos da una fuerza de tesado inicial de $P_o = 223.20 \text{ kN}$. La tensión en cualquier punto de las armaduras, una vez ancladas al hormigón, es inferior al $0,75 \cdot f_{pmax} k = 1395 \text{ N/mm}^2$.

El alargamiento del cordón, considerando las pérdidas instantáneas, se estima en 162 mm ($E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$), con un mínimo de 151 mm y un máximo de 174 mm ($E_p \pm 7\%$).

Las pérdidas totales están entorno al 28%, diferenciando las perdidas instantáneas en cabeza de tendón que están en el 10% y las perdidas diferidas en cabeza de tendón que están en el 19%.

Se realiza un análisis de tensiones en vacío ($G_0(DL) + P_o(P_o - \Delta P_i)$) así como un análisis de tensiones en combinación cuasipermanente ($G_0(DL) + G_1(SIDL) + 0.3 \cdot Q_1 + P_o(P_o - \Delta P_i - \Delta P_{dif})$), controlando en ningún caso se superen las tensiones de tracción y compresión límites del hormigón empleado, H40: $0,6 \cdot f_{ck,j}$ o 24 MPa en fisuración por compresión y $f_{ct,m}$ de 3.51 MPa de resistencia media a flexotracción.

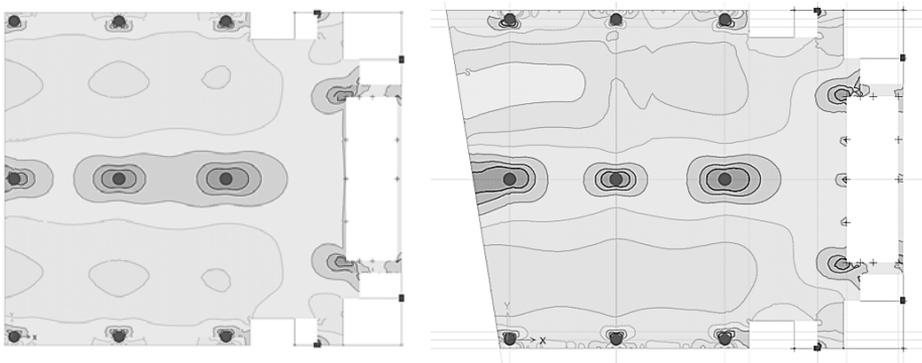


Figura 6: Tensiones en cara superior en combinación cuasipermanente

FACULTAD DE CIENCIAS BIOMÉDICAS (UC3, GETAFE)

Descripción general del edificio y de su estructura

El edificio de la Facultad de Ciencias Biomédicas de la Universidad Carlos III de Madrid, en el campus de Getafe, es el resultado de un concurso de ideas convocado en el año 2018, del que resultó ganadora la propuesta presentada por los arquitectos Luis Díaz-Mauriño, y el estudio *zigzag arquitectura* (David Casino + Bernardo Angelini). En el momento presente, el edificio se encuentra en ejecución, con la fase de estructura en marcha.

El edificio, con unas dimensiones en planta de unos 74,40 x 40,70 m, y 4 plantas de altura (semisótano y 3 niveles sobre rasante), se articula formalmente mediante una serie de patios, de unos 14 x 6 m en planta y diferente altura, que, dispuestos de manera contrapeada, organizan tanto la distribución del espacio interior como la disposición de los elementos estructurales.



Figura 7: Infografía de la futura facultad de Ciencias Biomédicas de la UC3

En sentido N-S, la facultad se organiza en un total de 7 crujías, de las cuales la situada más al sur, con un ancho de 5,20 m, alberga núcleos de comunicación y elementos auxiliares y de servicio; la segunda crujía, de 3,20 m de ancho, constituye el distribuidor longitudinal principal del edificio; y el resto de crujías, de 6,40 m de ancho, corresponden a los espacios destinados a aulas, seminarios, laboratorios y patios. Por su parte, en sentido W-E, el edificio se divide en 4 grandes bloques, de unos 15,60 m de ancho, separados entre sí por 3 corredores o distribuidores transversales secundarios de 3,60 m de ancho.

La estructura portante del edificio se acomoda y reproduce su propia configuración formal, y se resuelve mediante vigas de canto de hormigón armado y

Dos ejemplos de empleo de hormigón postesado en edificación

postesado dispuestas en sentido longitudinal, salvando las luces de 15,60 m, y losas de hormigón armado de 30 cm de canto en sentido transversal, salvando luces máximas de 6,40 m. Las vigas de canto no tienen continuidad a través de los corredores transversales, permitiendo así la distribución de instalaciones a lo largo de los mismos.

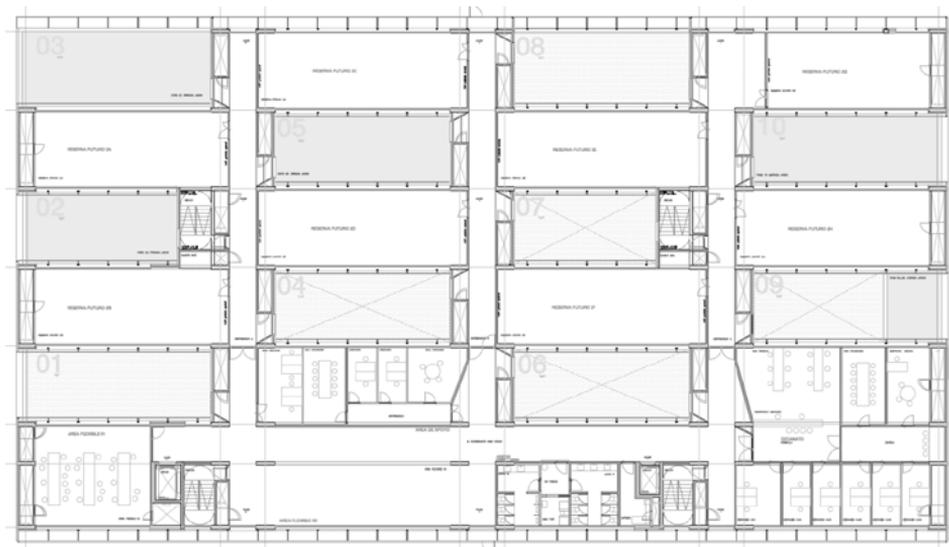


Figura 8: Planta 2ª del edificio

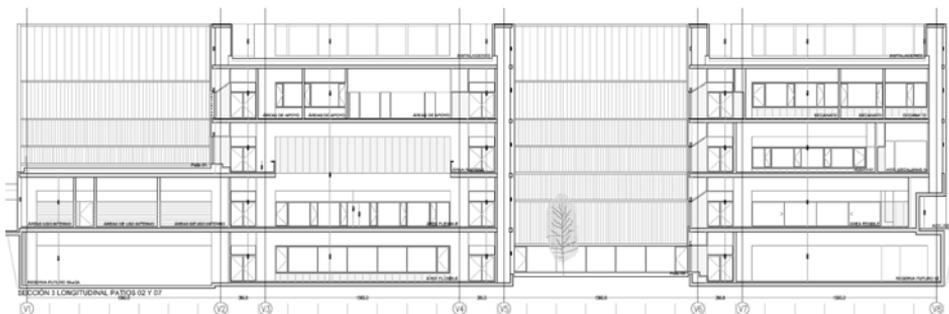


Figura 9: Sección longitudinal del edificio

Este sistema estructural ofrece una gran flexibilidad en la configuración de los espacios de los distintos niveles, que se mantienen diáfanos al concentrarse los apoyos a ambos lados de los patios, en las alineaciones de comunicación y distribución. Asimismo, el hecho de que no todos los patios tengan la misma altura, y su espacio se cierre en determinados niveles, permite configurar en las plantas inferiores espacios de mayor tamaño, como aulas polivalentes, laboratorios o aulas combinadas, sin que el sistema estructural se vea modificado.

El sistema descrito únicamente se ve alterado en planta baja, para permitir la incorporación de un espacio en doble altura en el lateral oeste del edificio, en previsión de su uso futuro como laboratorio de investigación con animales. En esta zona, las vigas longitudinales de hormigón son sustituidas por vigas armadas de acero laminado, de 110 cm de canto, sobre las que se prevé que en un futuro se puedan instalar pasarelas de mantenimiento u otras estructuras ligeras.

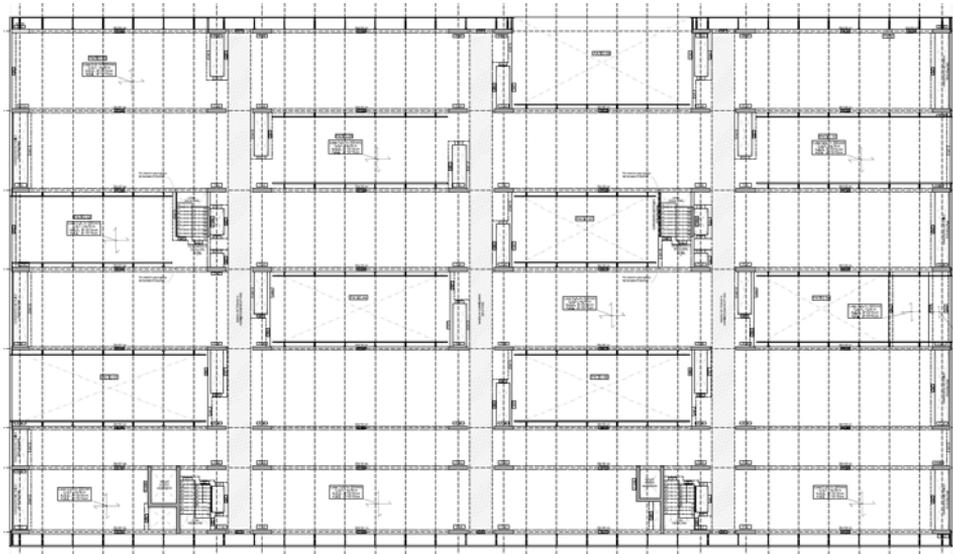


Figura 10: Planta de estructura correspondiente al forjado de planta 2ª

La estabilidad horizontal del edificio frente a las acciones horizontales de viento queda garantizada, en sentido longitudinal, por el sistema de pilares apantallados de hormigón, que junto con las vigas armadas y postesadas forman un robusto sistema de pórticos rígidos. En sentido transversal, el sistema se complementa con la consideración de los núcleos de escaleras y ascensores, que, previstos como pantallas de hormigón armado, aseguran la estabilidad lateral del edificio en esa dirección.

Cabe señalar finalmente que se ha evitado la disposición de juntas de dilatación en el edificio, manteniendo el total de la planta (74,40 x 40,70 m) como un único volumen estructural. Para ello, se han tenido en cuenta en el análisis de la estructura los efectos de las acciones térmicas (teniendo en cuenta la temperatura correspondiente a la localización del edificio) y reológicas (retracción y fluencia del hormigón).

Descripción del sistema de postesado

La mayor parte de las vigas longitudinales de cuelgue, de 14,60 m de luz y 30x140 cm de sección, se resuelven mediante hormigón postesado. El sistema de

Dos ejemplos de empleo de hormigón postesado en edificación

postesado elegido es mediante multicordón adherente, con hormigón de resistencia HP-40 y armadura activa de acero Y1860S7 de 0,6" (15,24 mm de diámetro y 140 mm² de sección), tesada al 75% de su carga de rotura.

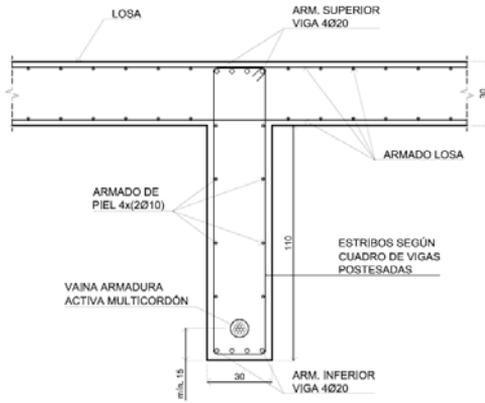


Figura 11: Sección tipo de viga postesada

Figura 12: trazado de vaina en obra

El trazado de los tendones de postesado de las distintas vigas está formado por 3 tramos de parábolas tangentes entre sí, con los puntos de inflexión situados a 1/10 de la luz desde cada extremo. El trazado de los tendones en las vigas extremas difiere ligeramente con respecto al de las vigas intermedias, situándose el anclaje pasivo en los pilares exteriores algo más bajo, con objeto de controlar mejor las tensiones en vacío.

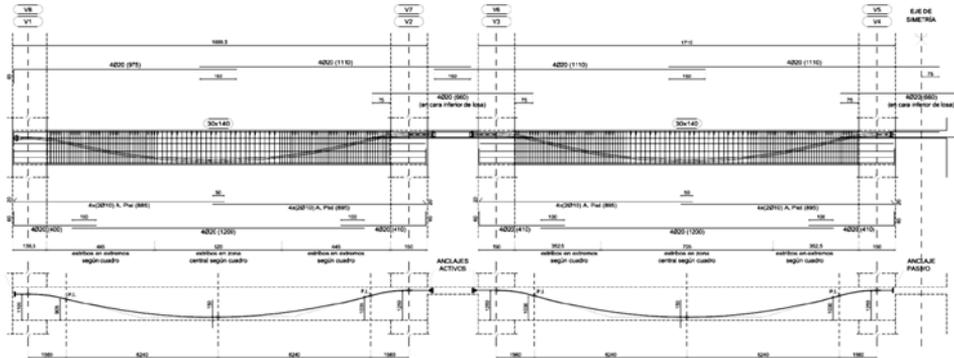


Figura 13: Trazado de tendones de postesado en vigas tipo exterior e interior

El número de cordones por tendón se ajusta para cada viga en función del nivel de solicitaciones debidas a las cargas exteriores, distinguiéndose tendones de 4, 6, 7, 8, 10, 11 y 12 cordones.

El tesado de las vigas postesadas se realiza dejando sin hormigonar en una primera fase una serie de bandas, coincidentes con los corredores de distribución transversal del edificio, en las que se situarán los gatos de tesado. El decalaje

temporal en el hormigonado de estas bandas con respecto al resto del forjado permite de paso controlar los fenómenos de retracción del hormigón en una estructura de casi 75 m de largo.

El tesado de las vigas se realiza únicamente desde uno de los extremos, tratándose por tanto de un esquema del tipo activo-pasivo. Se emplean dos tipos diferentes de anclaje en función de su situación concreta:

- para los anclajes que quedan alojados en las bandas de tesado interiores, tanto activos como pasivos, se emplean anclajes de tipo placa;
- para los anclajes pasivos correspondientes a los apoyos extremos (fachadas E y W del edificio) se emplean anclajes de tipo bulbo, que quedan alojados en el interior de los pilares.

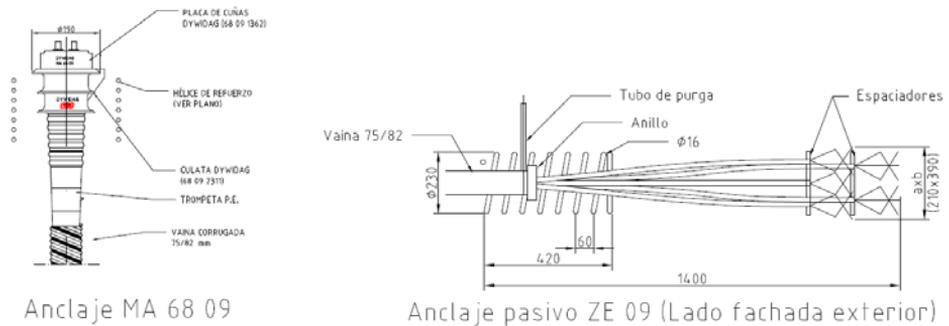


Figura 14: Detalles de los anclajes: tipo placa (activo/pasivo) y de bulbo (pasivo)

TORRE EN RABAT

Javier Gómez Mateo ¹, Isabel Sáez Alonso ²

Resumen

La torre Mohamed VI en Rabat (Marruecos), actualmente en construcción, con una altura de 250 m será uno de los rascacielos más altos de África. Se presentan las diferentes configuraciones estructurales consideradas en las fases de proyecto y desarrollo constructivo, que llevan a la solución finalmente adoptada: doble tubo con un núcleo de hormigón interior excéntrico y una estructura Viendeel de acero exterior, con forjados mixtos en las plantas. Además, se presentan los principales requisitos de diseño desarrollados en el proyecto constructivo: cimentación profunda con *barretes*, control en servicio incorporando varias estrategias en términos de diseño y análisis, y control del acortamiento diferencial de la estructura entre el núcleo de hormigón y la fachada de acero.

INTRODUCCIÓN

Con una altura total de 250 m, la torre Mohamed VI en Rabat (Marruecos), será uno de los rascacielos más altos de África. El edificio está actualmente en construcción y tendrá un uso mixto: residencial, oficinas y hotel.

El arquitecto Rafael de La-Hoz, en colaboración con la firma local *CHB Cabinet* Hakim Benjelloun, ha desarrollado el diseño arquitectónico. Bernabeu Ingenieros y las empresas belgas *Ney & Partners* y *BESIX* son responsables del diseño y análisis estructural. Las constructoras belgas *BESIX* y *Six Construct*, en UTE con la constructora marroquí *TGCC*, son también responsables de la construcción (Fig. 1).

El edificio se localiza en Salé, en la margen derecha del río Bouregreg, en Rabat, y será un elemento clave en el Proyecto de Desarrollo Urbano del Valle del Bouregreg, que incluye importantes iniciativas urbanas, como “El Gran Teatro” o la “Casa la Cultura y las Artes”. La edificación se divide en dos volúmenes principales, la torre de 250 m de altura con forma de huso en sección con planta casi circular con radios variables en altura (30-40 m de diámetro) y núcleo

¹ Bernabeu Ingenieros, jgm@bernabeu.net

² Bernabeu Ingenieros, isa@bernabeu.net

excéntrico, junto con el edificio zócalo de 200 x 120 m en planta, ambos ubicados sobre un único nivel de sótano común.



Figura 1: Vista exterior (Rafael de La-Hoz). Torre en construcción (agosto 2018)

FASE DE PROYECTO

El desarrollo del proyecto de estructuras se coordina desde el inicio con el proyecto de diseño arquitectónico. Se parte de unas fases preliminares de estudios previos realizados por el equipo de arquitectos en cuanto a organización de usos, comunicaciones verticales e imagen exterior. Se hace un planteamiento por fases, siguiendo el sistema francés (*AVP (APS+APD), PC y DCE*), en el que desde el primer momento se integra el diseño del sistema estructural.

P.1 - Configuración estructural y valoración de soluciones

El sistema estructural de la torre se configura mediante un sistema de doble tubo (*tube in tube*), con un tubo exterior de estructura metálica, y tubo interior de hormigón armado, resistiendo conjuntamente los esfuerzos de cálculo con un reparto proporcional a su rigidez.

El tubo exterior se analizó con diversas configuraciones y mallados, en particular un sistema *diagrid* (fachada con malla diagonal) y un sistema de tubo rígido tipo Vierendeel, optando finalmente por el sistema de tubo rígido mediante montantes verticales y vigas horizontales. Para ambas variantes se desarrollaron diversos análisis teniendo en cuenta distintas densidades de malla y distinta disposición de elementos (Fig. 2). Siendo ambas soluciones estructuralmente viables, y siendo más ligera la solución *diagrid*, el deseo del cliente de no visualizar

diagonales que condicionaran los espacios interiores decantó la solución al sistema de tubo rígido mediante montantes verticales y vigas horizontales considerando un acero de calidad S 355.

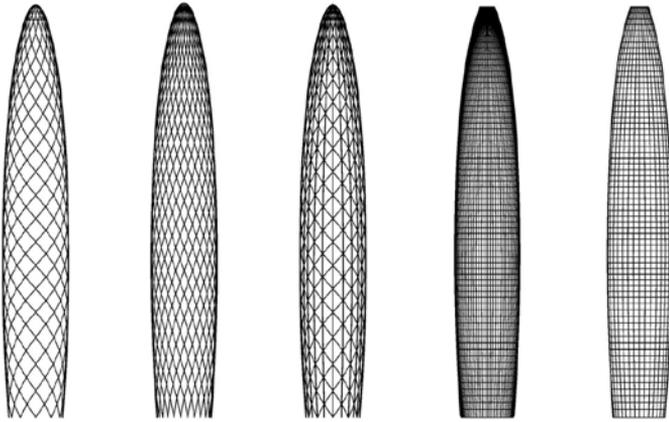


Figura 2: Configuraciones estructurales de fachada: *Diagrid* y *Vierendeel*

El tubo interior se configura mediante pantallas de hormigón armado (espesores de 80 a 40 cm) con resistencia C60/75. Su posición excéntrica en planta responde a la decisión arquitectónica de ubicar los usos principales en la fachada norte, con un cerramiento acristalado y singular de marcado carácter vertical orientado hacia el río, albergando la fachada sur más opaca los locales técnicos y usos auxiliares distribuidos en todas las plantas (Fig. 3)

La conexión entre ambos elementos se realiza mediante el diafragma de cada planta que reparte los esfuerzos horizontales. Este diafragma se materializa mediante vigas mixtas radiales de gran canto (IPE 600 - S 355) y forjado de losa colaborante de 160 mm de canto total, quedando contenidos los trazados de instalaciones en el canto de las vigas principales.

El sistema estructural del zócalo viene determinado por la configuración de la cubierta. Se define una estructura para la cubierta mediante vigas y celosías metálicas (que salvan luces desde 8.10 m hasta 40.50 m) y pilares, también de acero. Los forjados inferiores se definen mediante losas de hormigón armado, sobre apoyos puntuales en pilares de hormigón armado siguiendo una malla de 8.10 m x 8.10 m. La rigidez horizontal se consigue mediante núcleos verticales de hormigón armado (pantallas de 30 y 40 cm de espesor) que conectan con la cubierta, los forjados intermedios con la cimentación.

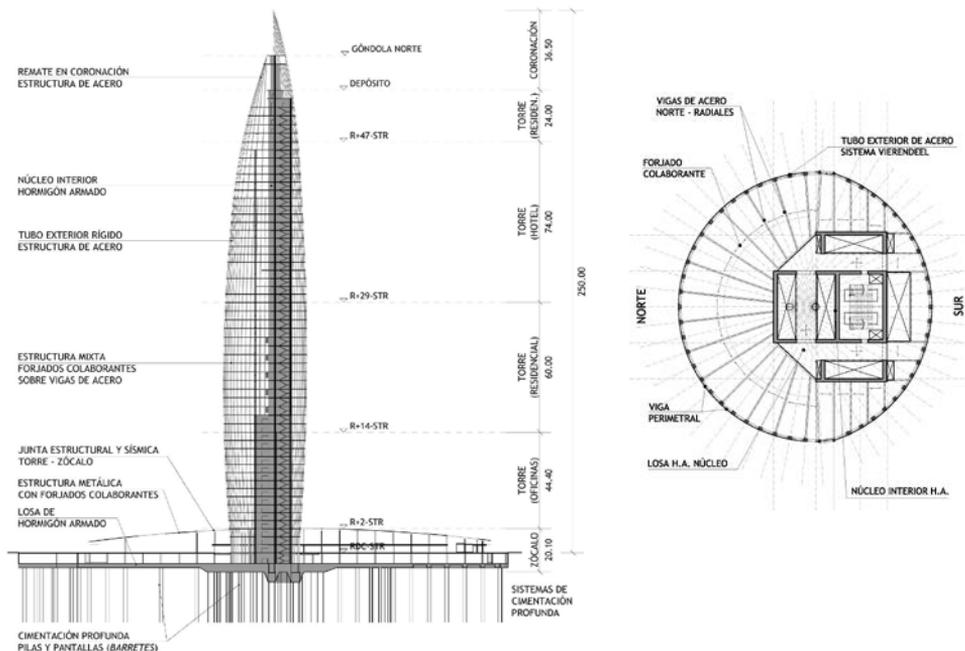


Figura 3: Sección de torre y zócalo (dirección norte – sur). Planta tipo (oficinas)

P.2 - Características del suelo y sistema de cimentación

Las especiales condiciones del suelo: muy baja capacidad portante en los primeros 50 m, riesgo de licuefacción, nivel freático con subpresión, unidas a la tipología estructural - edificio en altura de 250 m de gran esbeltez y sometido principalmente a acciones horizontales (sismo y viento) - marcan unos condicionantes de diseño del sistema de cimentación de gran singularidad.

Se diseña una cimentación para la torre mediante módulos pantalla (*barretes*) de 70 m de profundidad, alternando la disposición longitudinal y transversal para alcanzar la rigidez horizontal necesaria para el control de los esfuerzos y desplazamientos horizontales en ambas direcciones, sobre los que se dispone un encepado de reparto de cargas de unos 50 m x 50 m con 3.50 m de espesor y 100 módulos pantalla (*barretes*) de 120 x 270 cm y 70 m de profundidad, distribuidos en una malla de unos 5 x 5 m. Las pantallas, al tener un eje fuerte y un eje débil muy diferenciados, se orientan en las dos direcciones horizontales alternando la disposición longitudinal y transversal para conseguir la misma rigidez lateral frente a esfuerzos horizontales en ambos sentidos. El análisis de la interacción suelo – estructura considera dos situaciones, acciones dinámicas de corta duración y acciones estáticas.

Para el edificio del zócalo se plantea una cimentación de profundidad media, mediante pilotes 10 – 15 m y losa de 40 cm de espesor, conectada a la cimentación

de la torre para controlar los esfuerzos horizontales. Esta conexión de los dos elementos de cimentación vinculados a las dos tipologías estructurales presentes en el proyecto, torre y zócalo, requiere un análisis y un control de los asentamientos diferenciales, así como de los esfuerzos horizontales inducidos tanto por sismo como por deformaciones impuestas (retracción).

Dado que la ubicación del proyecto está sometida a movimientos sísmicos y que el estrato superior es fundamentalmente arenoso con un escaso contenido en finos y está bajo el nivel freático, se estudia el riesgo de licuefacción de estos primeros metros de suelo. Este riesgo de licuefacción impide tener en cuenta la capacidad a rozamiento del fuste en los primeros metros debiendo considerar adicionalmente un rozamiento negativo. Se estudia la mejora o refuerzo del terreno mediante columnas de grava (*colonnes ballastées*) que permiten controlar esta licuefacción y optimizar la capacidad portante de los estratos superficiales.

Por último, es necesario tener en cuenta las condiciones de inundabilidad del solar en el que se ubica el presente proyecto que requieren considerar cargas por subpresión de agua.

P.3 - Influencia de la rigidez del tercio inferior de la torre

La esbeltez de la torre junto con la posición excéntrica del núcleo influye en el comportamiento frente a las acciones horizontales (sismo y viento), que amplifican el balanceo de la sección debido a las acciones estáticas. Para el control de los requisitos en Estados Límite de Servicio es determinante la rigidez del primer tercio de la estructura en el arranque de la torre. Esta rigidez disminuye con la altura al reducirse la sección del núcleo interior, así como la dimensión de los perfiles en fachada, aligerándose de manera más significativa en el tercio superior con la supresión de uno de cada dos montantes verticales y en el remate superior (*coiffe*) por encima de los 200 m de altitud

P.4 - Comportamiento dinámico frente viento

Durante el desarrollo del proyecto se realizaron estudios simplificados del comportamiento de la torre frente a la acción del viento a cargo de *Oritia & Boreas Wind Engineering*. Se contó con un estudio climático del entorno, basado en la normativa local de referencia y en las recomendaciones del anejo francés al Eurocódigo 1 (NF EN 1991-1-4/NA:2005), adelantando información predictiva de la velocidad del viento y su dirección en el entorno de la obra. Sin estudios más precisos en esta fase, se consideró en el análisis la acción del viento de manera conservadora hasta la realización de los estudios finales.

FASE DE DESARROLLO CONSTRUCTIVO

D.1 - Reparto de esfuerzos entre tubo interior y tubo exterior

Con objeto de simplificar la ejecución de los nudos y aligerar las secciones de acero en fachada se propuso analizar el comportamiento estructural considerando únicamente el núcleo interior para resistir las acciones horizontales de viento y sismo. Sin embargo, aunque en términos de resistencia y comprobaciones en Estados Límite Últimos pudiera ser viable, la rigidez del núcleo determinada en fase proyecto no era suficiente para controlar desplazamientos y aceleraciones cambiando el reparto de distribución de esfuerzos de partida. La esbeltez (relación entre la altura y el canto en la dirección de estudio) del núcleo de hormigón, del orden de 15 en dirección norte – sur y de 12 en este – oeste, no resultaba suficiente para el control de comprobaciones en Estados Límite de Servicio. En parte esto se debía a la influencia de la poca resistencia del terreno que reducía significativamente la rigidez de la torre en su base, aumentando los desplazamientos laterales, así como a la posición excéntrica del núcleo que implicaba esfuerzos de torsión ante cargas laterales transversales.

D.2 - Túnel de viento

Oritia & Boreas realizó un Estudio de la carga estructural y respuesta dinámica a partir de un modelo de presión de alta resolución, así como un Estudio de detalle de la presión en los elementos de fachada y Estudio ambiental de confort y seguridad peatonal de la torre y el zócalo. Para el estudio se utilizó un modelo de presiones convencional, uno de alta resolución y *CFD (computational fluid dynamics)* validado con los mismos para el estudio de detalle.

Los resultados se correspondían con un análisis dinámico basado en un modelo a escala 1:350 ensayado en túnel de viento, aportándose valores de cargas estáticas equivalentes y aceleraciones por planta. Se advertía la necesidad de aportar una capacidad de amortiguamiento mayor en una de las direcciones de la torre en la que las aceleraciones excedían los límites normativos en materia de confort de los usuarios (ver apartado siguiente).

D.3 - Estrategias desarrolladas para asegurar los requisitos en Servicio

La gran esbeltez de la torre implicaba que las comprobaciones determinantes no eran Estados Límite Últimos si no la aptitud de la estructura en Servicio. En concreto, tres requisitos se marcaron como límite para validar la rigidez transversal de la torre:

- El desplome entre plantas se limitaba a $h_i/300$ por coordinación de tolerancias con el diseño de la fachada.
- El desplazamiento lateral total en la coronación de la torre se limitaba a $H_i/450$.

- La aceleración en las últimas plantas habitables

Debido a los condicionantes geométricos de partida, que dificultaban incorporar a posteriori nuevos elementos resistentes, para conseguir un aumento de la rigidez lateral se desarrollaron varios métodos alternativos.

Módulo de Young

El núcleo interior de hormigón armado se dimensionaba en proyecto con un hormigón de alta resistencia C60/75, al que de acuerdo con el Eurocódigo 2 (UNE EN 1992-1-1) le correspondía un módulo de elasticidad en estado sin fisurar de valor 39 GPa. El marco normativo vigente recomienda dimensionar las pantallas a cortante con un módulo de Young reducido para tener en consideración el efecto de fisuración del hormigón con cargas sísmicas y de viento (por ejemplo, del orden de un 50% en el caso de EN 1998-1). Se comprobó en el proceso de diseño que el estado tensional a tracción se mantenía por debajo del valor de referencia f_{ctk} de 3.10 MPa. Se decidió del lado de la seguridad, dimensionar utilizando f_{ctk} en lugar de f_{ctm} .

Además, ensayos en obra del hormigón mostraron una resistencia a tracción incluso mayor con valor f_{ctk} de 4.70 MPa. Por lo tanto, el hormigón se consideró como no fisurado utilizando en valor de 39 Mpa como módulo de Young en el modelo de cálculo. Durante la ejecución en obra, pudo optimizarse aún más este valor mediante una campaña de ensayos del módulo de elasticidad (Tabla 1).

Tabla 1: Resultados de la campaña de ensayos del módulo de elasticidad E en el núcleo

	Ensayos a 28 días	Ensayos a 90 días
Número de muestras	10	10
E_m , valor medio (Gpa)	45.24	46.66
Desviación estándar (Gpa)	1.45	1.14
E_k , valor característico (Gpa)	42.58	44.69
Valor considerado en cálculo	44.50 GPa	

Dinteles de acero en núcleo interior de hormigón

El núcleo interior de hormigón se encuentra dividido en varios bloques correspondientes a los volúmenes de ascensores y la escalera. En fase de proyecto, para incrementar la inercia conectándolos entre sí se utilizaban vigas dintel de hormigón. La necesidad de aumentar las perforaciones para pasos de conductos de instalaciones, junto con la limitación de altura libre en cada planta, influyeron en el diseño de los dinteles que tenían que transferir esfuerzos cortantes, axiales y momentos flectores. La incorporación de estos condicionantes disminuía la rigidez del núcleo en ambas direcciones, del orden de $\pm 10\%$ en la dirección norte – sur y del orden de $\pm 20\%$ en la dirección este – oeste, por lo que, se decidió ejecutar los dinteles en acero con perfiles rigidizados (Fig. 4) para albergar grandes

huecos y recuperar una parte de la rigidez del núcleo ($\pm 5\%$ en la dirección norte – sur y $\pm 10\%$ en la dirección este – oeste).

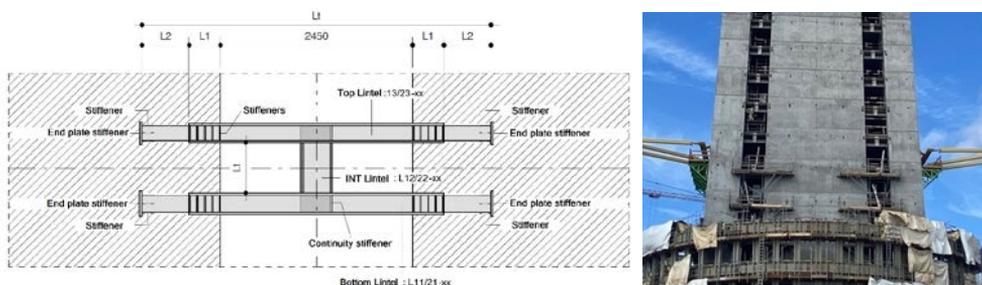


Figura 4: Vigas dintel de acero con rigidizadores. Detalle y ejecución en obra

Comportamiento dinámico e implementación de sistema TMD

El control de las aceleraciones laterales de la torre debido a la acción del viento, determinantes para el confort de los usuarios, depende del comportamiento dinámico. En el último nivel habitable, con uso residencial y localizado en la planta R+49 a 200 m de altitud, las aceleraciones laterales debían ser limitadas de acuerdo a la ISO-10137:2007 y el criterio de BLWTL y CTBUH (Fig. 5). Las frecuencias de la estructura en los modos principales se corresponden con: 0.17 Hz en modo 1 (norte – sur); 0.20Hz en modo 2 (este – oeste); 0.49 Hz (torsional). Considerando estos valores de frecuencias el criterio de la ISO-10137 era menos restrictivo que los de BLWTL y CTBUH (Ver Referencias).

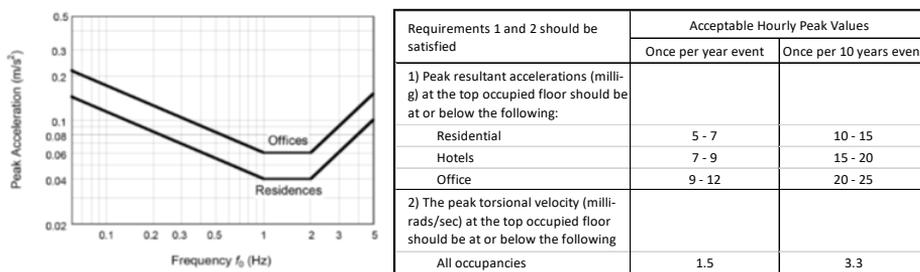


Figura 5: Aceleración límite para un período de retorno de 1 año (ISO-10137:2007). Aceleración límite para períodos de retorno de 1 y de 10 años (BLWTL y CTBUH). [Equivalencia de unidades: 1 milli-g = 0.00981 m/s²]

El análisis en túnel de viento mostró que los valores de aceleración de la torre en dirección este – oeste estaban dentro del rango límite considerado (12.10 – 11.50 milli-g para un período de retorno de 10 años), mientras que los valores de aceleración en la dirección norte – sur estaban claramente por encima de los

límites del confort (29.50 – 21.10 *milli-g* para un período de retorno de 10 años). Estos valores consideraban un amortiguamiento del 1% y escenarios considerando el entorno existente y futuros desarrollos propuestos. La rigidez de la estructura era mayor en la dirección este – oeste, debido a la configuración del núcleo interior y su influencia en la frecuencia de los modos principales en ambas direcciones, por lo que, a la vista de los resultados de las aceleraciones se consideró disponer un amortiguador de masas sintonizadas (*TMD, tuned mass damper*) en coronación que funcionara en la dirección norte – sur. (Fig. 6).

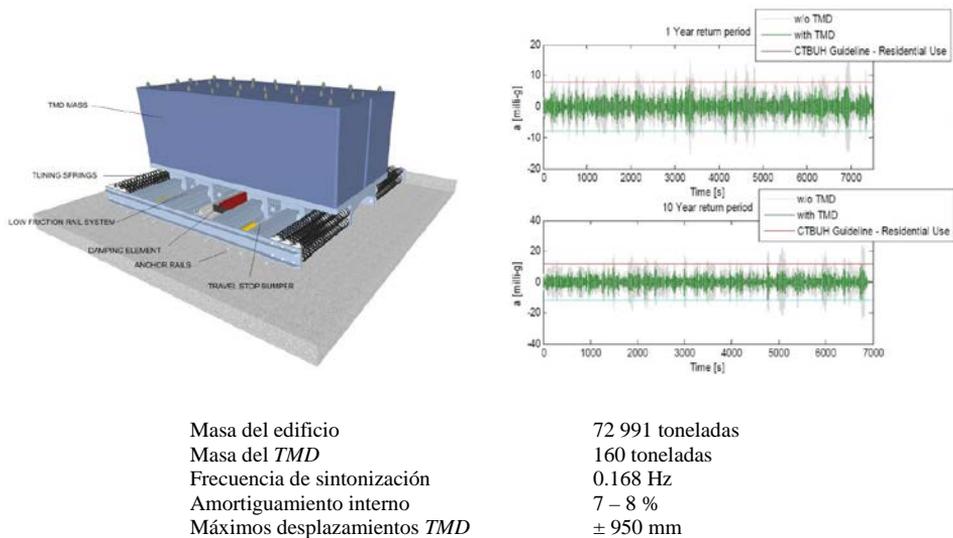


Figura 6: Sistema amortiguador de masas sintonizadas (*TMD*). Vista 3D y principales características. Resultados de las aceleraciones en dirección norte – sur con el sistema *TMD*, para un período de retorno de 1 año y de 10 años (empresa alemana *GERB*, 2019)

FASE DE OBRA

O.1 - Calidad del acero S 460

Durante la obra se optimizó la estructura de acero en dos sentidos. La utilización de la calidad S 460 en lugar de la de proyecto S 355, con objeto de reducir las secciones principalmente de pilares y aligerar las fachadas en plantas inferiores. Así como la utilización de perfiles laminados, HEM y secciones especiales comerciales frente a las secciones armadas utilizadas en proyecto.

O.2 - Zócalo con estructura prefabricada de hormigón

La ejecución de gran parte de la superficie del edificio del zócalo se ha realizado mediante sistemas prefabricados, principalmente forjados de placas

alveolares pretensadas y vigas prefabricadas de hormigón armado. El objetivo de introducir la prefabricación de estas zonas fue por un lado la optimización de plazos de ejecución y por otro la optimización de costes.

O.3 - Control del acortamiento diferencial de la estructura: núcleo interior de hormigón – fachada exterior de acero

En proyectos de gran altura, es habitual el estudio del acortamiento diferencial que se produce entre el núcleo interior y los pilares en fachada. En este caso, se añaden dos particularidades: el núcleo central de hormigón es totalmente vertical, mientras que la directriz de la estructura Vierendeel en fachada se adapta nivel a nivel a los cambios de dimensión de la planta; el núcleo excéntrico está muy cerca de la fachada sur. Se describen tres aspectos a estudiar y gestionar durante la ejecución.

Niveles teóricos frente a la construcción

Desde el punto de vista del análisis, el núcleo central se acorta más que los pilares en fachada, principalmente debido al efecto de la fluencia esperable en un hormigón de resistencia C60/75. Con el objetivo de alcanzar al final de la ejecución las cotas teóricas de arquitectura en cada nivel, el acortamiento tenía que compensarse. Sin aplicar ninguna medida correctora en obra, una ejecución estándar compensaría de manera automática una parte importante puesto que una parte del acortamiento ya se ha producido en el momento en que cada nivel es ejecutado. Se decidió, para compensar otra parte del acortamiento a medio plazo, tanto para el núcleo central como para los pilares de fachada, verter el hormigón y erigir la estructura de acero a cotas superiores a las teóricas.

Tabla 2: Acortamiento vertical máximo a largo plazo [mm]

	Núcleo central de hormigón			Pilares de acero en fachada		
	R +14	R +29	R + 51	R +14	R +29	R +51
Cimentación	45	45	45	33	33	33
Retracción	19	46	80	0	0	0
Fluencia y acortamiento elástico	15	25	40	23	43	62
Total a largo plazo	79	116	165	56	76	95
<i>Auto-compensado</i>	<i>10</i>	<i>23</i>	<i>56</i>	<i>1</i>	<i>6</i>	<i>27</i>
<i>Compensación adicional</i>	<i>65</i>	<i>80</i>	<i>80</i>	<i>56</i>	<i>67</i>	<i>62</i>
Acortamiento esperable después de ejecutar acabados	33	40	54	23	28	35

CONCLUSIONES

- La construcción en gran altura implica configuraciones estructurales robustas y sistemas de construcción específicos. Las posibles configuraciones estructurales están actualmente consolidadas y el proceso de diseño para decidir cuál se adapta mejor a los condicionantes del proyecto es de alguna manera directo.
- En el caso de la torre Mohamed VI en Rabat, sus particularidades tienen que ver con su localización en una zona sísmica de nivel moderado con un terreno aluvial con escasa capacidad portante, su singular configuración arquitectónica con núcleo excéntrico interior y la intención de remarcar la verticalidad de la torre. Estos tres condicionantes guían el diseño conceptual de la torre y las fases de diseño inicial y determinan los principales requisitos y condicionantes en el análisis de la fase de desarrollo, que requieren soluciones específicas para abordarlas.
- Cabe destacar la implicación en la configuración y diseño estructural y en la construcción del presente proyecto de muchas empresas y equipos de profesionales de diferentes países, incluyendo Marruecos, España, Bélgica, Países Bajos, Inglaterra, Alemania, Francia, Emiratos Árabes Unidos e India, en una fructífera y satisfactoria colaboración para desarrollar el que será uno de los mayores rascacielos de África y un hito para Marruecos y la ciudad de Rabat.

REFERENCIAS

- EFE, 2019. "Rafael de la Hoz presentó en Rabat su futura Torre Mohamed VI de 250 metros". Accessed April 2021, <https://www.efe.com/efe/espana/cultura/rafael-de-la-hoz-presento-en-rabat-su-futura-torre-mohamed-vi-250-metros/10005-4116781>
- ISO (International Organization for Standardization). 2007. "Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations". ISO-10137, International.
- Isyumov, Nicholas. 1995. "Motion perception, tolerance and mitigation". *5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH)*.
- Jafari, Mohammad; Alipour, Alice. 2021. "Methodologies to mitigate wind-induced vibration of tall buildings: A state-of-the-art review". *Journal of Building Engineering* 33 (2021) 101582.
- Martínez Calzón, J. 2003. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura. Aplicación particular al Edificio Torre Espacio en el Paseo de la Castellana Madrid." *Hormigón y acero* 54 228.
- Seed, Harry Bolton; Idriss, Izzat M. 1971. "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential." *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*

AEROPUERTO INTERNACIONAL DE KUWAIT – TERMINAL 2 Y TERMINAL 4 – DIFERENTES RETOS Y ESTRATEGIAS EN LA COORDINACIÓN DE GRANDES PROYECTOS DE INFRAESTRUCTURAS

Teresa González Magallanes ¹, Beatriz Vázquez ²

Resumen

El Aeropuerto internacional de Kuwait se inauguró en el año 1979 con una capacidad para 3 millones de pasajeros. El edificio, del arquitecto Kenzo Tange, alcanzaba en el año 2015 una operación de 11 millones de pasajeros. Con el creciente desarrollo de Kuwait y la saturación del aeropuerto existente, la Autoridad de Aviación Civil de Kuwait puso en marcha un ambicioso plan para el desarrollo del aeropuerto liderado por el proyecto de la Terminal 2, diseñado por Norman Foster, para convertir este aeropuerto en uno de los centros de referencia en los vuelos entre Europa y Asia aprovechado su ubicación estratégica. Dentro de este plan de desarrollo se incluía el diseño y la construcción de una terminal de soporte que aliviara la operación de la terminal existente de manera inminente.

Ante semejante oportunidad, dos constructoras turcas conocidas por la obra del nuevo Aeropuerto de Estambul (IGA, Istanbul Grand Airport), - que incluye la terminal aeroportuaria más grande del mundo con 1,3 millones de m² bajo una misma cubierta - se postularon para la realización de ambos proyectos. Por un lado, Limak fue adjudicada con la licitación para la ejecución de la Terminal 2 de Foster; y por el otro, Cengiz asumió el desafío de diseñar, construir y poner en operación la Terminal de soporte, que finalmente sería la actual Terminal 4 del Aeropuerto de Kuwait. AECOM colabora con ambas, y en el año 2016 comienza a trabajar en ambos proyectos, con diferentes retos y objetivos.

¹ Associate Director (AECOM Madrid), teresa.gonzalez@aecom.com

² Structural Engineer (AECOM Madrid), beatriz.vazquez@aecom.com

INTRODUCCIÓN

El estado de Kuwait se encuentra en la punta noreste de la península arábiga. A pesar de ser uno de los países más pequeños en superficie del mundo, Kuwait es el quinto país con mayor PIB del mundo, teniendo en cuenta que posee la sexta reserva de petróleo más grande en el mundo. El país está gobernado por un sistema semi-parlamentario, y tiene un porcentaje muy alto de trabajadores expatriados – únicamente un cuarto de las personas empleadas en Kuwait es ciudadano kuwaití.

El Aeropuerto Internacional de Kuwait (KIA) se encuentra al sur del estado, a 15 kilómetros de Kuwait City en el estado de Farwaniya. Sirve como un hub a nivel internacional tanto para Kuwait Airways como para Jazeera Airways, las dos aerolíneas nacionales.

El aeropuerto internacional se proyectó de manera inicial para una capacidad de 3 millones de pasajeros anuales. Entre los años 1999 y 2001 se realizó una ampliación que aumentó la capacidad a 7 millones de pasajeros anuales. Con la implementación en el año 2006 de las políticas de OPENSKY por parte del Dirección General de Aviación Civil (DGCA), el país se convierte en un centro de negocios con perspectivas crecientes, lo que provoca que las infraestructuras del aeropuerto pronto se vean superadas por la alta demanda de viajeros, convirtiéndose la terminal de pasajeros en un cuello de botella para el flujo de entrada y salida del país.

Desde ese momento, a medida que el tráfico de pasajeros aumenta de forma significativa (Figura 1) , el aeropuerto sufre una caída en las valoraciones internacionales, con una calificación de funcionamiento “justa”, muy lejos de las expectativas de la DGCA, y se ve clara la necesidad de mejorar las infraestructuras de lo que es la puerta de entrada al país y la primera impresión de los inversores internacionales.

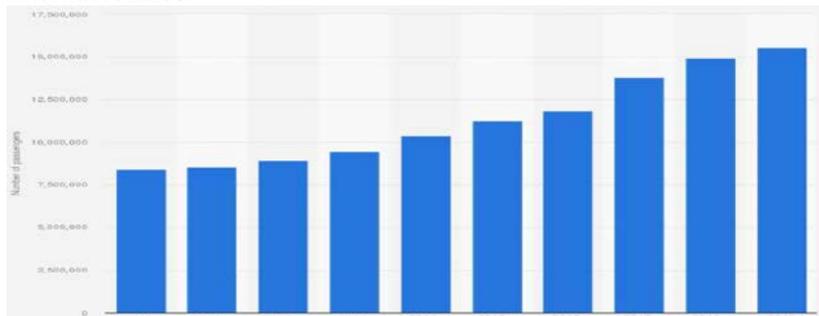


Figura 1: Evolución del tráfico de pasajeros anuales en el aeropuerto internacional de Kuwait (2010-2019) – Fuente: DGCA

En el año 2011, la DGCA anuncia el plan para construir una nueva terminal de 750.000 m², diseñada por Foster & Partners, para incrementar la capacidad del aeropuerto a 13 millones de pasajeros anuales en una primera fase, y 25 millones

en la fase final. La expectativa era que esta terminal estuviera operativa en seis años para convertirse en la Terminal 2 del Aeropuerto Internacional de Kuwait.

Dada la complejidad de la operación y los retrasos en la adjudicación y la contratación, el Ministerio de Obras Públicas de Kuwait anunció en 2012 una licitación para construir una terminal de soporte capaz de procesar 4,5 millones de pasajeros con un nivel de servicio “B” según la clasificación de la Asociación Internacional del Transporte Aéreo (IATA). Si bien la idea inicial era que esta terminal de soporte fuera una instalación temporal para acoger todos los vuelos de Kuwait Airways hasta la entrada en funcionamiento de la Terminal 2, finalmente se decide que pase a ser una instalación permanente, de tal modo que cuando la Terminal 2 estuviera terminada, la terminal de soporte o Terminal 4 se utilice para otros propósitos como vuelos charter o una terminal adicional para los peregrinajes a la Meca (Hajj).

TERMINAL 2

AECOM trabaja con Limak en el desarrollo del proyecto de la Terminal 2 llevando a cabo la gestión y coordinación del diseño, el desarrollo del proyecto de detalle de arquitectura, así como la gestión y coordinación BIM, con el objetivo de tener la terminal operativa en menos de seis años.

Designados por el contratista principal Limak Insaat, AECOM trabaja en la coordinación de equipos multidisciplinares en siete países diferentes para poder aportar tanto una coordinación de diseño multidisciplinar como servicios de gestión de BIM.



Figura 2: Vista general Terminal 2, Kuwait

Referente a la gestión de BIM de la Terminal 2 de Kuwait, AECOM participa en la creación de los estándares de BIM del proyecto, creando herramientas específicas de garantía y control de calidad.

A su vez, AECOM también colabora en la gestión de un modelo complejo y de grandes dimensiones para la coordinación 3D y la secuencia de construcción (4D), así como en 5D y 6D.

Con más de 35 partes involucradas en el proyecto, AECOM emplea tecnología digital de vanguardia y pensamiento innovador para permitir la colaboración y mejorar la coordinación entre las diferentes partes interesadas. Para ello, se emplea el uso de herramientas en la nube e instrumentos específicos para crear flujos de trabajo automatizados, así como bases de datos para poder analizar grandes cantidades de información.

La escala y complejidad del proyecto hace que AECOM haya gestionado más de 1200 modelos de diseño simultáneos.

Tabla 1: Superficies de la Terminal 2 del Aeropuerto de Kuwait

	Superficie
Área de construcción	708.000 m ²
Huella del edificio	185.000 m ²
Área de cubierta	297.550 m ²

Diseño y coordinación de la terminal

La Terminal 2 está formada por una parte por el edificio de la terminal, ubicándose a lo largo de todo su perímetro un conjunto de puentes fijos para el acceso a los aviones, así como por un conjunto de edificios auxiliares que albergan subestaciones y oficinas, entre otros usos.



Figura 3: Localización de usos, Terminal 2, Kuwait

El esquema funcional de llegadas de la terminal está integrado por la zona de recogida de equipajes en la parte central del edificio y un área de control de pasaportes ubicado en las zonas de conexión con las tres alas del aeropuerto, a lo largo de las cuales se ubican las puertas de conexión con los puentes fijos.



Figura 4: Flujo de llegadas, Terminal 2, Kuwait // Figura 5: Puentes fijos, Terminal 2, Kuwait

El esquema funcional de salidas de la terminal está formado por un espacio central de acceso y de conexión con el exterior a partir del cual se accede a las diferentes puertas de embarque distribuidas a lo largo de las tres alas longitudinales con diversas zonas de locales comerciales.



Figura 6: Flujo de salidas, Terminal 2, Kuwait

Especial mención merece la zona de la cascada central, permitiendo que desde la zona de salidas ubicada en el nivel superior se pueda observar la zona de la recogida de equipajes a través de una secuencia de patios estratégicamente ubicados.



Figura 7: Cascada central, Terminal 2, Kuwait

Los principales materiales para destacar en el interior de la terminal son los paneles de GRC y los paneles de bambú. Estos materiales revisten la estructura principal de la terminal que está formada por un conjunto estructural de vigas, pilares y arcos de hormigón. En el caso de los paneles verticales de bambú, además, tienen integrado en su modulación el sistema de equipos de instalaciones que permiten la climatización y ventilación de los espacios.

Respecto a la fachada se diseña un sistema de muro cortina adaptado a la forma de la estructura principal de arcos prefabricados, mientras que la envolvente exterior se corresponde a un sistema estructural de arcos prefabricados.

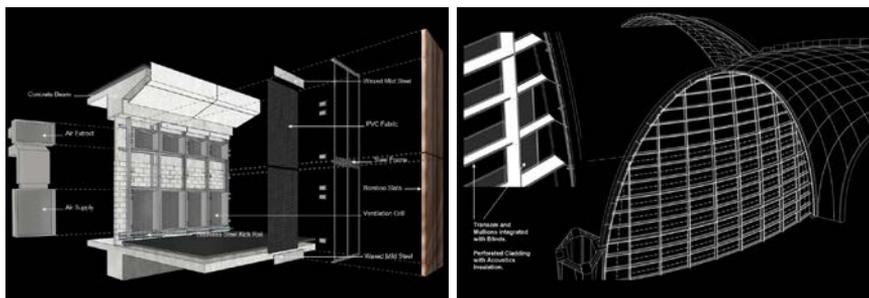


Figura 8: Sistema paneles bambú, Terminal 2, Kuwait // Figura 9: Fachada, Terminal 2, Kuwait

La cimentación está formada por zapatas bajo los arcos principales y muros in situ completándose con una losa de atado entre las zapatas de cimentación.

Posteriormente, se eleva la envolvente exterior de la terminal formada un conjunto de costillas prefabricadas.

Para ello, se construyen andamios temporales para los arcos prefabricados pretensados y, finalmente, las cerchas metálicas centrales y perimetrales junto con la estructura interior del edificio de la terminal.

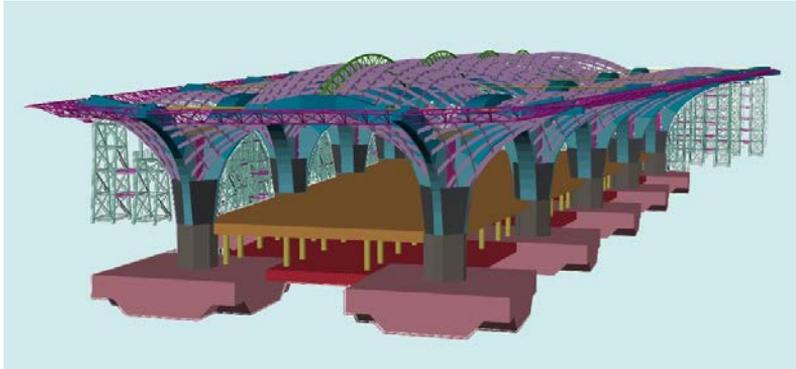


Figura 10: Fases constructivas estructura, Terminal 2, Kuwait

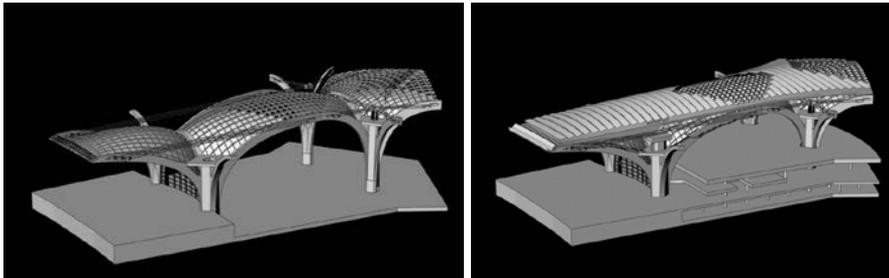


Figura 11: Paneles y estructura envolvente exterior, Terminal 2, Kuwait //Figura 12: Cierta Terminal 2, Kuwait

TERMINAL 4

El mayor reto de la Terminal 4 era la necesidad de tener una terminal operativa en menos de dos años. El proyecto incluye el desarrollo del edificio terminal, un edificio satélite, varios edificios de instalaciones y edificios auxiliares para el funcionamiento general del aeropuerto, así como un nuevo aparcamiento y más de dos kilómetros de carreteras de servicios con sus infraestructuras asociadas y la conexión a la red de la ciudad. Para ser capaces de afrontar semejante reto, la colaboración público-privada se convierte en fundamental. Dados los complejos sistemas burocráticos de la ciudad, el compromiso y la implicación de todas las autoridades públicas con el equipo de diseño y la construcción se convierte en la clave fundamental del éxito del proyecto.

En agosto de 2016, AECOM acepta el reto que le propone la constructora turca CENGIZ para diseñar y construir una terminal de 55.000 m² para 4,5 millones de pasajeros en menos de dos años. AECOM acepta, consciente de las pocas oportunidades que hay de realizar una terminal de nueva planta con todas las instalaciones asociadas y con la calidad que la DGCA exige para esta nueva puerta de entrada al país. Así, convirtiendo el reto en una gran oportunidad, se empieza el diseño y la construcción de la nueva terminal en octubre de 2016, consiguiendo tener una terminal completamente operativa en agosto de 2018.

El proyecto tenía que cumplir con los objetivos de plazo, presupuesto y requerimientos del cliente. El verdadero reto del proyecto fue la necesidad de convertir el proceso de “fast-track” en un proceso “fast-smart”, donde se optimizan las etapas de construcción, se resuelven los problemas de manera eficiente en las fases iniciales, reduciendo incertidumbres, mientras que se desarrolla un diseño de gran calidad. Un verdadero trabajo en equipo de los diseñadores con la constructora, donde cada solución se perfila y se analiza previa a su implementación en diseño, y en la que el diseño va en paralelo con la obra.

La primera fase, consiste en definir los elementos principales -long lead items- que constituyen el proyecto: la definición principal de la estructura, de la cubierta, las fachadas, los puentes móviles y fijos de embarque de pasajeros, los sistemas de proceso de maletas, los sistemas de transporte vertical y los grandes equipos de instalaciones. Con una estimación preliminar, mientras el equipo de diseño define las características principales y las especificaciones de los productos, la constructora comienza con la contratación de estos elementos.



Figura 13: Kuwait International Airport T4. Fuente: CENGIZ INSAAT

Plan funcional

Teniendo en cuenta las proyecciones de pasajeros y vuelos definidas por la DGCA, así como los estándares definidos por IATA para el nivel de servicio exigido, e incluyendo algunas mejoras como reducciones en los tiempos de proceso de pasajeros solicitados por la DGCA, el equipo de diseño planifica una terminal para 4,5 millones de pasajeros al año, con unas horas pico de diseño como se reflejan en la Tabla 2.

Tabla 2: Estimaciones de diseño – Pasajeros en hora pico (DGCA)

Tipo de tráfico	Total de pasajeros / hora
Pasajeros hora pico	1350
Pasajeros hora pico / origen	910
Pasajeros hora pico / destino	1080

Con estas estimaciones iniciales, se propone una terminal de 55.000 m² en tres niveles (baja, primera, y segunda) con 11 puertas de embarque en dos niveles – cinco puertas de embarque en el nivel de acceso, servidas por autobuses, y seis puertas de embarque en el segundo nivel que sirven a distintos tipos de aeronaves.

En el diseño de terminales, es fundamental asegurar un flujo fácil e intuitivo para los pasajeros, así como evitar cruces y giros innecesarios (Figura 13). La terminal de Kuwait se plantea inicialmente como una terminal de origen y destino, si bien, una vez analizados los datos y tendencias de vuelos, se decide junto con la DGCA y Kuwait Airways definir un número de pasajeros en tránsito de 500 pasajeros en hora pico y considerar estas instalaciones en el proyecto.

De este modo, el esquema funcional de la terminal responde a estos criterios. La planta baja se divide en dos partes – a la derecha, comienza el flujo de pasajeros de salidas que lleva por los procesos de check-in, control de pasaportes, seguridad, hasta las puertas de embarque en dos niveles pasando por una zona de duty free. El flujo de los pasajeros de llegadas arranca en la planta primera, en el corredor de llegadas, que lleva directamente al control de pasaportes donde el viajero puede decidir ir hacia la zona de tránsito y volver a la zona de salidas o, recoger el equipaje y salir a través del vestíbulo común de entradas y salidas.

Para comprobar la eficiencia de los flujos y garantizar el correcto funcionamiento de la terminal, el diseño se testa con el programa de modelado de flujos Mass Motion®, donde además del flujo de pasajeros para llegadas y salidas, se verifica el flujo de evacuación en caso de emergencias asegurando una evacuación segura del edificio en el tiempo requerido.

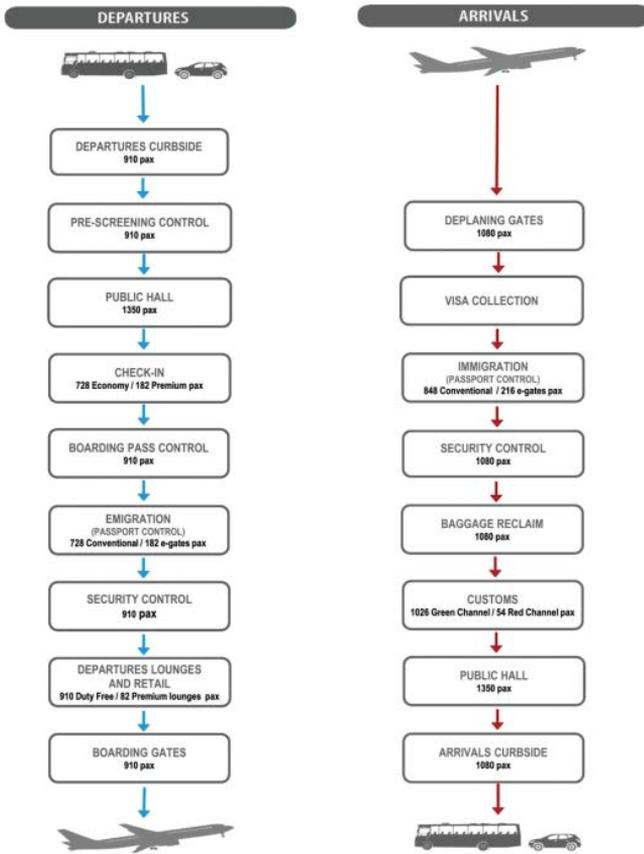


Figura 14: Flujo y proceso de pasajeros para llegadas y salidas. Fuente: AECOM

Diseño de la terminal

Mediante el uso materiales y soluciones fieles al criterio de simplicidad volumétrica, atención al detalle e integración en el entorno, el diseño persigue el doble objetivo: convertirse en un edificio de referencia con elementos de la cultura local, y garantizar el confort del pasajero mediante la simplicidad de los recorridos y flujos de la terminal.

La terminal es una combinación de cuatro materiales – vidrio, hormigón, metal y madera. Tanto las fachadas laterales, como el diseño de paisajismo o algunos elementos del interior parten de los patrones tradicionales de Al-Sadu, elemento decorativo particular de Kuwait que refleja el espíritu nómada y el ambiente desértico. Todo se diseña al detalle. El volumen del edificio – fachadas y cubierta, que en aeropuertos se convierte en la “quinta” fachada del edificio – se genera a partir de una forma simple que responde a la sección y las necesidades del edificio.

La estructura del edificio corresponde a un sistema de columnas de hormigón, con forjados de losa de hormigón y una cubierta de malla tridimensional de barras y nudos. En este tipo de proyectos “fast-track”, la definición de la estructura se hace en una fase muy inicial, el diseño debe tener en cuenta las posibles variaciones en las necesidades funcionales, y tener la flexibilidad suficiente para poder adaptarse a cualquier cambio que surja durante el proceso de diseño. La estructura es lo primero que se define y se construye.

El diseño de la cubierta es un plegado de aluminio perforado y vidrio que se dobla hacia las fachadas laterales y encierra en ellas las áreas de instalaciones y de soporte. La forma simula las alas de un avión a lo largo de las fachadas de vidrio opuestas y crea una barrera que protege el edificio del sol y el viento, dos elementos a tener muy en cuenta en un país donde domina el desierto. Las fachadas se dividen en dos tipos: las fachadas de lado aire / lado tierra que son muros cortina con tratamientos específicos para el control solar y a la vez que dan luminosidad al espacio interior, y en segundo lugar, las fachadas laterales acabadas en una chapa de aluminio perforado con un patrón de perforación que recuerda a los patrones tradicionales de la cultura kuwaití, sirviendo al mismo tiempo como un protector y cierre de las zonas de instalaciones.

Dentro del edificio, el techo es el elemento más importante. El dinámico patrón de Al Sadu ofrece una imagen icónica y abstracta que termina siendo una superficie tridimensional. El techo es flexible y se adapta al tamaño de las áreas que cubre. Los módulos se asemejan a la escala y proporción de los espacios sobre los que se proyectan. Al estar perforado, permite el paso de la luz natural que viene de los lucernarios y sirve además de guía para el pasajero en su paso por los principales procesos de su jornada de viaje.

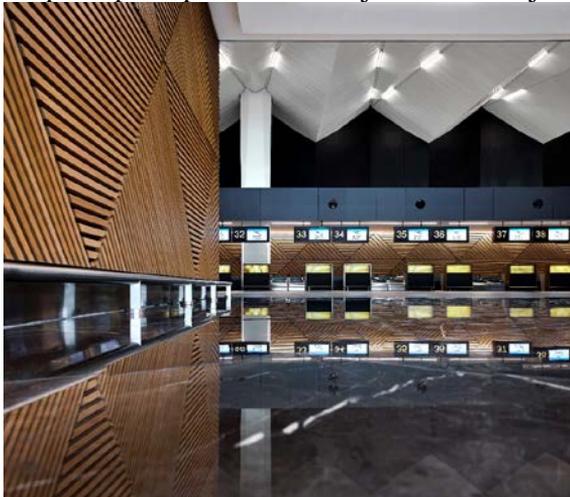


Figura 15: Vista interior de la Terminal 4 del Aeropuerto Internacional de Kuwait.
Fuente: CENGIZ INSAAT

Coordinación entre disciplinas

La terminal, que opera desde agosto del 2018 de forma exitosa, se diseña y construye en tiempo récord gracias al trabajo de todos los miembros del equipo. Conscientes desde el inicio de la responsabilidad de llevar a cabo el proyecto, se superan distancias y diferencias culturales, se optimizan las actividades de construcción, se deciden soluciones innovadoras, se incrementan las capacidades BIM, y se coordinan las diferentes disciplinas.

El verdadero reto para AECOM España como diseñador es asegurar que un proyecto en “fast-track” de diseño y construcción puede ser proyecto de calidad en el diseño. Un proyecto donde la coordinación entre la arquitectura, estructura e instalaciones se hace en tiempo récord y a la vez que la construcción, convirtiendo ese “fast-track” en un “fast-smart”.

CONCLUSIÓN

No cabe la duda que el diseño y desarrollo de proyectos tan complejos como un, y en este caso dos, aeropuertos, no es una tarea fácil de completar, y menos aún con la limitación de los plazos que tiene cada uno de ellos, acordes a su complejidad y circunstancias propias. Sin embargo, estos proyectos son el ejemplo que, con el verdadero trabajo en equipo y la cohesión entre todos los agentes involucrados, todos luchando por el mismo objetivo, lo imposible se vuelve posible.

Todos los miembros de ambos equipos entendieron que la clave para el éxito y el cumplimiento de los plazos es el trabajo colaborativo, conectado y comprometido con el desarrollo del proyecto. Incluso con un periodo de pandemia y confinamiento de por medio, los equipos fueron capaces de trabajar de forma remota de manera eficiente, con una asociación entre diseñadores, constructoras y autoridades que demuestra que trabajando juntos, pensando sin límites, se puede diseñar, construir, financiar y operar cualquier cosa.

Delivering a better world - AECOM

REFERENCIAS

Ribó Sorensen, Patricia; Polat, Ismail H. 2017. “When fast track means fast smart: The challenge of designing and building an airport and its facilities in 15 months” *Journal of Airport Management Vol 00, NO, 000-000 Spring 2017*, Henry Stewart Publication 1750-1938

AECOM. 2016. “140122_1stPretender_Main Presentation.”

AECOM. 2015. “140122_DKubin-KIA-Limak.”

Créditos de Imágenes: Terminal 2 Norman Foster & Partners; AECOM. Terminal 4, CENGIZ INSAAT, AECOM.

CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DE DISIPADORES SÍSMICOS CON MATERIAL CON MEMORIA DE FORMA

Guillermo González-Sanz ¹, David Escolano-Margarit ², Amadeo Benavent-Climent ³

Resumen

Los disipadores sísmicos con dispositivos especialmente diseñados para disipar gran cantidad de energía de una manera estable. El uso de disipadores permite focalizar la demanda de energía introducida por un terremoto en partes muy concretas de la estructura y reducir o eliminar la energía de deformación plástica absorbida por la estructura principal, responsable de soportar las cargas gravitatorias. En este contexto, se han realizado ensayos estáticos en la ETSII (UPM) con el objetivo de caracterizar el comportamiento histerético de disipadores sísmicos y se ha probado la mejora que supone el material con memoria de forma. También se ha evaluado la respuesta de una estructura de hormigón armado de 3x3x3m³ equipada con estos disipadores mediante ensayos dinámicos con mesa sísmica en la Universidad de Granada (UGR).

INTRODUCCIÓN

España está localizada en una zona de sismicidad moderada, donde los últimos terremotos han revelado la vulnerabilidad de muchas estructuras. La filosofía tradicional de proyectar estructuras sismorresistentes permite, por razones económicas, daños significativos que no pueden ser reparados. Esta filosofía implica un proceso de demolición y reconstrucción in caso de terremotos severos, lo que resulta una práctica insostenible. Tampoco se justifica ya que hoy en día existen tecnologías de control dinámico que pueden limitar drásticamente el daño en la estructura principal y concentrarlo en zonas especiales con elementos fácilmente reemplazables después de un evento sísmico. El diseño sísmico actual está

¹ Departamento de Ingeniería Mecánica, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales, Universidad Politécnica de Madrid, ggs_guille@hotmail.com

² Departamento de Ingeniería Mecánica, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales, Universidad Politécnica de Madrid, d.escolano@upm.es

³ Departamento de Ingeniería Mecánica, Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales, Universidad Politécnica de Madrid, amadeo.benavent@upm.es

orientado no solo a evitar la pérdida de vidas, sino también a controlar el daño, dentro del paradigma llamado “Performance Based Design”.

El control dinámico de estructuras se puede agrupar en tres grandes áreas: (i) aislamiento de base, (ii) sistemas pasivos de disipación de energía, (iii) control activo. Se ha demostrado que el aislamiento de base es la mejor opción para la mayoría de aplicaciones, pero es una tecnología muy cara para edificios convencionales y su implementación está solo justificada para aquellos de gran importancia. El control activo está basado en la monitorización de la estructura en tiempo real, y existen dispositivos que inducen fuerzas para tratar de equilibrar la peligrosa excitación. Esto requiere un alto nivel de sofisticación tecnológica y su aplicación está más limitada. Los sistemas pasivos de disipación de energía se centran en mejorar la respuesta estructural con la instalación de dispositivos integrados en la estructura principal. Estos dispositivos, llamados disipadores, representan una solución viable económicamente para un gran rango de aplicaciones. Finalmente, el control híbrido se refiere a la combinación de sistemas activos y pasivos. Una revisión del estado del arte y de la práctica puede encontrarse en Soong (2002).

DISIPADORES SÍSMICOS CON SMA

Los disipadores sísmicos son dispositivos especialmente diseñados para disipar gran cantidad de energía de una manera estable. El uso de disipadores permite focalizar la demanda de energía introducida por un terremoto en partes muy concretas de la estructura y reducir o eliminar la energía de deformación plástica absorbida por la estructura principal, responsable de soportar las cargas gravitatorias.

Los disipadores pueden diseñarse para funcionar con diferentes mecanismos, incluyendo la plastificación de metales, el cambio de fase de materiales, fricción, presión en fluidos y deformaciones viscoelásticas en sólidos o líquidos. La plastificación de metales es una de los mecanismos más populares para disipar energía, y se han propuesto varios dispositivos. El cambio de fase de metales presenta algunas propiedades interesantes para aplicaciones sismorresistentes.

En este contexto, esta investigación se centra en la caracterización del comportamiento de un Disipador Tubo-en-Tubo (TTD), basado en la plastificación de acero inoxidable, combinado con una barra de Material con Memoria de Forma (SMA) en su interior.

Por un lado, el TTD exhibe un comportamiento histerético muy estable con gran capacidad de disipación de energía en cada ciclo. Por el otro lado, la barra de SMA presenta el efecto de superelasticidad, que significa que recupera casi totalmente su forma sometido a deformaciones unitarias de hasta el 6-8%. Esta propiedad de recentrado tiene un efecto de minimizar las deformaciones plásticas en la estructura principal después de un evento sísmico. Otros beneficios de los

SMA para aplicaciones sísmicas son: (i) disipa cierta energía en cada ciclo de histéresis, (ii) la fuerza transmitida a la estructura está controlada por una meseta de tensiones presente en el propio material, (iii) limita los efectos P-delta con un buen control de desplazamientos bajo grandes terremotos gracias a el endurecimiento en elevados niveles de deformación, y (iv) excelente resistencia a la corrosión y fatiga, manteniéndose completamente funcional tras un terremoto [Dolce (2001)].

El disipador completo (TTD + SMA) tiene la forma de una barra convencional y se instala como una diagonal en una estructura porticada, trabajando bajo cargas axiales. El diseño del disipador garantiza que el comportamiento global resulta la suma de los dos mecanismos trabajando como muelles en paralelo. Por esta razón, el comportamiento completo se puede estudiar por separado.

Tube-in-Tube Damper (TTD)

El TTD está construido mediante el ensamblaje de dos tubos huecos rectangulares de acero inoxidable, uno dentro de otro. En las paredes del tubo exterior se han cortado una serie de nervios, dejando huecos entre ellos. Los dos tubos se unen mediante soldaduras en puntos específicos.

Bajo desplazamientos relativos de los extremos del disipador en la dirección de su eje, los nervios se comportan como vigas bi-empotradas y se deforman en doble curvatura. La configuración de tubo dentro de tubo y el solapamiento entre ellos incrementa su resistencia frente al pandeo. Se puede encontrar información completa y predicción de su comportamiento en González-Sanz (2020).

Shape Memory Alloy (SMA)

La barra de SMA tiene una composición equiatómica de níquel-titanio (NiTi) y se ha tratado térmicamente para garantizar propiedades de superelasticidad. La barra de NiTi se acopla dentro del TTD, y la configuración específicamente diseñada de las placas interiores asegura que, para cargas alternadas en su dirección axial, la barra siempre funciona en tracción, así que se evita el efecto de pandeo. Sin embargo, son necesarios algunos ensayos previos para ajustar la penetración de cuñas.

También se ha demostrado que el comportamiento del SMA cambia bajo las primeras repeticiones cíclicas, pero tiende a estabilizarse, así que los primeros ensayos están justificados por el fenómeno de fatiga funcional [Dolce (2001), DesRoches (2004)]. Información adicional puede encontrarse en González-Sanz (2019).

ENSAYOS CÍCLICOS EN LABORATORIO

Se han realizado varios ensayos en el Laboratorio de Estructuras de la ETSII (UPN) con el objetivo de caracterizar el comportamiento tanto del TTD como de la barra de SMA, de manera independiente. Debido a que los terremotos presentan una naturaleza cíclica, los protocolos de ensayo se han programado con cargas cíclicas repetidas. Los ensayos fueron realizados con control de desplazamientos y bajo condiciones quasi-estáticas.

Ciclos de amplitud incremental fueron ejecutados para el TTD, con varias repeticiones para cada amplitud, de acuerdo con la propuesta de historia de carga cíclica propuesta en Helmut (1996) para ensayo sísmico de componentes estructurales. La buena respuesta del espécimen fue demostrada, con comportamiento cíclico muy estable y gran disipación de energía para los desplazamientos esperados, tal y como se muestra en los ciclos de histéresis de la Figura 1.

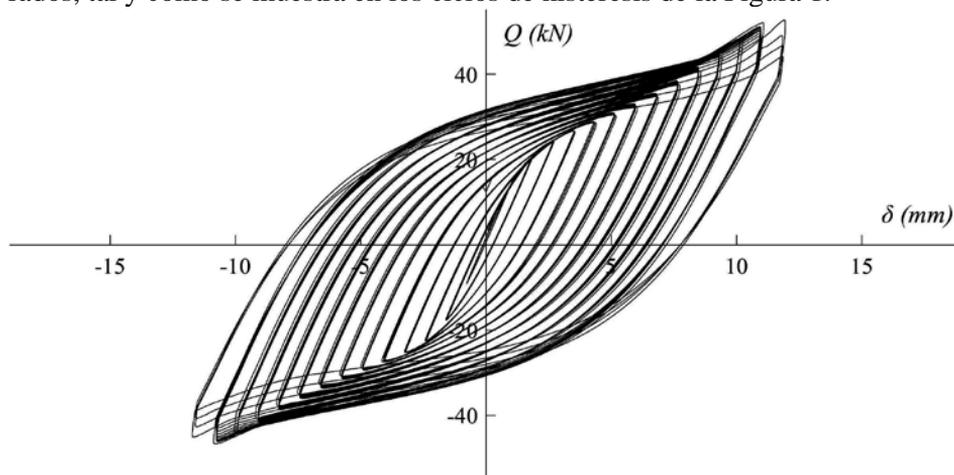


Figura 1: Ciclos de histéresis de los ensayos del TTD

Para el correcto ensamblaje de la barra SMA, es necesario un conjunto de ciclos previos, tal y como se explicó anteriormente. Cuando la barra está preparada, se realizan 10 ciclos de amplitud constante con el objetivo de verificar la estabilidad de su comportamiento. Se respaldaron la propiedad de recentrado, la disipación de energía y la meseta de tensiones de la barra de NiTi con estos ensayos, representados en la Figura 2.

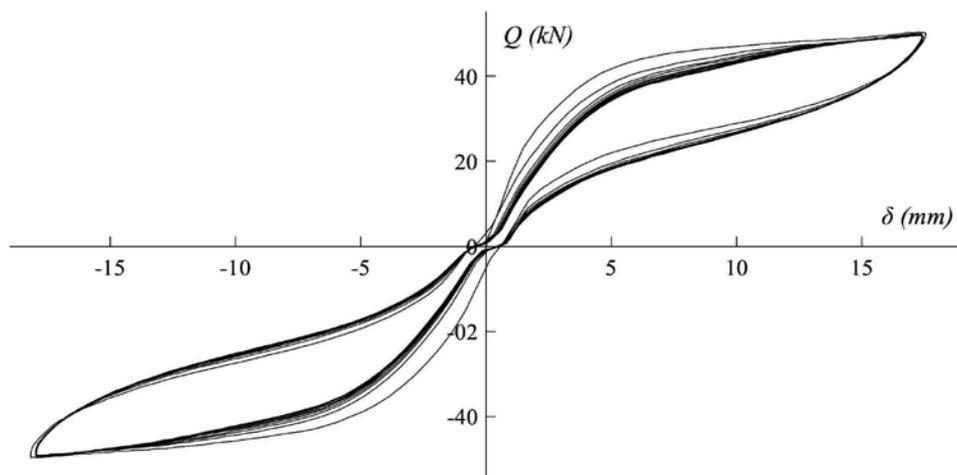


Figura 2: Ciclos de histéresis de la barra de SMA

ENSAYOS DINÁMICOS CON MESA SÍSMICA

La respuesta de una estructura de hormigón armado de $3 \times 3 \times 3 \text{m}^3$ equipada con estos disipadores se ha evaluado experimentalmente mediante ensayos dinámicos con mesa sísmica en la Universidad de Granada (UGR). Para este artículo, el experimento ha servido para comprender el comportamiento global del disipador TTD+SMA bajo cargas realistas esperadas por un terremoto.

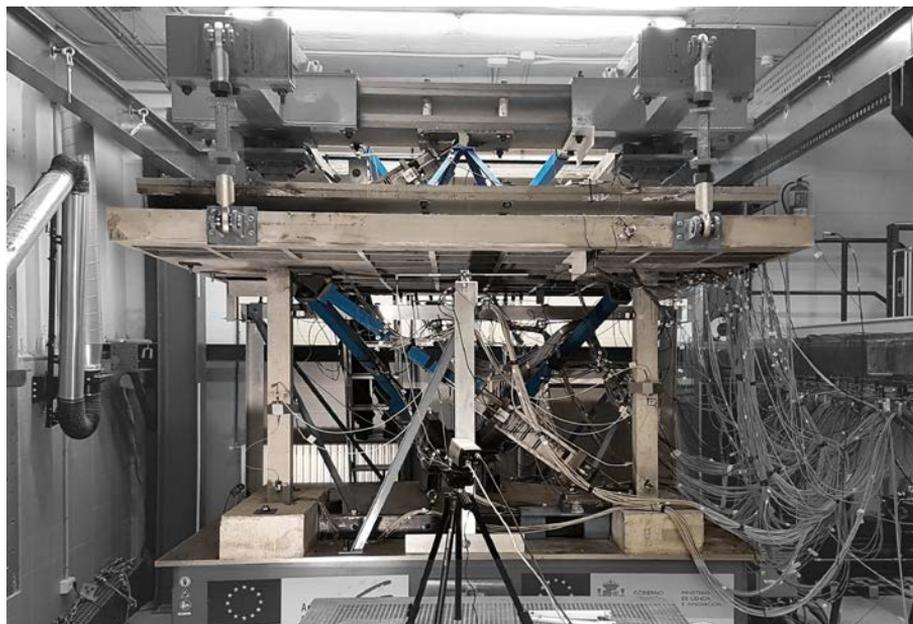


Figura 3: Estructura con disipadores en la mesa sísmica

Con estos ensayos, se ha confirmado que la disipación de energía por deformaciones plásticas se concentró en los disipadores de energía, mientras que el resto de la estructura se mantuvo básicamente en el rango elástico y sin daño.

La combinación del TTD con la barra de SMA ha mostrado una excelente mixtura entre la disipación estable de energía y las propiedades de recentrado, lo que minimiza las deformaciones plásticas en la estructura después de un terremoto. Los ciclos de histéresis de los ensayos dinámicos se presentan en la Figura 4.

Se han concluido resultados experimentales similares en otras investigaciones previas [Valente (2000)], revelando la mejora de la respuesta sísmica de estructuras con sistemas de control pasivo mediante el uso de dispositivos SMA.

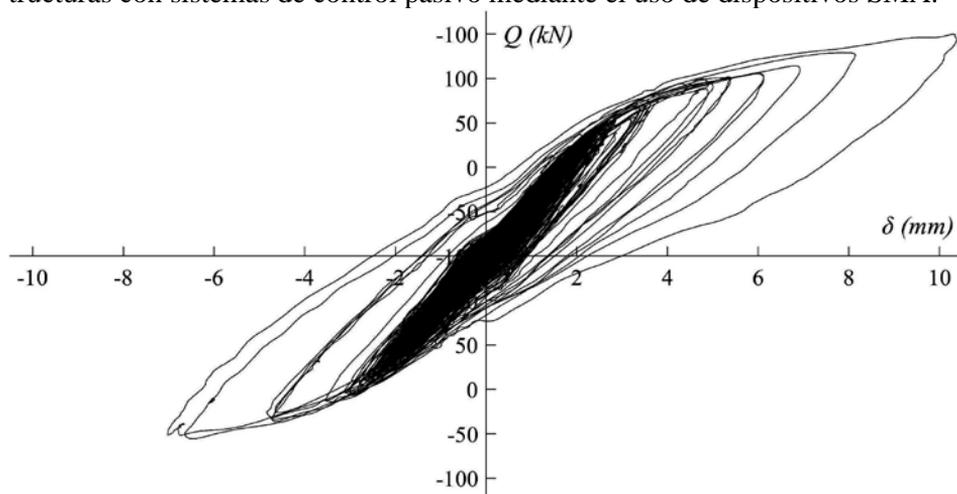


Figura 4: Ciclos de histéresis de los ensayos del TTD-SMA

Aunque el TTD sufrió daño severo debido a deformaciones plásticas, la barra de SMA se mantuvo en el rango elástico, evidenciando la gran resistencia a la fatiga y la posibilidad de ser reutilizada.

ESTUDIOS FUTUROS

Esta investigación se centra en el estudio del comportamiento de un disipador complejo que combina la gran disipación de energía de la plastificación de metales con las propiedades avanzadas de materiales inteligentes. Estudios futuros en la misma línea tratarán de definir modelos matemáticos para representar este comportamiento para su implementación en modelos numéricos avanzados. Otro tema importante que queda pendiente es la estimación de la vida útil del disipador completo, y de cada uno de sus componentes, con la intención de evaluar la capacidad última de disipación de energía hasta la rotura. Esto será una medida del daño para pasos intermedios en su vida útil.

CONCLUSIONES

- Los sistemas de control pasivo basados en disipadores son una solución eficiente y económicamente viable en diseño sismorresistente para reducir el daño en una estructura.
- La gran disipación de energía por la plastificación de metales y las propiedades de recentrado de los SMAs (entre otros) resultan en una gran combinación para aplicaciones sísmicas.
- El uso de disipadores libera a la estructura principal de la demanda de energía impuesta por un terremoto, tal y como se ha demostrado mediante ensayos dinámicos en mesa sísmica.
- Este enfoque implica estructuras más económicas y sostenibles porque no existe la necesidad de reparar y demoler la estructura completa, solo los disipadores, si fuera necesario.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio y los ensayos se han realizado dentro del proyecto de investigación JA PE2012 TEP12 2429 y la beca del gobierno español FPU16/03006.

REFERENCIAS

- DesRoches R., McCormick J., Delemont M. *Cyclic properties of superelastic shape memory alloys wires and bars*. Journal of Structural Engineering, 2004; Vol.130, N°1 January.
- Dolce M., Cardone D. *Mechanical behavior of shape memory alloys for seismic applications*. International Journal of Mechanical Sciences, 2001; 43: 2657-2677.
- González-Sanz G, Escolano-Margarit D., Benavent-Climent A. *A new stainless-steel Tube-in-Tube Damper for seismic protection of structures*. Applied Sciences, 2020; 10, 1410; <https://doi.org/10.3390/app10041410>.
- González-Sanz G, Galé-Lamuela D., Benavent-Climent A. *Hysteretic behaviour and ultimate energy dissipation capacity of large diameter bars made of Shape Memory Alloys under seismic loadings*. Metals, 2019; 9, 1099; <https://doi.org/10.3390/met9101099>.
- Helmut Krawinkler M. *Cyclic loading histories for seismic experimentation on structural components*. Earthquake Spectra, 1996; Vol.12, N°1 February
- Soong TT., Y Spencer J. *Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and practice*. Engineering Structures, 2002; 24: 243-259.
- Valente C., Cardone D., Dolce M., Ponzo F. *MANSIDE: shaking table test of R/C frames with various passive control systems*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.

MACHINE LEARNING, METAHEURÍSTICA Y SOSTENIBILIDAD APLICADOS AL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS

Pablo Gris Martínez ¹

Resumen

Dentro de los objetivos de la Agenda Europea para 2050 está conseguir la neutralidad de carbono, es decir, huella de carbono nula. Sin embargo, el sector AECO (*Architecture, Engineering, Construction, Operations*) es el responsable del 11% de las emisiones de CO₂.

En el ámbito de las estructuras los procesos de cálculo permanecen muy analógicos y con baja permeabilidad a la automatización. Debido a esto, el coste de optimización es muy elevado, lo que lleva a sobredimensionar las estructuras y con ellos aumentar su consumo de CO₂.

No obstante, las técnicas de Inteligencia Artificial y “*Machine Learning*” (AI&ML) permiten realizar inferencias muy sofisticadas a partir de datos no correlacionados. Esta predicción no puede sustituir un cálculo, pero sí permite deducir el consumo de materiales de la estructura.

Durante esta investigación se ha desarrollado un conjunto de AI&MLs que puede predecir el consumo de materiales de una estructura con un error (RMSE) de un 2%. Esto unido a un proceso automático de generación de versiones y a un algoritmo que utiliza metaheurística hace que se pueda encontrar el valor óptimo para una función recompensa dada.

Este proceso arroja como resultado la estructura óptima de un diseño arquitectónico en horas, con una reducción promedio de un 30% en el consumo de CO₂. Esta reducción implica una mejora proporcional en el coste de construcción que a su vez mejora el margen para el uso de materiales más sostenibles.

Este procedimiento puede potencialmente reducir la huella de carbono un promedio de 3.5% a nivel mundial.

¹ Director Ingeniería, CLERHP Estructuras S.A, pablogris@clerhp.com

INTRODUCCIÓN

Dentro de los objetivos de la Agenda Europea para 2050 está conseguir la neutralidad de carbono, es decir, huella de carbono nula. Sin embargo, el sector AECO es el responsable del 11% de las emisiones de CO₂ a nivel mundial, siendo el acero y el hormigón los mayores responsables de esta huella de carbono. Por lo tanto, la estructura es responsable de una parte importante del consumo de CO₂. En este marco, la sostenibilidad de la estructura es un valor importante, tanto en la normativa como dentro de la responsabilidad social corporativa.



Figura 1: Huella de Carbono por industria

RETOS EN LA MEJORA DE LA SOSTENIBILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

El sector AECO, tiene la tasa de eficiencia más baja de todo el conjunto de industrias generales. Mientras que el resto de las industrias han seguido un proceso de modernización y automatización en los procesos de fabricación, la construcción y servicios subsidiarios han progresado muy poco desde los años 80. En la figura 2 se puede ver la brecha existente entre la construcción y el resto de las industrias y como estas han progresado de forma continua mientras que la construcción no lo ha hecho.

El objetivo de esta investigación es desarrollar un proceso automático capaz de encontrar el diseño óptimo de la estructura de un edificio para un diseño arquitectónico dado.

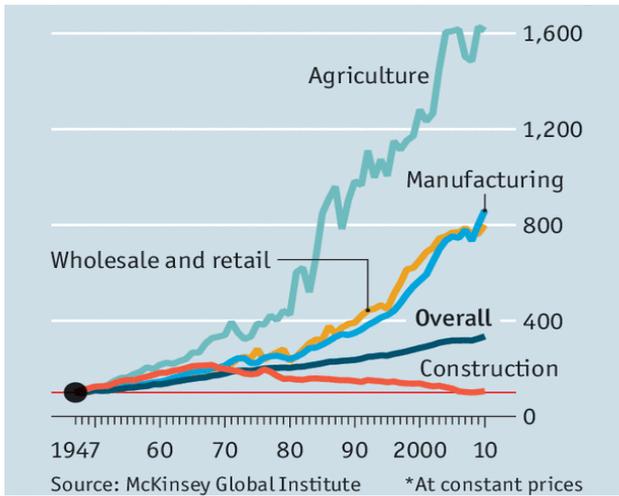


Figura 2: Eficiencia por Industria en U.S.A.

Dentro del ámbito de las estructuras esto se refleja en varios puntos críticos, como el uso de métodos muy analógicos, la dificultad para encontrar la estructura óptima para un proceso o el proceso iterativo que caracteriza la relación diseñador-calculista.

Aunque actualmente se utilizan softwares comerciales, tanto matriciales como de elementos finitos (FEM) para el cálculo de estructuras. Estos programas siguen procesos diseñados en el último cuarto del siglo pasado, donde el modelado y el dimensionado de secciones y el postprocesado se hace de forma manual o semimanual con un gran consumo de tiempo por parte del ingeniero. Esto hace que cada versión de la estructura que se calcula tiene un gran coste en tiempo y dinero.

Como consecuencia de este proceso, no se pueden hacer muchas versiones de una estructura, de este modo, la búsqueda de la estructura óptima se hace basada en la experiencia y procedimientos intuitivos. Adicionalmente, cada cambio por parte del responsable de diseño implica un gran impacto en tiempo y costes lo que da como resultado que pocas veces se realice un proceso de optimización más allá de lo que permita la experiencia y la intuición.

SISTEMAS EXPERTOS DE APRENDIZAJE AUTOMÁTICO

Hasta ahora el uso de AI&ML en el ámbito de las estructuras se ha limitado principalmente a la revisión de la salud de la estructura para predecir reparaciones y/o desempeños estructurales como se ve en los trabajos de Salehi y Burgueño 2018, Chou et. Al, 2014 y Abdeljaber et. Al, 2017.

Sin embargo, el enfoque de esta investigación se centra en predecir el consumo de materiales de un diseño estructural dado. Esto tiene como consecuencia

que no se pueda garantizar el cumplimiento estructural del sistema predicho. Este hecho no supone un problema real por dos motivos; en primer lugar, porque la normativa actual no permite utilizar como herramienta de validación una predicción realizada por AI&ML, por lo que en cualquier caso se debe realizar el cálculo. En segundo lugar, porque se utiliza el efecto Bias para favorecer las respuestas que tienen.

Dentro de las posibilidades de los sistemas Expertos de Aprendizaje Automático se ha utilizado el conjunto de AI&MLs bajo aprendizaje supervisado. La razón de esta elección es que bajo aprendizaje supervisado se puede utilizar el conocimiento experto en el campo de aplicación (en este caso el ámbito de las estructuras) para favorecer el aprendizaje del set de AI&MLs.

El proceso de generación del conjunto de AI&MLs se ha dividido en 2 fases, caracterización del problema, y entrenamiento y validación.

Caracterización

El proceso de Caracterización consiste en encontrar un conjunto de variables que definan de forma adecuada el objetivo. En este caso, el objetivo (*target*) a predecir era el consumo de acero de refuerzo, hormigón y/o casetones. En un primer enfoque se propusieron más de 250 variables englobadas en 11 grandes grupos: Datos locales, Geometría, Cargas, Superficies, Cuantías (*target*), Centro de Masas y Centro de Rigideces, Distorsiones, Modelo *Stick* (reducción del problema a un modelo tipo *beam*).

Con este conjunto de variables se define la dimensionalidad máxima que puede alcanzar el problema. En un primer momento se definió el conjunto de variables de una entrada como un edificio. Sin embargo, las primeras pruebas de validación arrojaron resultados con grandes errores, debido a la poca profundidad del problema. Para solucionar esto se definió como conjunto de entrada una planta de un edificio, lo que ha permitido alcanzar rápidamente profundidad suficiente en la base de datos (BBDD) para que la AI&ML pueda ser entrenada con eficiencia.

Para caracterizar mejor la geometría de las plantas se ha intentado llevar a cabo un *autoencoder* para codificar esta información. Un *autoencoder* es una red neuronal que tiene dos fases, una en la que comprime la información (*encoder*) y otra en la que la descomprime (*decoder*). En este tipo de red neuronal la entrada y la salida deben ser lo más parecida posible.

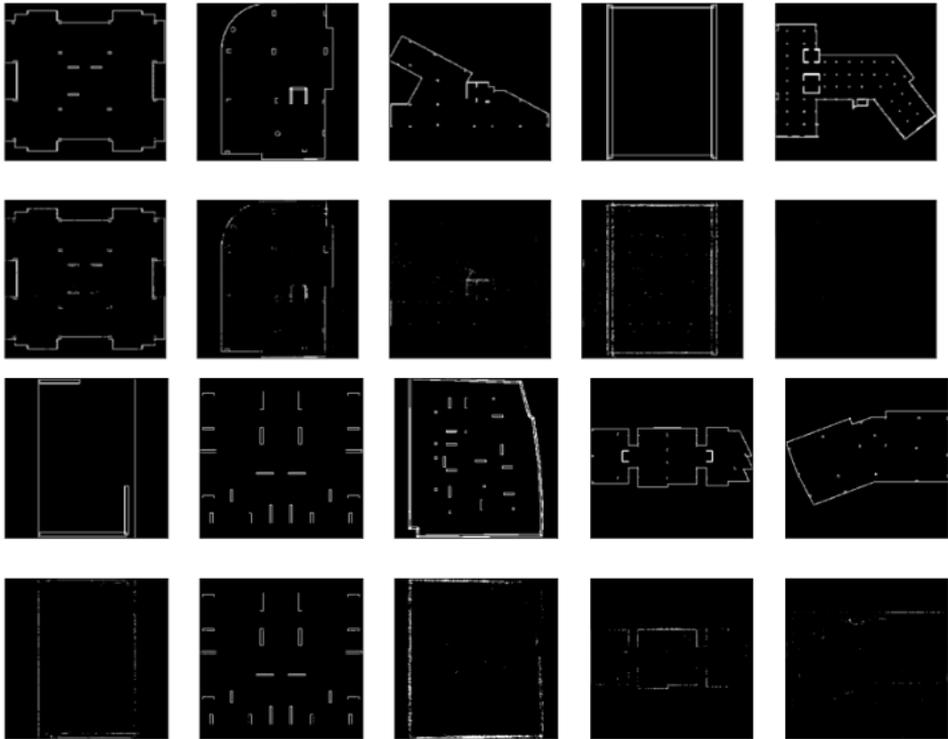


Figura 3: Entrada y salida del *autoencoder*

En cambio, este proceso se ha descartado, ya que introduce ruido en el sistema para plantas no simétricas, aumentando la desviación estándar (ver figura 3 con los resultados).

Actualmente, el rango de aplicación de este proceso limita a estructuras de hormigón armado pasivo.

El diseño del set de AI&MLs se ha realizado de forma que se reentrenan constantemente según se van introduciendo datos nuevos.

Entrenamiento y Validación

En primera instancia el entrenamiento y validación de la IA&ML se hizo de la manera tradicional, es decir, seleccionando de forma aleatoria el 80% de la BBDD para entrenar y el 20% restante para validación.

No obstante, usando este proceso se obtuvieron resultados muy pobres, con un error cuadrático medio (RMSE) mayor del 10%, cuando el objetivo que se había fijado era bajar del 5%. Durante el análisis experto se descubrió que esto era debido a varios factores:

1. La elevada dimensionalidad del problema.
2. Datos no tratados por expertos en estructuras.

- 3. Falta de clusterización.
- 4. Tratamiento de los datos como forjados independientes.

Los puntos 1 y 2 se solucionaron tras un estudio por expertos en estructuras de los datos. De este estudio se extrajeron variables derivadas y se redujo el número de dimensiones del problema desde 263 variables has 86.

Como ejemplo de la obtención de variables derivadas se muestra el ejemplo del numero de planta. Esta variable se propuso en un momento empezando en la planta inferior por 1 y aumentando según sube el edificio. En cambio, tras el análisis experto se descubrió que la planta inicial de un edificio de 5 alturas y de uno de 20 eran muy diferentes, y sin embargo si se empezaba a contar desde cubierta en orden descendente los datos entre edificios si se correlacionan. Adicionalmente, se descubrió que la relación del número de planta dividida por m² de superficie tenía mucho más impacto que la variable aislada, como se puede ver en la figura 4.

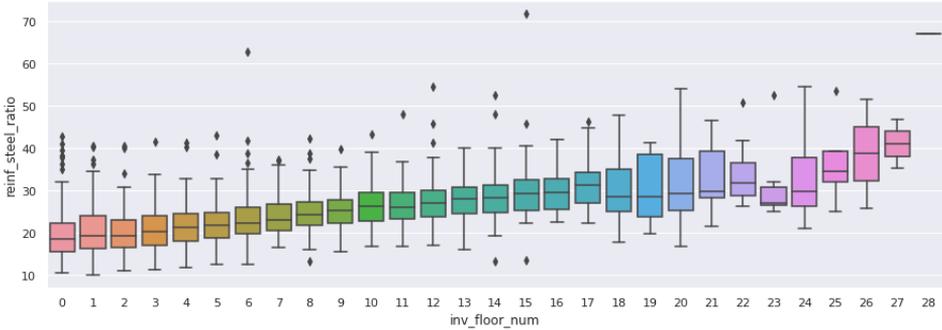


Figura 4: inverso del número de planta/m² vs ratio de acero/m².

Este mismo efecto se reproduce en otras variables como se pueden ver en la figura 5

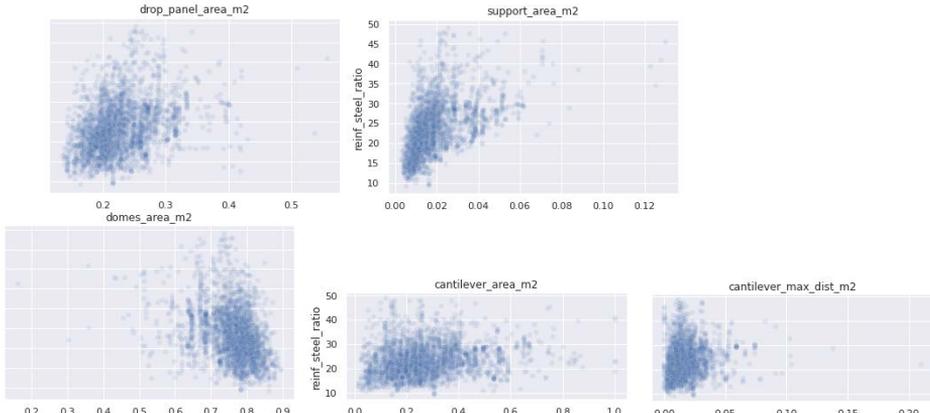


Figura 5: Tratamiento experto de otras variables

La falta de clusterización se ha solucionado creando manualmente por expertos clústeres de la BBDD y entrenando AI&ML de forma independiente para cada uno de estos, de manera que el algoritmo en una primera instancia clasifica el edificio a predecir en función de los clústeres donde se selecciona la AI adecuada para ese caso. Ejemplos de clústeres son las diferentes normativas, (en este caso EHE-08 y ACI318-14) y tipologías (losa maciza, forjado reticular....)

Por último, se ha descubierto que, si en lugar de utilizar la forma tradicional de entrenar se seleccionan los paquetes de entrenamiento por edificios completos en lugar de forjados, la precisión mejora sustancialmente. Es decir, si en el proceso aleatorio de selección de datos para validar, se seleccionaba un forjado, esta selección se ampliaba al resto de forjados del mismo edificio, eliminando así el sesgo de entrenamiento por edificio concreto.

En la figura 6 se pueden ver las variables más importantes para la predicción y su SHAP value.

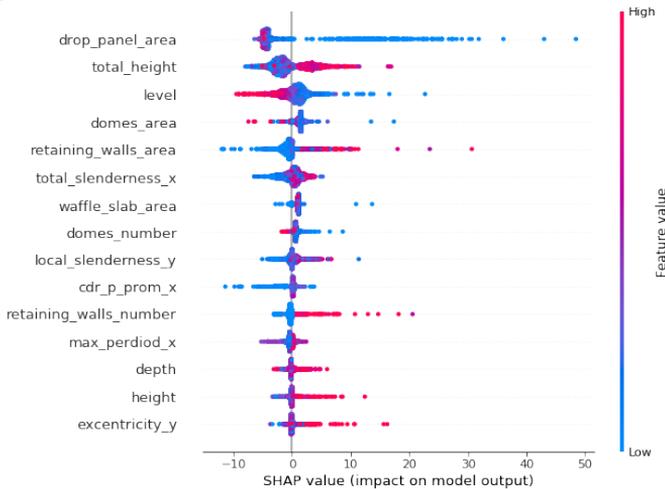


Figura 6: SHAP value de las principales variables

OPTIMIZACIÓN Y METAHEURÍSTICA

Es importante destacar que el objetivo de esta investigación es la obtención de la estructura óptima para un diseño arquitectónico dado. El set de AI&MLs por sí solo puede predecir un diseño, pero no encontrar un óptimo. Para ello se han creado 2 herramientas: Lector de planos para poder caracterizar un edificio automáticamente y Generador de versiones, herramienta que crea todas las versiones posibles de estructuras de un diseño en función de un conjunto de restricciones dadas (materiales, cantos, alturas...).

Con estas dos herramientas en teoría se puede predecir el consumo de materiales y con una función objetivo valorar cada una de las versiones hasta encontrar

el óptimo. Sin embargo, el elevado número de versiones, mayor de 10^8 , hace que este proceso sea inviable por tiempo.

Diseño del Algoritmo Genético

Para diseñar un algoritmo genético es fundamental abordar los siguientes aspectos:

- Representación de una solución (el individuo)
- Tamaño de la población: número de soluciones que se explorará en cada iteración.
- Número de generaciones: número de iteraciones.
- Probabilidad de cruce: probabilidad con la que dos soluciones se mezclan para generar una nueva idealmente mejor.
- Probabilidad de mutación: probabilidad con la que un gen del individuo (versión de un elemento de la planta) mutará (en otra versión).

Debido a la limitación en la variación de tamaño de pilares entre plantas y a que el número de plantas es variable, representar un edificio entero no es posible. En su lugar, se ha optado por optimizar planta a planta e ir ajustando las restricciones de una planta a la siguiente. En virtud de esta propagación de las restricciones los resultados serán diferentes en función de qué planta se elija para iniciar la optimización. Por ello, se contempla lanzar varias optimizaciones partiendo de la planta de abajo, la de en medio y la de arriba.

Un detalle muy importante consistió en reordenar las versiones de los pilares de forma que la versión i y la $i+1$ sean muy parecidas en cuanto al efecto que producen en la función objetivo. Como los pilares afectan sobre todo al centro de rigideces se ordenaron multiplicando el área base de los pilares por la distancia al centro de masas del forjado.

Además de las restricciones por planta, existe una restricción entre plantas para los pilares. Esta restricción se refiere a cuánto puede crecer o decrecer un pilar de una planta a otra. En la práctica, lo que implica es que, una vez optimizada una planta, las restricciones (tamaño máximo y mínimo) de los pilares de las plantas de arriba y la de abajo se modificarán en base a esta restricción. Por tanto, es de esperar que en función de la planta que se elija para empezar la optimización los resultados variarán. Se han realizado una serie de experimentos con un edificio irregular para comprobar dicho efecto. El edificio consta de 8 plantas creado a partir de tres plantillas. La base es la más grande y consta de 2 plantas, luego la parte central la ocupan 4 plantas y 2 más para las más pequeñas.

Resultados

La función objetivo valora la bondad de cada individuo para poder seleccionarlo o desecharlo para la siguiente generación. Esta función objetivo es dependiente de 2 variables, el consumo de CO_2 , y el área de pilares. Este último valor se ha introducido para reducir el impacto sobre arquitectura.

Durante el proceso de investigación de la AI&ML se descubrió que la excentricidad tiene un impacto directo sobre el consumo de materiales. Con este dato se ha diseñado un proceso en 2 pasos en el que primero se realiza un centrado de la estructura, donde la función objetivo no es dependiente del consumo de CO₂ y área de soportes, si no que se busca la mínima excentricidad y área de soportes. Una vez encontrado un conjunto de óptimos de excentricidad mínima se realiza un segundo proceso metaheurístico cuya función de recompensa sí es el consumo de CO₂. Este proceso ofrece 2 ventajas. Mayor rapidez del proceso de búsqueda, y, sobre todo, se reduce el riesgo de caer en un mínimo local.

El resultado de los experimentos se resume en las gráficas de abajo que representan la excentricidad por planta. En la figura 7 hay 3 gráficas que agrupan los experimentos en función de la planta en la que se inició la optimización y su mejor ejecución (BOTTOM, MIDDLE, TOP). Aunque el mejor resultado lo ofrece TOP3, se puede observar que las ejecuciones de MIDDLE son las más estables. La tabla 1 ofrece un resumen del resultado de la ejecución “MIDDLE2”.

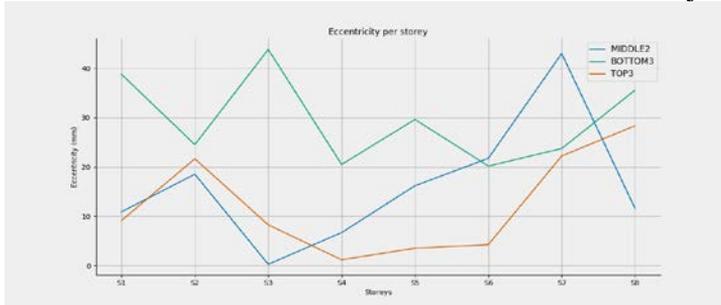


Figura 7: ejecuciones

Tabla 1: Resultados por planta

	Tiempo	Coste [€]	Excc.	m ³ /m ²
S4	597	56725	39.0	0.28
S5	699	56899	16.0	0.28
S6	861	56945	53.0	0.28
S7	618	56897	39.0	0.27
S8	537	56861	79.0	0.27
S3	584	57748	47.0	0.3
S2	1721	58788	98.0	0.28
S1	1381	59943	94.0	0.29

CONCLUSIONES

En conclusión, se demuestra que con este conjunto de herramientas (metaheurística, automatización e Inteligencia Artificial) se puede encontrar la solución óptima desde el punto de vista de consumo de CO₂ u otro set de variables, a un problema estructural complejo en un tiempo de horas con un ahorro promedio

de un 30% (ver Figura 8) en el consumo de materiales. Si suponemos que la reducción del consumo de materiales tiene una relación directa con la reducción de la huella de carbono, este procedimiento puede potencialmente reducir la huella de carbono hasta un 3.5% a nivel mundial.



Figura 8: Ahorros en proyectos reales

En la figura 8 se puede ver el ahorro en € y % sobre estructuras reales, obtenido a partir de la metodología descrita en este artículo. Este ahorro es proporcional al consumo de CO₂ por lo que la reducción de la huella de carbono es similar (se puede ver en los porcentajes de reducción de e materiales). Es importante destacar que no están tenidos en cuenta efectos secundarios de este ahorro. Por ejemplo, la reducción en el coste de construcción se puede utilizar para sustituir el hormigón convencional por hormigón con “fly ash” mejorando sustancialmente la huella de carbono final.

REFERENCIAS

- Abdeljaber, O., Avci, O., Kiranyaz, S., Gabbouj, M., Inman, D.J. (2017). Real-time vibration-based structural damage detection using one-dimensional convolutional neural networks. *Journal of Sound and Vibration*, 388: 154-170.
- Chou, J.S., Tsai, C.F., Pham, A.D., Lu, Y.H. (2014). Machine learning in concrete strength simulations: Multi-nation data analytics. *Construction Building Materials*, 73: 771-780.
- Salehi, H., y Burgueño, R. (2018). Emerging artificial intelligence methods in structural engineering. *Engineering structures*, 171: 170-189.

EGUNEROKOAK / LO DE A DIARIO – GUÍA PRÁCTICA

Iñigo Ibáñez Udaondo ¹, Soraya Moreno Banda ²

Resumen

Los socios de ISOSTATIKA llevamos 12 años dedicándonos al desarrollo de estructuras de edificación. Hemos realizado diseños y obras de todas las escalas. Hemos firmado obras como arquitectos colegiados y trabajado como consultores para otros arquitectos. Y sobre todo, hemos hecho mucha rehabilitación.

En su momento, cursar el MEE nos dotó de los conocimientos y herramientas imprescindibles para desarrollar nuestro trabajo. La práctica diaria, por otro lado, nos ha brindado otras muchas enseñanzas.

A partir de la experiencia acumulada y utilizando como excusa los proyectos en los que hemos cooperado con antiguos alumnos del MEE, hemos querido ofrecer una guía práctica que pueda servir en el futuro a los alumnos del Master.

BASES DE CONOCIMIENTO Y EXPERIENCIA

En el periodo 2010-2022 el estudio ha tenido un crecimiento orgánico materializado en unos 250 encargos completados. Estos encargos, si fueran clasificados en función de su naturaleza, ofrecerían el siguiente resultado

- 20% rehabilitación (apeos, consolidaciones, pura rehabilitación)
- 50 % ampliaciones o modificaciones sustanciales sobre obras existentes
- 30% de obra nueva

Usaremos los proyectos desarrollados junto a compañeros del MEE (Peio González, Marián García, Eli Lizarza y Sergio Alcantud) para repasar la trayectoria del estudio y visibilizar los tipos de encargos y tendencias actuales. Además esto nos permitirá definir las características de esta práctica, vinculada a la rehabilitación, por ello cercana al reconocimiento de lo ya construido, a la intuición y al uso posibilista de las técnicas disponibles en el mercado, y en la que el cálculo, siendo importante, se realiza sólo cuando has asentado todas las demás premisas.

¹ Director de ISOSTATIKA, arquitecto ETSASS 2004, MEE UPM 2014, iibanez@isostatika.com

² Jefa Producción ISOSTATIKA, arquitecta ETSAM 2014, MEE UPM 2014, MCDM EHU 2021, smoreno@isostatika.com

CASA KAREAGA, ZARAUTZ (CON PEIO GONZÁLEZ LIZARRAGA)



Figura 1: Fin de obra rehabilitación casa Kareaga / Figura 2: Compresión perpendicular

Planteamiento general

Se trata de una rehabilitación integral sobre un edificio de valor patrimonial datado en el s. XVIII. La obra está firmada por XS Arkitektura.

Desde el Ayuntamiento se exigía que la estructura nueva fuera de madera y que fuera equivalente a la preexistente, pero con las prestaciones de la normativa actual. Sin embargo, los promotores (una cooperativa de vivienda) deseaban que la estructura fuera de hormigón.

Solución estructural y puntos conflictivos

Siendo así, se planteó de modo natural que la estructura fuera una colaborante madera-hormigón, lo que fue aceptado por todas las partes. La estructura la ejecutó Yofra, empresa cántabra dedicada a las estructuras de madera.

El estudio geotécnico original resultó un problema. Zarautz es un arenal y los resultados iniciales eran tan malos que daban pie a pensar que los muros deberían de haberse hundido, pese a que el edificio llevara siglos en pie. Se tuvo que justificar que no existía incremento global de cargas de cara a seguros/OCT.

Por otro lado, la estructura de madera colaborante plantea problemas de compresión perpendicular a la fibra en el apoyo de las vigas de madera, que en este caso se resolvieron ampliando el ancho de apoyo mediante capiteles de acero.

GRADA RUGBY REKALDE (CON MARIÁN GARCÍA ALCANTARA)



Figura 3: vista de la grada ejecutada a fin de obra (foto: Ayto Bilbao / www.bilbao.eus)

Planteamiento general

Se trata de una obra ganada por concurso para edificar una grada en el campo de rugby de Rekalde, en Bilbao, popularmente conocido como El Fango. Los arquitectos Aranzabe, Abiega y Alonso, plantearon una grada con forma triangular y una cubierta excéntrica, apoyada en un solo lado y en forma de V.

La materialidad con la que se ganó el concurso era pesada, y el edificio se planteaba en origen en hormigón visto, lo que resultó una dificultad añadida.

Solución estructural y puntos conflictivos

El concurso se licitó sin estudio geotécnico previo, y por ello los arquitectos ganadores tuvieron que incluir el estudio en sus honorarios. Por circunstancias poco afortunadas, contrataron a una empresa que se presentó en el solar con una pequeña retroexcavadora y un penetrómetro, alegando que lo que se iba a estudiar era un edificio de una sola planta en terreno favorable.

Afortunadamente, los clientes delegaron en nosotros la supervisión aquel día -pensando inicialmente que solo íbamos a ubicar los puntos de ensayo o sondeo-, y como estábamos allí, sabiendo que el lugar se llamaba El Fango y que la geometría de la grada jugaba en nuestra contra, tuvimos que mandar parar el estudio.

El firme rocoso resultó estar a más de 15 metros.

Un mes más tarde, con los resultados del nuevo geotécnico comprobamos que los pilotajes iban a suponer tal aumento de coste que hacían imposible la obra.

La solución fue optar por una estructura más ligera en perfilería de acero, lo que supuso una rebaja sustancial de cargas, con el consiguiente ahorro en cimentación. El modelado BIM, realizado por Marián García Alcántara, fue de gran complejidad pero sí que pudo servir de ayuda para el desarrollo de las obras.

Concluiremos que desarrollar este proyecto a partir de un concurso ganado sin la información mínima no resultó lo más adecuado para ninguna de las partes.

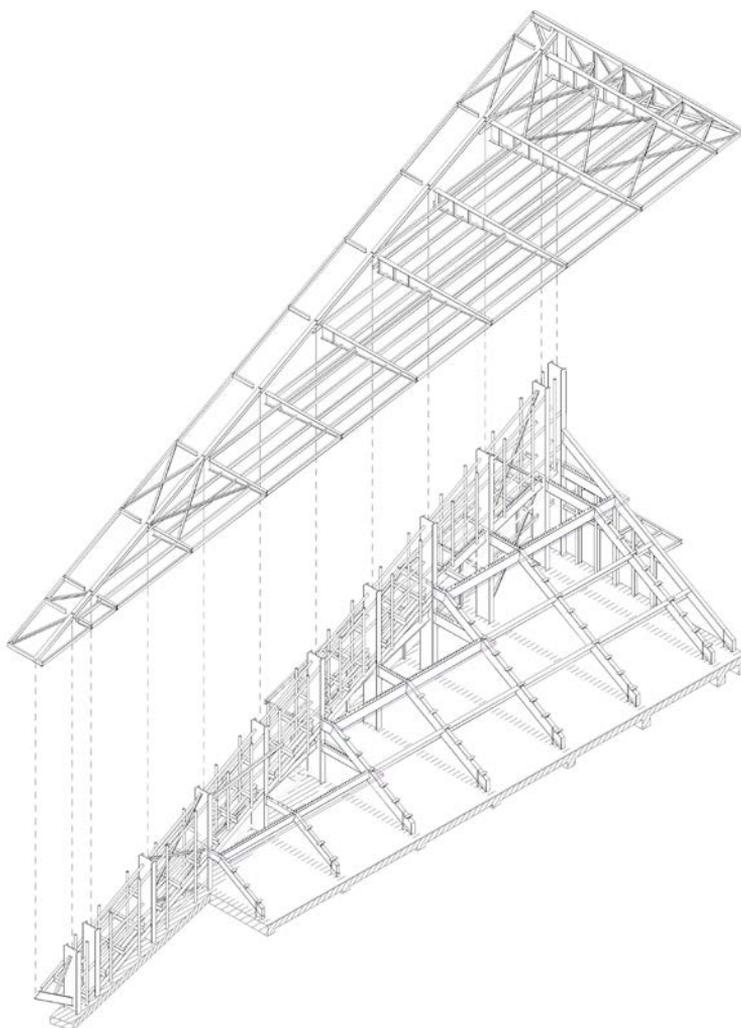


Figura 4: Axonometría de la solución final realizada por Marián García Alcántara

ANÁLISIS FACHADA DE PAVÉS (CON ELI LIZARZA DURRUTY)

Planteamiento general

Recibimos del arquitecto Luis Pueyo la solicitud de colaborar en descubrir el motivo por el que las piezas de pavés de fachada de un edificio estaban rompiéndose. Cuando se nos contrató desconocíamos si íbamos a poder aportar gran cosa.

Análisis y puntos conflictivos

Fue Luis Pueyo quien nos puso tras la pista de un cambio de sistema de fachada entre el proyecto básico y el de ejecución. La estructura de fachada, que en básico era acorde con las propuestas tipo de las NTE, pasó a eliminar todos los perfiles vistos en superficie y los sustituyó por una serie de angulares colgados de ménsulas. La deformada teórica del angular explicaba en gran parte las roturas.

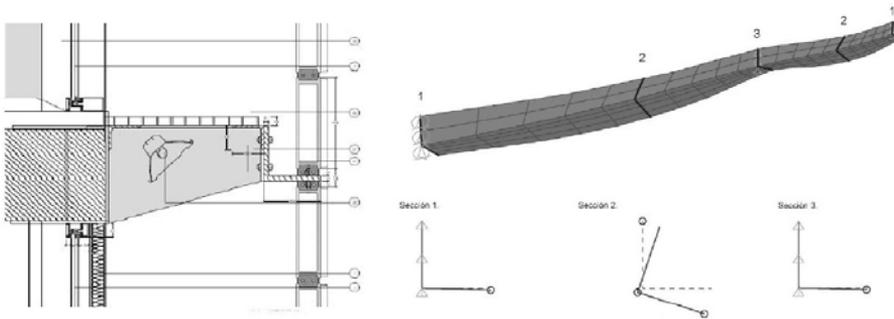


Figura 5: Levantamiento de roturas de piezas de pavés en interior de fachada Sur CRAI

Los paveses colgaban de una malla bidireccional de barras de acero que iban soldadas entre plantas, y su estabilidad no dependía de su entrada en carga.

Pero la deformada del angular, añadida al sobrecalentamiento provocado por la exposición a sol en verano hacía que los paveses estallaran en los puntos comprimidos, porque ya no podían liberar tensión hacia ningún lado (los detalles de las NTE además de garantizar una torsión nula en el apoyo, generaban juntas para disipar el exceso de tensión por incremento de temperatura cada pocos metros).

También resultó clave descubrir que la fachada en la que no se daban roturas, fue la única que se ejecutó de plantas superiores hacia abajo.

El construir esta fachada continua de pavés de abajo hacia arriba con estos angulares hacía que las plantas superiores fueran metiendo carga a las inferiores, al deformar el angular, siendo luego imposible disipar tensiones.

La construcción de arriba hacia abajo, por el contrario, permitía que los angulares fueran deformando (y con ellos los paños de fachada) antes de que se ejecutara la planta inferior, liberándola de la sobre-tensión añadida.

SEDE DE ALUMINIOS DE EIBAR (CON SERGIO ALCANTUD MARTÍ)

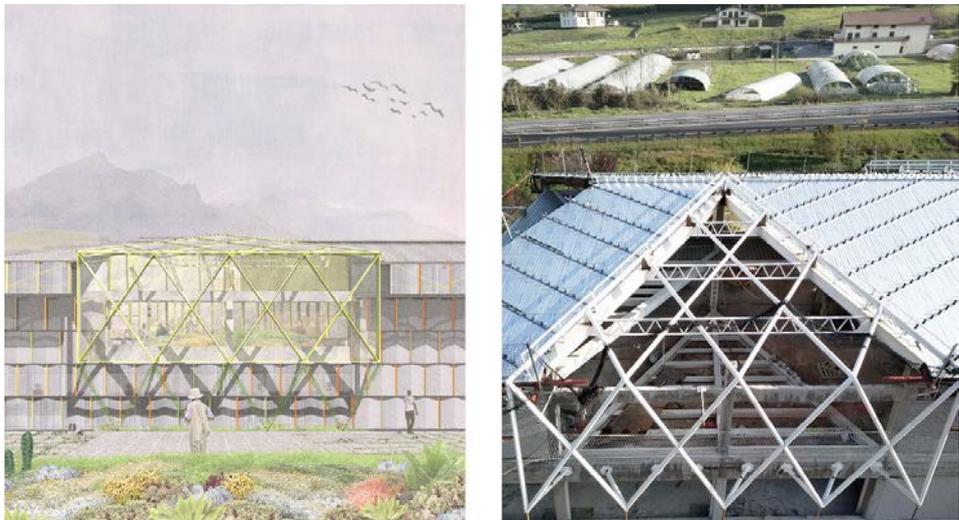


Figura 6: Idea de proyecto (autor AZAB) y fotografía de la construcción del lucernario

Planteamiento general

Recibimos encargo del estudio AZAB de colaborar en la reforma de un edificio industrial/comercial exento, situado junto a la autopista A-8 prácticamente en la frontera entre Bizkaia y Gipuzkoa.

Se trataba de un edificio de 1986, construido en acero y hormigón y de estructura reticular pura, sobre el que se pretendía hacer una intervención consistente en modificar forjados, cubiertas, etc a partir de geometrías diagonales.

Solución estructural y puntos conflictivos

El proyecto original estaba bien documentado y además se comprobó in situ que la estructura de proyecto era la realmente ejecutada, lo que facilitó la tarea.

Dado que la intervención consistía más en cortar y retirar elementos (para generar nuevas comunicaciones interiores a partir de generar doubles alturas), apenas se tuvo que reforzar la cimentación, pero sí que se actuó en muchos de los pilares, a los que la retirada de carga terminó provocando mayor excentricidad. Los pocos refuerzos de cimentación se unieron a las zapatas existentes utilizando los suplementos de los pilares, garantizando así su entrada en carga.

El punto de mayor complejidad fue la apertura de los grandes lucernarios de cubierta, que se tuvo que plantear a modo de obra nueva, obviando la estructura de cubierta previa, e incluso haciendo descansar los elementos de la antigua cubierta que fueron cortados en la nueva estructura.

CONCLUSIONES

Tendencias actuales en materiales y sistemas

Durante los 12 años que componen la muestra de análisis hemos ido pasando de usar hormigón y acero para casi todo (sobre todo en la obra nueva, donde el hormigón era omnipresente) a sernos requeridas actuaciones con un mayor porcentaje de madera, sobre todo en estructuras de entramado ligero.

En cualquier caso, desde finales de 2021, debido a la subida de precios del acero y la madera, el hormigón ha retomado algo de pujanza.

Respecto a los sistemas constructivos y estructurales, al menos en nuestro entorno (80% de obra en Bizkaia, y 90% en el País Vasco) es evidente que se impone la prefabricación de productos, sea en entramados de acero ligero o de madera, sea optando por forjados prefabricados en lugar de soluciones tradicionales in situ, u optando por realizar uniones atornilladas y no por soldaduras en casi todas las estructuras de acero.

Existen además otras dos tendencias añadidas: el envejecimiento de la mano de obra local capacitada para la obra in situ, sin apenas recambio generacional (lo que refuerza la prefabricación, incluso en rehabilitación) y la aceptación tácita de un cierto oscurantismo en las empresas comercializadoras de sistemas prefabricados (lo que calificaremos de competencia desleal, dado que vienen a justificarse estándares industriales “sujetos a secreto” para no aportar las memorias de cálculo de sus sistemas -sean tableros CLT, casas prefabricadas modulares, etc-).

Tendencias actuales en trabajo de estudio

Hasta la fecha no hay una interoperatividad funcional y real entre los diferentes programas 3D utilizados por la industria (Tekla, Cadwork), los de representación utilizados en los estudios de arquitectura (ArchiCad, Revit) y los de cálculo (SAP, CYPE 3D). Se tiende a converger, pero el uso de estos sistemas está dando más problemas que soluciones -y hemos llegado a convertir problemas menores, que antes se resolvían directamente en la representación dwg en auténticos quebraderos de cabeza por culpa de las limitaciones cruzadas de los programas-.

Otras tendencias

Antes de que el Código Estructural trajera el ICS, o de que nuestro Colegio de Arquitectos (COAVN) firmara un manifiesto a favor de la sostenibilidad a través de la rehabilitación en ISOSTATIKA teníamos claro que debíamos medir las emisiones de CO₂ de nuestros diseños para intentar reducirlos. A día de hoy, con los estándares que marca la norma, la construcción de un edificio ya provoca más emisiones de CO₂ que la energía consumida en todo su ciclo de vida.

Todo esto configura la circunstancia o ambiente de nuestro trabajo actual.

GUIA PRÁCTICA

El trabajo de diseñar estructuras, sobre todo en rehabilitación, depende de establecer unas premisas o condiciones de contorno ciertas. Se pretende reunir aquí los conocimientos adquiridos en este campo en una guía resumen que facilite la tarea profesional, a partir de definir correctamente las condiciones de trabajo.

Paso previo

Como lo que se va a explicar a continuación resulta de vital importancia para el desarrollo de nuestro trabajo, es conveniente tener un buen documento contractual que lo incorpore. Hay que explicitar al encargante cuáles serán las condiciones de partida que se darán por buenas y quién se encargará de responsabilizarse de las mismas (valga como ejemplo: en una edificación de madera antigua ¿cómo o quién asigna la caracterización y resistencia de la madera?):

Conocer las estructuras sobre las que se actúa (sobre el papel)

Si trabajamos sobre estructuras preexistentes hay que conocerlas antes de empezar a diseñar la nueva estructura. Hay tres recursos principales, que son:

- En primer lugar revisar el proyecto del edificio y su expediente constructivo completo (obras menores, reformas, etc.): se puede conseguir en los archivos municipales, en el archivo del Colegio de Arquitectos, etc.
- En segundo lugar, si no disponemos de la información anterior, es conveniente saber cuál era la normativa en vigor en su origen.
- En tercer lugar, conocer las técnicas constructivas típicas de cada época (los numerosos tipos de forjados unidireccionales que se han usado, las maderas típicas de la zona, las características de los hierros y aceros de cada época). Además de la experiencia, la bibliografía es imprescindible.

Comprobar las estructuras sobre las que se actúa (in situ)

Una vez realizado el paso anterior es conveniente comprobar que los datos estimados sean los correctos. Para ello hay que centrarse en dos aspectos: geometría y materiales (incluyendo su estado de conservación).

Respecto al reconocimiento de la geometría aparente y para descartar problemas bastan instrumentos muy simples: para los desplomes una plomada manual, o para los hundimientos un nivel laser. Y puede ser más complejo, en función del grado de detalle deseado (escaneos 3D, levantamientos topográficos, etc).

Respecto a los materiales, las pruebas destructivas suelen ser las que ofrecen información de mayor calidad por ser técnicas de comprobación directas de la realidad: las catas, la extracción de testigos y el análisis en laboratorio ofrecen datos verídicos y además suelen ser ensayos regulados por normativa UNE.

Pero existen otras técnicas de reconocimiento de materiales in situ no destructivas y que permiten conocer indirectamente datos sobre los materiales, su estado o incluso sobre su geometría oculta (como el escaneo termográfico). Así:

- En estructuras de madera podemos estimar la dureza mediante una buena clasificación visual de la misma, o también mediante ultrasonidos o resistógrafo (ensayo semi-destructivo). El higrómetro siempre es bienvenido para descartar focos de problemas.
- En hormigón se usa el pachómetro para ubicar la ferralla desde el exterior (lo que combinado con una serie de catas destructivas permite conocer en gran medida el armado ejecutado) y el esclerómetro permite estimar la resistencia del hormigón a partir de su dureza superficial. Y después de un incendio, se puede realizar una calificación visual en función del tono adquirido por el hormigón, para saber su grado de afección.
- En el caso del acero, apenas existen pruebas no destructivas que vayan más allá del uso de un calibre (para medir el volumen de oxidación) o la inspección visual (control de deformaciones). El control de deformaciones es necesario después de que una estructura de acero sufra un incendio, pero pueden darse revenidos o recocidos sin deformación, por lo que los ensayos destructivos son prácticamente ineludibles en este caso.

Exigir que se definan las condiciones del terreno

El geotécnico debe ajustarse a las necesidades reales del proyecto. La misma empresa que rechazamos en la grada del rugby, en otra obra igualmente singular dibujó una sección con un firme a tres metros de profundidad, cuando el firme se encontraba a doce metros. La obra se ejecutó, pero tuvo que desaparecer toda una planta de sótano que se había diseñado precisamente para llegar al firme.

Por otro lado, si el encargante (que se le supone arquitecto) considera prescindir del geotécnico, debería ser él, en cuanto proyectista y director de obra, el que señalara las condiciones que se le presuponen a dicho terreno (cota de cimentación, resistencia, agresividad, existencia de freático, etc).

Pensar los puntos frágiles, explicarlos y especificarlos en proyecto

Los puntos frágiles pueden ser los evidentes -los puramente estructurales- o pueden ser otros -factor humano: falta de cualificación; logístico: verano en la costa, accesos; orden de obra en procesos de desmontaje y demolición, etc.-.

Una vez detectado el punto crítico, todo aquello que no sea negociable quedará reflejado en plano y presupuesto (o incluso en memoria, mail al cliente, etc).

Hacer una entrega intermedia a nivel de anteproyecto

Es el método más efectivo para no desperdiciar el tiempo y evitar problemas.

Tener en mente al usuario y no escatimar en número de planos

¿Quién tiene que entender los planos que dibujamos, el encargante o un oficial en obra? ¿Qué información necesita? ¿Qué es lo importante o lo accesorio? ¿Se debe ver el conjunto en todo momento, o vale con centrarse en una zona concreta obviando el resto? ¿Cuál es el formato de planos más adecuado?

Optar por técnicas abiertas de cara a obra

Pese a que sea contrario a la tendencia hacia la prefabricación, a menos que se tenga un levantamiento muy preciso, en rehabilitación es conveniente optar por técnicas más flexibles de cara a obra (soldar in situ, para absorber posibles irregularidades, en lugar de atornillar, por ejemplo).

Conviene no prescribir productos comerciales concretos a menos que con seguridad sean los deseados (mejor prescribir forjados in situ que con unas semiviuetas determinadas, o usar escuadrías de madera estándar, no fiarse de todos los conformados que ofrezca CYPE 3D y optar por prontuarios comerciales, etc).

En caso de que necesariamente se tenga que recurrir a casas comerciales, como puede pasar en algunas uniones en estructuras de madera, o en anclajes acero-hormigón u otros, siempre es mejor referenciar la de gama de producto más alta en proyecto (si tiene distribución en la zona) para tener margen en obra.

Asumir que todo viene de vuelta en fase de obra

Por bien que se haga un trabajo, por mucho que se defina, todo vuelve en fase de obra. Lo más conveniente es tener un modelo contractual como el señalado en el primer punto de esta guía para poder optar por ser generoso y resolver el problema que plantee el cliente o bien solicitar una compensación a cambio.

Honorarios y ética (no volverse pobre, pagar sueldos dignos)

Después de bastante tiempo midiendo cuántas horas nos lleva cada tipo de proyecto de rehabilitación, hemos llegado a la conclusión que un proyecto de este tipo debería presupuestarse en una proporción mínima equivalente a:

$$\text{trabajo total} = K * \sqrt{m^2} * [0,9 + 0,1 * (m + 0,5 * p)] * (1 + 0,1 * d)$$

K = coeficiente (en horas o en €) m²= unidades totales de 100m² > 1
m = n° tipo materiales de estructura p = n° plantas de estructura vertical
d = n° detalles especiales incluidos (diseño de escaleras, subestructuras, etc)

Tal y como las estructuras que diseñamos dependen de sus condiciones de contorno, nuestro trabajo depende igualmente de las condiciones de las que podamos dotarnos. En esta guía hemos intentado sintetizar estas premisas y esperamos que puedan ser útiles en un futuro para los alumnos del MEE.

PARAMETRIZACIÓN DEL LENGUAJE ESTRUCTURA – ARQUITECTURA

Luis Lozano Bodeguero ¹

Resumen

Las posibilidades que existen a día de hoy de modelado y diseño de arquitectura mediante programas de ordenador hacen que frecuentemente “los proyectos estén vivos”. Como consecuencia de esta vivacidad, el cálculo de la estructura debe adaptarse a este continuo cambio geométrico y ajustarse a estrechos tiempos de cálculo, además de ello, debe ser capaz de dar respuesta a proyectos de geometría singular.

El uso de programas que permiten parametrizar rutinas posibilitan dar respuesta a estos tiempos de proyecto, permiten automatizar procesos que se realizan de modo reiterativo (croquis, bajadas de cargas, modelos de cálculo...), analizar estructuras de geometría singular y acercar la estructura al diseño del edificio. En definitiva... permiten estrechar la relación Estructura - Arquitectura.

INTRODUCCIÓN

Parametrizar es definido como “*Describir o estudiar algo mediante parámetros*”, parámetro es definido como “*Dato o factor que se toma como necesario para analizar o valorar una situación / Variable que, en una familia de elementos sirve para identificar cada uno de ellos mediante su valor numérico*”.

En el presente artículo se pretende aportar valor a métodos paramétricos en el cálculo de estructuras, empleando principalmente el programa de parametrización *Grasshopper* en combinación con *Rhinoceros*.

Principalmente, el empleo de métodos de parametrización aplicados en edificación puede ser de gran utilidad en las siguientes líneas de trabajo:

- Generación arquitectónica: permite la modelización de formas singulares mediante ecuaciones parametrizables en *Grasshopper*.
- Comunicación Arquitectura – Estructura: mediante la estática gráfica se agiliza la comunicación entre arquitectura y estructuras, fusionando la fase de cálculo estructural y diseño arquitectónico

¹ Calter Ingeniería, luis.lozano.bodeguero@gmail.com

- Predimensionados estructurales: realización de primeros cálculos de elementos a partir de su definición geométrica.
- Herramienta estructural: permite elaborar modelos de cálculo complejos y agilizar la comunicación entre cálculo y delineación.

Seguidamente, se exponen ejemplos prácticos (en su mayoría desarrollados en la práctica profesional) en los que se ha empleado la parametrización en alguna de las líneas de trabajo anteriormente definidas:

1. Estática gráfica: análisis geométrico de puente *Samuel Beckett* (Irlanda) y propuesta de optimización.
2. Modelado de estructuras: cerchas y láminas reticulares (*Gridshell*).
3. Parking en Canillejas: rutinas de bajada de cargas y delineación.
4. 4.500 viviendas en China: parametrización del análisis estructural.
5. Catedral de Mejorada del Campo (Justo Gallego): rutinas de comprobación de perfiles y refuerzo de éstos.

ESTÁTICA GRÁFICA

La estática gráfica se define como la rama de la mecánica que permite manejar las condiciones de equilibrio de un sistema de fuerzas de manera gráfica.

Se fundamenta en la Ley del paralelogramo ($P_1 + P_2 = R$), el Principio de transmisibilidad ($P = P'$) y el Equilibrio de cuerpos.

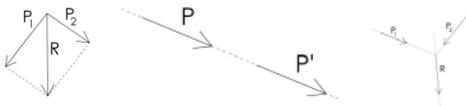


Figura 1: Ley del paralelogramo / Principio de transmisibilidad / Equilibrio de cuerpos

Con estas reglas, se establece la relación recíproca entre polígono de fuerzas y de forma, tal que la modificación de uno tiene relación directa con el otro.

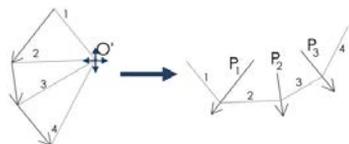


Figura 2: Relación recíproca entre polígono de fuerzas y polígono de Forma

Comúnmente, la estática gráfica es empleada únicamente para analizar estructuras ya diseñadas. A continuación, se propone su uso además para la fase de diseño de estructuras gracias a programas de parametrización, lo cual permite al diseñador de la geometría tener un primer dato acerca del coste material de su idea y el dimensionado de los distintos elementos.

Para ello se debe plantear el polígono de fuerzas y de forma de la tipología estructural, estando éstos vinculados entre sí, tal que la modificación de uno suponga la del otro y el consecuente conocimiento en tiempo real de los esfuerzos

de cada elemento según su forma, seguidamente, la cantidad de estructura (Es-fuerzo x Longitud de elemento) determinará el coste material de la misma.

Se aplica este método con el *Puente de Samuel Beckett* ubicado en Irlanda. En las imágenes a continuación se observan diferentes posibilidades geométricas tomando como variables la longitud del mástil o la longitud de los tirantes:

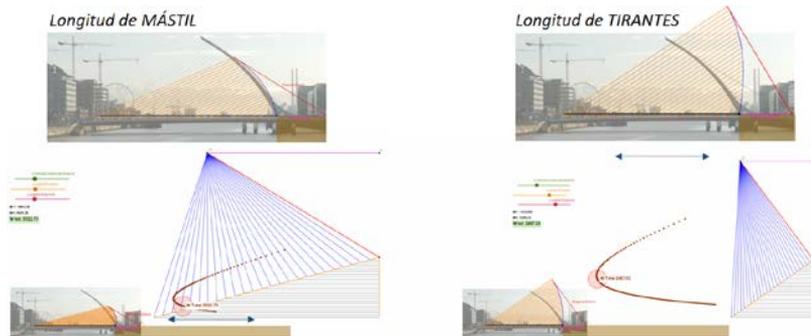


Figura 3: Optimización geométrica de puente *Samuel Beckett* tomando como variables la longitud del mástil o la longitud de los tirantes. Imágenes extraídas de TFG: “Aplicaciones de la estática gráfica al diseño de estructuras mediante herramientas informáticas” de Luis Lozano Bodeguero, 2016

MODELADO DE ESTRUCTURAS

En este apartado se tratarán dos tipologías estructuras: celosías y lámina reticular tipo *Gridshell*.

Celosías

Las celosías son comúnmente empleadas en edificación y naves industriales para salvar grandes luces, es una tipología que se dimensiona por sucesivos tanteos en los que el canto y la perfilería a emplear tienen relación directa.



Figura 4: Ejemplo de celosías tipo

Se propone el predimensionado de este tipo de estructuras mediante *Grasshopper*, gracias al que se puede conocer en tiempo real los esfuerzos máximos de los cordones, así como la definición geométrica, esto permite poder tener en consideración ambas variables simultáneamente en el diseño y agiliza el desarrollo del dibujo CAD para su posterior introducción en programas de cálculo y

dimensionado definitivo. Previamente se han de definir las variables: Tipo de cercha (Howe – Warren – Pratt) / Luz / Canto / Carga recibida (kN/m)

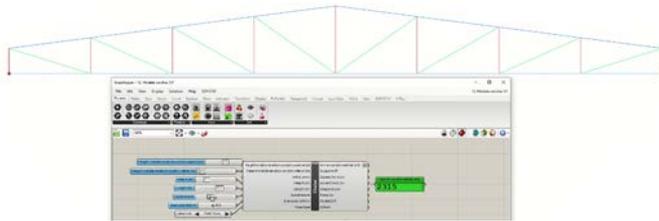


Figura 5: Bloque paramétrico en *Grasshopper* para diseño y análisis de celosías

Láminas reticulares, *Gridshell*

Las *Gridshells* son una tipología estructural que emplea una cantidad reducida de material y es capaz de salvar grandes luces.



Figura 6: PEMADE Gridshell, Lugo – España. A.J. Lara / Mannheim Multihalle Gridshell, Mannheim – Alemania. Frei Otto

El mallado de la superficie se puede realizar de diversos modos, siendo el método *Tchebyshev* o método de las esferas comúnmente empleado. En este método se define una distancia entre nodos (radio de la esfera) y las dos líneas maestras (líneas geodésicas) pertenecientes a la superficie.

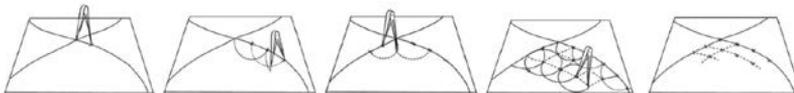


Figura 7: Definición de método *Tchebyshev* o método de las esferas, *Baverel 2013*

Se propone el desarrollo de esta rutina mediante bloque paramétrico en *Grasshopper* en el que se introduce la superficie inicial a mallar, y se indica la dirección de láminas y el interje de nudos, obteniendo el dibujo en CAD para introducir en programas de cálculo de estructuras.

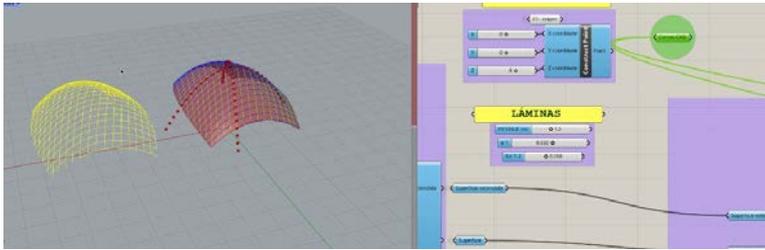


Figura 8: Bloque paramétrico en *Grasshopper* con método *Tchebyshev*

PARKING CANILLEJAS

El proyecto desarrollado a continuación ha sido desarrollado en *Fhecor ingenieros consultores*. Se trata de un parking semienterrado con empujes descompensados de terreno y disposición semi-regular de pilares en planta.



Figura 9: Planta tipo de Parking en Canillejas desarrollado en *Fhecor*.

Para el desarrollo del proyecto se desarrollaron las siguientes herramientas de parametrización mediante *Grasshopper*:

Bajada de cargas mediante diagrama Voronoi: introduciendo la posición de los pilares/muros, el perímetro del forjado y la posición de los huecos → determina mediante regiones de áreas tributarias en torno a cada pilar un primer tanteo de axil por pilar y su sección necesaria.

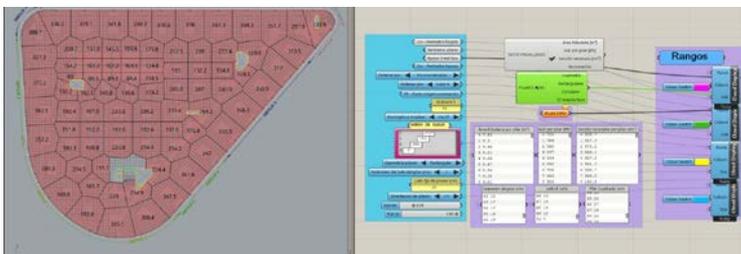


Figura 10: Bloque paramétrico *Grasshopper* de bajada de cargas con diagrama Voronoi

Empuje de tierras descompensado: introduciendo el perímetro del forjado, y la ubicación y valor de empuje de tierras → determina acciones horizontales sobre forjado resultantes en valor y dirección (vector actuante en F_x / F_y)

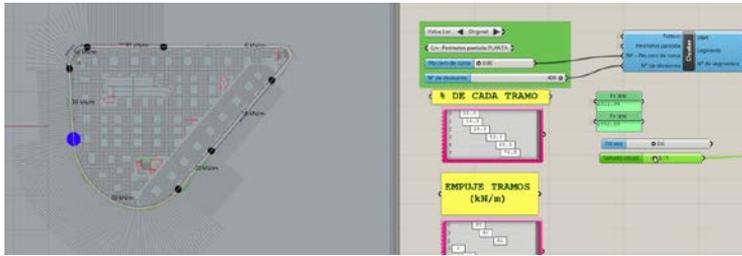


Figura 11: Bloque paramétrico *Grasshopper* empuje de tierras descompensado

Croquis de secciones de hormigón: A partir de la sección ya calculada de hormigón (base x altura y armadura necesaria) → obtención de croquis de sección en CAD para delineación y comprobación visual de separación de armaduras.

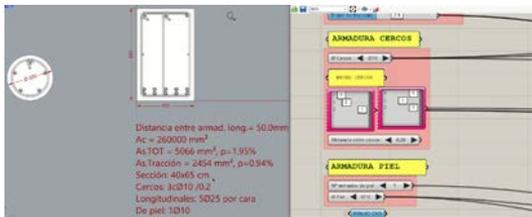


Figura 12: Bloque paramétrico *Grasshopper* dibujo de secciones de hormigón armado

Croquis de placas de anclaje de perfiles de acero: A partir de la placa base de anclaje de pilar metálico ya diseñada → obtención de croquis de la placa en CAD para delineación y comprobación visual de posición de tornillos.

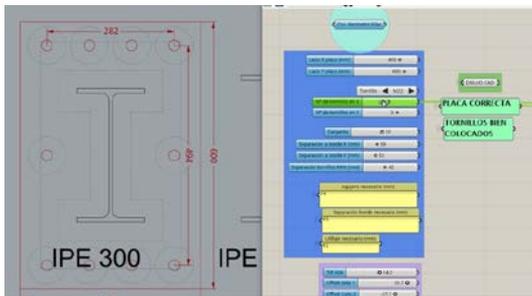


Figura 13: Bloque paramétrico *Grasshopper* dibujo de placas de anclaje de pilares acero

4.500 VIVIENDAS EN CHINA

El proyecto desarrollado a continuación ha sido desarrollado en *IDI ingenieros* junto a Darío Galante para Selgas Cano Arquitectos. Se trata de un total de 4.500 viviendas en China, de características similares: tipología estructural (losa sobre vigas planas, con pilares y núcleo de hormigón) y luz entre apoyos, agrupadas en un total de 10 variantes en planta con variación de alturas entre sí.

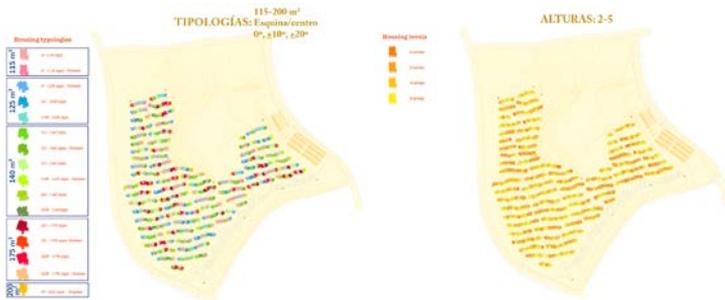


Figura 14: Master Plan con diferentes tipologías de viviendas y variación de altura

Teniendo como esquema estructural común entre tipologías la presencia de un núcleo de escaleras e igual luz entre vanos (5,27 y 4,63 metros), diferenciándose entre sí por su superficie y el giro de las crujías (0° - 10° - 20°):

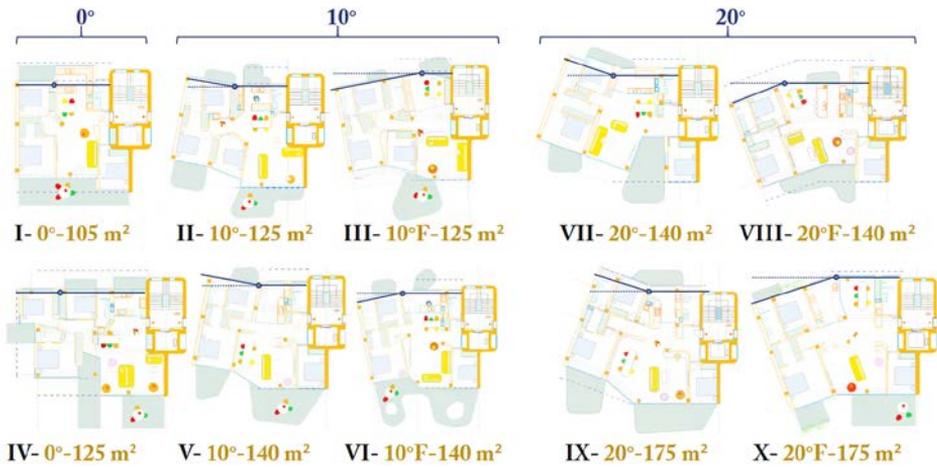


Figura 15: Geometría de cada tipología de vivienda

Debido a la similitud existente (núcleo de escaleras y 2 pórticos de hormi-gón) se desarrolla un bloque parametrizado en *Grasshopper* capaz de generar los 10 modelos de cálculo y asumir las futuras correcciones geométricas recibidas por parte de arquitectura.

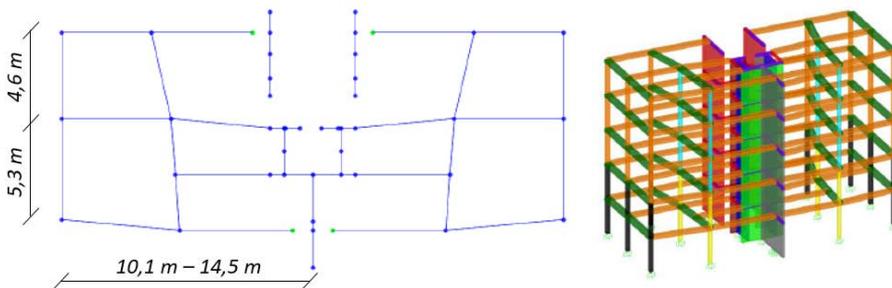


Figura 16: Modelo de cálculo generado en SAP de tipología I

En la fase de desarrollo de la estructura de las viviendas se conoce la presencia de terrazas ubicadas al sur sin tener definida su geometría ni estructura, es por ello que se desarrolla un catálogo de posibilidades estructurales según el posible vuelo de terraza, definiendo posteriormente a arquitectura la estrategia estructural a seguir. Siendo las diferentes posibilidades:

- Voladizo < 1.50 metros → Losa de hormigón 18 cm en voladizo
- 1.50 < voladizo < 2.80 metros → Perfiles metálicos en voladizo
- 2.80 metros < voladizo → Estructura auxiliar: tirantes/jabalcones

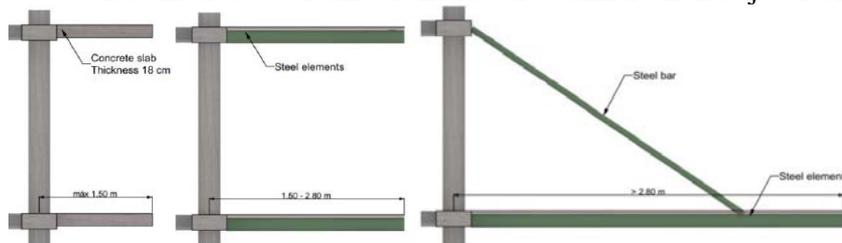


Figura 17: Estrategia futura a seguir por Arquitectura en definición de terrazas

Posteriormente, para el cálculo de la estructura de la vivienda se analiza las cargas transmitidas de las tres posibilidades de terraza a la vivienda, y se aplica en modelos de cálculo de SAP la pésima: losa de hormigón de 18 cm en voladizo

Balcony loads				
		Cantilever length (to beam axis) 1.80 m		
		FZ	Torsor	Torsor applied (60%)
SUPERDEAD TERRACE	2.0 kN/m ²	3.60 kN/m	3.24 kN-m/m	1.944 kN-m/m
DEAD TERRACE	4.5 kN/m ²	8.10 kN/m	7.29 kN-m/m	4.374 kN-m/m
LIVE TERRACE	2.5 kN/m ²	4.50 kN/m	4.05 kN-m/m	2.430 kN-m/m
Snow	0.4 kN/m ²	0.72 kN/m	0.65 kN-m/m	0.389 kN-m/m

Figura 18: Cargas aplicadas en modelos de cálculo de SAP debidas a terrazas en vuelo

CATEDRAL MEJORADA DEL CAMPO: JUSTO GALLEGO

El proyecto desarrollado a continuación ha sido desarrollado en *Calter ingeniería de estructuras*. Se trata de la validación estructural de la catedral construida por Justo Gallego en Mejorada del Campo.



Figura 19: Nave principal de Catedral de Mejorada del Campo de Justo Gallego

Tras una exhaustiva primera fase de recopilación de datos de la estructura existente se procede al análisis de la estructura.

Se observa que existen elementos metálicos que requieren de refuerzo:



Figura 20: Viga a reforzar de planta baja de Salón parroquial exterior

Para su comprobación y propuesta de refuerzo del perfil metálico se desarrolla una rutina mediante bloque paramétrico en *Grasshopper* en la que, a partir del contorno del perfil, se obtiene las propiedades geométricas y resistentes.

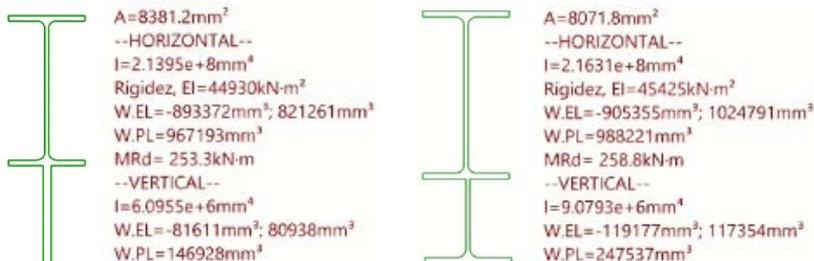


Figura 21: Propuestas de refuerzo de perfil y propiedades resistentes

Existen elementos de hormigón pretensados, de los cuales se conoce su contorno y posición de armaduras, pero no su diámetro:

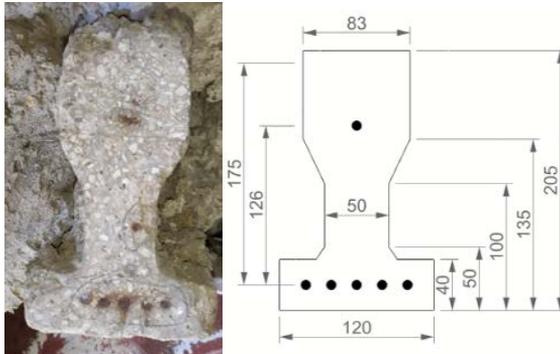


Figura 22: Geometría de viga pretensada de planta baja de Salón parroquial Exterior

Se desarrolla una rutina mediante bloque paramétrico en *Grasshopper* en la que se determina la cantidad de armadura que debe existir en la viga para ser capaz de resistir los esfuerzos existentes obtenidos según análisis estructural:

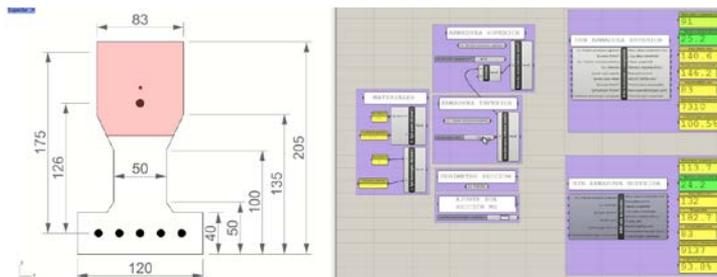


Figura 23: Viga a reforzar de planta baja de Salón parroquial exterior

CONCLUSIONES

- El desarrollo de las herramientas informáticas y las posibilidades de parametrización han llevado a los estudios de Arquitectura al desarrollo de edificios de mayor complejidad geométrica, lo cual exige a las empresas de estructuras estar en línea con esta “modernidad” e incluir la parametrización entre sus herramientas de cálculo.
- El empleo de la parametrización en el cálculo de estructuras junto a las reglas de la estática gráfica permite la posibilidad de conocer la geometría definitiva (Arquitectura) y el dimensionado de elementos (Estructura) en tiempo real, evitando así cambios futuros por el necesario sobredimensionado de elementos estructurales.
- El empleo de la parametrización en fases previas del proyecto de Estructuras aporta un primer dimensionado, ayudando a agilizar el proceso de

convergencia de cálculo debido a la modificación de rigidez del sistema por cambios seccionales.

- El empleo de la parametrización puede ser herramienta fundamental en el desarrollo de modelos de cálculo de edificación singular que así requiera, por el contrario, en caso de no disponer de estas herramientas se requerirá de dilatados tiempos de trabajo (y posibles imprecisiones).
- El empleo de la parametrización es de gran ayuda en la elaboración de croquis para posterior delineación, agilizando tiempos y evitando errores de interpretación de los croquis.

REFERENCIAS

Lozano Bodeguero, Luis. “Aplicaciones de la estática gráfica al diseño de estructuras mediante herramientas informáticas”. *ETSAM-TFG*. 2016.

Fhecor ingenieros consultores

IDI ingenieros

Calter Ingeniería de estructuras

CAPACIDAD DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES DE FÁBRICA EN MÉNSULA

Laura Navas-Sánchez ¹, Jaime Cervera Bravo ²

Resumen

Los elementos no estructurales de fábrica han demostrado ser componentes extremadamente vulnerables a los terremotos. Por ello, la determinación de la curva de capacidad de estos elementos es un tema que suscita creciente interés en la comunidad científica. En este trabajo se expone brevemente el modelo desarrollado en Navas-Sánchez y Cervera Bravo (2022) para la determinación de la curva de capacidad de elementos en ménsula de fábrica frente a cargas fuera de su plano. Además, se incluye una formulación sencilla que permite a los profesionales definir una curva de capacidad trilinear simplificada. La validez del método se ha demostrado mediante el contraste de sus resultados con los de ensayos experimentales disponibles en la literatura.

INTRODUCCIÓN

Los elementos no estructurales de fábrica pertenecientes a edificios con estructura de hormigón armado han demostrado ser componentes extremadamente rígidos y frágiles, y por tanto, vulnerables a los terremotos. En sismos de magnitud media (4-6 Mw) son los causantes de la mayor parte de los fallecidos en zonas desarrolladas, ya que las estructuras suelen presentar daños controlados y no colapsar. Un ejemplo de ello es el resultado del terremoto ocurrido en Lorca (España) en Mayo de 2011, que se saldó con nueve víctimas mortales, todas ellas causadas principalmente por caída de escombros de parapetos.

El estudio del comportamiento de los elementos no estructurales situados en las distintas plantas de un edificio comporta dos caracterizaciones: la primera, la determinación de la curva de capacidad del propio elemento y la segunda, la definición de la curva de demanda para el punto concreto en el que se sitúa el elemento estudiado (espectro de planta o acelerograma de planta).

¹ Universidad Politécnica de Madrid y Univ. de Bolonia (UPM y UNIBO),
laura.navas.sanchez@upm.es

² Universidad Politécnica de Madrid (UPM), jaime.cervera@upm.es

Dentro de este marco, en esta contribución se presenta un modelo basado en la teoría para la caracterización de la curva de capacidad de elementos no estructurales trabajando en ménsula frente a cargas fuera de su plano (Out-Of-Plane, OOP).

ESTADO DEL ARTE

En la década de los 60, Housner (1963) demostró que los muros sometidos a cargas laterales no presentan un único periodo de oscilación. Adicionalmente, diversos estudios posteriores han permitido demostrar que los muros que trabajan en ménsula o que se pueden considerar simplemente apoyados sometidos a flexión OOP en una dirección pueden funcionar satisfactoriamente incluso cuando las fuerzas sísmicas han superado su umbral máximo.

En este sentido, los estudios experimentales más significativos en relación a elementos de fábrica en ménsula fuera de su plano son los siguientes: Lam et al., (1995), Shi et al., (2008), Shawa et al., (2012) Ferreira et al., (2015), Giaretton et al., (2016) y Degli et al., (2017). Además, algunos de ellos han servido como base para la propuesta de curvas de capacidad simplificadas, generalmente en curvas trilineales, que tienen como objetivo último poder caracterizar la respuesta de estos elementos ante un sismo de una forma sencilla y accesible para los calculistas.

METODOLOGÍA

El trabajo desarrollado en Navas-Sánchez y Cervera Bravo (2022) presenta una propuesta teórica para la determinación la curva de capacidad frente a cargas OOP de elementos en ménsula de fábrica como parapetos. Los resultados de dicho modelo han sido contrastados con los obtenidos de varios ensayos experimentales de otros autores mostrando una gran semejanza. La propuesta constituye una contribución al campo porque se basa únicamente en consideraciones teóricas, a diferencia de las disponibles en la literatura; por ejemplo las presentadas en Doherty et al., (2002) o en Ferreira et al., (2015)

Curva de capacidad de elementos de fábrica en ménsula

El modelo desarrollado en Navas-Sánchez y Cervera Bravo (2022) para la determinación de las curvas de capacidad de elementos en ménsula de fábrica se basa en principios teóricos -leyes constitutivas de los materiales en régimen lineal y no lineal- y en relaciones matemáticas entre cargas, fuerzas internas y desplazamientos. Además, incluye la consideración de los efectos de segundo orden.

Para desarrollarla, se ha profundizado en la relación entre la carga sísmica OOP aplicada a un muro en voladizo y el desplazamiento derivado de ella. Con este objetivo, se establecen las leyes que rigen las fuerzas y esfuerzos de un elemento parametrizado y tipificado (Fig. 1).

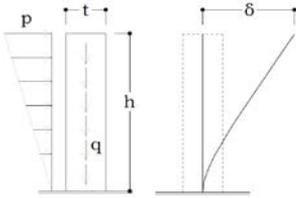


Figura 1: Muro en voladizo de 1 m de ancho sometido a carga OOP distribuida triangularmente. δ : desplazamiento en cabeza, h : altura del muro, t : espesor, m : masa total y αmg la carga horizontal actuante triangularmente distribuida

Las leyes de carga horizontal p , carga vertical q , axiles N , cortantes V y momentos flectores M son las siguientes:

$$p = 2\alpha mg \frac{z}{h^2} \left(\frac{kN}{m} \right) \quad (1)$$

$$q = mg \frac{1}{h} \left(kN/m \right) \quad (2)$$

$$N = mg \left(1 - \frac{z}{h} \right) \left(kN \right) \quad (3)$$

$$V = \alpha mgh \left(1 - \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right) \left(kN \right) \quad (4)$$

$$M = \frac{\alpha mgh}{3} \left(1 - \frac{z}{h} \right)^2 \left(2 + \frac{z}{h} \right) \quad (5)$$

Donde, por tanto, las variables primarias del problema para la situación de interés son: h es la altura del muro, t su espesor, m su masa total y mg la carga horizontal actuante distribuida triangularmente para la situación de interés. Además, z es la altura considerada y α representa la aceleración aplicada en términos adimensionales.

A partir de estas relaciones, se define la excentricidad de la carga en función de los esfuerzos flexores y de la normal ($e=M/N$), y se deduce la altura máxima (ζ) – siendo $\zeta=z/h$ – a partir de la cual el elemento puede considerarse no fisurado. Por debajo de dicha altura, el peto puede estar fisurado o no.

$$\sqrt{\frac{9}{4} - \frac{1}{2\alpha\lambda} - \frac{1}{2}}; \lambda = \frac{h}{t} \quad (6)$$

De esta expresión se deduce que, para cargas laterales bajas o esbeltez baja no se agrietará ni experimentará esfuerzo de tracción ninguna sección. Este caso se da cuando ζ es igual a 0; es decir, para $\alpha\lambda \leq 1/4$. La importancia de este producto ($\alpha\lambda$), tal como se ve después, se merece una denominación propia: beta (β).

Por otro lado, para conocer el estado del elemento en todos los estados de carga, se decide interpolar entre dos comportamientos extremos fáciles de reconocer. Por un lado, el límite de excentricidad que corresponde al modelo elástico; y por otro, el límite de resistencia correspondiente a la condición de vuelco (modelo no lineal de colapso), ambos ilustrados en la Fig.2.

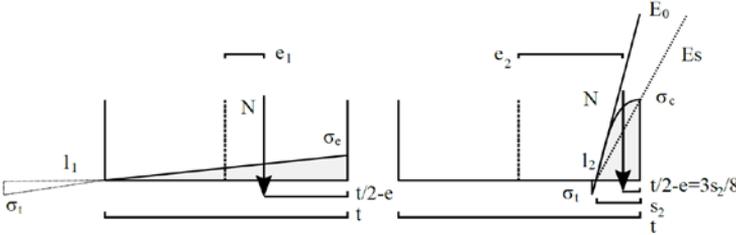


Figura 2: Excentricidades y esfuerzos límite correspondientes a los modelos elástico y de rotura

En ambos casos límite, se puede deducir un parámetro significativo: en el límite elástico, el esfuerzo mínimo necesario para alcanzar ese estado; y en el punto de colapso, el espesor requerido para soportar la carga N .

A continuación, se compara la rigidez efectiva ($E_s I_{ef}$) de la sección fisurada con la nominal (EI) de la sección que permanece sin fisurar a través de la comparación de los desplazamientos en cabeza resultantes derivados de las dos hipótesis.

El desplazamiento elástico es el siguiente:

$$\delta_{el} = \frac{11}{60} \frac{\alpha h^3 mg}{EI} \quad (m) \quad (7)$$

La relación entre inercias podría estimarse de acuerdo a la Ec. 8, donde la t_{ef} se estima de acuerdo a una región comprimida considerando una ley triangular de tensiones más un pequeño segmento en tensión cuya longitud efectiva, l , se considera 0 para la conclusión que sigue.

$$0 \leq \frac{l_{ef}}{l} = \left(\frac{t_{ef}}{t}\right)^3 = \left(3\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t}\right) + \frac{l}{t}\right)^3 = \left(\frac{3}{2} - \alpha\lambda(1 - \zeta)(2 + \zeta) + \frac{l}{t}\right)^3 \leq 1 \quad (8)$$

Esta expresión presenta un umbral máximo para el caso en el que el valor de la excentricidad es cercano a la mitad del espesor del elemento. Un umbral que corresponde al límite del equilibrio, que se alcanza cuando, para $\zeta_i \geq 0$, se cumple la expresión 8. Por tanto, de dicha expresión se puede deducir que para $\beta = \alpha\lambda_i \geq \frac{3}{4}$ se produce el colapso.

Por tanto, las relaciones matemáticas nos han permitido establecer que el parámetro $\beta = \alpha\lambda$ es esencial para la descripción del comportamiento del elemento y los siguientes límites:

$$\beta = \alpha\lambda; \begin{cases} 0 \leq \beta \leq 0.25 \\ 0.25 < \beta < 0.75 \\ 0.75 \leq \beta \end{cases} \quad (9)$$

Para conocer el comportamiento entre los límites del comportamiento elástico y de colapso se establecen las leyes de curvatura en las regiones fisuradas y no fisuradas (Ecs. 10 and 11 respectivamente), sabiendo que, para regiones fisuradas, la curvatura será $c = M/E_s I_{ef}$, donde E_s es la rigidez secante.

$$c_{fis} = \frac{1}{h} \frac{q}{E_s} \frac{4\beta\lambda^2(1-\zeta)^2(2+\zeta)}{C(\zeta, \beta, l/t)^3} \quad \text{con} \quad C\left(\zeta, \beta, \frac{l}{t}\right) = \frac{t_{ef}}{t} \quad (10)$$

$$c_{no-fis} = \frac{1}{h} \frac{q}{E_s} 4\beta\lambda^2(1-\zeta)^2(2+\zeta) \quad (1/m) \quad (11)$$

Por todo ello, la expresión resultante para la relación entre desplazamientos en cabeza es la siguiente:

$$\frac{\delta_{fis}}{\delta_{el}} = \mu\left(\beta, \frac{\lambda q}{\sigma_c}, \frac{\sigma_t}{\sigma_c}\right) = \frac{20}{11} \int_0^h d\zeta \int \gamma(\zeta, \dots) d\zeta \quad (12)$$

En la Fig. 3 se muestran los valores resultantes para la flecha relativa a la elástica.

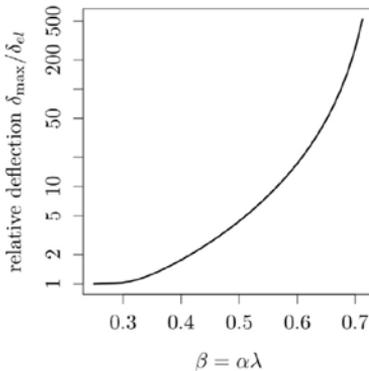


Figura 3: Flecha relativa a la elástica en caso de fisuración ($\beta \geq 0.25$)

Curva de capacidad completa

En base a las consideraciones ya mencionadas, se puede determinar la deformada del muro para cualquier condición de carga (definida por el factor de

cortante α). Por lo tanto, también su curva de capacidad, representada por la relación entre el factor de cortante base y el desplazamiento en cabeza.

Además, como el muro está rotando alrededor de una región en su base, la carga lateral efectivamente resistida es la suma de la acción horizontal, representado por αmg más el efecto lateral del momento derivado del cambio de posición del peso del propio elemento (efectos de segundo orden debidos al peso propio).

Por eso, en la gráfica de ‘capacidades’ (Fig. 4) hay dos curvas representadas. La primera curva (líneas discontinuas) no tiene en cuenta el efecto del momento de vuelco derivado de la rotación del centro de masas del muro. La segunda curva (líneas sólidas), da cuenta del efecto. Para estimar este efecto, el elemento fue asimilado a un bloque rígido. En términos de factor cortante basal, el valor correspondiente V_g es:

$$V_g = -V_{max} \frac{\delta}{\delta_v} = -V_{max} \frac{\delta}{t} \quad (kN) \quad (13)$$

En el caso de un desplazamiento igual al desplazamiento de vuelco, debe restarse toda la capacidad frente a carga horizontal, (en la escala de β corresponde al valor 0.75), mientras que para desplazamientos δ menores, la resta será linealmente menor.

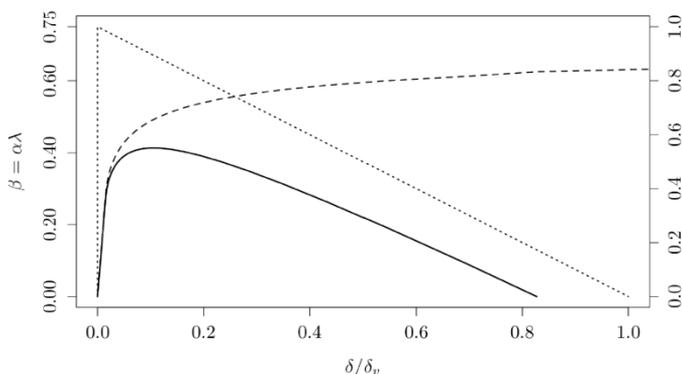


Figura 4: Curva de capacidad real (línea continua) de un muro con estas características: $\lambda q/\sigma_c = 0.01$, $\sigma_t/\sigma_c = 0.1$, $\lambda = 6$, $E/q = 9000$. Curva de capacidad del mismo muro antes de descontar el efecto de la rotación del centro de masas (línea a trazos). Curva de capacidad de un bloque rígido de las mismas características (línea de puntos)

Curva de capacidad trilineal simplificada

Adicionalmente, se ha realizado una simplificación trilineal de la curva completa respetando los criterios de conservación de la energía debajo de la curva y mínimo error cuadrático. Dicha formulación (Fig. 5) permite a los calculistas caracterizar la capacidad del elemento no estructural estudiado de forma sencilla.

En ella, se definen los siguientes puntos clave para construir la curva:

- δ_y , límite elástico convencional, define el final de la rama elástica;
- β_l , carga límite, correspondiente a la línea horizontal en la escala de β ;
- δ_l , desplazamiento límite, determina el comienzo de la rama descendente;
- δ_c , punto de colapso;
- δ_v , desplazamiento de vuelco como bloque rígido.

$$\beta = 0.734 - 0.013\lambda + \frac{5.025}{10^6} \frac{E\lambda}{\sigma_c} + \frac{10.816}{10^6} \frac{E}{\sigma_c} + 0.122 \frac{\sigma_t}{\sigma_c} + 11.376 \frac{t}{\sigma_c/\rho} - 1.115 \sqrt{\frac{\lambda t}{\sigma_c/\rho}}$$

$$100 \frac{\delta_y}{\delta_{ov}} = -0.027\lambda + \frac{4.893}{10^3} \lambda^2 - \frac{0.057}{10^3} \frac{E\lambda}{\sigma_c} + \frac{0.193}{1000} \frac{E}{\sigma_c} - 0.388 \frac{\sigma_t}{\sigma_c} - 76.886 \frac{t}{\sigma_c/\rho} + 5.469\lambda \left(\frac{t}{\sigma_c/\rho} \right)^{0.75} - 4.395 \frac{\lambda t}{\sigma_c/\rho}$$

$$10 \frac{\delta_l}{\delta_{ov}} = 0.257\lambda - \frac{1.052}{100} \lambda^2 + \frac{1.413}{10^3} \frac{E}{\lambda\sigma_c} - \frac{0.571}{10^3} \frac{E}{\sigma_c} - 0.943 \frac{\sigma_t}{\sigma_c} + 0.096 \cdot 10^3 \frac{t}{\sigma_c/\rho} + 9.752\lambda \left(\frac{t}{\sigma_c/\rho} \right)^{0.75} - 41.991 \frac{\lambda t}{\sigma_c/\rho}$$

$$\frac{\delta_c}{\delta_{ov}} = 1.02 - \frac{1.074}{100} \lambda + \frac{0.321}{10^3} \lambda^2 - \frac{0.186}{10^3} \frac{E}{\lambda\sigma_c} - \frac{0.056}{10^3} \frac{E}{\sigma_c} + 0.066 \frac{\sigma_t}{\sigma_c} + 0.746 \frac{t}{\sigma_c/\rho} - 0.708\lambda \left(\frac{t}{\sigma_c/\rho} \right)^{0.75} + 1.779 \frac{\lambda t}{\sigma_c/\rho}$$

Figura 5: Expresiones para los valores de los puntos clave de las curvas trilineales simplificadas

A continuación, en la Figura 6, se muestra un ejemplo del ajuste de la curva trilineal (en rojo) con respecto a la curva completa para unos valores definidos de las dimensiones del peto y características de la fábrica.

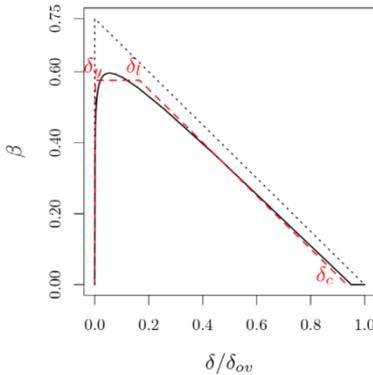


Figura 6: Ejemplos de ajustes de las curvas trilineales. Curva completa basada en la teoría en línea continua negra, comportamiento de bloque rígido en línea punteada negra y curva trilineal en rojo en línea discontinua. Puntos clave marcados en rojo. Características de la fábrica: $E/\sigma_c=1000$, $\sigma/\rho= 120m$, $\sigma_t/\sigma_c=0.1$, $\lambda=8$, $t= 0.25m$, $\delta_y/\delta_{ov}=0.003$, $\delta_l/\delta_{ov}=0.165$, $\delta_c/\delta_{ov}=0.934$, $\beta_l=0.576$

Comparativa con resultados experimentales

Por último, se ha realizado una comparativa entre los resultados obtenidos en términos de periodo frente a desplazamiento obteniendo los resultados ilustrados en la Fig. 7 para siguientes casos:

- Lam et al., (1995): Espécimen representativo de un parapeto estándar de dimensiones 1.40(ancho) x 1.00(alto) x 0.11(espesor) m.
- Ferreira et al., (2015): Espécimen representativo de una fachada de piedra de un edificio residencial tradicional de dimensiones 2.50(alto) x 1.30(ancho) x 0.65(espesor).

Ninguno de los muros presenta en los ensayos vínculos perpendiculares ni cargas adicionales al peso propio.

CONCLUSIONES

Por un lado, se ha aportado una metodología para la caracterización de la curva de capacidad de elementos no estructurales de fábrica trabajando en ménsula, como parapetos.

Adicionalmente, se ha propuesto una simplificación trilineal que respeta los criterios de conservación de la energía y el mínimo error cuadrático.

Los resultados de dicha metodología han sido contrastados con los obtenidos de varios ensayos experimentales de otros autores mostrando una gran semejanza.

Por último, se han identificado los parámetros que tienen una mayor influencia en el comportamiento de dichos elementos, a saber, esbeltez, espesor, peso específico, módulo de elasticidad y resistencias a tracción y a compresión.

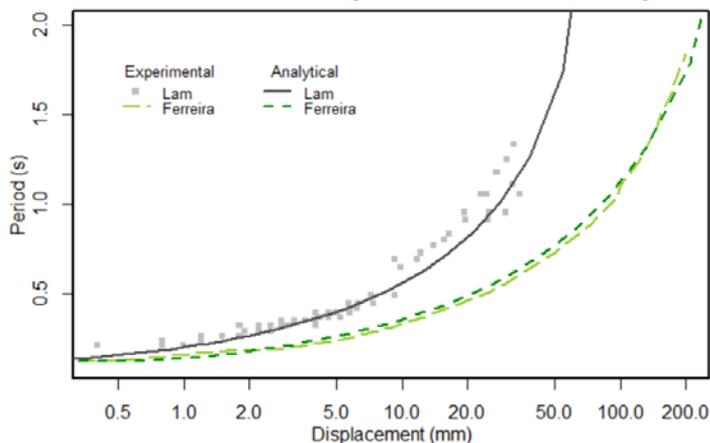


Figura 7: Comparativa entre los valores obtenidos en dos ensayos experimentales reportados en la literatura y los valores obtenidos mediante la aplicación de la formulación teórica propuesta en Navas-Sánchez y Cervera (2022)

REFERENCIAS

- Degli Abbati, S., & Lagomarsino, S. (2017). Out-of-plane static and dynamic response of masonry panels. *Engineering Structures*, 150, 803-820.
- Doherty, K., Griffith, M. C., Lam, N., & Wilson, J. (2002). Displacement - based seismic analysis for out - of - plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(4), 833-850.
- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the seismological society of America*, 53(2), 403-417.
- Lam, N. T. K., Wilson, J. L., & Hutchinson, G. L. (1995). The seismic resistance of unreinforced masonry cantilever walls in low seismicity areas. *Bulletin of The New Zealand Society For Earthquake Engineering*, 28(3), 179-195.
- Ferreira, T. M., Costa, A. A., Arêde, A., Gomes, A., & Costa, A. (2015). Experimental characterization of the out-of-plane performance of regular stone masonry walls, including test setups and axial load influence. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(9), 2667-2692.
- Ferreira, T. M., Costa, A. A., Vicente, R., & Varum, H. (2015). A simplified four-branch model for the analytical study of the out-of-plane performance of regular stone URM walls. *Engineering Structures*, 83, 140-153.
- Giaretton, M., Dizhur, D., & Ingham, J. M. (2016). Dynamic testing of as-built clay brick unreinforced masonry parapets. *Engineering Structures*, 127, 676-685.
- Navas-Sánchez, L., & Bravo, J. C. (2022). A theory-based simplified trilinear model for characterisation of the out-of-plane behaviour of URM walls. *Engineering Structures*, 259, 114058.
- Shawa, O. A., de Felice, G., Mauro, A., & Sorrentino, L. (2012). Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(5), 949-968.

REHABILITACIÓN BASÍLICA DE LA CARIDAD

Rafael Piedra ¹

Resumen

Estructura auxiliar temporal para los trabajos de rehabilitación en la cúpula de la Basílica, permitiendo mantener el culto durante toda la obra.

Esta estructura es utilizada como plataforma de trabajo, así como estructura soporte del andamio para los trabajos de restauración.

La dificultad logística y de montaje llevó al diseño de una estructura modular atornillada. Mientras que su requisito estructural se solventó atirantando dicha estructura, lo que requirió la fabricación de piezas especialmente diseñadas para esta obra.

La principal complejidad de este proyecto fue precisamente la confluencia de diferentes sistemas y el diseño de múltiples piezas que sirvieran de transición entre uno y otro.

ANTECEDENTES

El edificio sobre el que se intervino fue la Real Basílica de Nuestra Señora de la Caridad, ubicada en el casco histórico de Cartagena, Murcia. Diseñada por el ingeniero Tomás E. Tallarie en estilo neoclásico finalizando su construcción en 1893 y catalogada como Bien de Interés Cultural (BIC) en 2019.

Consiste en una iglesia de planta central organizada en torno a una rotonda de ocho pilastras, cubierta por una gran cúpula de treinta metros de altura y diecinueve metros de diámetro.

La intervención que nos afecta es la sustitución de una estructura metálica interna en mal estado ubicada en la cornisa y base de la cúpula, dicha estructura hace la transición de los nervios de esta hacia las pilastras, permitiendo así el paso de una planta circular a otra octogonal.

Encargo

El estudio de D. Francisco Marín y D. Juan Gómez, encargado de la rehabilitación completa de la Basílica, solicitó el diseño de una estructura que

¹ Catari España S.L., rafaelpiedradelacuadra@gmail.com

permitiese albergar el andamio para los trabajos de restauración en el interior de la cúpula a la vez que servía como plataforma soporte para los trabajos de sustitución de la estructura interior metálica de transición.



Figura 1: Interior Basílica de la Caridad, Cartagena

Todo esto bajo la premisa de permitir el culto durante todos los años de la obra, es decir, evitando los apoyos centrales y consiguiendo un espacio lo más diáfano posible bajo la estructura.

PROYECTO

Como condicionantes principales del proyecto, además del mencionado culto ininterrumpido, nos encontramos el mal estado de los paramentos verticales y las limitaciones logísticas para cualquier montaje.

Las pilastras fueron construidas con materiales areniscos de la zona. Las catas y ensayos realizados revelaron una capacidad a tracción muy reducida para los anclajes necesarios.

Dada la ubicación de la iglesia y el acceso a la misma a través de una estrecha puerta, no era posible introducir piezas grandes ni elementos auxiliares (grúas) del tamaño necesario.

Estos condicionantes se resolvieron utilizando un sistema modular de vigas atornilladas que permitían introducir piezas de pequeño tamaño y formar estructuras complejas una vez dentro. También se diseñó un apoyo especial para reducir los esfuerzos horizontales que soportarían los anclajes.

La estructura finalmente consistió en una plataforma atirantada de trabajo a nueve metros de altura, instalada sobre ocho torres de andamio junto a las pilastras originales, y sobre la cual se instaló un andamio de volumen para los trabajos de restauración.

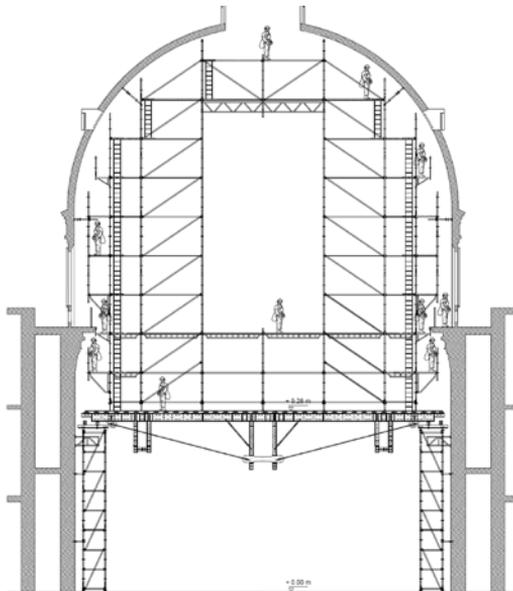


Figura 2: Sección general

Torres de apoyo

En un total de ocho unidades, las torres de apoyo fueron diseñadas como apeos con estructura de andamio Catari rematadas con un reparto de vigas a modo de “balancín” sobre el que apoyaría la plataforma. Estas torres debían ser esbeltas e ir adosadas a las pilastras del templo y su función principal era la de transmitir las cargas verticales al suelo. El inevitable esfuerzo horizontal que se producía en el apoyo de la plataforma se consiguió disminuir al soldar un redondo sobre el ala superior del HEB de apoyo, de forma que se redujo la superficie de rozamiento y por tanto el esfuerzo horizontal.

La tracción resultante se resolvió con anclajes químicos a las pilastras mediante barra rosca Ø12mm.

Plataforma atirantada y andamio

Con una luz libre exigida de dieciocho metros y una carga relevante (2 kN/m^2 solo el andamio), planteamos una solución de estructura atirantada.

Por condicionantes constructivos y rapidez en el montaje diseñamos la estructura horizontal con vigas aligeradas de acero atornilladas, utilizando el sistema ST-2000 de RH.

Dada la geometría de la iglesia, para evitar una estructura concéntrica que dificulte el nudo central, proponemos una estructura principal atirantada en cruz y otra secundaria que la cruza con forma cuadrada, también atirantada. Estas estructuras irán cosidas entre sí reforzándose unas a otras.

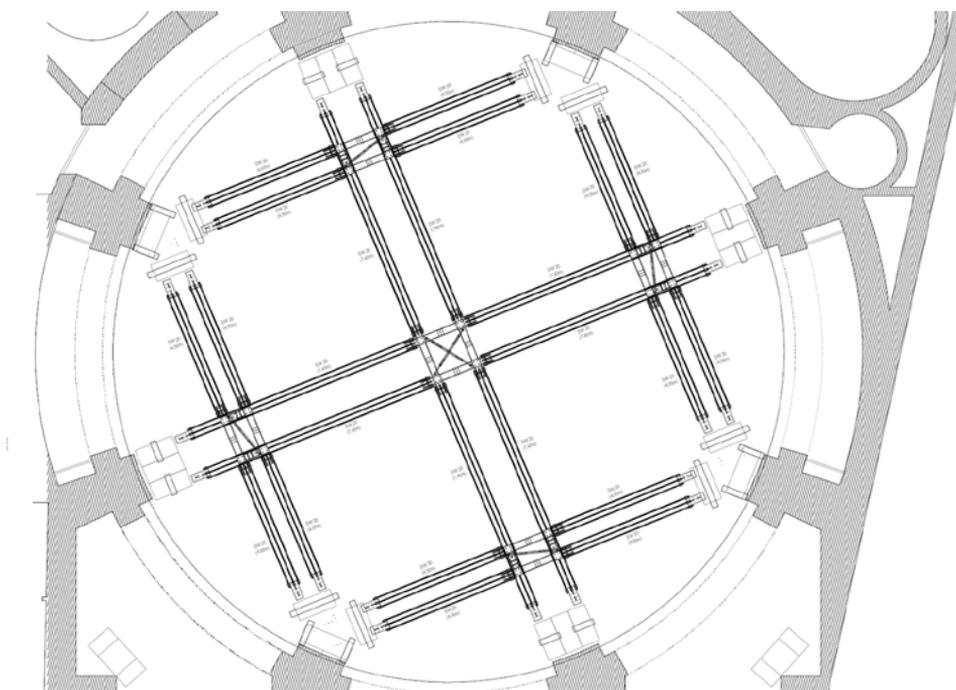


Figura 3: Esquema estructural Plataforma atirantada

Como remate, un acabado de cimbra sobre la estructura, a modo de cierre superior y creando una plataforma de trabajo y apoyo del andamio necesario para los trabajos de restauración. Este acabado consiste en vigas H-20 de madera de 1^{er} y 2^o orden al que se atornilló tablero tricapa creando una separación hermética con la zona de culto.

El sistema ST-2000 fue ideado para trabajar como apeo de gran carga o estabilizador de fachada, por tanto, la utilización como viga atirantada requirió el diseño y fabricación de piezas especialmente pensadas para esta obra, que

permitieron combinar sistemas y dotar de versatilidad a las piezas. Estas piezas fueron fabricadas íntegramente por la empresa Catari.

Las principales piezas especiales fueron aquellas que permitían atirantar la estructura, siendo las “orejetas” las que se fijaban al cordón superior y los “patines” como cordón inferior. Otras piezas secundarias permitían acoplar vigas de madera o fijar las varillas de atirantado (barras Dywidag Ø20mm).

Como fabricación especial fue necesario testearlas para comprobar la resistencia de las piezas.



Figura 4: Prueba de carga en los almacenes de Catari

Sobre la plataforma se instala un andamio de volumen con plataformas de trabajo en su perímetro y en todos los niveles, además de un nivel completo a la altura de la cornisa y en el último nivel. Este andamio irá apoyado sobre la plataforma mediante vigas de madera para evitar cargas puntuales.

Montaje

Como comentaba anteriormente, el montaje fue la principal complejidad del proyecto, ya que solo se disponía de carretilla y tijera elevadora con la que montar las 70 toneladas de estructura. Para ello se planteó un recrecido sobre las torres de apoyo que albergó un sistema de poleas para izar las vigas principales y

secundarias premontadas en el suelo que junto con apeos temporales hasta la puesta en tensión de los tirantes permitieron un montaje relativamente rápido.

Cálculo

El programa utilizado para el cálculo estructural fue el SAP, donde simplificamos la estructura a sus elementos principales. Cabe destacar que el cordón superior, principalmente sometido a compresión, está compuesto por las vigas aligeradas originariamente pensadas para apeo de puentes por lo que cumplían sobradamente su exigencia a compresión.

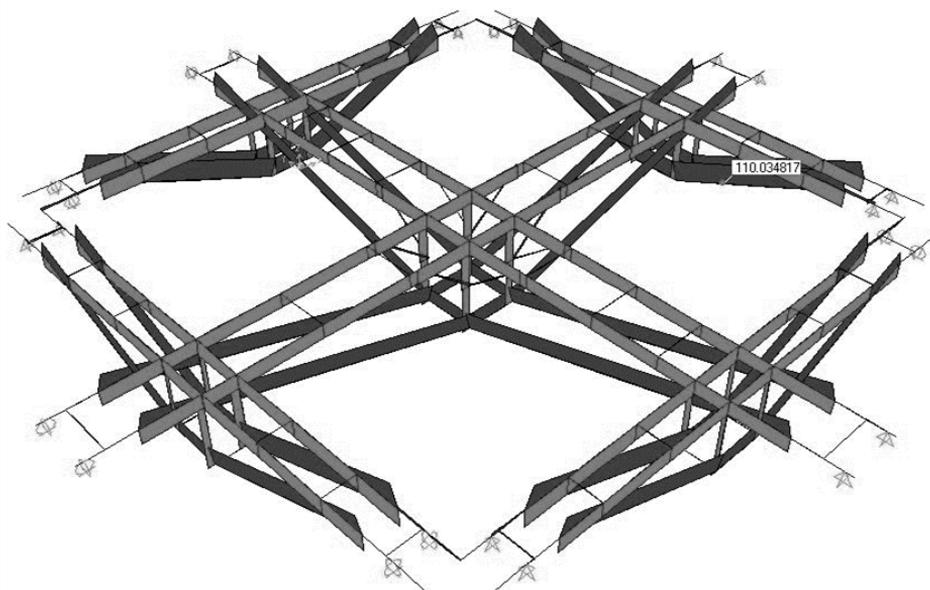


Figura 5: Esfuerzos axiales

La tracción de los tirantes rondaba las once toneladas por lo que con dos varillas hubiese sido suficiente, pero para asegurarnos de un funcionamiento “equilibrado” de la estructura en caso de incidente, decidimos introducir una tercera. Para conseguir que todas las varillas trabajasen por igual y evitar irregularidades se utilizó una llave dinamométrica para el apriete de todas las tuercas, esto permitió completar el montaje de la plataforma con una cierta contraflecha que mejoró la respuesta general de la estructura.

Los puntos con mayor exigencia se encontraban en los elementos secundarios de la estructura y todos debido al momento flector.



Figura 6: Estructura completa

REFERENCIAS

Info histórica de la web oficial de la Basílica (<http://basilicacaridadcartagena.org/>)

Agüera Ros, José Carlos. 1994. *Arte y cultura en el primer centenario del templo de la Caridad de Cartagena, 1893-1993*. Ed. Universidad de Murcia.

ENSAYO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS EN LABORATORIO

Hermes Ponce-Parra¹

Resumen

Este capítulo trata sobre el proceso, en términos generales, que se lleva a cabo para poder realizar un ensayo experimental de una estructura de edificación a escala 1/3 sometida a un terremoto dentro de un laboratorio.

Para ello nos apoyaremos en el ensayo realizado en julio de 2021 en la Universidad de Granada, donde se encuentra instalada la mesa vibrante bidireccional MTS de dimensiones 3 x 3 m² con dos actuadores horizontales dispuestos perpendicularmente entre sí.

Se espera que la lectura completa de este capítulo ayude a situar el contexto experimental en el que se encuentran la mayoría de ensayos de este calibre. Y pueda servir como guía para extrapolar los conceptos aquí reflejados para futuros ensayos de especímenes de edificios a escala o sus elementos estructurales.

INTRODUCCIÓN

Existen multitud de posibilidades a la hora de realizar ensayos experimentales en laboratorio empleando materiales de construcción y elementos estructurales; pero este caso se centra en los relativos a pruebas dinámicas que simulen la acción sísmica. Para ello, debemos entender cómo se originan los terremotos. La corteza terrestre está dividida en placas tectónicas en constante movimiento; y en las zonas de contacto, conocidas como fallas, se van acumulando las tensiones hasta superar la capacidad de la roca, punto en el cual ésta se fractura y se libera toda la energía acumulada durante centenares o miles de años en forma de terremoto. Esta energía, que se va disipando mientras se filtra por todos los estratos que atraviesa hasta llegar a la superficie, termina siendo introducida en el edificio. Por norma general y en las zonas donde no exista riesgo sísmico, un edificio se diseña y se calcula para que simplemente resista cargas verticales y se mantenga de pie; el problema surge cuando algo le obliga a moverse lateralmente. Esto ocurre cuando tiene lugar un sismo, y la manera natural que tiene el edificio de disipar la energía que se le ha introducido a través del terreno es mediante la deformación

¹ Universidad Politécnica de Madrid, hermes.ponce@upm.es

plástica de sus elementos estructurales, pudiendo llegar a colapsar el edificio, lo que conlleva los drásticos resultados de posibles pérdidas humanas.

Desde comienzos de este siglo, se ha llevado a cabo un cambio de paradigma dentro de la ingeniería sísmica hacia lo conocido como diseño basado en desempeño. Dicho enfoque se centra en controlar y minimizar el daño producido en el edificio y las pérdidas económicas. Se ha demostrado que las estructuras con sistemas de disipación de energía resultan ser una solución muy efectiva para alcanzar los objetivos propuestos por el diseño basado en desempeño. Dicha propuesta consiste en una estructura principal que simplemente soporta las cargas gravitacionales y un sistema de disipación de energía trabajando en paralelo cuando la acción dinámica tenga lugar. Este sistema está formado por unos elementos estructurales llamados dispositivos de disipación de energía (DDE) o, más llanamente, amortiguadores.

Estos DDE son los encargados de absorber la mayor parte de la energía introducida por el terremoto, liberando a los elementos de la estructura principal de la disipación de energía por medio de deformaciones plásticas. Durante el terremoto la respuesta de la estructura principal se mantiene prácticamente elástica y termina básicamente sin daño; puesto que todo el daño se ha concentrado en los DDE, que han sido diseñados de tal manera que sean registrables y se puedan sustituir con facilidad en caso de daño por un terremoto severo.

Dentro de la línea de investigación sobre elementos de disipación de energía instalados en edificios que se activan bajo acciones dinámicas, se encuentra el caso que va a ser objeto de estudio en este texto. Desde la primera aplicación de dispositivos con un funcionamiento similar a principios de los años 70 [1], se ha podido comprobar que la instalación de este tipo de dispositivos proporciona una buena protección sísmica a los edificios.

FABRICACIÓN DEL ESPÉCIMEN

El primer paso es diseñar el prototipo de la estructura o elemento estructural que se pretende ensayar. En este caso consiste en una estructura porticada de hormigón armado de tres niveles de 3 metros de altura y tres vanos en cada dirección de 4,8 metros de luz. Este prototipo es diseñado únicamente para resistir las cargas gravitacionales, puesto que la acción lateral será asumida en su totalidad por el DDE.

El segundo paso es conocer el laboratorio donde se pretende ensayar, con sus dimensiones, maquinaria e instalaciones totalmente operativas. En este caso se trata del laboratorio de estructuras situado en la Universidad de Granada, dentro del cual se dispone de una mesa vibrante bidireccional MTS de dimensiones 3 x 3 m² con dos actuadores horizontales dispuestos perpendicularmente entre sí. Una vez conocidas las limitaciones en superficie y altura del espacio de trabajo, se procede a fabricar el espécimen a escala 1/3 del prototipo diseñado [Figura 1].

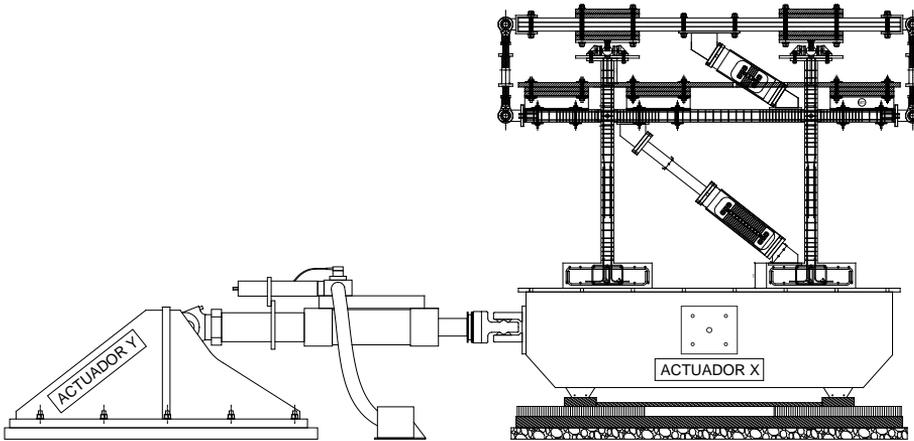


Figura 1: Vista en sección de la mesa vibrante con el espécimen colocado

Este es el proceso más costoso en términos de tiempo y dinero. Para entender la magnitud: el ensayo dura una semana y la fabricación treinta. Podemos observar el espécimen justo antes de ser ensayado en el laboratorio [Figura 2].

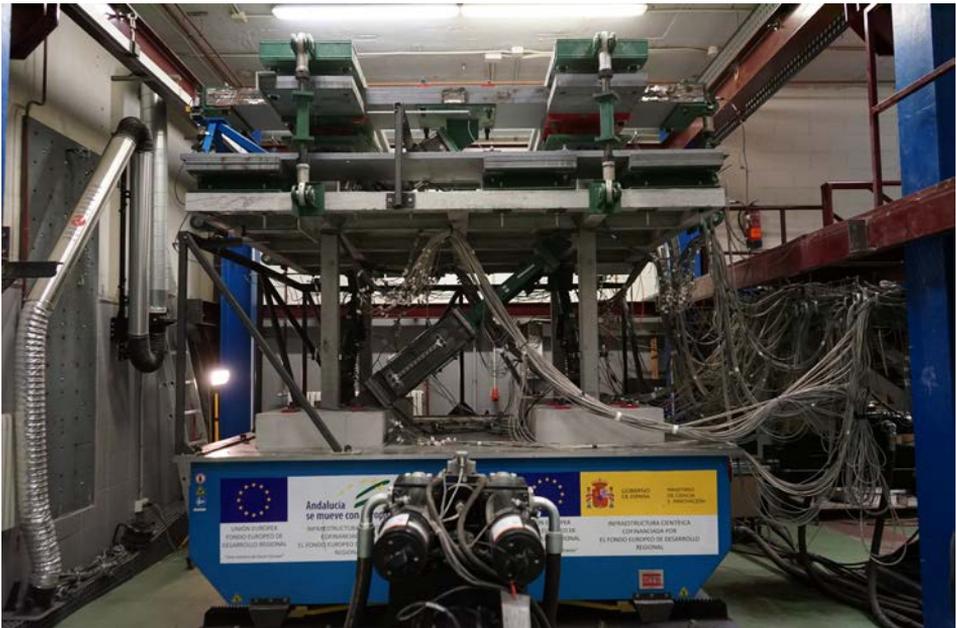


Figura 2: Vista general del laboratorio con el espécimen colocado

DISEÑO DEL ELEMENTO DISIPADOR

El diseño del disipador debe tener en cuenta aspectos fundamentales como conocer previamente el tipo de estructura en el que va a ser instalado. Puesto que se requieren diferentes cálculos para optimizar el amortiguador frente al marco estructural en el que se encuentra. Los DDE se pueden clasificar según si son dependientes de la velocidad o del desplazamiento. En estos últimos se incluyen los disipadores metálicos, también conocidos como disipadores histeréticos, y los disipadores por fricción [2-5]. En este caso los que se han empleado son híbridos que combinan componentes metálicos dependientes del desplazamiento y componentes viscoelásticos dependientes de la velocidad. Se puede ampliar la información con el denso estado del arte respecto al desarrollo y la implementación de los DDE metálicos llevado a cabo en la publicación de Javanmardi et al. [6].

El disipador instalado en este ensayo [7] consiste en dos tubos de acero colocados telescópicamente y un material viscoelástico colocado entre ambos tubos metálicos. Cuando aparece la acción dinámica que desplaza lateralmente al edificio, la energía introducida se disipa en dos fases. En la primera fase se activa el elemento viscoelástico que absorbe las vibraciones iniciales; y en la segunda fase se activa la parte metálica que termina de disipar toda la energía de manera histerética por medio de la deformación plástica de las vértebras que se observan en el diseño del disipador [Figura 3].

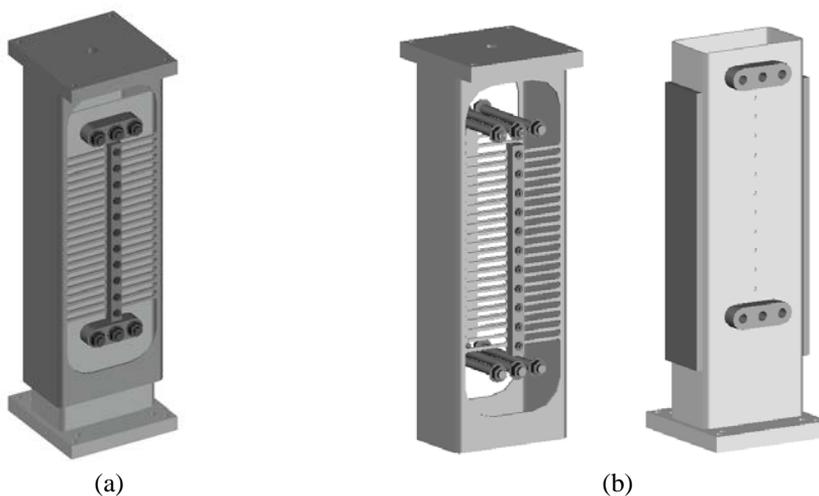


Figura 3: Diseño del disipador: (a) montaje completo; (b) despiece de tubos

INSTRUMENTACIÓN NECESARIA

Una vez diseñados y fabricados tanto el espécimen como los disipadores, se requiere lo que toda ciencia implica: medir y cuantificar los valores que consideremos más oportunos. Existen limitaciones, que bien pueden ser económicas, materiales, de espacio o todas ellas. Las económicas se deben a que la instrumentación científica de precisión es comercializada por pocos fabricantes, lo que supone un coste más elevado del producto. Aparte del precio, al tratarse de un ensayo dinámico, todos los elementos están sometidos a fuertes vibraciones y eso puede acarrear que algún dispositivo se rompa, se mueva o se desconecte; lo cual supone duplicar mucha instrumentación para asegurar que se miden todos los valores fundamentales. Respecto a la limitación material, que se desprende en parte de la económica, ésta condicionará el diseño y colocación de la instrumentación en función del número de dispositivos que se tengan. Aparte, también habrá que tener en consideración la compatibilidad del software de los elementos nuevos con los existentes. Por último, tratándose de ensayos relativamente reducidos, se dispone de muy poco espacio para colocar instrumentación, por lo que el tamaño de la misma será influyente.

La instrumentación empleada en este ensayo dinámico puede ser perfectamente extrapolable a cualquier otro de índole similar, o incluso ensayos estáticos de elementos estructurales aislados. En este caso se han empleado los siguientes: láseres de precisión, sensores de desplazamiento inductivos (LVDT), acelerómetros piezoeléctricos y sísmicos, células de carga de torsión anular y galgas extensiométricas. Los láseres [Figura 4] se encargan de medir el movimiento relativo entre planta primera y segunda y entre la primera planta y el nivel de cimentación.

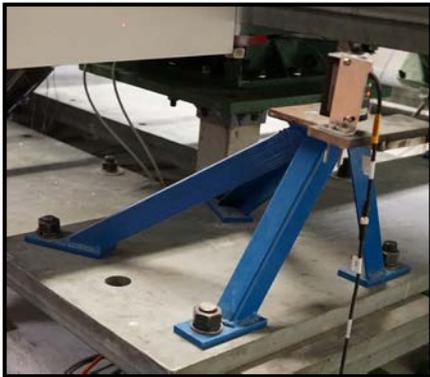


Figura 4: Láser de precisión IL-600 con trípode

Los LVDT [Figura 5] miden los mismos desplazamientos relativos entre plantas que los láseres, por lo que aquí se puede observar cómo se duplica instrumentación para

garantizar el registro de esos datos. Se disponen en los puntos de mayor interés como pueden ser los ejes de los pilares o en su cercanía.



Figura 5: LVDT WA-500 mm

Para registrar las aceleraciones se emplean unos acelerómetros de dos tipos, piezoeléctricos y sísmicos [Figura 6]. De esta manera, y dado que cada uno tiene diferente sensibilidad, se asegura la captación de todas las frecuencias de oscilación relevantes en el ensayo. Para el caso de este ensayo, ambos instrumentos son capaces de duplicar la señal con gran fiabilidad.

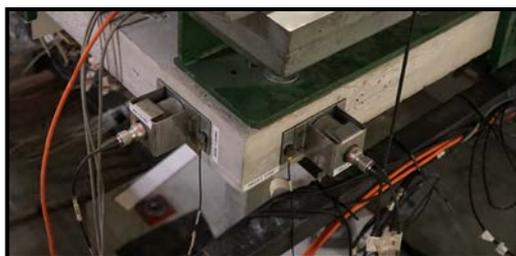


Figura 6: Acelerómetros piezoeléctricos y sísmicos

En la cabeza de los pilares de la planta de arriba se coloca una esfera de acero alrededor de la cual se disponen cuatro células de carga [Figura 7] enfrentadas perpendicularmente entre sí para poder captar por duplicado las fuerzas que se generan en ese punto.



Figura 7: Célula de carga HBM RTN-100 alrededor de la esfera de acero

Es preciso mencionar que, aunque la instrumentación registre los valores físicos reales en una posición e instante concretos, puede ser necesaria la utilización de modelos matemáticos para completar esta información. Por ejemplo, si queremos analizar la deformación de las fibras de una sección de hormigón armado, solo disponemos de información de las barras de acero por medio de las galgas extensiométricas [Figura 8]; por lo

que será necesario interpolar estos valores a las fibras de hormigón mediante las leyes constitutivas de los materiales y diferentes programas de cálculo.

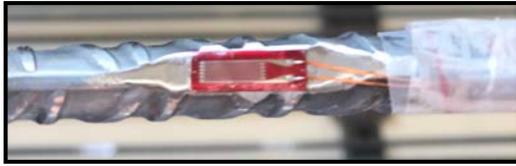


Figura 8: Galga extensiométrica SG 4 wire 120 Ohms

INTRODUCCIÓN DE SEÑALES SÍSMICAS

Dado que el experimento consiste en excitar de manera dinámica una estructura, debemos introducirle la señal del terremoto a cada actuador dinámico en la dirección Norte/Sur y Este/Oeste respectivamente [Figura 9]. Para poder obtener con fiabilidad las aceleraciones de terremotos históricos debemos acudir a la base de datos del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) de la Universidad de Berkeley.

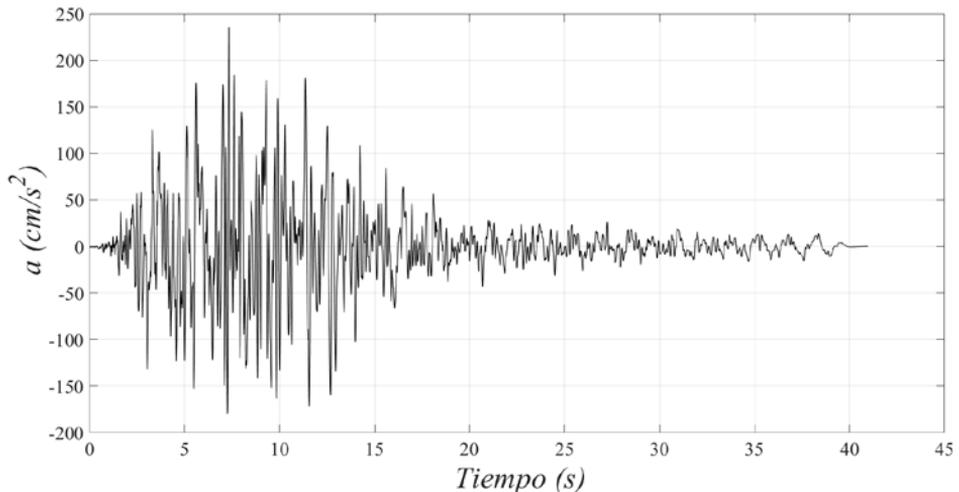


Figura 9: Acelerograma de la señal del terremoto de Kobe de 1995

La última fase de la parte propiamente experimental, antes de pasar a la toma de datos, consiste en un entrenamiento de los algoritmos de la mesa similar a un proceso de *machine learning*. En el cual se introducen unas señales de ruido blanco con un pico de aceleración de ± 0.05 g para que no se desarrollen fuerzas en los disipadores antes de ser sometidos al ensayo; y se van comprobando las respuestas que devuelven los controladores de la mesa. Requiere de un personal

altamente experimentado en el manejo de una mesa vibrante MTS bidireccional que sepa interpretar en cada momento los valores de respuesta para cotejarlos con los introducidos. Existen multitud de factores de muy alta sensibilidad que pueden desequilibrar esta calibración inicial, la cual puede llegar a requerir varios días.

SISTEMAS DE ADQUISICIÓN DE DATOS

No se puede concebir un experimento sin que se registren los resultados del mismo, y esto es posible gracias a los sistemas de adquisición de datos (SAD). Esta fase, que comienza de la mano de la instrumentación, es la que conecta la parte del laboratorio con la de la oficina. Consiste en registrar todos los datos en cada paso de tiempo del muestreo. Se requiere una actitud activa e intensa durante la grabación de los datos para tratar de identificar cualquier anomalía en un período corto de tiempo durante todo el transcurso del ensayo. Toda la instrumentación emite señales eléctricas que son recibidas por los equipos de hardware de captación de datos y transformadas digitalmente por el software que gestiona todos los sistemas SAD localizado en la oficina del laboratorio [Figura 10].

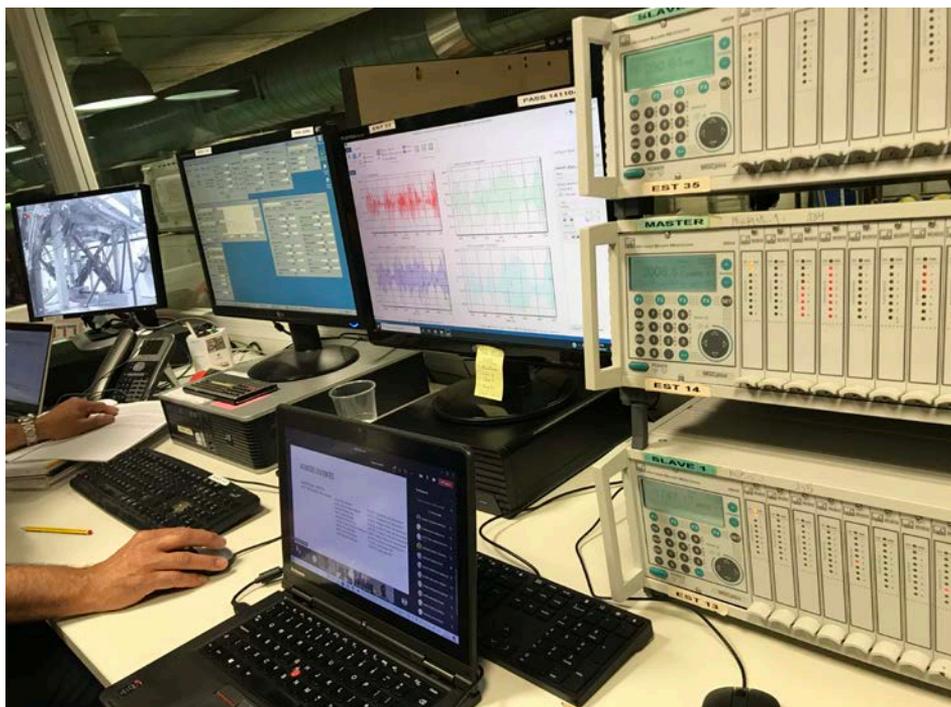


Figura 10: Oficina con todos los equipos y sistemas de adquisición de datos

Es aquí donde se definen los sensores que transforman las señales eléctricas, se corrigen desfases de tiempo entre equipos de captación, se configuran los parámetros de las mediciones, se maneja el controlador de los actuadores dinámicos de la mesa vibrante, se supervisan los equipos de grabación audiovisuales y se toman las decisiones correspondientes según el transcurso del ensayo.

En esta fase, de vital importancia, es donde se cierra todo el proceso experimental. Se requiere de un gran dominio de las herramientas informáticas y mucha precisión tanto en la emisión de los comandos a seguir por parte del director, como en la recepción de los mismos por parte del resto del equipo.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez finalizada toda la etapa experimental se compilan todos los datos registrados y se analizan en el lugar de trabajo habitual. Cuanto más tiempo se le dedique a la organización y diseño de la parte experimental, menor tiempo se le dedicará a la parte teórica. Cualquier desajuste, error humano, mecánico o digital podrá suponer muchos días de trabajo extraordinario por parte del personal investigador. Es sensato contemplar un margen generoso de tiempo en la etapa de lectura y procesado de datos, sobre todo si se trata de un ensayo que no se ha realizado con anterioridad. Resulta fundamental una buena recopilación de datos en el propio laboratorio, incluso ir verificando de manera regular la coherencia de los valores registrados en todo momento. Por lo general, un ensayo consta de diferentes etapas, por lo que en el espacio de tiempo que hay entre unas y otras es altamente recomendable realizar las correspondientes comprobaciones tanto de los resultados obtenidos como del estado de la instrumentación.

CONCLUSIONES

- Un ensayo sísmico de estructuras en laboratorio consta de diferentes etapas en las que intervienen diversos agentes, cuanto más activo y presente se esté en todas y cada una de las fases mayor será el conocimiento que se tenga sobre el experimento en todo momento y, por ende, mayor será la calidad de la publicación.
- Puesto que se trata de un ensayo dinámico donde todos los elementos estructurales y no estructurales están en movimiento, es altamente recomendable duplicar los sistemas de medición y redundar en el registro de datos relevantes. La pérdida de ciertas mediciones vitales puede llegar a arruinar el ensayo por completo.
- Se requiere una alta vigilancia en las mediciones en todo momento para comprobar que todo funciona correctamente y no existen desajustes entre un ensayo y el siguiente.

- Es importante ser conocedor de los tiempos requeridos y recursos económicos y materiales de los que se dispone en cada etapa. Esto permite optimizar el proceso y anticiparse a las posibles incidencias.
- Los ensayos experimentales son cruciales y necesarios para validar la adecuación de los modelos teóricos propuestos. Cuantos más se realicen, mayor será el grado de validación.

REFERENCIAS

- Benavent-Climent, A.; Escolano-Margarit, D.; Arcos-Espada, J.; Ponce-Parra, H. 2021. “New Metallic Damper with Multiphase Behavior for Seismic Protection of Structures”. *Metals*, 11(2), 183.
- Constantinou, M.; Soong, T.; Dargush, G. 1998. “Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit”. *Monograph No. 1; MCEER: Buffalo, NY, USA*.
- Housner, G.W.; Bergman, L.A.; Caughey, T.K.; Chassiakos, A.G. 1997. “Structural control: Past, present, and future”. *Journal of Engineering Mechanics*, 123, (897–971).
- Javanmardi, A.; Ibrahim, Z.; Ghaedi, K.; Ghadim, H.B.; Hanif, M.U. 2020. “State-of-the-art review of metallic dampers: Testing, development and implementation”. *Architecture and Computer Methods in Engineering*, 27, (455–478).
- Skinner, R.I.; Kelly, J.M.; Heine, A.J. 1974. “Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures”. *Earthquake Engineering Structure Dynamics*, 3, (287–296).
- Soong, T.T.; Spencer, B.F., Jr. 2002. “Supplemental energy dissipation: State-of-the-art and state-of-the-practice”. *Engineering Structures*, 24, (243–259).
- Symans, M.D.; Constantinou, M.C. 1999. “Semi-active control systems for seismic protection of structures: A state-of-the-art review”. *Engineering Structures*, 21, (469–487).

ESTRUCTURAS DE MADERA Y PANELES CLT: UN MATERIAL EN AUGE

Flavia Proverbio ¹

Resumen

En los últimos tiempos la madera se está abriendo un espacio cada vez más amplio entre los materiales estructurales: material de construcción de los más antiguos, vuelve a estar en auge tanto en sus formas más tradicionales, como en formatos nuevos y de altas prestaciones como la madera laminada o contralaminada, si bien todavía, al menos en España, muchas veces no existe una adecuada preparación de los técnicos intervinientes. Como material natural, ortótropo y elastofrágil, la madera necesita que el proyectista que trabaja con ella sepa cuales son sus propiedades mecánicas y resistentes, cómo cambia su comportamiento estructural según el tipo de uso, el sistema constructivo y hasta el lugar del proyecto, así como definir correctamente los detalles y uniones y dotar a los elementos de una adecuada protección frente a los agentes patógenos.

INTRODUCCIÓN

En estos últimos años resulta cada vez más común tener que enfrentarse con el diseño y cálculo de estructuras de madera. El material en sí no es nuevo: encontramos objetos y construcciones de madera en varios lugares del mundo y pertenecientes a épocas más o menos antiguas; es suficiente con pensar en la arquitectura del Norte de Europa o en la tradicional china. Sin embargo, se trata de un material que fue desapareciendo con la aparición de nuevos materiales como el acero y el hormigón y que solo ahora vuelve a estar en auge. Hoy en día empieza a existir en España una nueva conciencia sobre el uso de la madera, aunque hay un cierto retraso respecto a otros países por falta de tradición, es decir, falta de conocimiento y adecuada preparación por parte de los agentes, y por la reducida y desigualmente distribuida presencia de verde y bosques en suelo nacional.

¹ Mecanismo Ingeniería, flavia.proverbio@gmail.com

LA MADERA EN LA CONSTRUCCIÓN: UN MATERIAL MULTIFORME

Antes de nada, recordar que la madera es un material diferente a otros (hormigón, acero...) que se emplean de forma habitual para las estructuras: es ortótropo, caracterizado por propiedades mecánicas diferentes según su puesta en obra y la dirección de la carga actuante con respecto a las fibras, y elastofrágil, por lo que no permite esa reserva estructural de otros materiales y el colapso puede llegar a ser repentino.

Además, las peculiaridades de este material afectan directamente a la manera de diseñar las estructuras: las uniones son articuladas o semirrígidas, debido al aplastamiento local de la madera y al consecuente deslizamiento entre piezas durante la puesta en carga, aunque el grado de rigidez depende del tipo de unión, pudiendo conseguirse uniones rígidas solo utilizando barras encoladas.

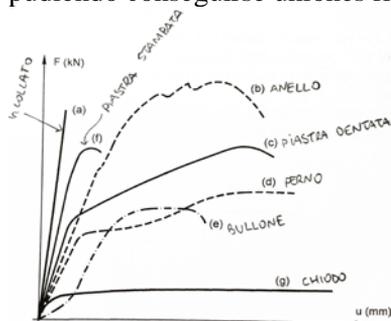


Figura 3.19 Diagrammi schematici di comportamento forza-scorrimento (parallelo alla fibru) per differenti collegamenti: a) collegamento incollato (12500 mm²); b) anello ($d = 100$ mm); c) piastra dentata ($d = 62$ mm); d) perno ($d = 14$ mm); e) bullone ($d = 14$ mm); f) piastra stampata (100×100 mm²); g) chiodo ($d = 4.4$ mm) (grafico rielaborato da Blass H.J., et al, Timber Engineering STEPI, Centrum Hout, 1995).

Figura 1: Gráfica de comportamiento carga-deslizamiento (paralelo a la fibra) por diferentes tipos de uniones. Figura 3.19 libro *Strutture in legno* (ref. [1])

Desde el primer momento, pues, hay que tener en cuenta de qué forma se pretende que trabaje la estructura y cómo resolver las uniones entre elementos: cada proyecto es diferente y cada estructura necesita de un estudio especial, al igual que la ubicación geográfica donde se realice el proyecto también influye.

Así, el diseño estructural tiene que tener en cuenta el tipo de pieza utilizada y el método constructivo adecuado a ésta: si utilizamos montantes de madera maciza de dimensiones reducidas no podemos olvidarnos de resolver el problema de la inestabilidad por pandeo y del fuego, por ejemplo, teniendo que englobar estos elementos dentro de una pared de entramado ligero.

Resulta novedoso ver cómo ha cambiado la forma de emplear la madera en la construcción con respecto al pasado y como se han introducido en el mercado, entre otros, elementos estructurales en madera laminada, X-LAM, o elementos bidimensionales en madera contralaminada, CLT, aportando ventajas como la de aumentar la resistencia mecánica o superar límites dimensionales impuestos desde la misma materia prima.

Cada tipología estructural se rige mediante unas reglas y unos detalles constructivos bien definidos y que afectan a la construcción tanto a nivel estructural como arquitectónico y que, por eso, se tienen que tener en cuenta desde las primeras fases de proyecto.

Sin hacer un compendio de las ventajas en el uso de la madera en arquitectura y de sus múltiples formas de emplearla dentro de un proyecto, lo que se pretende aquí es poner en evidencia algunos temas concretos relacionándolos a aspectos prácticos del día a día en el ámbito profesional y a mi experiencia personal como ingeniero en Mecanismo Ingeniería.

PRESUPUESTO ECONÓMICO VS RETO ARQUITECTÓNICO

Cuando se está desarrollando un proyecto, en la mayoría de los casos hay que ajustarse a unos límites de presupuesto: muy pocas veces existe la posibilidad de diseñar estructuras olvidándose de la parte económica y por eso, a la hora de seguir adelante con el proyecto, es imprescindible saber si la tipología elegida es la correcta. ¿Qué decir de una pequeña vivienda unifamiliar con estructura enteramente de CLT? Recurrir a paneles de madera contralaminada para una vivienda de una-dos plantas supone utilizar un volumen ingente de madera, lo cual repercute directamente en los costes.

La vivienda unifamiliar en Riaza, por ejemplo, con sus aproximadamente 150 m² de superficie y 520 m² de paneles de CLT quedó únicamente en madera en fase de proyecto: se recalculó algunos meses después en acero y hormigón para reducir presupuesto.

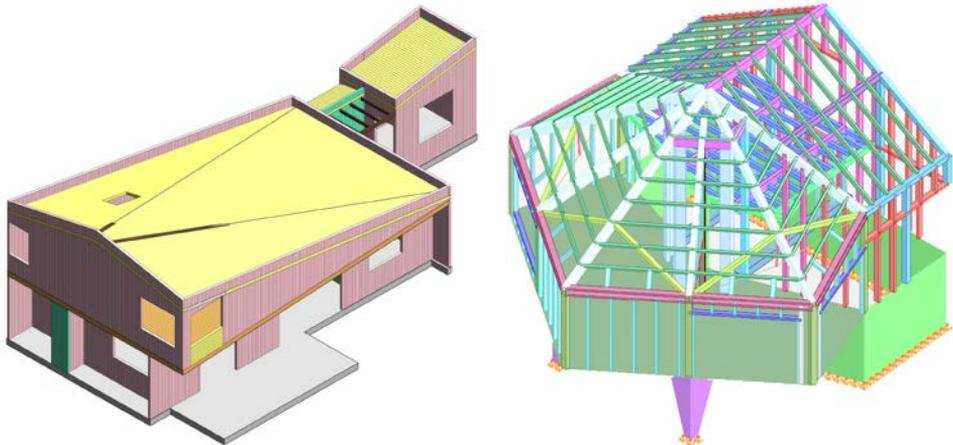


Figura 2: A la izquierda: modelo Revit de VU Riaza con estructura de CLT. A la derecha: modelo de cálculo en Robot Structural Analysis de VU Carnota con estructura de entramado ligero de madera y hormigón

Sin embargo, otras viviendas de dimensiones similares y con diseño arquitectónico interesante se han podido proyectar primero, y construir después,

con estructura de entramado ligero de madera completada con perfiles de madera laminada (vigas y pilares) en los puntos de más concentración de cargas.

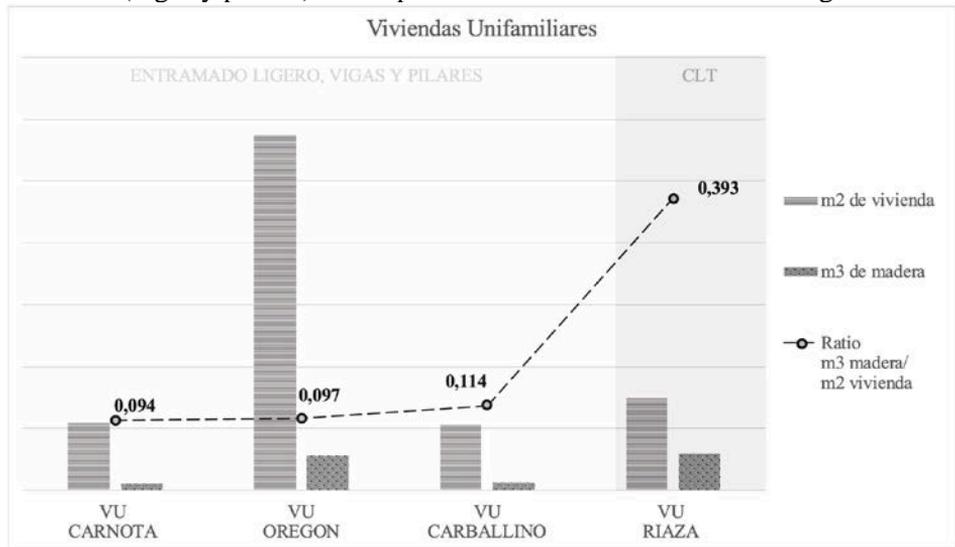


Figura 3: Comparación entre m2 de vivienda y m3 de madera empleada en la estructura

Por el contrario, otras veces el aspecto económico no resulta tan limitante y se recurre a la madera para resolver geometrías complejas: es el caso de la ampliación del restaurante de Martín Berasategui en Lasarte Oria. En este proyecto el reto consistía en diseñar la cobertura para la nueva sala del restaurante creando un espacio diáfano y contando con la compleja geometría con planta “en abanico”, superficie de cubierta alabeada y posibilidad de apoyar la estructura solo en los extremos del salón. Tras un estudio pormenorizado de la solución, añadiendo a las dificultades técnicas el reducido plazo para llevar a cabo la obra y, por tanto, la necesidad de prefabricar lo máximo posible el proceso, se resuelve la cubierta mediante un emparrillado de vigas XLAM de abeto con doble curvatura y canto variable; el apoyo trasero de la estructura es un cilindro realizado con paneles de CLT de 12 cm de espesor.

Pero la madera no solo permite diseñar pequeñas “joyas”, sino también plantear construcciones de mayor escala y cierta dificultad estructural, como pasa en la Sala de Catas de la Bodega Milsetentayseis en Fuentenebro, Burgos. La sala de catas está formada por un volumen cúbico, dos plantas sobre rasante, baja y primera, y cubierta plana. Las plantas son cuadradas, el forjado de planta primera y la cubierta tienen dimensiones interiores de, aproximativamente, 16x16m, a las cuales hay que añadir un voladizo de 2,20 m en todo el perímetro del edificio. La estructura principal, vigas y pilares en forma de X o V, se resuelve con madera, respectivamente, laminada y aserrada, mientras los forjados se resuelven con paneles de CLT de 200 mm de espesor; finalmente para las cerchas que sujetan

los voladizos y para la viga perimetral de planta primera se opta por utilizar perfiles metálicos cerrados.

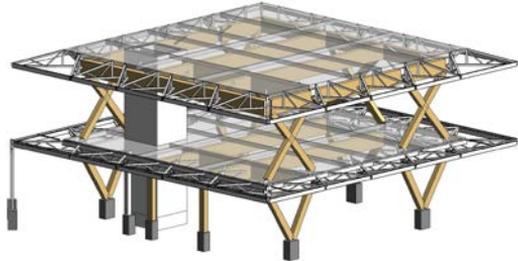


Figura 4: A la izquierda: Foto de la ampliación del Restaurante de Martín Berasategui [crédito de foto: mecanismo]. A la derecha: modelo Revit de la Sala de Catas de la Bodega Milsetentayseis

PREFABRICACIÓN: EL VALOR DEL TIEMPO EN LA OBRA

Como ya se ha comentado con respecto al proyecto de ampliación del restaurante de Martín Berasategui, otra ventaja que ofrece la madera es la posibilidad de prefabricación de piezas (o partes del sistema a instalar) y, por consecuencia, mayor rapidez en la obra.

La prefabricación puede tener diferentes niveles: cuanto más rápido se quiere que sea la obra, más tiempo habrá que dedicarle al proyecto en las fases previas de diseño y desarrollo para dejar definidas todas sus piezas y uniones.

Hoy en día este proceso es posible gracias también a las máquinas de corte numérico y a las herramientas informáticas de modelado 3D y procesamiento de datos que hacen posible, además, prácticamente cualquier tipo de geometría. Eso sí, cuanto más prefabricación, menos o ninguna posibilidad de cambios entre el momento de la entrega del Proyecto de Ejecución y el comienzo de la obra: en estos casos los plazos suelen ser reducidos y en cuanto se empiece con el proceso de producción en fábrica del material para la construcción no hay vuelta atrás.

El proyecto para el edificio de los Vestuarios Finsa en Santiago de Compostela representa un ejemplo de construcción realizada íntegramente en madera en un plazo de 6 meses, desde marzo hasta septiembre de 2018.

La edificación, cuya superficie total es de, aproximadamente, 1350 m², se componen de 7 módulos independientes, 6 vestuarios y una sala de reuniones para el Comité de Empresa, con cubierta a un agua, comunicados mediante un pasillo exterior construido sobre una ménsula en hormigón armado. Las cubiertas son ligeras en paneles de CLT de 100 mm de espesor, existen elementos principales, vigas y pilares, en madera laminada y todos los muros portantes se ejecutan en entramado de madera ligera. Para el montaje del entramado se utilizan elementos

F. Proverbio

de madera aserrada (montantes, travesaños, durmientes ...) y se piensa, desde primer momento, en el proceso de fabricación y su puesta en obra.

Ya en fase de proyecto se dividen los entramados en módulos de ancho no superior a 3,5 m (considerando una dimensión máxima del módulo de 3,5x12m para asegurar su transporte por carretera mediante camión), y se duplican los montantes en los puntos de unión entre un módulo y el sucesivo. Previamente al comienzo de la obra se realiza también un modelado 3D de la estructura mediante la herramienta Cadwork, para poder así facilitar el proceso de fabricación y sucesivo montaje de la estructura de madera. Cada módulo del entramado ligero llega a obra completo de todos los elementos de madera y cerrado por un lado por un panel estructural que permite que el módulo sea estable; este mismo panel servirá luego de plano arriostrante y elemento de rigidización frente las cargas horizontales una vez llevada a cabo la construcción del edificio.

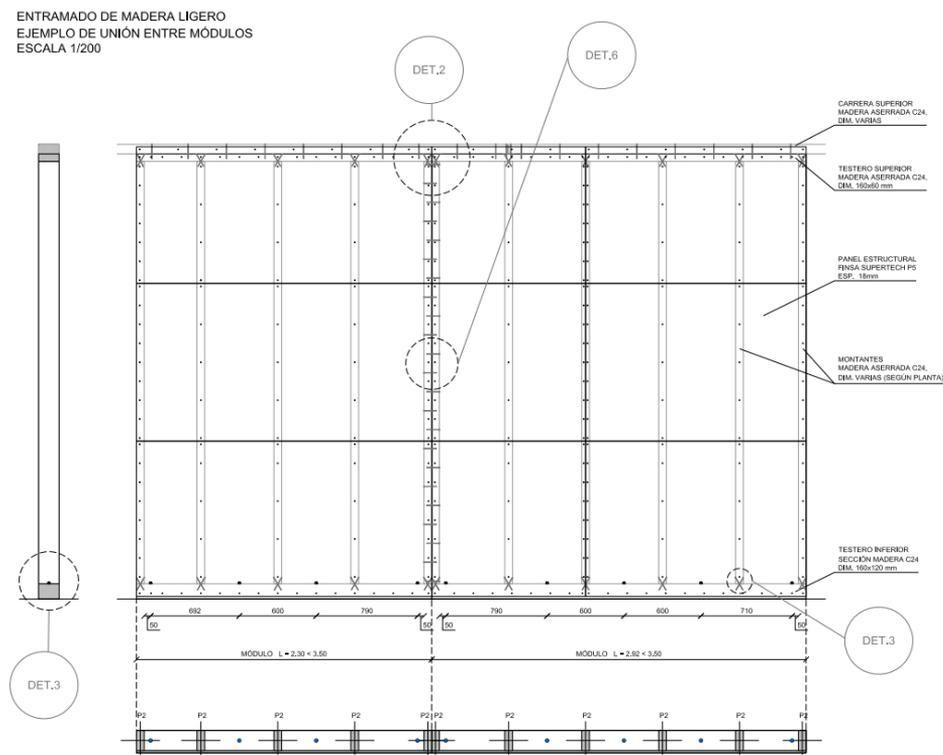


Figura 5: Detalle de módulo y unión entre módulos de entramado ligero de madera para la obra de los Vestuarios Finsa

Para completar los muros, durante el montaje in situ, se rellenan los entramados ligeros de madera con paneles aislantes y se cierran con el trasdosado interior; para rematar se monta la fachada ventilada en el lado al exterior del cerramiento.



Figura 6: Fotos de obra de los Vestuarios Finsa [crédito de la foto de la izquierda: Finsa]

PATOLOGÍAS Y MADERA EN EL PATRIMONIO CULTURAL

Ahora bien, además de conocer el comportamiento estructural de la madera, hay que tener en cuenta se trata de un material orgánico y natural y, por eso, sujeto a ataques por parte de agentes tanto abiótico (sol, lluvia, humedad...), como biótico (hongos, insecto de ciclo larvario, insectos sociales y xilófagos marinos).

Con respecto a la edificación nueva, el leitmotiv a la hora del desarrollo de los detalles constructivos tiene que ser la evacuación rápida del agua y la reducción de la humedad: cuando la madera está seca difícilmente podrán aparecer patologías. Un correcto esquema estructural, junto con una correcta resolución de los detalles constructivos y uniones tanto desde el punto de vista estructural, como arquitectónico, son la receta para conseguir los resultados esperados y una construcción que perdure en el tiempo.

Pero, ¿qué hacer cuando estamos interviniendo sobre edificios existentes? La madera lleva muchos siglos en la historia de la arquitectura y no es difícil encontrarnos con edificios antiguos de cierto interés arquitectónico-artístico y sobre los cuales pueda ser necesario intervenir.

En 2020 Patrimonio Nacional nos pide analizar la estructura del forjado de madera del coro de la Iglesia del Monasterio de San Jerónimo, Yuste, de cara a poder estimar la capacidad de sobrecarga de uso máxima admitida por dicho forjado. Aunque nuestra labor se limitaba a la redacción de un informe, en la visita nos encontramos con una estructura de madera, en aquel entonces, en buen estado, pero que había sido ya objeto de intervenciones en diversas ocasiones a lo largo de los últimos 20 años y donde ya se habían aplicado tratamientos (inyecciones a presión, tratamiento superficial con pulverización...) y/o sustituido piezas. La cámara por debajo del forjado, húmeda y poco ventilada, había llevado a la aparición de termitas subterráneas y carcomas grandes, además de pudrición en algunos apoyos de las vigas en los muros. Cabe destacar que entre las medidas correctoras que se llevaron a cabo se abrieron huecos en el forjado, en proximidad del coro, para conseguir una mayor ventilación de la zona entre la cúpula y la estructura de madera del forjado.

F. Proverbio

Otro edificio, misma causa de patologías: es el caso de la cubierta del Transparente de la Catedral de Toledo.

Aquí las graves lesiones en la pieza exterior, lucerna o Cuerpo de Luces del Transparente, han derivado en una situación crítica en el estado de conservación de las pinturas murales interiores. Las causas del deterioro de la estructura han sido principalmente las filtraciones de agua de lluvia a través de la cubierta junto a la falta prolongada de mantenimiento de la misma. La madera presentaba humedades y pudriciones, además de visibles excesos de flechas en algunos elementos, fracturas ...



Figura 7: Cuerpo de Luces del Transparente de la Catedral de Toledo antes de las intervenciones [crédito fotos: Arq. Javier Contreras Plaza]

Ante esta situación de riesgo, tanto para las personas, por el mal estado estructural de la pieza objeto de intervención, así como ante una posible pérdida de los valores materiales y formales del bien, se pone en marcha un Proyecto de Emergencia. Nuestra labor, en este caso, es la de proporcionar al arquitecto responsable de la obra asistencia técnica en materia de estructuras para que se pueda recuperar por completo el Transparente y dar solución a todos problemas/patologías detectados.

Ayudándonos con la nube de puntos realizada en la zona de la Catedral sobre la cual intervenir y con los dibujos proporcionados por los arquitectos somos capaces de construir un modelo unifilar que representa adecuadamente la compleja geometría de la cubierta y el “bosque” de perfiles de madera aserrada que la constituyen. Sin embargo, resulta imprescindible una visita in situ para acabar de comprender la estructura analizada y darse cuenta del estado de la misma.

A fecha de hoy, queda casi completada la parte de rehabilitación estructural del Cuerpo de Luces del Transparente: por una parte, se ha mejorado el comportamiento estructural de la cubierta, por ejemplo, colocando tirantes

metálicos en la zona de la bóveda donde los pares estaban transmitiendo esfuerzos horizontales sobre los muros de sillería, también afectados por diferentes tipos de lesiones, y, por otra, se han sustituido todas las piezas o porciones de ellas afectadas por pudriciones o en mal estado. La estructura secundaria, las vigas secundarias y las ripias, se ha sustituido por completo, reconstruyendo cada elemento igual al existente y volviéndolo a colocar en su sitio sin aportar modificaciones geométricas a la cubierta; los durmientes, en muy mal estado, se han sustituido por pieza de madera nueva y, donde esto no era posible, se han reconstruido con resina; de la estructura principal, se ha dejado sin alterar todo lo que estaba en buen estado, teniendo que intervenir de forma localizada sobre todo en las zonas de apoyo de pares y tirantes donde las cabezas se habían podrido.



Figura 8: Cuerpo de Luces del Trasparente de la Catedral de Toledo durante la fase de obra

CONCLUSIONES

Tras este recorrido rápido en el mundo de la construcción con madera a través de algunos proyectos reales, las ideas-claves a recordar son las siguientes:

- Hoy en día y cada vez más toma presencia con fuerza la madera en el mundo de la construcción, no solo en su formato y tipología constructiva clásica, si bien en nuevas formas y apoyándose en las nuevas tecnologías.
- La madera es un material natural, ortótropo y elastofrágil: según el tipo de proyecto, hay que saber en cuál de sus formatos y con qué sistema constructivo utilizarla.
- Desde las primeras fases de proyecto hay que definir qué sistema constructivo usar y tener en cuenta sus peculiaridades y necesidades para integrar correctamente arquitectura y estructura.
- La parte económica es importante: cada sistema puede adaptarse más o menos bien al presupuesto según el tipo de proyecto que sea.

F. Proverbio

- La madera permite conseguir altos grados de prefabricación en la construcción, aunque hay que tener claro desde primer momento cómo se ejecutará la obra para poder desarrollar correctamente el proyecto.
- Al ser un material natural, no solo hay que conocer sus características mecánicas, sino conocer de qué forma diseñar los detalles constructivos para garantizar una estructura duradera y reducir la posibilidad de que aparezcan patologías muy pronto. Antes de nada, evitar siempre las humedades.
- Conocer el material también es conocer cómo mantenerlo en el tiempo y cómo actuar cuando ya haya aparecido algún tipo de patología.

Por último, merece la pena subrayar que el resultado estético que se consigue con la madera es algo único; la sensación de calidez y naturalidad de un edificio con madera vista es algo que no se puede conseguir con otros tipos de materiales. Y cuando la madera queda vista, quedándose al descubierto lo que es todo el sistema estructural, y que esto mismo resuelva también la arquitectura de la construcción, pues el resultado es algo impresionante, como se puede apreciar en el mirador de madera Bodega A Cova en Lugo.



Figura 9: Mirador de madera Bodega A Cova, en Lugo [crédito fotos: Arrokaabe Arquitectos]

REFERENCIAS

- [1] M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena. *Strutture in legno*. Biblioteca tecnica Hoepli, Trento, 2005
- F. Arriaga, F. Peraza, M. Esteban, I. Bobadilla, F. García. *Intervención en Estructuras de Madera*. 2002

APEO Y REHABILITACIÓN DE FORJADO EN SALÓN DE ACTOS DEL HOTEL DON PABLO, TORREMOLINOS, MÁLAGA

Javier Ramírez Bandera ¹, Antonio Vargas Yáñez ²

Resumen

En el proceso de renovación de uno de los salones de celebraciones del hotel Don Pablo en Torremolinos, Málaga, y una vez se decidió que era necesario rehabilitar el forjado reticular de hormigón armado del techo, el autor del proyecto propuso la eliminación de dos de los pilares centrales.

En este artículo se exponen las diferentes hipótesis valoradas para aproximarnos a la deformada del forjado tras el apeo, modificando las propiedades de cálculo del hormigón armado en los modelos de elementos finitos, así como las estrategias de refuerzo del mismo. Estas hipótesis se verán refrendadas por el control topográfico milimétrico de un conjunto de puntos clave del forjado durante el proceso.

Estado inicial, objetivos y solución propuesta

El objeto del proyecto era realizar una reforma de la estancia para usarla como salón de reuniones con una nueva estética y generando un espacio más diáfano, por lo que desde el proyecto de reforma interior se propuso la eliminación de los dos pilares intermedios de la sala. De esta manera, la cuadrícula original de 6 x 6 metros pasó a una de 12 x 18 metros.



Figura 1: Estado inicial del salón de actos, Hotel Don Pablo, Málaga

¹ Alteestudio, ramirezbandera@coamalaga.es

² Universidad de Málaga, antoniovy@coamalaga.es

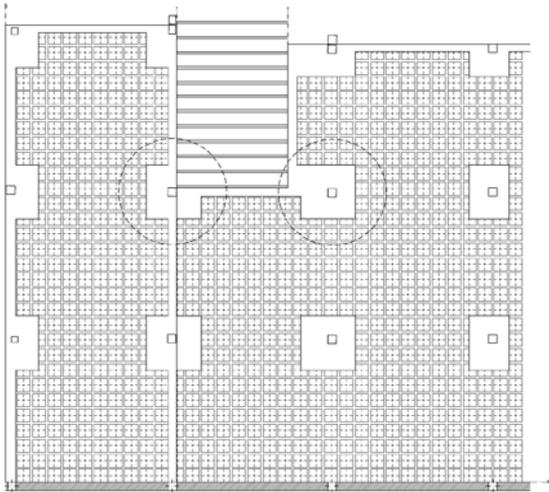


Figura 2: Planta de forjado con pilares a apeaar. Arriba y en el centro se encuentra el forjado unidireccional

Para adecuarse al proyecto de decoración interior se realizó el diseño y cálculo del refuerzo estructural que introducía un emparillado de vigas de acero de gran canto que asumen el soporte del forjado, una vez eliminado los pilares centrales. Al mismo tiempo, se duplicaron los pilares donde apoyan estas vigas mediante la colocación de unos nuevos pilares de acero formados por dos perfiles en H adosados a los existentes y cuya cimentación está formada por un conjunto de micropilotes con encepados de acero.

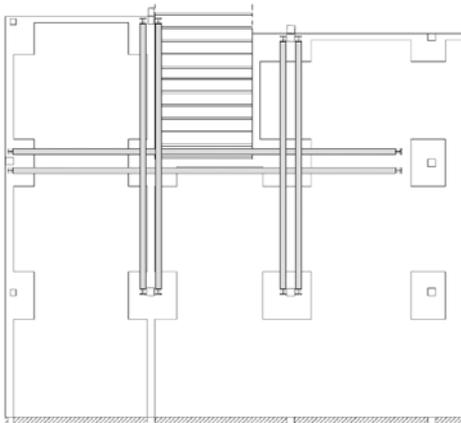


Figura 3: Esquema de la propuesta de apeos de la estructura

El edificio en este punto tiene una sola altura y la estructura existente consiste en un forjado reticular de casetones perdidos de hormigón con diferente intereje según la dirección (80x70 cm) y un canto de 27 cm.

El forjado reticular se apoya sobre pilares de hormigón armado. En un determinado momento, el forjado fue ampliado mediante el cierre de un patio con un forjado unidireccional de viguetas metálicas.

Paralelamente, y a la vista del estado del forjado y su edad, se reconoció la necesidad de adecuar su reparación estructural a la nueva distribución de esfuerzos resultante de la eliminación de los pilares y el aumento de las cargas muertas que ha experimentado a lo largo de su vida como consecuencia de la colocación de nuevas capas de pavimento sobre la solería inicial.

Modelos adoptados y estrategias de análisis.

El análisis realizado se basa en un proceso evolutivo en el que se analiza las variaciones de los esfuerzos teniendo en cuenta el proceso constructivo. Mediante el software Sap 2000, se lleva a cabo dos modelos de cálculo, que reflejan los estados inicial y final de la estructura.

El primer modelo corresponde a la estructura existente bajo la acción del peso propio de los forjados y sus cargas permanentes (solerías acumuladas desde el momento de su construcción). El objetivo de este modelo es aproximarnos de la manera más fiel posible al estado tensional actual de los elementos, así como a sus deformaciones. Este conocimiento del estado previo nos permitió aproximarnos al incremento de deformaciones en el estado final y a la capacidad remanente de los forjados para poder reforzarlos con fibra de carbono.

El segundo modelo consistió en la estructura reformada introduciendo el apeo metálico y eliminando los dos pilares interiores. En este modelo se introdujeron adicionalmente la sobrecarga de uso, nieve y el esfuerzo sísmico. Este modelo es el utilizado para determinar los estados límites últimos de los nuevos elementos introducidos, así como de los refuerzos de fibra de carbono del forjado reticular.

Con anterioridad al desarrollo del proyecto de estructuras se diseñó una campaña de análisis y pruebas in situ que fue desarrollada por la empresa CEMOSA. Estas pruebas incluyeron el reconocimiento de los diferentes armados del forjado y pilares, extracción de testigos para conocer la resistencia del hormigón y ensayos para determinar la profundidad de carbonatación.

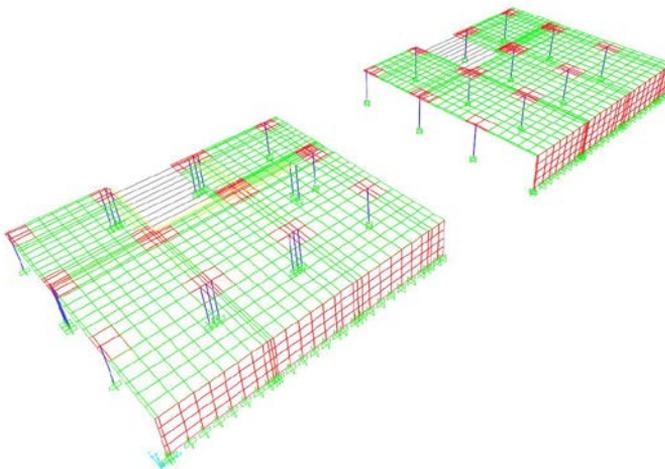


Figura 4: Modelos de cálculo de los estados inicial y final

Cimentación y soportes

La eliminación de los pilares interiores supone que la carga que es sostenida por estos tiene que distribuirse entre el resto de pilares, lo que supone un incremento de los esfuerzos del 26 % en los pilares colindantes.

Ante la necesidad de conseguir un pórtico hiperestático para poder controlar las deformaciones y frente a la complejidad de las uniones rígidas a los pilares preexistentes que no disponían de suficiente armadura para aguantar el aumento de cortante y momento, se optó por realizar unos pórticos metálicos nuevos con pilares de acero unidos rígidamente a las vigas sobre las que descansa el forjado en el cuadro en el que se eliminan los pilares de hormigón centrales.

De esta manera por cada pilar de hormigón se disponen dos perfiles HEB 300 que posteriormente se protegen del fuego con un trasdosado de paneles de yeso laminado que les configura el aspecto de un único pilar integrado en la decoración final del salón.

La cimentación original del edificio está resuelta mediante un conjunto de zapatas superficiales que no siempre están arriostradas en las dos direcciones y que se apoyan sobre depósitos de playa incapaces de soportar el aumento de tensión de las cargas transmitidas por los nuevos pilares. Esta circunstancia hizo necesario el refuerzo de la cimentación actual con un conjunto de micropilotes que perforaban las zapatas de los pilares de hormigón a los que se adosaban los nuevos pilares de acero.

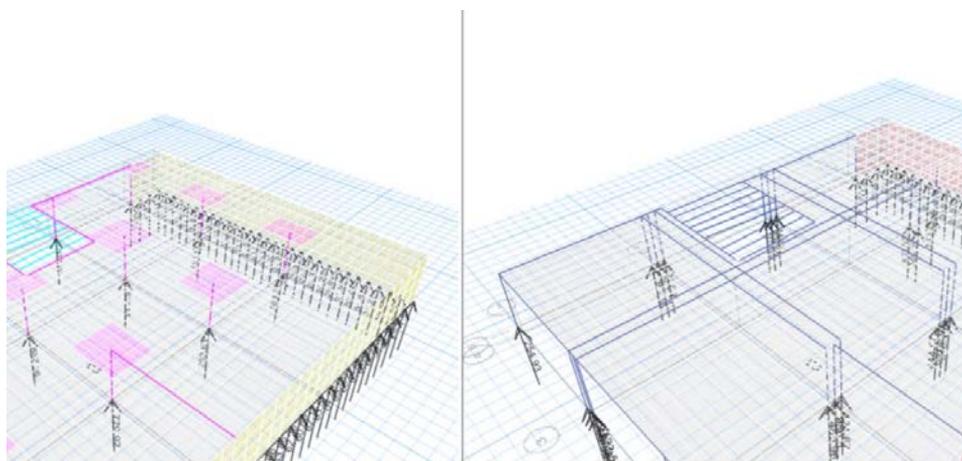


Figura 5: Reacciones en los pilares en el estado original y tras el corte de los dos pilares centrales

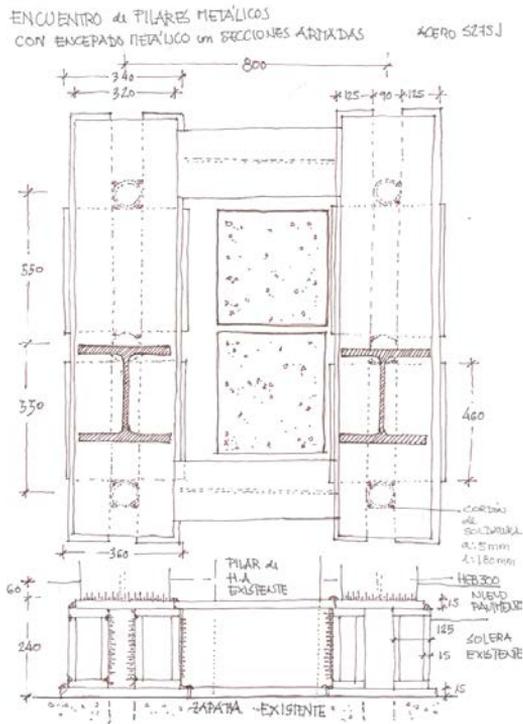


Figura 6: Croquis de los encepados de chapa de acero

La conexión entre los nuevos pilares metálicos y los micropilotes estuvo condicionada por la necesidad de ejecutar un encepado capaz de transmitir las cargas sin afectar a la cimentación existente, cuyo armado se desconocía. Además, las necesidades del proyecto de decoración y la altura libre de la sala disponible redujeron el espacio para resolver la conexión a únicamente 30 cm. Espacio que hacía inviable una solución tradicional de encepados de hormigón armado. La solución propuesta fueron unos encepados metálicos realizado con perfiles armados ejecutados en taller con chapas de acero.

En el cálculo de los micropilotes, en la situación sísmica se depreció el trabajo por fuste en los depósitos de playa para conjurar el riesgo de que pudiera existir situaciones de licuefacción ante la cercanía de la línea de costa.

Consideraciones en forjado reticular

La campaña de ensayos reveló que el proceso de carbonatación había alcanzado las armaduras. Este resultado que no causó una sorpresa ya que anteriormente se habían observado numerosos puntos en los que las armaduras estaban oxidadas, se había producido la explosión del hormigón y el recubrimiento de las armaduras que en los años en que se construyó la estructura rondaba entre los 10 y 15 mm.

Para la reparación de las armaduras del forjado y alargamiento de su vida útil se proyectó un tratamiento de limpieza, restitución y aplicación de pasivadores y de morteros de reparación estructural. Esta actuación fue previa a la aplicación de los refuerzos de fibra de carbono necesarios para la restitución de las pérdidas de armadura y adecuación a la nueva distribución de esfuerzos que provocaba la eliminación de los dos pilares y el apoyo del forjado en las vigas de acero.



Figura 7: Daños de oxidación en las armaduras del forjado reticular en el momento de la intervención

Adicionalmente, en el proyecto se realizó una estimación de la resistencia al fuego conforme a las exigencias del CTE DB-I. Considerando la existencia del sistema de extinción automática proyectado en el proyecto de reforma integral del salón, se calculó un tiempo de exposición de la estructura a la acción del fuego de 96 minutos. El refuerzo de los nervios del forjado reticular con fibras de carbono precisa de una protección contra el fuego efectiva que se alcanzó en el proyecto con un sistema de falso techo con placas ignífugas. Posteriormente y durante la ejecución de la obra, la dirección facultativa del proyecto de reforma integral del salón cambió esta protección por una proyección de mortero de vermiculita para tener una mayor libertad en el diseño del falso techo.

Cálculo de refuerzos

La eliminación de los pilares de hormigón conllevó un cambio en los esfuerzos del forjado reticular que obligó a introducir unos refuerzos que iban más allá de la mera reparación del deterioro experimentado a lo largo de la vida de la estructura. Por esto, se proyectó su refuerzo mediante laminados de fibra de carbono colocados en la cara inferior de los nervios. Como consecuencia de la imposibilidad de realizar refuerzos por la cara superior del forjado, se admitió cierto comportamiento plástico.

Debido a que el forjado ya cuenta con una deformación, fue necesario modificar la ecuación constitutiva del material de refuerzo para que este no trabajará antes de llegar al estado de actual de deformación de la sección. La obtención de esta deformación se determinó tomando los valores de esfuerzos en servicio

obtenidos del modelo de la estructura actual y simplificando el elemento placa en diferentes pórticos virtuales en los que se determinó su estado tensional.

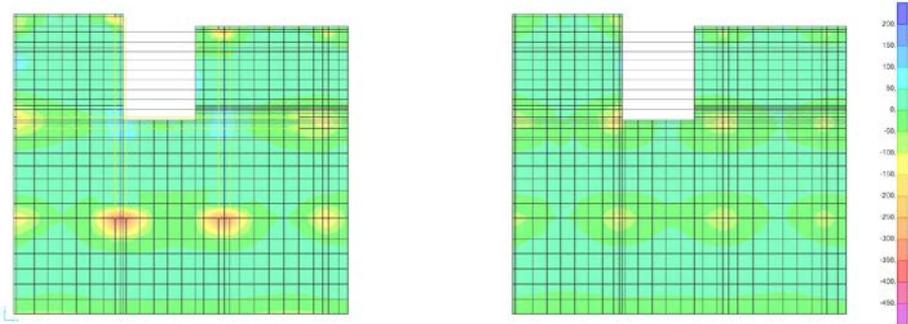


Figura 8: Isozonas M_y (kN m/ml) según estado inicial y final

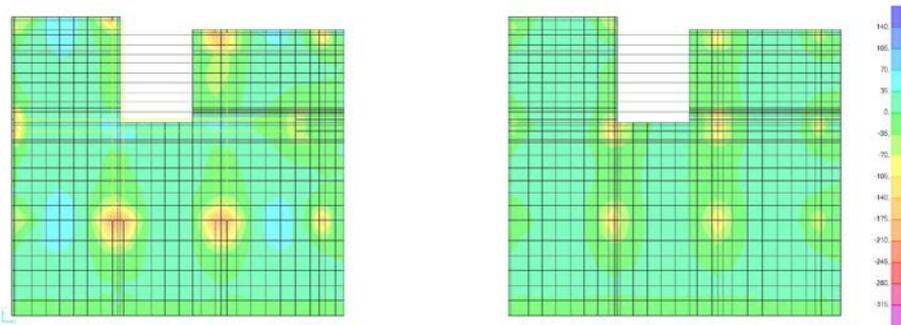


Figura 9: Isozonas M_x (kN m/ml) según estado inicial y final



Figura 10: Refuerzos de fibra de carbono colocados en el forjado reticular

Tras obtener los esfuerzos de estos pórticos virtuales en los dos ejes perpendiculares, se calculó la inercia fisurada de estos vanos y, mediante las hipótesis de Navier-Bernoulli, se obtuvo una aproximación del estado de deformación del que partía la sección. Datos a partir de los cuales se determinaron los refuerzos de fibra de carbono.

Deformaciones tras el apeo

La estimación de las deformaciones en placas de hormigón armado presenta ciertas dificultades. Además, en este caso, la deformación que debe limitarse es la variación de flecha respecto al actual estado de cargas, el cual ya ha provocado la deformación del forjado. Solamente en las zonas en las que están actualmente los dos pilares a demoler presentan un estado de deformación cero, siendo los puntos críticos y en los que la limitación de la deformación del forjado debe ser más estricta.

Dada la edad del hormigón, es posible pensar solo en términos de flecha instantánea ya que los fenómenos de retracción y fluencia se han estabilizado con el paso del tiempo. Por otro lado, el hecho de que el forjado se encuentre en servicio es garantía de que gran parte de sus secciones se encuentran fisuradas, lo que habrá reducido su inercia. Por ello, se realizaron modificaciones en el modelo con el objetivo de adaptarnos al comportamiento real del forjado para lo que se tomaron diferentes valores para el módulo de Young del hormigón. Finalmente se optó por utilizar un valor conservador de 20.000 N/mm^2 que tiene en cuenta la pérdida rigidez por los fenómenos de fluencia y considera que la disminución de la inercia bruta con respecto a la inercia fisurada es compensada por el aumento de inercia debido a los refuerzos de fibra de carbono.

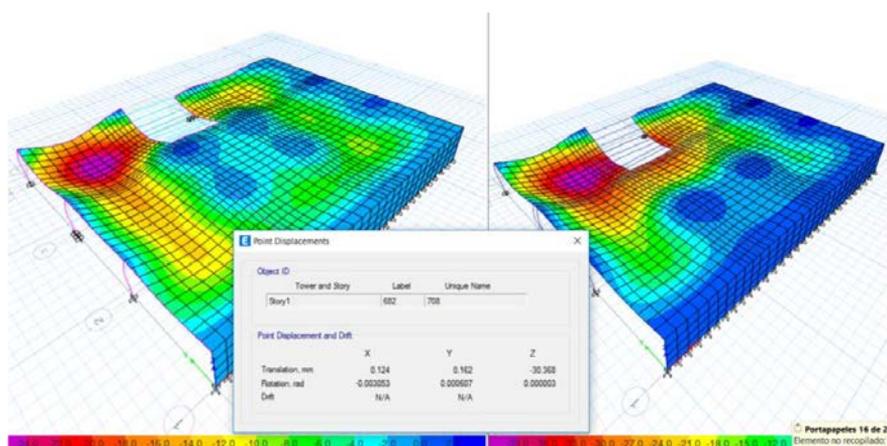


Figura 11: Valores de deformaciones en ELS cuasipermanente

Los cálculos realizados arrojaron un descenso de 31 mm en la zona central del forjado, cercana a los puntos en los que se encuentran los pilares a eliminar. Este descenso representa una flecha relativa aproximada de un $L/400$.

Aunque la flecha relativa estimada es aceptable, el valor absoluto invita a pensar a que se pueden producir ciertos daños en el acabado de cubierta que ya está ejecutado. Especialmente en la solería de gran formato y otros elementos de gran rigidez. No obstante, este riesgo ha sido considerado como asumible dada la poca trascendencia del daño y la facilidad de reparación que conlleva un descenso que se produciría de forma instantánea.

Estudio de las uniones y puesta en obra



Figura 12: Nuevos soportes metálicos y encepado de vigas armadas.

Debido a que las luces entre pilares están entre los 12 y 18 metros, el aspecto constructivo es el punto más complejo de esta actuación y obliga a que las vigas se tengan que montar en obra materializando las uniones in situ. La necesidad de controlar las deformaciones y realizar uniones que no tuvieran holgura, así como las complejidades constructivas que planteaba ejecutar las uniones con un forjado preexistente, hizo que se decidiera ejecutar los pórticos con uniones soldadas.

Para garantizar la corrección de la ejecución, se realizó un plan de control donde se analiza con el taller el proceso de ejecución de las uniones para realizar las soldaduras con garantías, prescribiendo la necesidad de realizar en cada una de ellas pruebas de penetración y radiografías en las uniones más importantes.

La unión principal entre los pórticos transversales y longitudinales es solucionada mediante platabandas que aportan continuidad al vano. En su cara superior fue necesario disponer de un ancho mayor que el ala de la viga, para poder acometer la soldadura desde la cara inferior de la misma.

El apoyo efectivo del forjado en las vigas de acero se ha logrado mediante la introducción de un conjunto de cuñas bajo los nervios del forjado reticular. Además, las variaciones de la cota inferior del forjado que este presenta en algunas zonas del recorrido de las vigas han obligado a suplementar a estas con unos perfiles adicionales soldados a su ala superior.

Con el objetivo de controlar el proceso de puesta en carga, se ha prescrito una campaña de levantamientos altimétricos de diferentes puntos de control en el forjado, para así poder medir los desplazamientos reales de cada uno de los puntos y poder verificar las hipótesis del modelo de cálculo.



Figura 13: Detalle de la unión entre los dos pórticos ortogonales durante la ejecución de la obra. Se observa la ausencia de una soldadura de las alas superiores que posteriormente fue subsanada



Figura 14: Pórticos metálicos ejecutados, previo a demolición de soportes a apear

EXPERIENCIAS PERSONALES EN EL CAMPO DE LAS ESTRUCTURAS

Manuela Sánchez Rodríguez ¹

Resumen

En la presente ponencia se mostrarán cuatro cálculos de estructuras de viviendas unifamiliares. Dos de ellas de obra nueva y otras dos, de reforma y ampliación. También se expondrá un proyecto de investigación sobre el cálculo de una escultura, para un compañero de profesión.

El objetivo de la exposición es hablar sobre los trabajos y experiencias profesionales en el campo de las estructuras en las viviendas unifamiliares.

Los materiales protagonistas en los proyectos que se presentan son el hormigón y el acero en viviendas de reforma y nueva planta; y la fábrica de ladrillo en vivienda de rehabilitación.

INTRODUCCIÓN

Cada proyecto que se presenta está diseñado y maquettato con los programas de Revit y Autocad. Los cálculos se han realizado manualmente y con el apoyo de los programas de Cypecad y Sap2000.

En la nueva era en que vivimos de la tecnología y del trabajo en tercera dimensión, se nos permite diseñar y proyectar la arquitectura de una manera más rápida y eficaz.

Con el apoyo del Máster en la ciencia de las estructuras y la pequeña noción de programas de diseño, se exponen estos trabajos realizados, con el objetivo de lograr un diseño estructural adecuado para la arquitectura que se requiere, teniendo en cuenta siempre la visión futura en la construcción y puesta en obra.

El tiempo y la exactitud se pueden considerar dos conceptos fundamentales en el camino de la arquitectura. Siempre van en nuestra contra pero con la experiencia y el esfuerzo se van perfeccionando.

Las imágenes que se presentan, quizás son un tanto reducidas, pero se considera que no es problema y que se perciba sobre todo la escala en su totalidad.

A continuación, se exponen los proyectos realizados.

¹ Lana2studio, mansanrod1@gmail.com

REFORMA DE VIVIENDA

Reforma de vivienda unifamiliar entre medianeras. Castilleja de la Cuesta, Sevilla. Sustitución de forjado unidireccional de viguetas de madera por viguetas de hormigón armado semirresistentes. Cálculo manual. Planos en Revit.

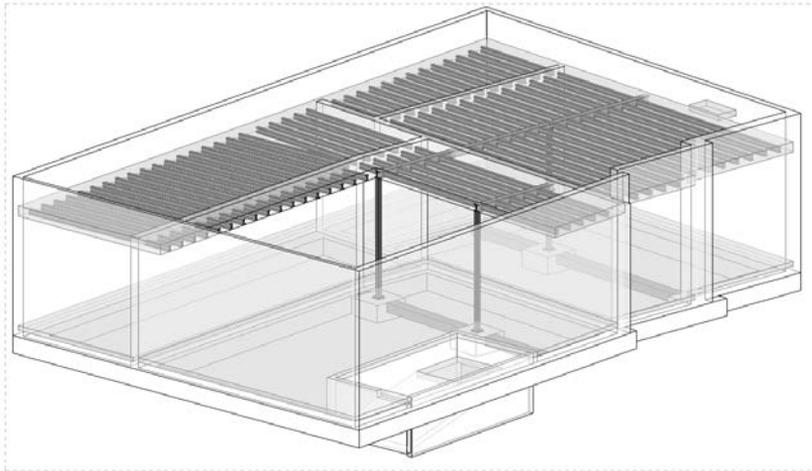


Figura 1: Perspectiva 3D Axonométrica de la Estructura

La carga del edificio se transmite a la cimentación mediante muros de carga y cerramiento de termoarcilla, pilares metálicos, jácenas metálicas y zunchos de hormigón armado.

Se utilizarán zapatas corridas en muros de cerramiento, muros de carga y zapatas aisladas en pilares unidas entre sí mediante viga de atado, enrasadas con la parte superior de la cimentación.

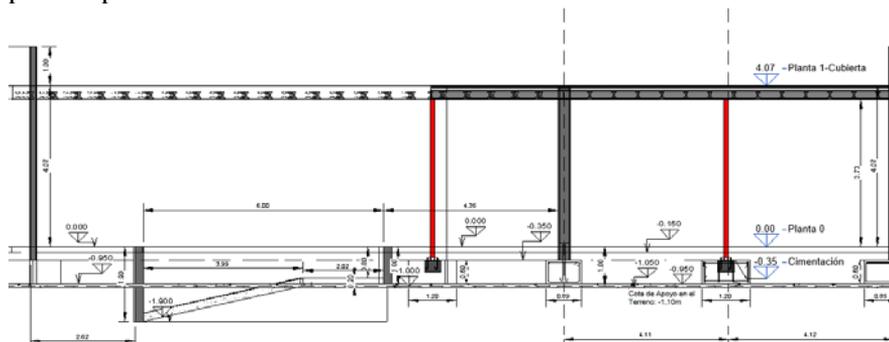


Figura 2: Sección Estructural Longitudinal

VIVIENDA DE NUEVA PLANTA

Vivienda de nueva planta exenta en Pilas, Sevilla. Estructura de forjados de losa y pilares de hormigón; y dos pilares y escalera metálicos. Cálculo manual. Representación en Revit. Longitud de fachada: 9,13m x 12,90m aprox.

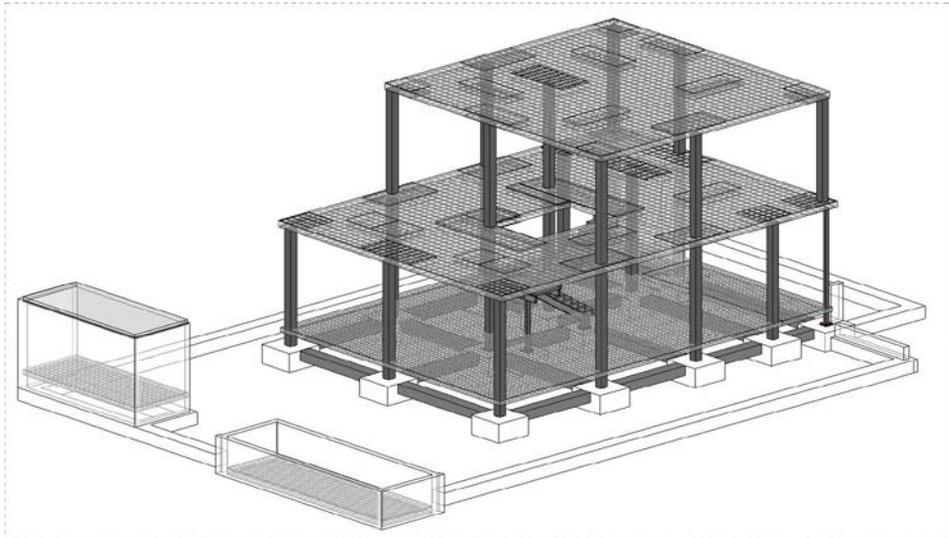


Figura 5: Perspectiva 3D Axonométrica de la Estructura

La carga del edificio se transmite a la cimentación mediante forjados de losa armada y pilares de hormigón. También se diseñan pilares metálicos en zona de porche y escaleras. Las luces varían entre 3, 4, 5 y 6 metros.

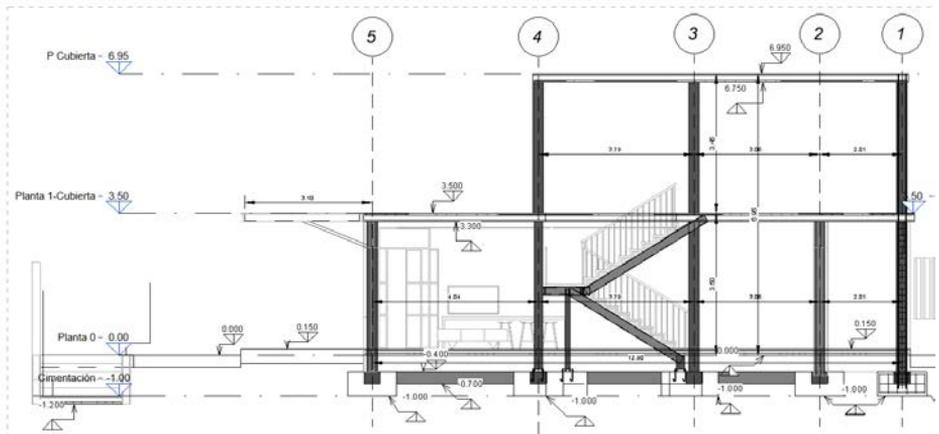


Figura 6: Sección Estructural Longitudinal

La cimentación consistirá en zapatas aisladas en pilares, unidas entre sí mediante viga de atado, enrasadas con la parte superior de las zapatas.

Para el apoyo de la escalera metálica, se planteó un sistema emparrillado de vigas metálicas, de tal forma que quedara visto desde el Salón.

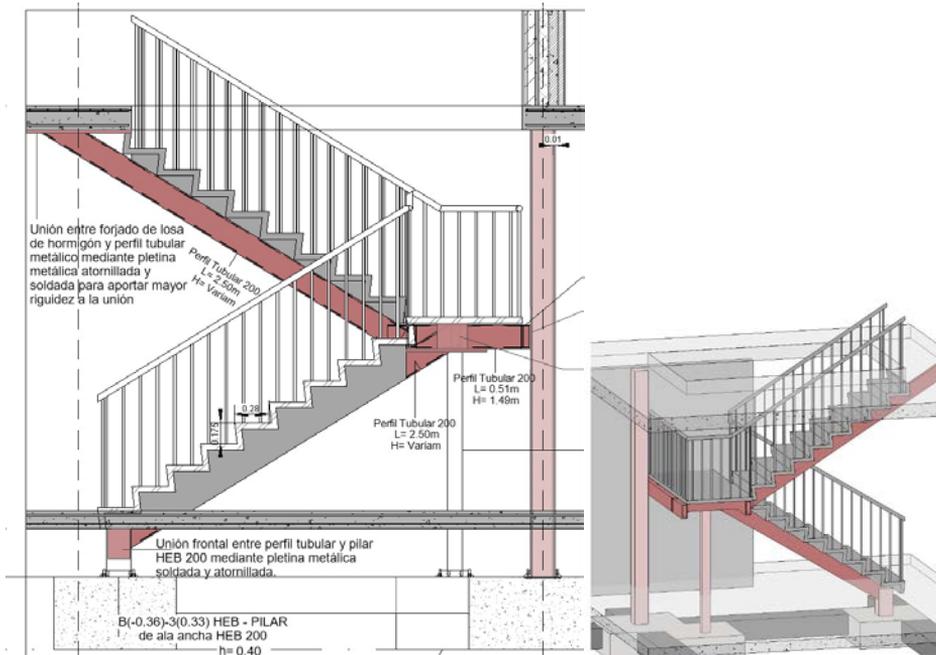


Figura 7: Detalle Escalera metálica

REHABILITACIÓN DE VIVIENDA

Proyecto de ampliación y rehabilitación de vivienda entre medianeras en El Rocío, Almonte, Huelva. Nuevo forjado unidireccional de viguetas de hormigón autorresistentes y bovedillas de porexpan. Forjado apoyado sobre pilastras y muros de ladrillo, continuación de muros de ladrillo existentes de planta baja. Cálculo manual y con el apoyo del programa Cypecad. Representación en AutoCAD. Luces de 4 metros aprox.

El presente trabajo realmente consistió en rediseñar un proyecto ya realizado. El cliente quería realizar un nuevo forjado reticular apoyado sobre pilares metálicos. Dado que los muros existentes eran de ladrillo, se consideró, como mejor solución, continuar el mismo elemento constructivo de ladrillo hacia la planta superior, mediante pilastras que permitieran mayor amplitud del espacio. Sobre estas pilastras se apoya un forjado unidireccional de vigas y viguetas de hormigón.

Las zapatas de cimentación también se refuerzan, aumentando la anchura.

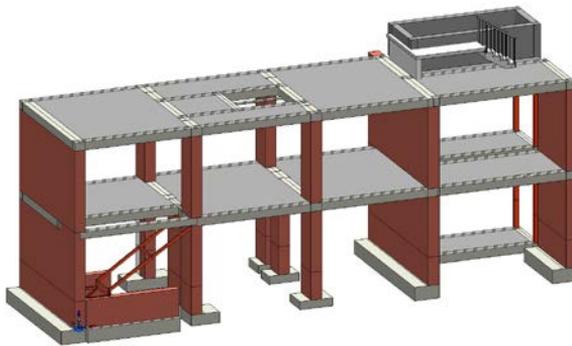


Figura 8: Perspectiva 3D Axonométrica de la Estructura

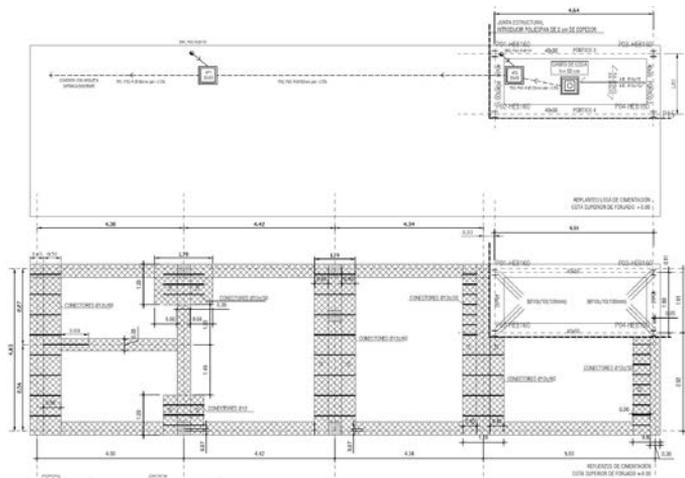


Figura 9: Planta de Cimentación

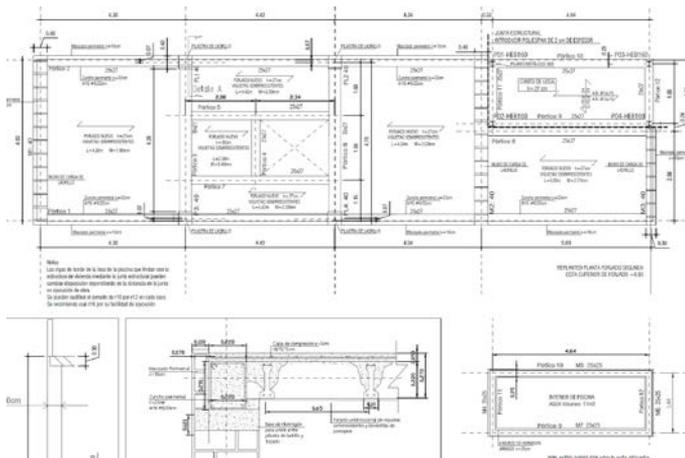


Figura 10: Forjado nuevo Planta Primera y Segunda Cubierta con piscina

VIVIENDA DE NUEVA PLANTA

Proyecto de demolición y ejecución de vivienda exenta de nueva planta en Lerma, Burgos. Estructura de muros de hormigón armado, pilares y losas macizas de hormigón. Cálculo manual y apoyo Cypecad. Representación en Revit.

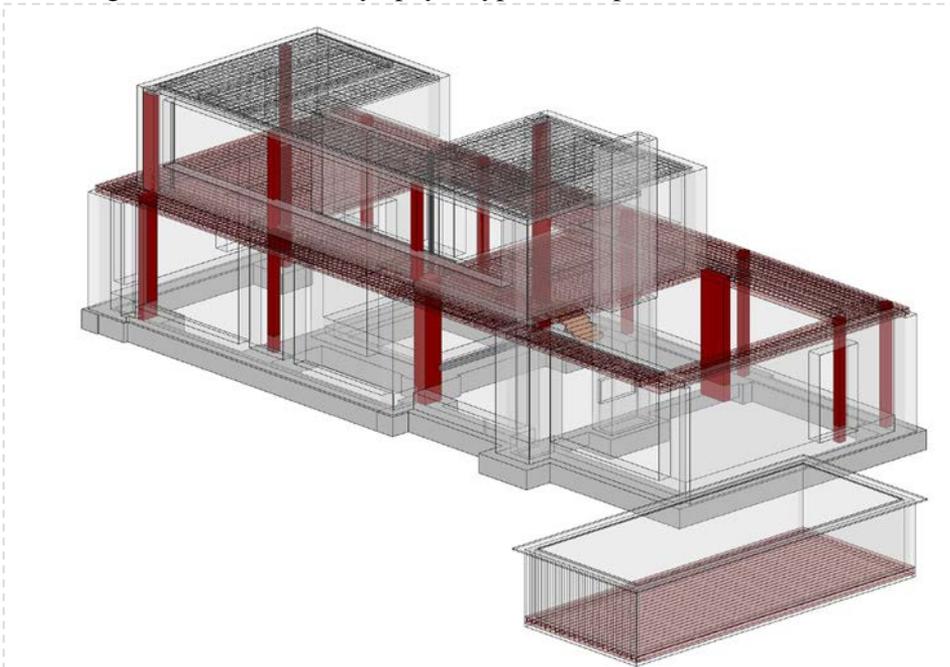


Figura 11: Perspectiva 3D Axonométrica de la Estructura

La sección longitudinal nos enseña la diversidad de alturas y espacios que presenta el edificio. En todo momento se busca reforzar la línea recta y el hormigón visto como material principal.

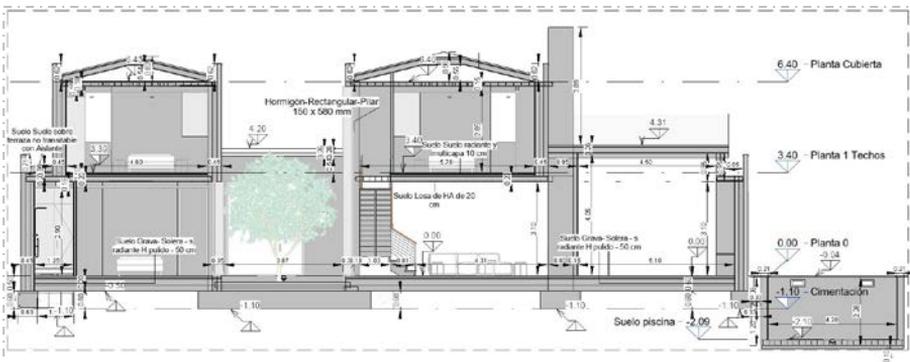


Figura 12: Sección Estructural Longitudinal

La aleatoria distribución y dimensión de los pilares está resuelta según la necesidad del diseño. Los muros de cerramiento, así como, los que cierran el patio interior ayudan también al soporte y distribución de la carga.

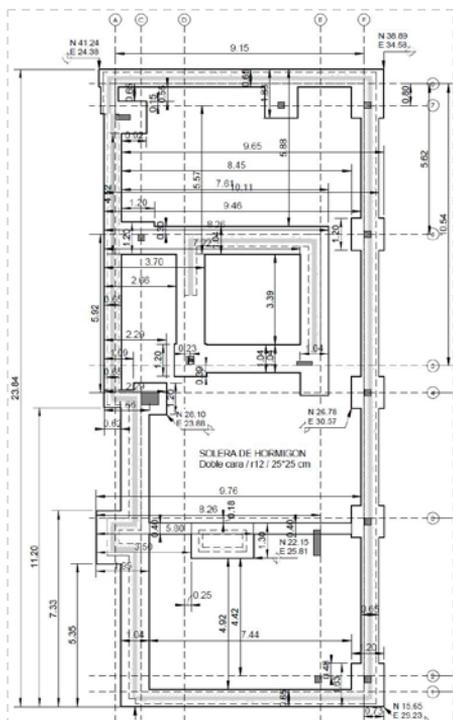


Figura 13: Planta de cimentación

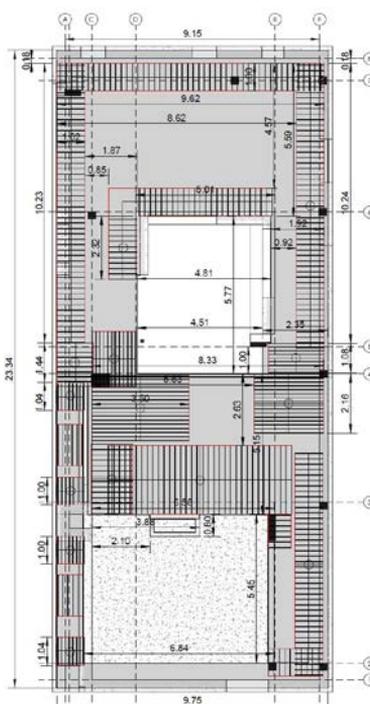


Figura 14: Forjado P. Primera Arm.Sup.

El refuerzo del armado en planta primera es abundante, debido a los huecos del patio y la doble altura en la parte de la cocina y salón.

Algunos de los pilares de hormigón son apantallados, reforzando de esta manera el apoyo del forjado de losa y la distribución de su carga.

La cimentación se configura con zapatas corridas recogiendo la carga de todo el muro perimetral de la vivienda, así como, el muro perimetral del hueco del patio.

Longitud de fachada: 9,75m x 23,34m aprox.

Las luces varían entre 3, 4, 5, 6 y 7 metros.

El hormigón es el material protagonista, tal y como han demandado los clientes. En este caso estructura y arquitectura quedan unificadas en un mismo elemento. Dos cajas de gran peso que envuelven grandes espacios vivideros.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE UNA ESCULTURA

Análisis estructural de una escultura: Estudio de la proporción y resistencia a viento y peso propio del esqueleto de una estructura de dragón. En proceso de análisis, con el programa Sap2000.

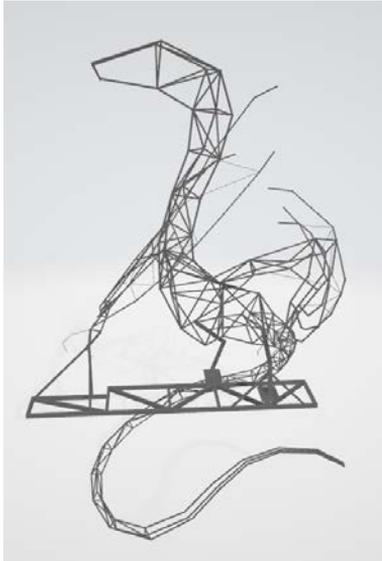


Figura 15: Perspectiva 3D de la Estructura



Figura 16: Imagen 3D de la Escultura

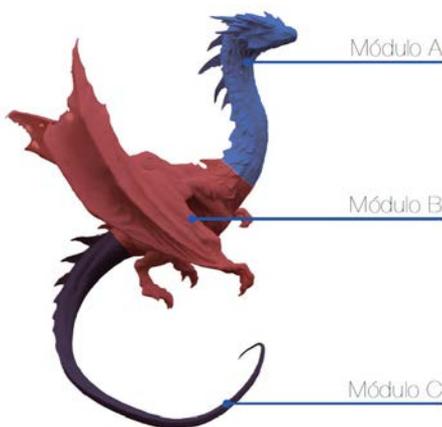
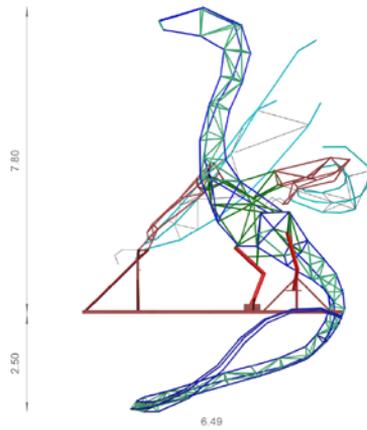


Figura 17: Análisis de la Estructura



Dimensiones de la figura: altura 10,30m x anchura 6,49m.

La proporción de la escultura, a priori, se percibe con una correcta composición estructural y de transmisión de cargas.

Se propone una estructura triangulada de perfiles tubulares de acero en todo el cuerpo, alas y cola. Las estructuras de membrana, tensadas o de superficies traccionadas, también pueden ser una solución para este diseño escultórico.

Se parte de un 3D realizado en el programa Rhinoceros proporcionado por el cliente. A partir de aquí, se exportará al programa Cad 3d, para a su vez poder importar la composición en el programa Sap2000. De esta forma, las líneas de base se convertirán en secciones tubulares. Se unificarán los nodos y se crearán superficies triangulares entre las secciones, a modo de membrana tensada. En esta área podremos colocar la carga de peso propio y viento. Este es el primer estudio que se está realizando.

En el área de las alas, es donde el viento puede ejercer más presión a la estructura, ya que, las alas es el elemento del cuerpo más despegado del mismo. Sin embargo, dado que el plano del brazo del dragón y el ala es el mismo, esto hará que resista mucho más contra el viento.

El apoyo de la estructura también es un posible punto crítico de resistencia de todo el esqueleto estructural al momento torsor que pueda surgir por el viento y el propio peso del cuerpo. A priori la base de acero triangular se percibe bastante rígida. Las patas del dragón que apoyan en esta base, sí que podrían ser un elemento más débil según la sección actual que poseen.

CONCLUSIONES

- Se considera que lo más importante del estudio de las estructuras es saber lo íntimamente que están integradas con el diseño de la arquitectura. Cuando piensas en un espacio arquitectónico, estructura y diseño van unidas, medidas, grosores, materiales, peso; Todo forma parte del mismo pensamiento.
- Todos los elementos y funcionalidades forman parte del proyecto del edificio: arquitectura, estructura e instalaciones. Cuanto antes se tenga en cuenta en el diseño, mejor será construido y menos cambios en obra, habrá después.
- En estructuras es muy importante la representación gráfica y la información. Cuanta más información tenga un plano y más exactitud y correspondencia entre las medidas, más fácil será para los obreros leer el plano, entenderlo y ejecutar la obra. Al final nuestro objetivo es facilitar la cadena de construcción y hacer que la obra sea más fácil y rápida de construir. El tiempo, sobre todo hoy en día, es muy importante. A menor tiempo de ejecución, mayor beneficio de obra. Lo fundamental, es la creación escultórica de una arquitectura habitable, funcional y bella.
- A pesar de que vivimos tiempos difíciles, de todo se sale y se aprende. Hay que intentar vencer el miedo a equivocarse y mirar hacia adelante.

EXPERIENCIAS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN SINGULAR E INDUSTRIAL

Pablo Tordesillas Torres ¹

Resumen

A lo largo de mi experiencia como calculista de estructuras en la ingeniería MARTÍNEZ SEGOVIA, he tenido la oportunidad de enfrentarme tanto a proyectos industriales como de arquitectura singular, pudiendo acometer grandes proyectos tanto nacionales como internacionales, resolviéndose mediante el cálculo de estructuras de importante complejidad.

INTRODUCCIÓN

El objeto de este documento es describir parte de mi experiencia en el campo del cálculo de estructuras, en la empresa MARTÍNEZ SEGOVIA, empresa de larga trayectoria profesional, especializada por un lado en estructuras industriales y por otro, en edificación singular.

A modo de síntesis se expondrán 3 proyectos en las que he tenido implicación profesional.

ALMACENES EN PUERTO. MOMBASA

El proyecto consiste en un complejo industrial de almacenamiento y distribución de clinker, cereal y fertilizantes, en el puerto de Mombasa (Kenia).

El material recibido a través del puerto se distribuye a su vez al transporte terrestre (camiones) y al ferroviario. El conjunto del proyecto consta de 2 áreas diferenciadas:

Una primera que conecta el puerto con el área de almacenaje, una segunda área en la que se almacena dicho material en silos y naves. En las 2 zonas lo que se va haciendo es ir transportando el material a través de cintas transportadoras, situadas en cajones estructurales metálicos, apoyando estas estructuras en torres de estructura metálica, pudiendo, de esta forma, transportar el material hasta los silos o las naves de almacenamiento.

¹ Martínez Segovia, pablo.tordesillas@martinezsegovia.com

La superficie total del conjunto es de aproximadamente 31.000 m². La totalidad del proyecto se ha realizado en BIM, mediante Tekla.

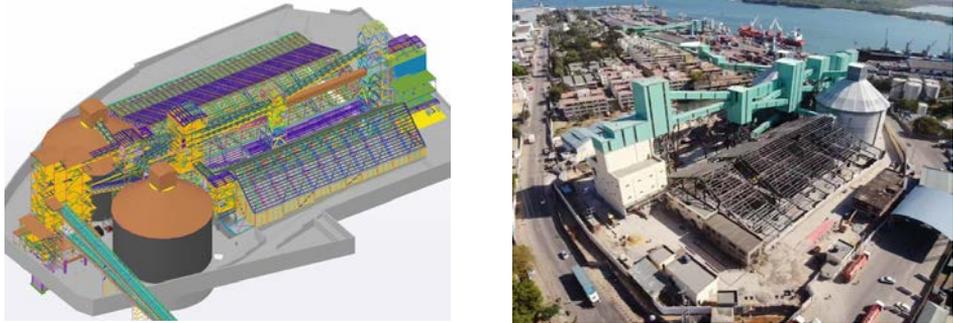


Figura 1: Modelo general BIM y foto de obra del conjunto del proyecto

A continuación se desarrollan 2 edificios en los que he tenido la oportunidad de calcular su estructura.

Torre 10

La torre 10 es un edificio de 35 m de altura. La estructura se resuelve mediante estructura de hormigón armado hasta la cota 26.9 m, sobre la que descansa un casetón resuelto con estructura metálica. La función del edificio es recibir el material por su parte superior, almacenándolo en silos, de geometría prismática, y descargándolo por la parte inferior a camiones.

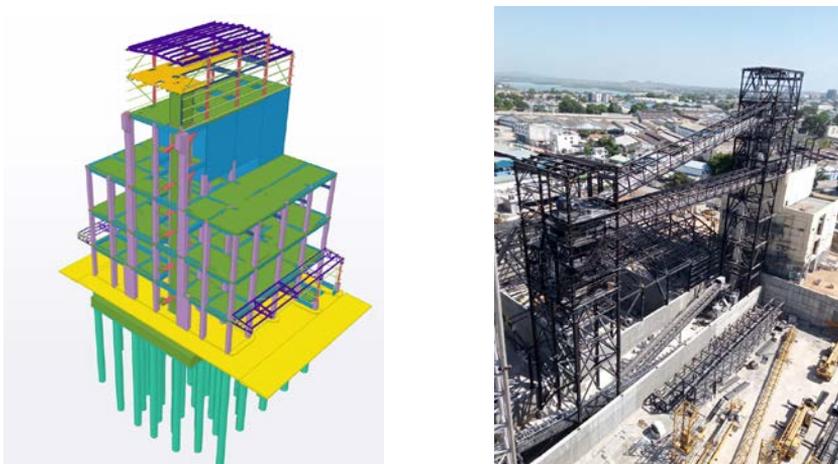


Figura 2: Modelo 3D BIM y foto de la construcción (T10 a la derecha)

La estructura se caracteriza por la existencia de 6 silos para almacenar fertilizantes, 4 de ellos de 165 m^3 ($4 \times 5.3 \times 7.8 \text{ m}$), y los 2 restantes de 274 m^3 ($4 \times 5.3 \times 12.9$). Los muros de los silos son de 30 cm de espesor, mientras que las losas se resuelven mediante 30 cm de canto para los silos pequeños y de 40 cm para los 2 mayores. Todos ellos disponen de un hueco central para la descarga del material. Dichos silos han sido calculados de acuerdo con el Eurocódigo 1991_4.1:2006. Acciones en silos, en donde las cargas aplicadas son en función del material, tamaño y geometría del silo, posición y tamaño de los huecos de entrada y salida del material, entre otros. Es de remarcar, que para el cálculo se ha tenido que tener en cuenta toda la combinatoria posible de lleno-vacío de los 6 silos, combinado con las demás acciones presentes en el edificio, como puede ser el viento, la carga de uso, etc.

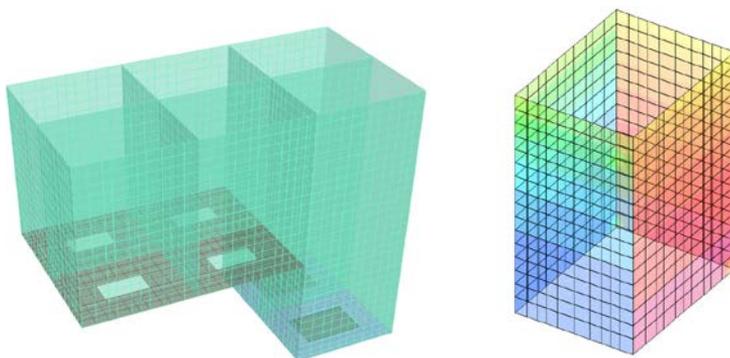


Figura 3: Modelo de cálculo de los silos y cargas sobre uno de los silos

Además, la Torre 10 funciona como soporte a la torre 9, estructura adyacente metálica que debido a su esbeltez es necesario arriostrarla a la estructura de hormigón de la torre 10 frente a fuerzas de viento. La estructura de la torre 9, tiene 56 m de altura con una planta de $7 \times 8 \text{ m}$.

Esto hace que la Torre 10 sea la responsable de absorber los efectos de las acciones transversales la torre adyacente, fuerza ejercida en uno de los laterales del edificio, introduciendo en la estructura esfuerzos torsionales, dado la excentricidad de la carga respecto al centro de torsión del edificio. Para absorber el cortante producido por la T9 se han diseñado en dicha alineación 2 pantallas alineadas, que absorben dichos empujes horizontales, dichas pantallas se van haciendo más pequeñas al subir de altura, ya que el esfuerzo se va reduciendo.

En la parte superior de estas 2 pantallas apoyan 2 pilares de la torre 9. Este apoyo se produce con excentricidad respecto al eje de la pantalla, por lo que se ha diseñado una ménsula, mediante bielas y tirantes que recogen dichos pilares.

Debido a las grandes cargas presentes en el edificio se hace necesario la ejecución de una cimentación de pilotes. Los pilotes ejecutados son de 1.1m de

diámetro, con una altura de 19 m, unidos mediante un encepado en la zona central de 1.5 m de altura. Los pilares de los laterales se diseñan con una cimentación de un único pilote, unidas al encepado central con vigas de atado. Es de señalar la presencia de un muro de contención en las cercanías de uno de los laterales, por lo que, a la hora del cálculo de los pilotes cercanos a dicho muro, no se ha contado con la contribución de una parte de la resistencia por fuste, dada la presencia de rellenos en la parte superior de éstos, dicha zona no corresponde con la zona de los silos, por lo que no tiene tanta carga como los pilares de debajo de los silos.

Desde los 26,9 m hasta 35 m de altura la estructura es metálica, de 2 alturas: planta intermedia y cubierta.

Dicha planta y la cubierta forman un diafragma rígido con arriostramientos en planta, con el objeto de transmitir las acciones laterales a los arriostramientos situados en la fachada y posteriormente de éstos a la estructura de hormigón.

Torre 8

La Torre 8 es un edificio de estructura metálica de 49.3 m de altura, con una planta de 10 x 10 metros.

La función del edificio es principalmente la recepción de material de la línea de distribución principal, para proceder posteriormente, a través de los transportes, al volcado del material a los silos. Tal y como se observa en la imagen las estructuras soporte de los transportes se apoyan sobre la Torre 8, generando importantes solicitaciones sobre la misma.

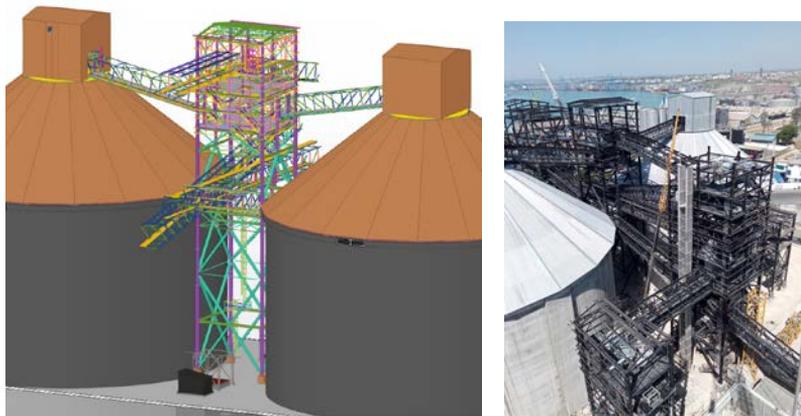


Figura 4: Modelo 3D BIM y foto de la construcción

La estructura se arriostra en toda su altura y caras, siempre que funcionalmente sea posible, ya que el paso de los transportes dificulta enormemente el arriostramiento de la estructura. Los arriostramientos de fachada son tubulares,

excepto en la parte inferior, que, por necesidades del taller, se han calculado con perfiles Universal Columns (UC), según la British Standard.

La estructura presenta la dificultad de situarse muy cerca de otras estructuras con las que tiene que evitar interferir, como pueden ser los silos y una galería enterrada, de 7 m de profundidad, que circula por debajo, entre los apoyos.

Dado que la Torre 8 está situada entre los 2 silos, está cimentada sobre la propia cimentación de los silos, ya que no hay espacio físico posible para hacer su propia cimentación, es decir, 2 pilares apoyan en la cimentación del silo 1 y los otros 2 pilares apoyan en la cimentación del silo 2. Esta situación obliga a tener en cuenta asientos diferenciales, producidos por el llenado desigual de ambos silos.

Para ello se hizo un estudio geotécnico, mediante el software de elementos finitos Plaxis, para obtener las deformaciones pésimas para las distintas situaciones de llenado.

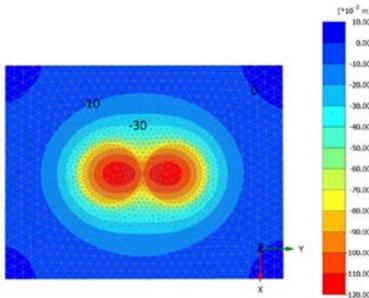


Figure 8. Contour plots of surface settlement. Both silos loaded

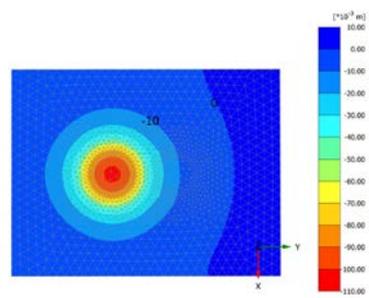


Figure 9. Contour plots of surface settlement. Silo 1 loaded.

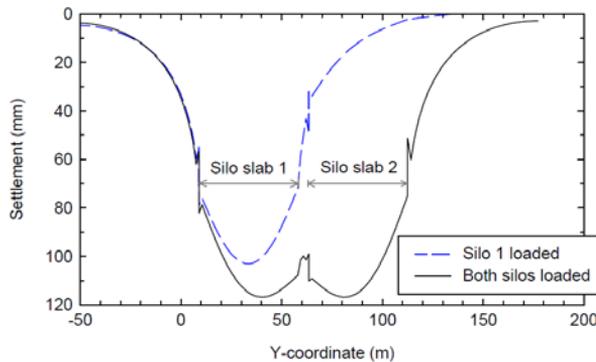


Figure 10. Settlement profile along silo centers (X=60 m).

Figura 5: Estudio asientos según llenado de silos

Dado que el llenado de ambos silos no presenta asientos diferenciales entre pilares, sino tan solo un asentamiento absoluto igual en todos los pilares, no se considera como una situación de importante de cara al cálculo estructural.

En situación de silo completamente lleno y el otro completamente vacío, a partir de este estudio, se obtiene que la máxima diferencia de deformaciones es de 43 mm.

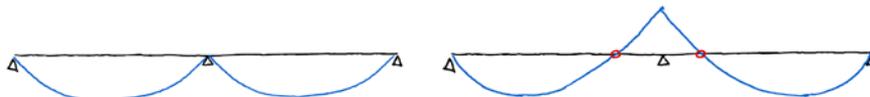
A partir de esta información, se incorpora dicha deformación vertical diferencial a la base de los pilares en el modelo de cálculo de la torre 8. Esto implica una amplificación de las deformaciones en la parte superior de la estructura, por lo que se han considerado efectos de 2º orden, mediante un análisis P-delta.

Debido a la cercanía de los silos, se ha hecho un control muy exhaustivo de las deformaciones analíticas de la torre, controlando no solo la deformación en la parte superior, sino también en partes intermedias para que no choque con los muros de los silos. Se ha recomendado la reproducción de dicho control durante el llenado inicial de los silos.

A la estructura de la torre 8 acometen 7 transportes, diseñados como cajones estructurales, con arriostramientos en todas sus caras, las celosías verticales son tipo Pratt, en donde se busca que las diagonales estén traccionadas.

Todos los transportes del proyecto se han diseñado con 3 apoyos deslizantes, y 1 fijo bulonado. A pesar de que, a veces, estas estructuras se construyen con 2 apoyos fijos, y 2 deslizantes, a nivel de cálculo se hace así para evitar el empotramiento de toda la longitud de la estructura del transporte. La razón por la que a nivel constructivo se acaban haciendo 2 apoyos fijos, es que las tolerancias de las uniones bulonadas, son mayores que las llaves de cortante existentes, permitiendo el giro suficiente para evitar el empotramiento. En este caso se ha decidido materializar todos los apoyos tal y como se ha considerado en el modelo de cálculo con 3 apoyos deslizantes y 1 fijo bulonado, siendo coherente con las hipótesis de cálculo.

A nivel estructural, los 4 transportes superiores son biapoyados, mientras que los 3 que atraviesan en la torre en la parte intermedia son diseñados como vigas en continuidad, de forma que están formados por 3 partes, materializándose una rótula a 1/5 de la luz, de forma que coincida con el punto de momento cero.



En la parte superior de la torre existe un polipasto, diseñado no solo por resistencia global del perfil, sino también por los efectos locales de las ruedas del polipasto sobre las alas del perfil, en función de los parámetros de dicho polipasto (separación de ruedas, carga por rueda ...), de acuerdo a la normativa norma BS EN 1993-6:2007.

EMT LA ELIPA

El proyecto es un nuevo centro de operaciones para autobuses en el actual centro de La Elipa situado en Madrid, propiedad de la Empresa Municipal de Transportes (EMT).

El edificio se organiza como un gran contenedor que alberga la plataforma de estacionamiento de autobuses y en el que se organizan varios edificios donde se realizan las actividades (lavado, talleres, etc...) adjuntas al centro de operaciones, estos edificios se tratan de forma diferenciada y ocupan diferentes configuraciones dentro del edificio general. La superficie de la parcela es de 39.900 m². Siendo sus dimensiones de 356 x 113 m.



Figura 6: Fotomontajes del edificio

Estructuralmente el edificio se organiza según la gran cubierta de la plataforma de estacionamiento, apoyada en todo el perímetro de la planta del edificio y en dos alineaciones interiores de pilares, mediante grandes cerchas metálicas de gran canto que nos permiten cubrir las luces de hasta 40 metros entre apoyos. Los edificios de talleres y repostado y lavado se organizan con un sistema de pórticos y forjados de hormigón acorde al uso al que se destinan, con unas luces mucho menores. A nivel de sótano la estructura de los diferentes edificios se resuelve con pilares y muros de hormigón sobre los que descansa un forjado de losas alveolares.

La cubierta general, a nivel estructural, se organiza con cerchas cada 11.75 m, apoyadas en fachada y en las 2 alineaciones interiores de pilares. Estos pilares están dispuestos cada 23.5 m, es decir, cada 2 celosías, la celosía intermedia apoya en una gran cercha longitudinal que va uniendo todas las cabezas de los pilares y llevando la carga de dichas cerchas a éstos.

Los pilares centrales debido a las grandes cargas soportadas, y para no obtener pilares de hormigón con unas dimensiones excesivas, dado los requerimientos arquitectónicos y funcionales, se han diseñado mediante estructura mixta, embebiendo en el hormigón 2 perfiles HEB soldados por las alas.

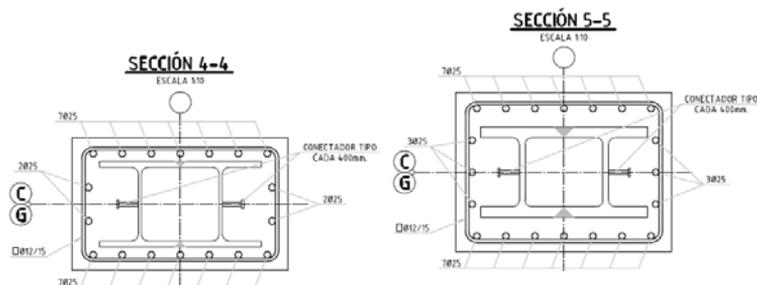


Figura 7: Pilares centrales mixtos

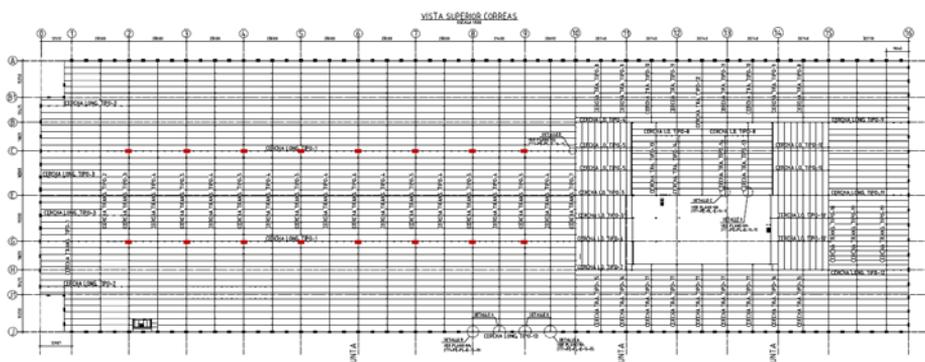


Figura 8: Plano estructura cubierta, en rojo los pilares centrales

El proyecto busca una integración con el entorno urbano, buscándose una fachada atractiva arquitectónicamente, fachada en la que la estructura se hace arquitectura, haciéndose protagonista de la imagen del edificio y dándole una imagen al edificio. Dicha fachada está formada por unos pilares prefabricados dispuesto inclinados de 40 x 40 cm de escuadría, formando una celosía que recogen las cargas de la cubierta.

En la fachada, cabe mencionar las soluciones de fachadas vegetales como elementos del diseño del edificio con un papel predominante, dotando al edificio de un carácter especial donde estos jardines verticales contribuyen a la mejora de la calidad del aire y de las condiciones acústicas, y creando un entorno urbano verde con la intención de generar beneficios sociales pese al carácter industrial del edificio, una imagen más afable acorde con el interés del proyecto de integrarse en la ciudad en base a criterios de sostenibilidad.

La máxima distancia entre juntas en el edificio es de 108 m, distancia a priori excesiva respecto al contenido de los códigos estructurales. Para no entrar en conflicto con las recomendaciones estructurales habituales se ha desarrollado una solución estructural por cada módulo entre juntas, de modo que cada tramo se organiza en 3 partes, en la parte central los apoyos son fijos sobre la cimentación,

mientras que en las 2 partes laterales el apoyo se materializa sobre neopreno, permitiéndose así el libre movimiento de la estructura, no excediendo la parte fija una longitud de 40 metros. Por otro lado, las correas que apoyan en la cercha correspondiente con la junta se diseñan con una unión de libre movimiento longitudinal, de forma que pueda deslizarse libremente, en función de los movimientos de cada una de las partes.

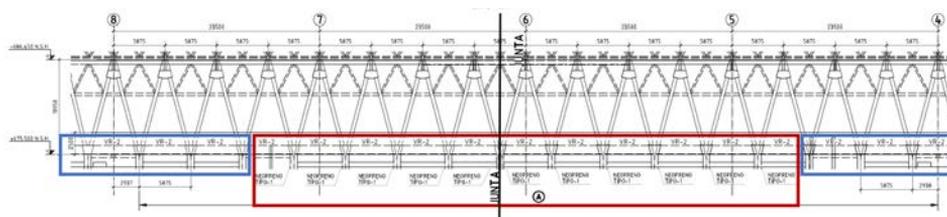


Figura 9: Alzado fachada estructural, señalándose las tipologías de apoyos

Las soleras y forjados por los que circulan autobuses se han diseñado con más recubrimiento del estrictamente necesario por normativa, ya que responde a una razón simplemente funcional y es que, debido a la abrasión de la rodadura, se produce el desgaste, pudiendo quedar armadura vista, cuyo despunte podría pinchar a las ruedas de los autobuses.

Debido a la gran extensión del edificio, y a la variabilidad del terreno a lo largo de la parcela, se han utilizado diferentes tipos de cimentaciones según las distintas necesidades requeridas de acuerdo con el estudio geotécnico: Cimentaciones superficiales, cimentación por pozos y cimentación mediante pilotes hincados. Cada tipología de cimentación se corresponde con cada parte de la estructura entre juntas, no mezclando tipologías de cimentación distintas dentro de un mismo módulo estructural, siguiendo las normas de buenas prácticas.

Debido a la existencia de multitud de blandones existentes en el actual centro de operaciones y a los costes de continua reparación que generan, se ha decidido realizar una mejora del terreno mediante columnas de grava, mejorando así su resistencia.

A nivel energético el centro de operaciones apuesta por ser un edificio de Balance Energético casi Cero (nZEB). Situándose en toda la cubierta paneles solares pudiéndose abastecer con dicha energía, a excepción de la recarga eléctrica de los autobuses.

El proyecto ha sido gestionado enteramente en metodología BIM, utilizándose Revit para arquitectura e instalaciones y Tekla para estructuras, combinándose conjuntamente en Revit. Esto ha permitido tener un control total sobre el proyecto ayudando a coordinar Arquitectura-Estructura-Instalaciones de forma

conjunta, tener un control sobre las mediciones del proyecto, gestionar la gran cantidad de planos presentes en el proyecto.

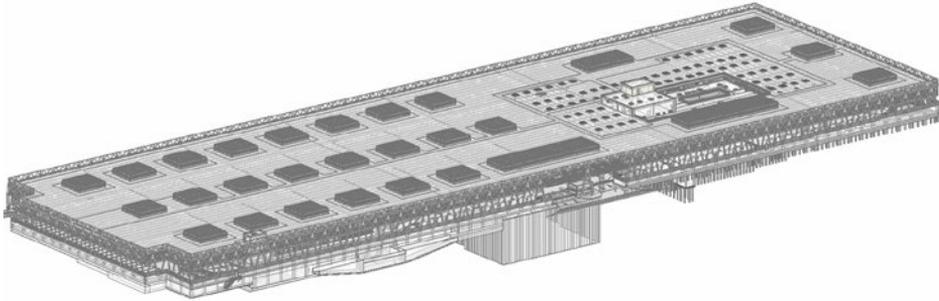


Figura 10: Modelo BIM

CONCLUSIONES

- La experiencia a lo largo de los años en la empresa MARTÍNEZ SEGOVIA me han hecho crecer a nivel profesional como arquitecto y calculista de estructuras, pudiendo comprender, estudiar y solucionar problemas estructurales de diversa índole y alta complejidad.
- El diseño de estructuras, en base a los resultados del cálculo, debe ser parte imprescindible del diseño arquitectónico, ayudando a crear una mejor arquitectura.
- Los problemas estructurales a nivel industrial son muy diferentes de los de arquitectura singular, ya que en la primera principalmente prevalece el criterio económico, mientras que en la segunda prevalece principalmente el criterio estético, debiendo la estructura responder a cada necesidad.
- En el diseño de estructuras es de vital importancia el modelo BIM, ya sea en arquitectura, en donde ayuda a coordinar arquitectura-estructura-instalaciones, así como en estructuras industriales ya que ayuda a coordinar la estructura con todos los equipos presentes en la industria, evitándose problemas futuros.

ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EN NAVES INDUSTRIALES

Pablo Vegas González ¹

Resumen

En el presente artículo se expone de forma general un tipo de estructura muy específico no solo por sus condiciones estructurales sino también por la forma de desarrollo de los proyectos, como son las naves industriales y logísticas con estructura de hormigón prefabricado. Se quiere destacar especialmente el por qué en estos proyectos la coordinación con las empresas prefabricadoras es esencial. También se expone la importancia de elementos que en otros casos son secundarios, como las soleras, y de la correcta documentación de la estructura ejecutada para futuras revisiones estructurales.

INTRODUCCIÓN

En los últimos años ha habido un importante auge en España en el desarrollo de naves industriales y, sobre todo, logísticas, así como de “data centers” (aunque estos suponen un número global netamente menor), y en Mecanismo Ingeniería hemos podido colaborar en numerosos proyectos de este tipo, tanto de nueva construcción como de revisión de edificios ya construidos. En la mayoría de dichos proyectos de nueva construcción la estructura, aunque se haya podido telear inicialmente con diversos materiales, finalmente se ha desarrollado con elementos de hormigón prefabricado. Esta tendencia ha sido por diversos motivos, principalmente económicos y de plazos de ejecución (problema especialmente acuciante en el mercado logístico), aunque también de otras índoles, como por temas de facilidad de mantenimiento, resistencia a fuego, salubridad en naves con productos alimenticios, etc. Hemos podido observar que esta tendencia al desarrollo de este tipo de naves con estructura de hormigón prefabricado es algo generalizado en el sector, siendo ya poco habitual ver nuevos proyectos con otros tipos de estructuras (especialmente metálicas), que hace tiempo eran más frecuentes. También hemos podido observar que esta situación es algo bastante singular

¹ Mecanismo Ingeniería, pablo.vegas@mecanismo.es

de España, puesto que en otros países por el contrario son más habituales soluciones metálicas que de hormigón prefabricado. El objetivo del artículo es exponer, desde la experiencia adquirida en el desarrollo de múltiples casos, las especificidades de este tipo de estructuras de forma generalizada, sin focalizar en casos concretos.

ESQUEMA Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las estructuras de hormigón prefabricado de naves industriales tienen un funcionamiento estructural totalmente distinto a estructuras de hormigón in situ (monolíticas, con un alto grado de hiperstaticidad, etc.), siendo en cierto modo más parecido su funcionamiento a estructuras de madera, al estar compuestas por elementos lineales con un funcionamiento en general isostático. El esquema en general suele ser de pilares empotrados en cimentación mediante cáliz, vainas u otros sistemas, y que pueden tener alturas libres de más de 10 m; sobre los pilares se suelen disponer las vigas (tipo delta o de canto constante) con luces que suelen moverse entre los 20 y los 40 m y separadas entre 9 y 13 m aproximadamente, distancia que en general salvan correas tubulares entre las que se suelen disponer paneles ligeros de cubierta. Además, suelen existir entreplantas para uso de oficina o almacén que se suelen desarrollar con forjados de placa alveolar. No obstante, en casos singulares puede haber forjados intermedios con otros usos y cargas y, por lo tanto, otras soluciones menos estandarizadas. Los apoyos de unos elementos en otros se suelen hacer mediante apoyos elastoméricos, siendo por lo tanto elementos básicamente biapoyados. Este esquema estructural tiene un funcionamiento claro ante cargas gravitatorias, si bien ante cargas horizontales (viento y sismo) existen discrepancias entre los técnicos del sector para determinar hasta qué punto los elementos de cubierta solidarizan los pilares, con planteamientos dispares que van desde considerar la cubierta un diafragma rígido hasta no considerar ningún tipo de transmisión de cargas horizontales por las correas de cubierta, lo que lleva, por ejemplo, a que los pilares de fachada asuman íntegramente el viento que acomete en dicha fachada. Aunque como se dice, no hay unanimidad de criterios entre los propios especialistas del sector, parece que este último planteamiento es el más prudente.



Figura 1: Vista de nave industrial en ejecución: ejecución de pilares



Figura 2: Vista de nave industrial en ejecución: ejecución de cubierta

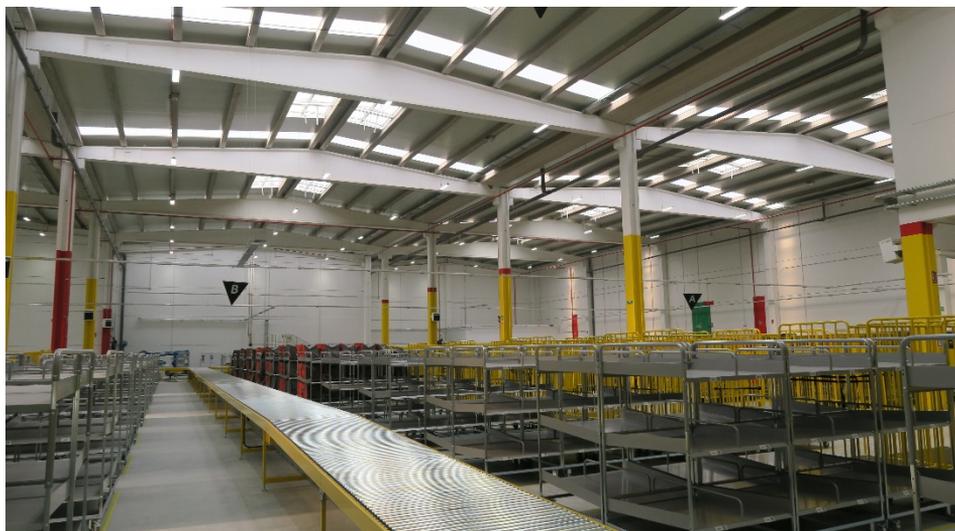


Figura 3: Vista de nave industrial en ejecución: edificio terminado

NAVES “MULTI-LEVEL”

Un tipo de nave logística que se está empezando a desarrollar en España son las conocidas como “multilevel”, consistentes en naves de varios pisos (en principio dos, pero nunca se sabe...), tanto de almacenaje como incluso de acceso de camiones. Estas naves permiten prácticamente duplicar el espacio aprovechable para nave de una parcela, pero dadas las implicaciones que tiene, a base de disparar los costes a mucho más del doble. Es por ello que en nuestro país hasta ahora no se habían desarrollado ya que no había la escasez y alta demanda de superficie industrial en el entorno de los núcleos urbanos que sí padecen otros países donde este tipo de naves son bastante comunes desde hace tiempo, como Japón. No obstante, el mencionado boom en España de demanda de espacio logístico lo más cercano posible a los núcleos urbanos y la colmatación del suelo industrial disponible para ello ha hecho que en los últimos años se estén empezando a desarrollar este tipo de proyectos también aquí.

Estas naves, además de grandes complejidades en instalaciones (especialmente en temas de ventilación y evacuación), suponen lógicamente un cambio de esquema radical en cuanto a la estructura. El nivel superior, con su cubierta ligera, estructuralmente es similar a una nave de un único nivel, pero los niveles inferiores combinan las grandes luces y grandes alturas libres de todas las naves industriales y logísticas con grandes cargas propias del almacenaje (fácilmente 50 kN/m²) y transporte (hasta los 20 kN/m² propios de bomberos), cargas que en las naves normales solo afectan a la solera, cuya capacidad está en otro orden de magnitud respecto a los forjados. Así pues, la unión de todos esos factores da

como resultado elementos estructurales de una escala que se sale de lo habitual en las estructuras de edificación, si bien sí es común en obra civil, como los puentes.

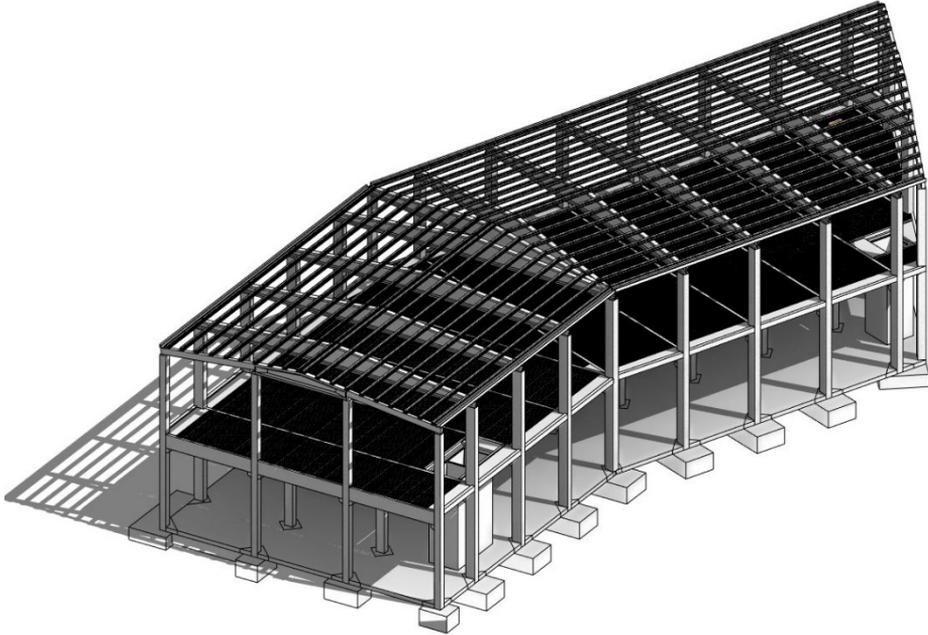


Figura 4: Modelo BIM de almacén en 2 niveles. En desarrollo con Arquid-IPS

DESARROLLO DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS Y COLABORACIÓN CON LAS PREFABRICADORAS

Además de las singularidades puramente estructurales de este tipo de proyectos, también es muy singular el desarrollo del propio Proyecto. Dicho desarrollo es claramente distinto de los realizados con otras tipologías y materiales estructurales no solo por las innatas diferencias de la propia tipología, sino porque si bien un proyecto de estructuras de acero o de hormigón in situ puede desarrollarse íntegramente sin tener en cuenta quién lo va a construir debido a la estandarización de esos materiales (clases de acero y perfiles normalizados en el caso de los elementos de acero, y resistencias normalizadas de hormigón y de las armaduras así como características estandarizadas de estas), no ocurre así en el caso de los elementos prefabricados de hormigón, en los que cada prefabricadora desarrolla sus propios elementos, lo que requiere de una importante coordinación con las prefabricadoras para el desarrollo de un proyecto viable técnica y económicamente.

Otro hecho llamativo en el desarrollo de estos proyectos es que, si bien en el Proyecto de Ejecución se reflejan las dimensiones de los elementos y los esfuerzos previstos en los mismos para que, en teoría, la empresa prefabricadora disponga los elementos con esas dimensiones y con unos armados suficientes para esos esfuerzos, en nuestra experiencia esto casi nunca ha sido finalmente así. Por el contrario, la prefabricadora adjudicataria casi siempre ha desarrollado su propio modelo de cálculo, proponiendo sus propios elementos estructurales, que pueden no ser coincidentes con lo planteado en el Proyecto de Ejecución. Cabe destacar que los cambios realizados por la prefabricadora son exclusivamente en los elementos prefabricados, no modificando la cimentación, que es la única parte que siempre se mantiene del Proyecto de Ejecución. Este punto refuerza lo indicado previamente de la importancia de la colaboración en el Proyecto con empresas prefabricadoras, a fin de realizar un planteamiento en el Proyecto de Ejecución que en la máxima medida posible se mantenga en el Proyecto Modificado de la prefabricadora y a su vez, que la estructura y cimentación tengan la máxima coherencia sin tener que rehacer en fase de obra la cimentación prevista en Proyecto.

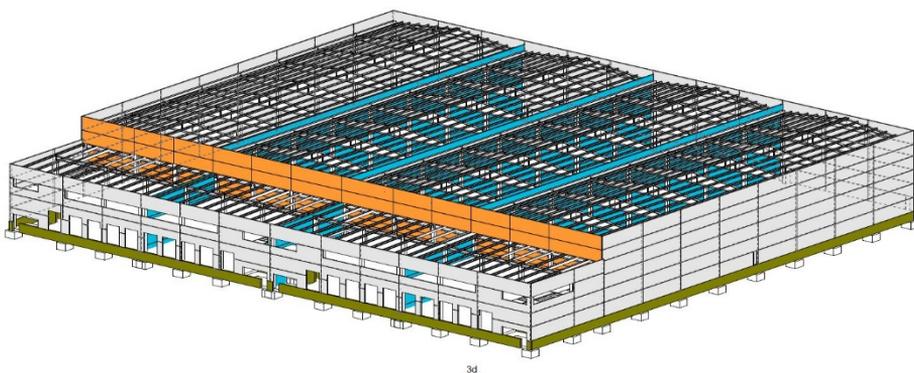


Figura 5: Modelo BIM de nave industrial. Imagen cedida por Pretersa-Prenavis

LA IMPORTANCIA DE LA ACCESIBILIDAD A LA OBRA DE GRANDES ELEMENTOS

Un factor clave en este tipo de proyectos, donde también es indispensable una coordinación con empresas prefabricadoras, es la accesibilidad a la obra de los grandes elementos prefabricados ya que estos, a diferencia de otro tipo de estructuras como las metálicas, en general no pueden ser “troceados” y debe preverse su fabricación, transporte y puesta en obra como una única pieza. Esta situación hace que desde la fase de Proyecto se debe estudiar el emplazamiento y sus vías de acceso y la posible circulación por ellas de los transportes especiales que estos

grandes elementos requieren, así como la puesta en obra mediante grandes grúas autoportantes. Dicho estudio debe realizarse desde una fase muy inicial puesto que la existencia de problemas de acceso puede llegar a descartar determinadas dimensiones (especialmente las luces de las vigas) y con ello condicionar el esquema estructural.



Figura 6: Transporte de viga delta. Imagen cedida por Pretersa-Prenavisa



Figura 7: Disposición en obra de viga delta. Imagen cedida por Pretersa-Prenavisa

LA SOLERA: DE GRAN OLVIDADA A GRAN PROTAGONISTA

En la mayoría de los edificios (residenciales, públicos, etc.) las soleras son elementos a los que se les suele prestar poca atención tanto en Proyecto como en su ejecución por su poca trascendencia en el uso. Sin embargo, en las naves logísticas e industriales su importancia es capital debido a que los daños en las mismas pueden ser desastrosos para la operativa de la nave, peor incluso que posibles daños en la estructura principal (salvo en caso de colapso de la misma, lógicamente). Esto es especialmente significativo en las soleras interiores en las que, por regla general, se usa maquinaria de rueda pequeña y dura, muy sensible a tecleos entre pastillas de las soleras o importantes grietas en las mismas, que

fácilmente pueden impedir el uso de pasillos enteros, con el perjuicio que eso supone a la operativa de la nave. En las cada vez más comunes naves robotizadas los desperfectos en las soleras, ya no solo los tacleos o grietas ya mencionados, sino de falta de planeidad u horizontalidad, son aún más perjudiciales. En las soleras exteriores, por las que en general circulan camiones con ruedas grandes y neumáticas, los daños suelen causar poco perjuicio a la operativa, si bien daños muy acusados sí acaban condicionando el uso e incluso inhabilitando zonas de circulación.

Por todo ello una adecuada definición y ejecución de las soleras en este tipo de proyectos es esencial.



Figura 8: Lesiones graves en soleras interiores



Figura 9: Lesiones graves en soleras exteriores

ANÁLISIS DE NAVES EXISTENTES

Además del diseño y construcción de nuevas naves, es muy frecuente encontrarse con situaciones que requieren de estudios estructurales de naves existentes por diversos motivos, como los siguientes:

- Cambios de uso de determinadas zonas que suponen un aumento de cargas.
- Implantación de nuevas instalaciones y maquinaria. Dentro de estas situaciones, últimamente está siendo muy frecuente la implantación de paneles fotovoltaicos en las cubiertas.
- Revisión de la estructura tras fenómenos no previstos en el Proyecto, como fue el caso el año pasado de las grandes acumulaciones de nieve, muy por encima de lo previsto en la normativa, consecuencia del temporal Filomena.

En estas situaciones para una revisión estructural del edificio se requiere una adecuada caracterización de los elementos estructurales. A diferencia de otros tipos de estructuras, como podrían ser las metálicas, la correcta caracterización de estructuras prefabricadas es altamente complicada no solo por la accesibilidad de los elementos (grandes alturas, zonas ocultas o difícilmente accesibles, etc.) sino porque se requeriría una campaña de ensayos destructivos que normalmente no es viable. Por ello, en estas situaciones cobra especial importancia disponer de la documentación de la estructura ejecutada, lo cual no ocurre con una frecuencia sorprendentemente alta por la mezcla de dos factores:

- No se generó adecuadamente esa documentación. Lo cual ocurre con inusitada frecuencia incluso en naves de reciente construcción en las que es obligatorio disponer de la documentación conocida como “as built”, que aunque disponible, resulta ser una versión previa de la documentación pero no la final, como debería ser.
- Aun existiendo una documentación “as built” adecuada esta no ha sido transmitida entre los diferentes agentes relacionados con la nave y no acaba llegando a quien realiza la revisión estructural. Esta situación, más comprensible con naves antiguas cuya documentación estaba en papel y era más difícil de conservar y transmitir adecuadamente, sigue ocurriendo en naves recientes en las que toda la documentación siempre es digital y, supuestamente, más fácil de controlar y transmitir.

LISTADO DE ANTIGUOS ALUMNOS DEL MÁSTER POR PROMOCIÓN

1ª Promoción 2007/2008

Abad de Diego, Cristina
Alonso González, Mónica
Alonso Luque, Ignacio
Asorey Martínez, Marta
Cabrillo Gómez, Miguel
Cadenas Aguado, Manuel
Carriegos Vieira, Celia
Corral García, Jaime
Cuello Pereira, Macarena
Curbelo Gutiérrez, Román
Fachini Barrueto, Renzo
Fuentes González, Paula
García Cava, David
García Montesinos, Borja
Garrido González, Tamara
Grillo Torres, Guillermo
Gris Martínez, Pablo
Guevara Melgar, Melvin
López Ulloa, Fabián
Luján Bellón, Christian
Morales Nieves, Francisco
Muñoz Tejada, Sergio
Ntelmekoura, Konstantina
París Martín, Iván
Rodríguez Galán, Víctor
Rodríguez González, Pedro
Rodríguez Ruiz, Juan Manuel
Sánchez Bombín, José
Sánchez González, Mª Esther
Silgo Ibáñez, Javier María

Soriano Estivales, Beatriz
Tarrío Alonso, Isabel
Vallejo García, Juan
Vegas González, Pablo
Vera Arroyo, Tomás

2ª Promoción 2008/2009

Acosta Torres, María del Carmen
Alcantarilla Garza, Iván
Alonso Crespo, Unai
Anaya Gil, Pablo
Aznar López, Antonio
Baciero Ruiz, Carlos Tadeo
Baptista Riesgo, Marcos
Barranco Martín, Jesús
Beltré Herrera, Vanessa
Boró Herrera, Sergio
Briones Barrera, Claudio
Brox Ortega, Beatriz
Calle Carbonero, Víctor
Contreras Navarro, Nati
Escolano Taravillo, Silvio
Esteve Martínez, Gumersindo
Fernández Carmena, Mª Carmen
Fernández Iglesias, Mª Esther
Gómez Martín, Elena
Gómez Martínez, Fernando
González Cruz, Marcos
González Pérez, Anselmo
Hernández Gómez, Juan
Lozano Ramírez, Margarita

Listado de antiguos alumnos del Máster por promoción

Lucio Bello, Elena
Martín Díaz de Bustamante, Víctor
Martín Oliva, David
Mena Aguilar, Pedro José
Mendoza Rodríguez, José M^a
Meza Martínez, Roxi
Morenate Navío, Gregorio
Muñoz Díez, José Antonio
Navalón Mateos, David
Navarro González, Martín
Ojeda Izquierdo, Nestor
Peña Barasoain, Tomás
Prades Martí, Lorenzo
Remache Sánchez, Marcos Efrén
Rodríguez Montesino, Mirelys
Román Morales, César
Romero González, Javier
Romero Uriz, Adrián
Ros Bonanad, Davinia
Salvador Rodríguez, Jesús
Sánchez Martín, Álvaro
Sanz Gaztañaga, Javier
Terriente Ballesteros, Carlos
Vicente Martín, Jesús

3^a Promoción 2009/2010

Álvarez Salgueiro, Livia
Álvarez Torres, Fernando
Astudillo Larraz, Alex
Barcena Garcia, Joanes
Bejerano Sanchidrián, Sara
Blanco Santos, David
Bove Diaz, Geaninna Fabiola
Calvo Sabroso, David
Cantero Gratal, Helena
Chin Ly, Maria Teresa
Coves Piqueres, Carolina
De la Fuente Simón, José Luis
De la Torriente Hoyo, Ricardo
Del Campo Martínez, Nuria
Del Río Salio, Andrés
Díaz Badra, Mario
Diaz-Pavon Cuaresma, Alejandro
Esteban Segurado, María José
Fernandez Delgado, Marta

Fortea Navarro, Inmaculada
Garcés Armas, Montserrat
García Hervas, Esther
García Sánchez, Gonzalo
Gómez Corona, Vanesa
González Magallanes, Teresa
González Noheda, Juan Carlos
Grado Jordano, Antonio
Granados Lucena, Vanessa Maria
Hernández Diéguez, Sandra
Hombrados Lopez, Marta
Huertas Sanchez, Rafael
Hueva Cienfuegos, Gabriel
Jimenez Diaz, Pablo Manuel
Knupfer Lebrero, Beatriz
Lirola Perez, Juan Miguel
López Aguado, Celia
López Santamaria, Marina Clara
Maeztu Oset, Laura
Martín Martín, Irene
Mayato Antón, Vanesa
Maytorena Santucci, Guadalupe
Melian Cordero, Maria Jose
Merino Martinez, Javier
Merli, Alessandra
Milano Curto, Juan
Molinos Esparza, Roberto
Monsalvete Álvarez-Urribarri, Rocío
Moreno Hernández, Jesús
Muñoz de Morales Morales, Elena
Nava Castresana, Alejandro
Nieves Conde, Patricia Jane
Ojeda Mendoza, Orlando
Oliva Rivero, Jaime
Pascua García, David
Peña Barasoain, Tomás
Perea Manzano, Mariano
Piñas Calderón, Javier
Quintana Diepa, Noemi
Quintas Rodríguez, Miguel Ángel
Ramos Espadas, Manuel
Rodríguez Cámara, Antonio
Rodríguez González, Celio
Rodríguez Romero, M^a Trinidad
Rodríguez-Thorices Gómez-F., Luis
Rojo Valdivieso, Laura

Listado de antiguos alumnos del Máster por promoción

Rosales Ibañez, Gabriel
Saadi, Fouad
San Hipólito Marín, Fernando
Santos Pérez, María Angeles
Sierra Gonzalez, Alicia
Téllez Rubio, Rosa M^a
Tomás Mateos, Carlos Alberto
Uncilla Cortaberria, Lander
Valls Fernandez, Jan
Velasco Olmo, Beatriz
Yanes Armas, Sonia
Zaballa Paraíso, Sarai

4^a Promoción 2010/2011

Andrés Planells, María
Arce Blanco, Marina
Arriba García, Laura de
Ávila Nieto, Miguel
Bermejo Sánchez, Yolanda
Blázquez Polo, Daniel
Bofill Romero, Irene
Brzezinski, Marcin
Caleo, Paolo
Carreras, Ainhoa
Cervera de la Rosa, Diego
Cuenca, Eduardo
Cuenca Monje, María Belén
Domingo Medrano, Alicia
Fernández González, Alberto
Fernández Rodríguez, Inés
Fuente García, Rodrigo
García Bravo, Marcos
García González, Jacob
Garnica Betrán, Carmelo José
Garrido Hernández, Carla
Goiri Sanchoyerto, José María
Gómez Mateo, Javier
Gómez-Lanza Romero, Luis
González Lisorge, Ausías
Gonzalo Calderón, Laura
Granados Trujillo, David
Guillén Feltre, Francisco
Jimeno Lara, Javier
Legaristi Lizarra, Izaskun
Llano Torre, Aitor

López Ballesteros, Lorena
López Campoy, Manuel
López Domínguez, Juan José
Martín Zabalegui, Iván
Martínez Escorihuela, Adrián
Marzal Benedito, Karlos
Matilla Pérez, Pablo
Meléndez Guerra, María Ángeles
Méndez Alamillo, Juan Ángel
Muñoz Galán, Javier
Nevado Carvajal, Yaiza
Ortega López, Juan José
Osuna Jurado, Andrés
Penas Nogales, Susana
Perera Taboada, Guillermo
Piñero Aguirre, Víctor
Prado Nájera, Omar
Recuero Samboal, Raúl
Roldán Méndez, María
Romero González, Juan
Santacruz Polo, Alejandro
Santos Cabrera, Carlos
Sanz Sanchez, Laureano
Tamashiro Arias, Tami Patricia
Vidal Sánchez, Anxel

5^a Promoción 2011/2012

Alonso Sanz, Miriam
Álvarez Gómez, Beatriz
Cal Manteca, Manuel de la
Calle García, Alejandro
Carrero Cecilia, Laura
Catalá Casanova, Rubén
Cruz López, Borja
Demchenko, Yulia
Díaz Garrido, Leonardo
Díaz Martín, Esther
Diéguez Montes, Victor José
Gil Cañas, María del Carmen
Giraldo Sastre, Tania
Gometza Murga, Elena
Gómez Cruz, Lluch Laura
González Moreno, Luis
Granell Santos, Jorge
Guaita Nuévalos, M^a Jesús

Listado de antiguos alumnos del Máster por promoción

Hernández Redondo, Oscar
Hernández Ribes, Javier
Jiménez Serrano, Ivelisse
Latorre Rodríguez, Mónica
Maestre Puente, Nerea
Marichal Hernández, Juan Luis
Martínez Vela, Carlos
Monroy Anguita, Irene Fuencisla
Morales Callejas, Laura María
Moreno Sánchez, Germán
Ortiz de Arri Vicente, David
Palmi Minuesa, Carles
Pereda Pérez, María Rosario
Rico Rodríguez, Alejandro
Romero Cousillas, Ylenia
Sánchez Arregui, Miren
Sanz Triguero, Carlos A.
Serrano Rubio, Rosa María
Tornos Bueno, Silvia
Vegas Jaudenes, Belén
Vivas Urías, María Dolores

6ª Promoción 2012/2013

Aguado Benito, José Antonio
Aguado Martínez, Desiree
Alburquerque Reus, Eduardo
Alió Alonso, Luis
Barrios Llanque, Gemmer
Cavia Díaz, Roberto
de Mora de la Osa, Alberto
García Arenas, Fernando
García Sancho, David
García Valencia, Javier José
Gil Rubio, Jesús
Gutiérrez Pérez, Ignacio
Ibáñez Palomo, Miguel
Insausti Morán, Rocío
Jiménez de Pedro, Ana
Peña Martínez-Conde, Miguel
Pérez Martí, Rafael
Pérez Sánchez, Pablo
Piedra de la Cuadra, Rafael
Prieto Santos, Adela
Real Rísquez, José
Ródenas Valverde, José Alberto

Ruiz Nieves, Rocío
Sáez Alonso, Isabel
Tarín Domínguez, Ana
Torán Piquer, Carlos
Vallejo Gil, Carlos
Vallejo Villar, Rocío
Vergara Pérez, Carlos
Zangroniz Alesanco, Fabio

7ª Promoción 2013/2014

Alcázar Sánchez, Manuel
Aroscoa Moso, Aritz
Casado Sevillano, Borja
del Saz Caja, Salvador
Díaz Gómez, Efrain Antonio
García Rodríguez, Fernando
Gómez Encinas, Mariano
González de Castro, Roberto Carlos
Gutiérrez Martínez, Patricia
Hoya Trujillo, Alexandra
Jiménez Álvarez-Estrada, Miguel Luis
Liñan Figueredo, Paulo Roberto
Nieto Navarro, Vicente Carlos
Pérez Cembranos, Ángel
Pérez Vilariño, María
Qing, Liu
Ramos Jaime, Cristina
Ruete Gil, Nerea
Sánchez Ontín, María
Serena Gómez, María
Soler Selma, Eduardo
Villarino Casado, Elena
Xiang, Hanqin
Zheng, Qi

8ª Promoción 2014/2015

Boix Boix, Elena
Bueno Bleda, Antonio Manuel
Carrillo Corbalán, Laura
Correa Arenas, José María
Fernández López, Ángel Ramón
Fernández Serna, Tania
García Alcántara, María Antonia

Listado de antiguos alumnos del Máster por promoción

García Valenzuela, Francisco Manuel
Gil Sánchez-Carrasco, Óscar
González Lizarraga, Peio
González Sanz, Guillermo
Guerrero Calatayud, Jose
Handal Rivera, Frances Carolina
Ibáñez Udaondo, Iñigo
Jaber Ávila, Hani
Jia, Hengshan
Morales Chomon, Alejandro
Moreno Banda, Soraya
Moreno Botas, Cristina
Moreno Tejero, María
Rodrigo Sánchez, Pedro
Saiz García, Miguel
Sánchez Garró, Diego
Sánchez Martín, Luis Alberto
Sevilla Molino, María

9ª Promoción 2015/2016

Ali Salem, Mohamed
Arcos Espada, Julio
Azor Solano, Jorge Antonio
Cantos Pérez, Alberto
Evangelio Palomo, Julian
Gallego Bázquez, David
García Guinot, Francisco Miguel
Gesualdo Franjul, Angelo
Gómez Royuela, José Luis
Lizarza Durruty, Elixabete
Lozano González, Javier
Muñiz Dorta, Mario
Navas Sánchez, Laura Araceli
Olano de Cruz-Guzmán, Rocío
Pariante Castilla, José Luis
Policani, Daniel
Proverbio Piazza, Flavia
Ramírez Morales, Juan Adrián
Rodríguez Rivero, Alba
Rubio Merino, César
Salcedo Jaramillo, Hermel Augusto
Sánchez Rosales, Ylenia
Shen, Yunquan
Siguero Martínez, Cristina
Van der Westhuizen Roux, Jan

Vicente de Suso, Paloma
Yumar Gutiérrez, Elena María

10ª Promoción 2016/2017

Aceña Rincón, Ramón
Alcantud Martí, Sergio
Antón Urrios, Beatriz
Bauzá Montojo, Blanca
Belyavskaya, Ekaterina
Bermejo Andino, Gonzalo
Buendía Braseró, Angela Pilar
Burgos Valverde, Rodrigo
Cabezas Ovalles, Rafael Enrique
Camacho Campos, Sandra
Cancino Flores, Karla Daniela
Climent Carlos, Enrique
Cortez Castedo, Luis Fernando
Crespo Alcoceba, Jesús
DelRío deDiego, Gonzalo
García Villarroya, Sara
Giménez Martínez, Alvaro
Guillén Ballester, Miriam
Hernández Girbés, Juan
Jiménez Irnan, Inmaculada
Lagman Lim, María Conchita
Liang, Hanmeng
Moreno Mohamed, Javier
Pizarro Gutiérrez, Miguel Ángel
Rodríguez Cimino, Eduardo
Sañudo Tinoco, María Pilar
Sierra Alegre, Estíbaliz
Simón Chica, Eugenio
Soler Gómez, Víctor
Teixeira Fernández, Luisa Virginia
Valetk Barros, Deisy María
Vivancos Costaleite, Mª de los Angeles

11ª Promoción 2017/2018

Alfageme García, Antonio
Arista Aguilar, Daniel
Biondi Biondi, Alessandro
Cachero Quevedo, Celia
Castrillo Pascual, Alvaro
Dionisio Arévalo, Anthony Carlos

Listado de antiguos alumnos del Máster por promoción

Domenech Pérez, Carlos
Fernández Palacios, Iratxe
Figueira Rodríguez, Miguel
Francisco Rivera, Antolín Alexis
García Arevalillo, Juan Antonio
García Martínez, Beatriz
Garrido Sanchez, David
Gómez Guerrero, Andrés
González Fernández, Javier
Jing , Wenchen
Limonés Ahijón, Lidia
Perales Portillo, German
Perez Cruz, Rosme
Ponce Parra, Hermes
Poveda Gálvez, Isabel
Ramal Moreno, Leonardo
Ramírez Bandera, Javier
Reymundo Iza, Henry Paul
Rodríguez Vidal, Héctor
Romero Poliszuk, Luis Francisco
Santana Almeida, Sergio
Saorín Gómez, Jesús
Tanarro Gil, Raquel
Terán Brage, Alberto
Vázquez Ruiz, Beatriz

12ª Promoción 2018/2019

Azuaje Berbesí, Ariana
Blanco García, Sergio Tomás
Bouhafes , Ahmed
Burgos Salazar, Keren
Carballada García, Diego Iván
Casal Rodríguez, Aleida
Espinell Guerrero, Carlos
García Herrero, Manuel
García Pérez, Javier
Lozano Bodeguero, Luis Jorge
Luengo Maestre, Alberto
Macías Tuárez, Jonathan
Mari Salvador, Francisco Vicente
Mozas González, Borja
Palan Culqui, Alex David
Palango Caiza, Diego Iván
Pérez Real, Marta
Rodríguez Jiménez, Rocío

Rodríguez Paterno, Valentina
Romero Quirola, Jaime
Salim Vilchas, Mario
Santana Medina, Lorena
Torrez Mendoza, Mónica Beatriz
Vallejos Narváez, Orley Fabricio

13ª Promoción 2019/2020

Anco Tucto, Ekaterina
Benito Catalina, Elena
Castillo Ramírez, Mariana
Ceballos Manrique de Lara, Luis
Collin , Charles
Darías Rodríguez, David
Domínguez Gil, Salvador
Erazo Quñonez, Dennis Fernando
Gangas Parra, Víctor Andrés
González González de Garibay, Aitor
Llorente Villaverde, Álvaro
Menasalvas Gijón, Francisco José
Mesa Sánchez, Manuel Jesús
Moriel Coronado, José Carlos
Muñoz Gárate, Cristian
Sánchez Rodríguez, Manuela Soledad
Teruel Recio, Mª Penélope
Vázquez Greciano, Andrea
Vézina, Philippe

14ª Promoción 2020/2021

Betancur Velásquez, Tatiana
Bonetti Casanova, Camila Fusina
García Cerpa, Paula
García Herrero, Josué
Garrosa Montero, Marta
Gil González, Patricia
Guanzetti Nieto, Gabriel
Moreno Gomez, Miguel Angel
Parrilla Lopez-Brea, Jose Manuel
Pineda Enebral, Jose Ignacio
Ramirez Rufs, Felipe Nelson
Solana Garcia, Esther
Tordesillas Torres, Pablo
Ureña Potentini, Luz

15ª Promoción 2021/2022

Bermejo Arredondo, Elisa
Blanco Lo Coco, Joan Santiago
Chacha Chacha, Ximena Valeria
Cordova Vera, Henry
Cruzado Abad, Alberto
De la Fuente Molina, Andrea
Dominguez Carrasco, Pedro Luis
Echazu Suaznabar, Mauricio
Juarez Montilla, Carmen
Llavona Alonso, Santiago
Martínez Saura, Ana Bella
Martinez Villarroya, Daniel
Matarranz Arribas, Carlos
Puig Gómez, Cristina
Rodríguez Blanco, Olalla
Segovia Mateos, Ignacio

