

JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION

Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería Structural Milestones of Architecture and Engineering

Viaducto de Millau, Aveyron, Francia Foster + Partners / Banco DZ, Berlin, Alemania Frank Gehry

ORGANIZAN:

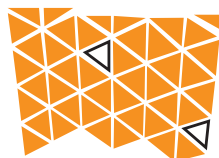
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja - CSIC
Universidad Politécnica de Madrid (ETSAM/ETSICCP)



COLABORAN:



Madrid 17/18 noviembre 2011 Instituto CC Eduardo Torroja - CSIC



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

Resúmenes y Actas *Abstracts and Proceedings*

Instituto de Ciencias de la Construcción 'Eduardo Torroja' - CSIC
Madrid, 17-18 de noviembre de 2011

Editores:
Virtudes Azorín López
Pepa Cassinello Plaza
M^a Dolores Gómez Pulido



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Madrid, 17-18 de noviembre de 2011

Copyright: Los autores

Editado por el Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja". CSIC

ISBN: Libro 84-7292-401-7
CD 84-7293-402-4

Depósito Legal: IMPRENTA
Diseño Gráfico: Antonio Sabador Azorín
Portada y Contraportada del Libro: M. Dolores G. Pulido
Maquetación: Siasa Congresos S.A.

INTRODUCTION

By reason of the celebration of the Science Week 2011, the **Eduardo Torroja Institute**, belonging to the Spanish National Research Council, and the **Technical University of Madrid (ETSAM-ETSICCP)** have organized, in close collaboration, an international conference on research in construction entitled "Structural Milestones of Architecture and Engineering".

The aim of this Conference is, once again, to make the Institute founded by Eduardo Torroja an international centre of diffusion, reflection and discussion of research and contributions in the field of civil engineering and architectural structures, facing scientific and technological advances that are gradually being reached.

The aim is, therefore, to generate necessary dialogue among researchers, professionals, builders, industry and University, sharing experiences and strengthening relationship to face necessary development that society demands in its continuous evolution.

The Conference has been organized in four main topics, which cover all key aspects related to Structure of civil and architectural construction. One of these topics is Structural Milestones, which remark achievements made in the advancement of knowledge, from very different perspectives, and that need to be known and recognized, as important turning points in changing culture. These topics are the following: Structural Milestones of Architecture and Engineering throughout History, Structural Design, Structural Analysis, and Construction Techniques and Processes.

Madrid, November, 2011

Víctor Ramón Velasco Rodríguez

*Director of the "Eduardo Torroja" Institute for Construction Sciences. CSIC
Ministry of Science and Innovation*

PRESENTACIÓN

Con motivo de la celebración de la Semana de la Ciencia 2011, el **Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja**, perteneciente al Consejo Superior de Investigaciones Científicas, y la **Universidad Politécnica de Madrid (ETSAM - ETSICCP)** organizan, en estrecha colaboración, unas Jornadas Internacionales de investigación en construcción con el título *"Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería"*.

Con ello se pretende una vez más hacer que el Instituto fundado por Eduardo Torroja, sea un foro internacional de difusión, reflexión y debate de las investigaciones y aportaciones realizadas en el campo de las estructuras de la construcción civil y arquitectónica, frente a los avances científicos y tecnológicos que paulatinamente se van realizando.

Se intenta así contribuir a generar el necesario diálogo entre investigadores, profesionales, constructores, la industria del sector y la universidad, compartiendo experiencias y aunando lazos de relación frente al necesario desarrollo que demanda la sociedad en su continua evolución.

La temática de las Jornadas se ha organizado en cuatro grandes áreas que abarcan todos los aspectos fundamentales relacionados con las Estructuras en la construcción civil y arquitectónica. Se destina también un apartado específico a los hitos estructurales, que marcan los logros alcanzados en el avance del conocimiento, desde perspectivas muy diferentes, que se revelan como relevantes puntos de inflexión en el cambiante tejido cultural. Estas áreas son las siguientes: Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería a lo largo de la Historia, Diseño Estructural, Análisis Estructural y Técnicas y Procesos de Construcción.

Madrid, noviembre de 2011

Victor Ramón Velasco Rodríguez

*Director del Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" del CSIC.
Ministerio de Ciencia e Innovación*

ORGANIZACIÓN

Instituciones Organizadoras

Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC):

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc)

AMIET - Asociación de Miembros del Instituto Eduardo Torroja

Universidad Politécnica de Madrid (UPM):

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid (ETSAM)

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (ETSICCP)

Comité Organizador

Victor Ramón Velasco Rodríguez Director IETcc - CSIC

José Pedro Gutiérrez Jiménez Vicedirector IETcc - CSIC

M. Dolores G. Pulido Investigadora IETcc - CSIC

Virtudes Azorín López Investigadora IETcc - CSIC,

Pepa Cassinello Subdirectora ETSAM - UPM

Coordinación y Dirección

Pepa Cassinello ETSAM - UPM

M. Dolores G. Pulido IETcc - CSIC

Comité de Honor

Ministerio de Ciencia e Innovación

Consejo Superior Investigaciones Científicas

Ayuntamiento de Madrid

Comunidad de Madrid

AMIET- Asociación de Miembros del Instituto Eduardo Torroja

José Antonio Torroja Cavanillas, *Presidente*

Fundación Juanelo Turriano

Victoriano Muñoz Cava, *Presidente*

Universidad Politécnica de Madrid

Javier Uceda Antolín, *Rector UPM*

José Manuel Páez Borrallo, *Vicerrector de Relaciones Internacionales UPM*

Luis Maldonado Ramos, *Director ETSAM - UPM*

Juan Antonio Santamera, *Director ETSICCP - UPM*

Profesores y Profesionales

Mario Alberto Chiorino (Italia), Roberto Meli Piralla (México)

Leslie E. Robertson (USA), Jörg Schlaich (Alemania)

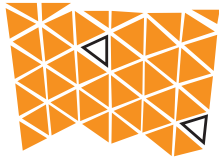
Miguel Aguiló, Ricardo Aroca, Pablo Bueno, José Calavera, Pilar Chías Navarro, Hugo Corres, Ricardo de Ramón, Antonio Fernández Alba, Manuel Fernández Cánovas, Leonardo Fernández Troyano, Juan Miguel Hernández de León, Félix Hernando Mansilla, Antonio Lamela, Javier Manterola, Julio Martínez Calzón, Francisco Morán Cabré, Juan Murcia Vela

Comité Científico - Técnico

Enrique Álvarez Sala, Jesús Anaya, Ramón Araujo, Ángel Arteaga, Rafael Astudillo, Enrique Azpilicueta, Belén Benito, Antonio Blázquez, Annette Bogle, Dirk Bühler, Pepa Cassinello, Agostino Catalano, Rafael de la Hoz, Cengiz Dicleli, Jaime Fernández Gómez, Roberto Gargiani, Dario Gazapo, José María Goicolea Ruigómez, Jesús Gómez Hermoso, M. Dolores G. Pulido, Enrique González Valle, José Pedro Gutiérrez Jiménez, Santiago Huerta, Antonio Martínez Cutillas, Antonio Mas-Guindal, Maria Moreyra Garlock, Juan Gerardo Oliva Salinas, Ignacio Payá Zaforteza, Bernardo Perepérez, Maximiliano Savorra, Mike Schlaich, Nedal Staouff

Instituciones Colaboradoras

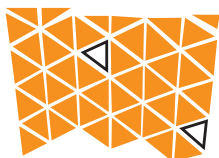
*Ministerio de Ciencia e Innovación
Ministerio de Fomento / CEDEX - Centro de Estudios y
Experimentación de Obras Públicas
Ayuntamiento de Madrid
Comunidad de Madrid
Fundación Juanelo Turriano
Grupo Español de IABSE (Internacional Association for Bridge
and Structural Engineering)
Escuela Politécnica Superior de la Universidad San Pablo CEU
Universidad de Alcalá
Fundación José Entrecanales Ibarra
Empresas: FERNÁNDEZ MOLINA, MAPEI, SAINT-GOBAIN,
SCHINDLER, SIKA*



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

Programa *Programme*





JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

PROGRAMA

Día 17 noviembre 2011

Hall principal / Aula Eduardo Torroja

09:00 - 09:30 Recogida de documentación
IETcc

Aula Eduardo Torroja

09:30 - 10:00 Presentación de las Jornadas
Consejo Superior de investigaciones Científicas
Presidente: Ilmo. Sr. D. Rafael Rodrigo Montero
Universidad Politécnica de Madrid
Rector: Excmo. Sr. D. Javier Uceda Antolin
Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
Director: Sr. D. Victor Ramón Velasco Rodríguez
Dirección de las Jornadas
Pepa Cassinello, Subdirectora Alumnos ETSAM-UPM
M. Dolores G. Pulido, Investigadora IETcc-CSIC

Conferencias Plenarias

Aula Eduardo Torroja

10:00 - 10:30 José Antonio Torroja
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería

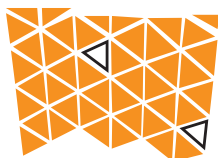
10:30 - 11:00 Mario Alberto Chiorino
Pier Luigi Nervi: Architecture as Challenge

11:00 - 11:30 José Calavera
Estructuras Espaciales Metálicas. Su introducción en España

11:30 - 12:00 Pausa - Café

12:00 - 12:30 Antonio Lamela
La Estructura Suspendida versus Colgada de las Torres Colón

12:30 - 13:00 Richard B. Garlock
Distinctive Structural Design



Conferencias Plenarias

Aula Eduardo Torroja

- 13:00 - 13:30 **Juan Gerardo Oliva Salinas**
Félix Candela y el Palacio de Deportes de México 68.
Un hito del Diseño Arquitectónico y Estructural en México
- 13:30 - 14:00 **Julio Martínez Calzón**
El Sistema Mixto Hormigón-Acero Estructural.
La Tipología más Reciente de su Dualidad. Estética e Innovaciones
- 14:00 - 14:30 **Leonardo Fernández Troyano**
Carlos Fernández Casado. Ingeniero de Puentes y Estructuras
- 14:30 - 15:50 **Pausa - Comida**

Comunicaciones Libres

15:50 - 17:30

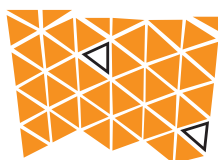
Aula Eduardo Torroja

Coordinación Sesión: Pepa Cassinello

Sesión AI Hitos estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería a lo largo de la Historia

- | | | |
|-------|---|---------------|
| AI-01 | Tipos De Hitos Estructurales. Hito de Hitos: iass
Cassinello, P.* | 15:50 - 16:00 |
| AI-02 | La Cubierta del Frontón Recoletos al Desnudo
Lozano-Galant, J.A.*; Payá-Zaforteza, I. | 16:00 - 16:10 |
| AI-03 | "Thin Concrete Shell" en la Vision del Arquitecto: el Auditorio
Kresge del Mit de Eero Saarinen
Baglione, C.* | 16:10 - 16:20 |
| AI-04 | ¿Arquitectura Efímera como Hito Estructural?
Pabellones Espectaculares en Italia en los Años Cincuenta
Savorra, M.* | 16:20 - 16:30 |
| AI-05 | La Torre de Agua de la Exposición de Nizhny Novgorod de 1896
Azpilicueta, E.* | 16:30 - 16:40 |
| AI-06 | Las Grandes Formas del Alto Barroco
Compán, V.*; Cámara M.; Sánchez, J. | 16:40 - 16:50 |

* Autor Presentador



AI-07	La Construcción de la Dársena del Puerto de Cartagena y los Primeros Diques de Carena del Mediterráneo. Un Hito en el Conocimiento Ilustrado del siglo XVIII Peñalver Martínez, M. J.*; Maciá Sánchez, J.; Segado Vázquez, F.	16:50 - 17:00
AI-08	La Historia del Diseño del Puente Diceli, C.*	17:00 - 17:10
AI-09	Los Pilotes Roscados. Un Sistema Revolucionario en las Cimentaciones de Estructuras Metálicas Ligeras en el Siglo XIX González García de Velasco, C.; González Vilchez, M.*	17:10 - 17:20
AI-10	Recuperación de la Celosía en los Puentes de Fin de Siglo Bernabeu Larena, J.*	17:20 - 17:30

Comunicaciones Libres

15:50 - 17:30

Sala de Banderas

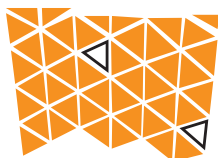
Coordinación Sesión: Antonio Blázquez

Sesión A2 Hitos estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería a lo largo de la Historia

Sesión DI Técnicas y Procesos de Construcción

AZ-01	Madrid Arco Solar: 'MÁS' Adell Argilés, JM.*; García-Santos, A.	15:50 - 16:00
AZ-02	Los Muros de Carga y el Hormigón Armado Muñoz i Soria, G.*	16:00 - 16:10
AZ-03	Estructuras de Grandes Luces en el Proyecto Moderno del Espacio Público Clemente Magro, R.*	16:10 - 16:20
AZ-04	Nueva Pasarela Banda Tesa sobre el Río Júcar Clemente Ortega, L.R.; Rodado López, J.*	16:20 - 16:30
AZ-05	Influencia de los Diseños Estructurales Antisísmicos de las Catedrales Góticas Españolas en la Distribución de su Luz Interior Medina Del Río, J.*; Cassinello, P.	16:30 - 16:40
AZ-06	Las Cubiertas del Gótico Radiante Español. La Búsqueda de la Luz Noguera, F.*; Cassinello, P.	16:40 - 16:50

* Autor Presentador



A2-07	El Concepto de Pretensado Aplicado al Equilibrio de un Rosetón Gótico. Restauración del Rosetón de la Seo de Manresa Brufau Niubó, R.*; Martín Sáiz, D.	16:50 - 17:00
D1-01	La Construcción de los Edificios más Altos de España Realizados con Paneles Prefabricados del Águila, A.*; Hernando, S.	17:00 - 17:10
D1-02	Industrialización de Elementos Estructurales en la Construcción Azkue, J.L.; Urien, J.*; Cavia, P.; Goñi, J.	17:10 - 17:20
D1-03	Evolución de los Cerramientos de Paneles Intercambiables a lo Largo del Siglo XX Suárez Fernández-Coronado, I.*; González Bravo, R.; del Águila García, A.	17:20 - 17:30

Comunicaciones Libres

15:50 - 17:30

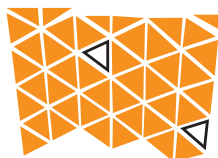
Aula Nervi

Coordinación Sesión: M. Dolores G. Pulido

Sesión B1 **Diseño Estructural**

	Presentación G. Pulido, M.D.	15:50 - 16:00
B1-01	Asimetrías, Torsiones, Zig-zags en Diseño de Puentes: Mutaciones Contextuales de Modelos Estructurales Genéricos Arroyo Alba, P.P.*	16:00 - 16:10
B1-02	Diseño del Puente de St. Patrick en Calgary, Canadá Blassel, J.F.; McDonagh, M.*; García, D.; Royer de Vericourt, R.	16:10 - 16:20
B1-03	Ampliación del Fernando Buesa Arena en Vitoria Catón, J.L.*; Martínez, J.I.; Sánchez, R.; Gurutzeaga, M.; Aja, P.	16:20 - 16:30
B1-04	Galileo, Maxwell, Michell, Aroca: Midiendo el Rendimiento Estructural Cervera, J.; Vázquez, M.*	16:30 - 16:40
B1-05	Estructura de Madera Laminada de Cubierta del Palacio de Deportes de Cartagena Antón, A.*; Corbal, J.J.; González, J.A.	16:40 - 16:50

* Autor Presentador



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

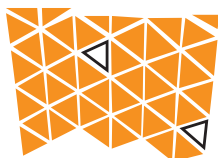
B1-06	Leslie E. Robertson, Aprendiendo de la Experiencia Hernando, S.*; Anaya, J.	16:50 - 17:00
B1-07	Diseño Estructural. Del Boceto a la Realidad Irisarri, L.*; Goñi, J.	17:00 - 17:10
B1-08	Evolución y Sostenibilidad de Forjados Planos In Situ Liébana, O.*; G. Pulido, MD.; Gómez Hermoso, J.	17:10 - 17:20
B1-09	Modelo Aeroelástico Integral del Viaducto sobre el Río Almonte en el Embalse de Alcántara para la Línea de Alta Velocidad Madrid-Extremadura Meana Martínez, I.*; Capellán Miguel, G.; Terrés Nicoli, J.M.	17:20 - 17:30

17:30 - 18:00 **Pausa - Café**

Conferencias Plenarias

Aula Eduardo Torroja

18:00 - 18:30	Hugo Corres Cocepción y Construcción de Puentes
18:30 - 19:00	Jörg Schlaich Presentación sbp Mike Schlaich schlaich bergermann und partner en España
19:00 - 19:20	Annette Bögle La oficina de schlaich bergermann und partner
19:20 - 19:30	Apertura Exposición Estructuras Ligeras. sbp Pepa Cassinello y M. Dolores G. Pulido
19:30 - 20:00	Recorrido exposición
20:00 - 20:30	Copa de Vino Español



PROGRAMA

Día 18 noviembre 2011

Comunicaciones Libres

09:00 - 12:00

Aula Eduardo Torroja

Coordinación Sesión:

M. Dolores G. Pulido y María Moreyra Garlock

Sesión B2

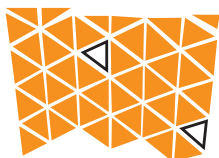
Diseño Estructural

Sesión C

Análisis Estructural

B2-01	Lineas de Innovación en la Generación de Formas Estructurales: Respuestas Heterodoxas a Problemas Clásicos Romo, J.*	09:00 - 09:10
B2-02	Metropol Parasol Sánchez Fernández, R.*; Sánchez de Dios, Á.; Koppitz, J.P.; De la Peña, J.	09:10 - 09:20
B2-03	Estructuras Retráctiles. La Versatilidad en las Estructuras Urien, J.; Letona, J.; Azkue, J.L.*	09:20 - 09:30
B2-04	Acciones de Viento fuera de la Normativa Terrés-Nicoli, J.M.*; Mans, C.; King, P.	09:30 - 09:40
C-01	Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio de Mampostería no reforzada de "L'Eixample" de Barcelona: Comparación de Modelo de Pórticos Equivalentes y Modelo de Caja Cerrada González-Drigo, R.*; Ávila-Haro, J.; Gugliotta, G.; Terrone, M.R.	09:40 - 09:50
C-02	Modelización a partir de Ensayos del Comportamiento Elasto-Plástico del Nudo SLO para el Cálculo en Segundo Orden del Factor de Seguridad frente a Pandeo Global en Estructuras Monocapa Goñi, J.*; Irisarri, L.	09:50 - 10:00
C-03	Diseño y Cálculo de Refuerzos Externos de Materiales Compuestos en Estructuras de Hormigón Armado Herraiz, B.*; Ripa, T.	10:00 - 10:10
C-04	Estudio por medio de los Elementos Finitos del Edificio Histórico del "Celler Cooperativo" de "Rocafort de Queralt" Calderón Valdivieso, L.*; Maristany Carreras, J.	10:10 - 10:20
C-05	Un Método Simple, Directo y Exacto de Análisis Estructural sin Resolver Sistemas de Ecuaciones Lacort, A. G.*	10:20 - 10:30

* Autor Presentador



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

C-06	Acciones en Fachadas Dávila Sánchez-Toscano, S.*; Hoogendoorn, P.P.; Álvarez Cabal, R.	10:30 - 10:40
C-07	Estructuras de Barras: desde el Método de Cross hasta Hoy López Rey, J.*	10:40 - 10:50
	Pausa	10:50 - 11:00
B2-05	La Desaparición de la Barrera del Análisis Estructural en los Proyectos Arquitectónicos Rey Rey, J.*; Fernández Cabo, J.L.	11:00 - 11:10
B2-06	Singularidades en el Análisis y Diseño de Edificios en Altura. El Caso particular de Torre Espacio Serrano Corral, A.*; Ladrón de Guevara Méndez, G.; Castañón Jiménez, C.; Martínez Calzón, J.	11:10 - 11:20
B2-07	Puente Atirantado de Talavera de la Reina Sánchez de León, R.*	11:20 - 11:30
B2-08	Arquitectura-Estructura Actual: Prisioneros de las Formas Libres Castañón, C.*; Ladrón de Guevara, G.; Serrano, A.; Martínez-Calzón, J.	11:30 - 11:40
B2-09	Cubierta del Mercado de Santa Caterina en Barcelona. Ingeniería y Arquitectura Entrelazadas Velasco-Rivas, J.M.*	11:40 - 11:50

Comunicaciones Libres
09:00 - 11:10

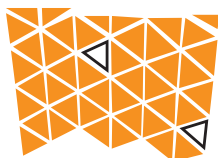
Sala de Banderas
Coordinación Sesión:
Ángel Arteaga y Pilar Chías Navarro

Sesión A3 **Hitos estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería a lo largo de la Historia**

Sesión D2 **Técnicas y Procesos de Construcción**

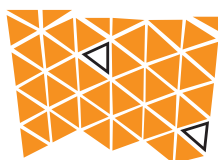
A3-01	Puentes Arco Espaciales: Evolución y Tendencias Jorquera Lucerga, J.J.*	09:00 - 09:10
A3-02	Aplicación de Mallas de Tensigridad como Estructuras Ligeras Gómez-Jáuregui, V.*; Otero, C.; Arias, R.; Manchado, C.	09:10 - 09:20

* Autor Presentador



A3-03	El Puente Ferroviario sobre el Arroyo de Gor (s. XX) Castillo Martínez, A.*	09:20 - 09:30
D2-01	Edificio Torre Espacio. Descripción del Proceso Constructivo de la Estructura Aguirre Gallego, M.*; Ayuso García, P.	09:30 - 09:40
D2-02	La Contribución de la Industria a la Evolución de las Estructuras Laminas Metálicas González Bravo, R.*; Cassinello, P.	09:40 - 09:50
D2-03	Ejecución Pasarela sobre el Río Júcar-Cuenca Cordero, M.*; Hernández, M.	09:50 - 10:00
D2-04	Nuevo Sistema de Lanzamiento de Puentes Basado en Doble Cajón Colaborante Del Coz J.*; Navarro-Manso A.; Alonso M.; Castro-Fresno, D.	10:00 - 10:10
D2-05	Excavación y Contención del Edificio Polivalente Barceló (Madrid) Henche, J.*	10:10 - 10:20
D2-06	Versatilidad Constructiva en Puentes Móviles Ladrón de Guevara, G.*; Martínez-Calzón, J.; Serrano, A.; Castañón, C.	10:20 - 10:30
D2-07	Viaducto de Cadagua (España). Primer Montaje Mundial de este Tipo Martínez Gutiérrez, J.M.*	10:30 - 10:40
D2-08	Construcción Viaducto de Trapagaran Pico, R.; Montoya, M.*	10:40 - 10:50
D2-09	Cimbra Autolanzable del Viaducto de Ribón Navarro-Manso A.*; Navamuel, B.; Castro-Fresno, D.; Del Coz, J.J.	10:50 - 11:00
D2-10	Análisis de la Penetración del Ion Cloruro en Hormigones Autocompactantes Empleando Modelos de Lógica Difusa Parra, C.*; Miñano, I.; Valcuende, M.; Martínez-Conesa, E.J.; Garrido, A.	11:00 - 11:10

* Autor Presentador



Comunicaciones Libres

09:00 - 11:00

Sala Nervi

Coordinación Comunicaciones:

Manuel Fernández Cánovas y José Pedro Gutiérrez

Sesión A4 Hitos estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería a lo largo de la Historia

Sesión D3 Técnicas y Procesos de Construcción

A4-01 El Hito Vertical como Termómetro de la Economía. 09:00 - 09:10
Rascacielos Versus Crisis
Pérez, M.C.*

A4-02 Geometría, Estructura y Forma. Centro George Pompidou 09:10 - 09:20
Anaya, J.*

A4-03 ¿Intervino un Pitagórico en el diseño de la Taulas de Menorca? 09:20 - 09:30
Monumentos de la Cultura Talayótica Siglos V - IV a.C.
Ibáñez Orts, V.*

D3-01 La Corrección Geométrica aplicada a la Estabilidad Estructural 09:30 - 09:40
en los Métodos de Reconstrucción. Vezelay 1840
Rueda Márquez de la Plata, A.*

D3-02 Torre SYV. Ejecución de la Estructura 09:40 - 09:50
Rodríguez Ortiz, F.; Sánchez Fernández, R.*

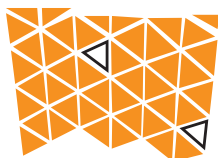
D3-03 Diseño y Ejecución de la Estructura Soporte de Cámaras de Coque 09:50 - 10:00
Martín Gil, D.*

D3-04 Análisis Geométrico de una Unión Soldada en una Estructura 10:00 - 10:10
de Aluminio
Martínez-Conesa, E.J.*; Segura, F.; Parra, C.; Abellán, E.; Valcuende, M.; Garrido, A.

D3-05 Comportamiento de Vigas de Hormigón Reforzadas a Cortante con 10:10 - 10:20
Tejidos de Fibras de Carbono o Basalto
Picazo, A.*; Cobo, A.

D3-06 La Inyección Aplicada a Estructuras: La Rehabilitación de la 10:20 - 10:30
Parroquia de San Dionisio de Jerez de la Frontera
Rodríguez-Mayorga, E.*; Yanes, E.; Sáez, A.

* Autor Presentador



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

D3-07	Refuerzo de Pilares con Tejidos de FC. Alcaraz, V.*; Mas, M.I.; García, E.; Luizaga, A.	10:30 - 10:40
D3-08	Diseño de Micro-Hormigones Autocompactantes Expansivos. Eficacia en el Refuerzo de Pilares Cilíndricos de Hormigón Mediante Encamisados FRP Carballosa, P.*; Gutiérrez, J. P.; Revuelta, D.; Echevarria, L.	10:40 - 10:50
D3-09	Proceso de Ejecución de la Iglesia San Pío X de Barcelona Paricio, A.*; Rosselló, M.	10:50 - 11:00

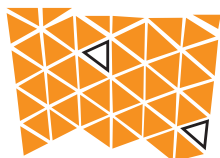
12:00 - 12:30 Pausa - Café

Conferencias Plenarias

Aula Eduardo Torroja

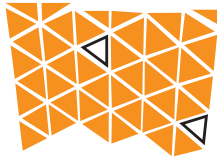
12:30 - 13:00	Javier Manterola Frontón Recoletos y Estadio Olímpico de Múnich
13:00 - 13:30	Ricardo Aroca Hernández-Ros Hitos Estructurales de Fábrica
13:30 - 14:00	Jesús Gómez Hermoso Citius, Altius, Fortius
14:00 - 14:30	José María Goicolea Nuevas Investigaciones en la Dinámica de Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad
14:30 - 16:00	Pausa - Comida
16:00 - 16:30	Roberto Melli Piralla Seguridad Sísmica de Hitos Históricos. Diagnóstico y Rehabilitación
16:30 - 17:00	Enrique González Valle La Rehabilitación Estructural y las Técnicas Actuales de Refuerzo

* Autor Presentador



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

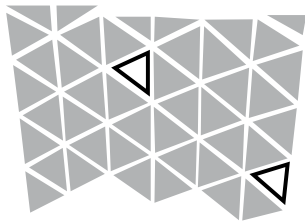
- 17:00 - 17:30 **Jesús Imedio Salazar**
Diseño y Construcción del Tercer Juego de Esclusas del Canal de Panamá
- 17:30 - 17:45 **Pausa - Café**
- 17:45 - 18:15 **Manuel Fernández Cánovas**
La Contribución de los Materiales a los Hitos Estructurales
- 18:15 - 18:45 **Dirk Bühler**
Hitos Estructurales. Un Legado Patrimonial
- 18:45 - 19:15 **Miguel Aguiló Alonso**
Hitos
- 19:15 - 20:00 **Coloquios Jornadas**
- 20:00 - 20:10 **Clausura de las Jornadas**



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

Resúmenes Abstracts

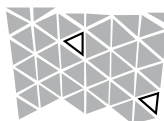




AREA - A

Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería a lo largo de la Historia
Structural Milestones of Architecture and Engineering throughout History





TYPES OF STRUCTURAL LIMESTONES LIMESTONE OF LIMESTONES: iass

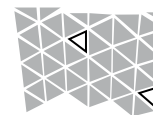
Cassinello, P.

Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Madrid

All the structural work built throughout History belongs to the cultural weave of the Structural Limestone of Architecture and Engineering, which represent unquestionable and outstanding innovations, as the Abu Simbel Temple, The Agripa Pantheon, The Gothic Cathedral, Eiffel Tower, Crystal Palace, Jena's shell roof, the Salginatobel bridge or the missing Twin Towers of New York amongst others. But there are many other types of Structural Limestone which don't belong to one type of work but to many. There have been revolutionary patents, as the reinforced concrete which was invented by the gardener Monier (1849), or the prestressed concrete patent which was registered by Freyssinet in Paris (1928). These are two outstanding Limestones which, without a doubt have changed the fate of structural form. There are also other Structural Limestones which transgress materials and belong to the restlessness of the thought, and they have been turned into philosophical theories, structural rules, analytic methods, which have been an innovation which have changed the Structural Skeletons.

There are also Limestones of Limestones. As the *Internacional Association of Shell Structures* founded by Eduardo Torroja (1959). An international association born to draw together, to spread, to stimulate, to develop... an innovative limestone of the Structural Limestone's History - The Thin Concrete Shells - which are some of the most admired legacy of the Modern Architecture. An association which is alive today and draws together the knowledge of the new structural limestone on light structures which belong to our vanguard.

Keywords: Limestone, Structural, Architecture, Engineering, Innovation.



TIPOS DE HITOS ESTRUCTURALES HITO DE HITOS: iass

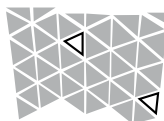
Cassinello, P.

Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Madrid

Al tejido cultural de Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería pertenecen todas las obras construidas a lo largo de la Historia que representan indudables y destacadas innovaciones, como lo son, entre muchos otros: El Templo de Abu Simbel, El Panteón de Agripa, la Catedral Gótica, la Torre Eiffel, el Cristal Palace, la cubierta Laminar de Jena, el Salginatobel bridge o las desaparecidas Torres Gemelas de Nueva York. Pero existen otros muchos tipos de Hitos Estructurales. Hitos que no pertenecen a una sola obra. Revolucionarias patentes, como la del hormigón armado, nacido en manos del jardinero Monier (1849), o la del hormigón pretensado, registrada por Freyssinet en Paris (1928). Dos destacados Hitos que sin duda han cambiado el destino de las estructuras. Y también hay otros Hitos Estructurales, que transgrediendo la materia forman parte de la inquietud del pensamiento, y que convertidos en teorías filosóficas, normas, métodos de análisis, ... han marcado un antes y un después para los esqueletos estructurales.

Existen también Hitos de Hitos. Como la *iass Internacional Association for Shell Structures*, creada Eduardo Torroja (1959). Una asociación internacional nacida para aglutinar, difundir, promover, desarrollar, ... un innovador hito de la historia de los tipos estructurales - las estructuras laminares-, que son uno de los más admirados legados de la Arquitectura Moderna. Una asociación que permanece viva, y que hoy en día aglutina el conocimiento de los nuevos hitos de las estructuras ligeras de nuestra actual vanguardia.

Palabras clave: Hito, Estructural, Arquitectura, Ingeniería, Innovación.



THE FRONTÓN RECOLETOS' ROOF NAKED

Lozano-Galant, JA^{1*}, Payà-Zaforteza, I²,

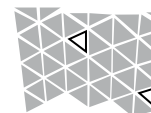
(1) Universidad de Castilla-La Mancha, Departamento de Ingeniería Civil, Ciudad Real, España

(2) ICITECH, Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Valencia, España

Eduardo Torroja's thin concrete shells stand among the best examples of structural engineering work of the 20th century. At a time when computers did not exist, Torroja's imagination and creativity were not constrained by the limits of the analytical methods available for structural design, and he was able to design and build economically innovative structures of the highest aesthetic quality. One of his major creations was the roof of the Frontón Recoletos, a unique two lobe thin shell that was destroyed during the Spanish Civil War. This paper reviews briefly the history of the Frontón, shows the results of a structural analysis of its roof by several Finite Element (FE) models of different complexity and precision, and compares FE results to those obtained by Torroja [5]. FE results confirm the validity of Torroja's conceptual design. In addition, the paper analyses in detail the influence on the behaviour of the roof from the stiffening ribs that Torroja designed but that never were built. As a result, the paper enables a better understanding of one of the masterpieces of Structural Art, and of simplified and complex shell analysis models, which is useful for the education of engineers as well as for future designs.

Keywords: Thin Concrete Shell, Eduardo Torroja, Finite Element Models, Structural Art, Frontón Recoletos

* joseantonio.lozano@uclm.es



LA CUBIERTA DEL FRONTÓN RECOLETOS AL DESNUDO

Lozano-Galant, JA^{1*}, Payà-Zaforteza, I²,

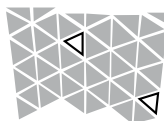
(1) Universidad de Castilla-La Mancha, Departamento de Ingeniería Civil, Ciudad Real, España

(2) ICITECH, Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Valencia, España

Las láminas de hormigón de Eduardo Torroja son uno de los mejores ejemplos de ingeniería estructural del siglo XX. Proyectadas y construidas en una época en la que los ordenadores no existían, estas estructuras son un claro ejemplo de cómo la inteligencia, creatividad e imaginación de un genio no fueron frenadas por las limitaciones de los métodos de cálculo analíticos existentes en su época y de cómo pueden construirse de forma económica estructuras innovadoras de gran calidad estética. Una de sus obras más destacadas fue la cubierta del Frontón de Recoletos, una espectacular lámina formada por la intersección de dos lóbulos de reducido espesor que fue destruida por la Guerra Civil. Este artículo revisa brevemente la historia del Frontón, sitúa su cubierta en su contexto histórico-técnico y muestra los resultados de un análisis estructural de la cubierta mediante varios modelos de elementos finitos de diferente complejidad y precisión (el análisis incluye el efecto de los anillos de refuerzo que Torroja proyectó pero que no llegaron a construirse). La comparación de los resultados de los modelos numéricos con los proporcionados por Torroja [5] (cálculos manuales y deformaciones medidas en la obra real y en el modelo reducido), permite validar los modelos numéricos empleados y comprender el diseño conceptual y el comportamiento estructural de la lámina. Así, esta investigación permite comprender mejor el funcionamiento estructural de una de las obras maestras del Arte Estructural y de los modelos simplificados empleados en el cálculo de estructuras laminares, lo que resulta de gran utilidad tanto para la educación de ingenieros y arquitectos como para futuros diseños.

Palabras clave: Lámina de hormigón, Eduardo Torroja, Modelos de elementos Finitos, Arte estructural, Frontón Recoletos.

* joseantonio.lozano@uclm.es



THIN CONCRETE SHELL IN THE ARCHITECT'S VISION:
EERO SAARINEN'S KRESGE AUDITORIUM AT MIT

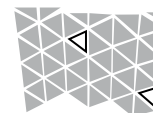
Baglione, C.*

Università Kore di Enna/Politecnico di Milano, Italia

A central figure in the panorama of American architecture in the period after the Second World War, Eero Saarinen produced a number of works in which the relationship of form to structure plays a key role. Works such as the Kresge auditorium at MIT (1950-55), the David S. Ingalls Hockey Rink at Yale (1956-58), the TWA Terminal at New York Airport (1956-62) and the Dulles International Airport at Washington (1958-62) are examples of great spaces based on differing and original structural concepts. Based on an examination of documentation in the Saarinen archives, this contribution focus on the MIT auditorium, analyzing the genesis of the project - engineered by Amman and Whitney - and its construction, and the critical reception of this controversial building, which places itself in the early phase of the 'concrete shells fashion' during the Fifties and the early Sixties. The MIT auditorium is examined as an early example of the architects' interest toward thin concrete shells and as a case-study which raises key issues such as the collaboration between architects and engineering and the growth of interdisciplinary engineering/architectural culture in the Fifties, the role of innovative structural solutions in the research of alternatives to the 'orthodoxy of modern architecture', the reasons of rise and decline of thin concrete shell construction.

Keywords: History of thin concrete shells, Relationship form/structure, Interdisciplinary engineering/architectural culture, Eero Saarinen, MIT auditorium

* chiara.baglione@unikore.it



'THIN CONCRETE SHELL' EN LA VISIÓN DEL ARQUITECTO:
EL AUDITORIO KRESGE DEL MIT DE EERO SAARINEN

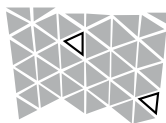
Baglione, C.*

Università Kore di Enna/Politecnico di Milano, Italia

Figura central en el panorama de la arquitectura americana en el periodo posterior a la Segunda Guerra Mundial, Eero Saarinen produjo una serie de obras en las cuales la relación forma/estructura juega un papel clave. Obras como el Auditorio Kresge del MIT (1950-55), el David S. Ingalls Hockey Rink a Yale (1956-58), la terminal de TWA en el aeropuerto de Nueva York (1956-62) y el Aeropuerto Internacional de Dulles en Washington (1958-62), son ejemplos de cubiertas de grandes espacios basadas sobre conceptos originales y distintos entre ellos. Esta contribución, basada en el examen de la documentación de los archivos de Saarinen, analiza el Auditorio del MIT, desde la génesis del proyecto - elaborado con la asesoría de los ingenieros Amman & Whitney -, hasta su construcción. Además, aborda la recepción crítica de este controvertido edificio, que se sitúa en el primera fase de la 'moda del cascarón de hormigón', durante los años Cincuenta y principios de los Sesenta. El Auditorio del MIT, considerado entre los primeros ejemplos del interés de los arquitectos hacia las estructuras de cascarón de hormigón, plantea cuestiones clave como la colaboración entre arquitectos e ingenieros y el establecimiento en los años Cincuenta de una cultura interdisciplinaria, el papel de soluciones estructurales innovadoras, como alternativas a la ortodoxia de la arquitectura moderna y, finalmente, las razones del auge y el declive de las construcciones de cascarones de hormigón.

Palabras clave: Historia de los cascarones de hormigón, relación forma/estructura, cultura interdisciplinaria entre arquitectos e ingenieros, Eero Saarinen, MIT Auditorium

* chiara.baglione@unikore.it



FÉLIX CANDELA AND THE MEXICO '68 SPORTS PALACE A LANDMARK OF ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL DESIGN IN MEXICO

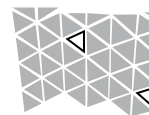
Oliva Salinas, J. G.*, Valdez Olmedo, E.

Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Arquitectura, Laboratorio de
Estructuras, México

This paper focuses on the Palacio de los Deportes (English: Sports Palace) located in Mexico City and discusses whether it is appropriate to consider it a landmark of architectural and structural design. Firstly, a brief sketch is presented of the events that gave rise to the design of the Sports Palace for the 1968 Olympic Games. This section sets out the various proposals that Mexican architects submitted to the government during those years for the design and construction of one of the most emblematic buildings of the event. Among the projects, an alternative preliminary design by architect Félix Candela, submitted prior to his winning proposal, stands out particularly. Secondly, the design for the construction of the Sports Palace is described, which was awarded to the *Corpore Sano* team, made up of architects Félix Candela, Enrique Castañeda Tamborrel and Antonio Peyri Macia. Details are given of the architectural features of the building, its geometrical development, which is intrinsically linked to its structural behaviour, and the materials used for its construction. Lastly, there is a discussion of the impact of this building, its current use and why it is considered an architectural and structural landmark in Mexico. The purpose of this discussion is to lay the foundations for the establishment of criteria that could be drawn on for other lightweight structures with similar features in terms of concept, design and construction.

Key words: Landmark, Sports Palace, Félix Candela, Olympic Games.

* jgos@unam.mx



FÉLIX CANDELA Y EL PALACIO DE LOS DEPORTES EN MÉXICO 68 Un hito del diseño arquitectónico y estructural en México

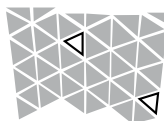
Oliva Salinas, J. G.*, Valdez Olmedo, E.

Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Arquitectura, Laboratorio de
Estructuras, México

En el presente trabajo, se analiza el Palacio de los Deportes ubicado en la Ciudad de México y se discute la pertinencia de ser considerarlo como un hito en el diseño arquitectónico y estructural. En primera instancia, se relata una breve semblanza sobre los hechos que dieron origen al proyecto del Palacio de los Deportes, en torno a los Juegos Olímpicos de 1968, a través de enunciar las diversas propuestas que los arquitectos mexicanos ofrecieron a la convocatoria del gobierno mexicano en esos años, para el diseño y construcción de uno de los edificios más emblemáticos de dicho evento, destacando un anteproyecto alternativo del arquitecto Félix Candela, previo a su propuesta ganadora. En segundo término se describe el proyecto para la construcción del Palacio de los Deportes otorgado al equipo *Corpore Sano*, conformado por los arquitectos Félix Candela, Enrique Castañeda Tamborrel y Antonio Peyri Macia. Se enuncian sus características arquitectónicas, su desarrollo geométrico asociado intrínsecamente a su comportamiento estructural y los materiales empleados para su construcción. Finalmente se discute sobre la trascendencia de este edificio, sus condiciones actuales de uso y por qué puede ser considerado un hito del diseño arquitectónico y estructural en México, sentando las bases para establecer un criterio que se extrapole a otros edificios con características semejantes, en torno a su concepción, diseño y construcción en el ámbito de las estructuras ligeras.

Palabras clave: Hito, Palacio de los Deportes, Félix Candela, Juegos Olímpicos.

* jgos@unam.mx



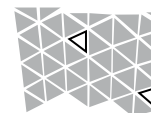
EPHEMERAL ARCHITECTURE AS STRUCTURAL MILESTONE? STUNNING EXHIBITION PAVILIONS IN ITALY IN THE FIFTIES

Savorra, M.*
Università degli studi del Molise, Italy

In the post-war, Italian industry feels the need to identify what has been called a 'cultural policy', while, following U.S. models, it attempts to define an authoritative and recognizable corporate identity. Since the early fifties in some large companies arises the idea of being able to combine the renewal programs of the neo-capitalist theories about public institution with the aesthetic sense of fine artists or cultured engineers. Therefore, in a wide variety of activities, the corporate image is also expressed through spectacular 'advertising architecture'. In particular, the Milan Fair, considered the largest Italian exhibition of postwar, became big business for the main site to show the new facies. Since 1951, communication skills and modern visions of corporate identity are shaped in temporary structures. However, how stunning advertising architectures are designed? How architects and engineers meet customer demands? How does the 'image' of the industry for the general public is built? These works can be considered milestones of structural short lived technology? The contribution aims to answer these questions by analyzing the forms, techniques and decisions taken by the industry in developing large complex systems, temporary facilities, with new pavilions. The contribution also aims to investigate the technical construction of the architecture of Baldessari (Breda, Sidercomit), but also of Bianchetti and Pea (Montecatini, Italcavosa), Scoccimarro (Fiat), Zavanella (OM), Bacciocchi (ENI). These architects built stunning pavilions from the technological point of view (no longer existing), which are part of a network composed of words and visual images with a background full of rhetoric and of the 'architectures to communicate'.

Keywords: History of the temporary structures, Ephemeral Pavilions, Advertising Architectures, Technology for Temporary Exhibitions, Relations between architects, engineers and artists.

* massimiliano.savorra@unimol.it



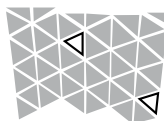
ARQUITECTURA EFÍMERA COMO HITO ESTRUCTURAL? PABELLONES ESPECTACULARES EN ITALIA EN LOS AÑOS CINCUENTA

Savorra, M.*
Università degli studi del Molise, Italy

En la industria italiana de la posguerra se siente la necesidad de identificar una 'política cultural'. Al mismo tiempo, siguiendo los modelos de EE.UU., se quiere individuar una identidad corporativa autoritaria y reconocible. Desde años cincuenta en algunas empresas madura la idea de combinar los programas de innovación neo-capitalista con las teorías americanas sobre las empresas como institución pública y con el sentido de la estética de artistas plásticos e ingenieros cultos. Por lo tanto, en una amplia variedad de actividades de promoción, la imagen corporativa se expresa también a través de la 'arquitectura publicitaria'. En particular, la Feria de Milán, considerada la feria italiana más importante de la posguerra, se convirtió en un gran negocio para mostrar la nueva cara de la industria. Desde 1951, las técnicas de comunicación y las visiones modernas de *corporate identity* toman forma en las estructuras temporales. Pero cómo se han diseñado estas extraordinarias 'arquitecturas de la publicidad'? Como los arquitectos y los ingenieros respondieron a las demandas del cliente? ¿Cómo se construye la 'imagen' de la industria para el público en general? Estas obras pueden ser consideradas hitos de la tecnología efímera estructural? Esta contribución tiene el objetivo de contestar a estas preguntas analizando formas, técnicas y decisiones tomadas por la gran industria en este momento histórico. Además, se investigará sobre la técnica de las arquitecturas de Baldessari (Breda, Sidercomit), sino también de Bianchetti y Pea (Montecatini, Italcavosa), Scoccimarro (Fiat), Zavanella (OM), Bacciocchi (ENI). Estos arquitectos construyeron pabellones espectaculares desde el punto de vista tecnológico y formal (que ya no existen), que son parte de una red compuesta de palabras, e imágenes visuales con un contexto visual lleno de retórica y de 'arquitecturas para comunicar'.

Palabras clave: Historia de las estructuras temporales, Pabellones efímeros, Arquitecturas de publicidad, Tecnología para exposiciones, Relaciones entre los arquitectos, ingenieros y artistas.

* massimiliano.savorra@unimol.it



THE WATER TOWER OF THE EXHIBITION OF NIZHNY NOVGOROD FROM 1896

Azpilicueta, E*.

Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura,
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Madrid, Spain

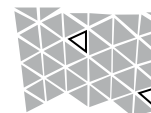
This tower, apparently inspired in the structure of the yurts, was the first of many that were designed, calculated and built by Vladimir Shukhov. Frei Otto considered: "The hyperboloid of Shukhov are generally regarded as the first structures in which the covering membrane and the structure are the same thing."

The main attraction of this structure based on hyperboloids of revolution, ruled surfaces easy to build, is that it is solved with linear pieces of small section. Their arrangement in mesh, thus with very small buckling lengths, makes the linear elements work both in traction and compression. The overall system of stabilization, based on horizontal rings, benefits again from the mesh structure and has the appropriate sections in both compression and traction.

The impact of this structure has been extensive, having influenced great architects and engineers as Torroja, Buckminster Fuller, Schlaich, Frei Otto, Foster, Toyo Ito, Gehry, etc., continuing until today. Its actuality is absolute, as based on minimal use of material. On the other hand this type of structure is particularly suited to be solved with linear pieces of metal, bamboo or composite materials, formed by pultrusion the latter, using in all cases simple attachment systems.

Keywords: Shukhov, Double-curved, Lightweight, Steel, Composite materials

* eazpilicueta@telefonica.net



LA TORRE DE AGUA DE LA EXPOSICIÓN DE NIZHNY NOVGOROD DE 1896

Azpilicueta, E*.

Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura,
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Madrid, España

Esta torre, aparentemente inspirada en la estructura de las yurtas, es la primera de las muchas que proyectó, calculó y construyó Vladimir Shukhov. Tal como dijo Frei Otto: "Los hiperboloides de Shukhov constituyen las primeras estructuras en las cuales la membrana de cobertura y la estructura son la misma cosa".

El mayor atractivo de esta estructura a base de hiperboloides de revolución, superficies regladas de fácil construcción, es que está resuelta con piezas lineales de pequeña sección. Su disposición en malla, por tanto con longitudes de pandeo muy pequeñas, hace que los elementos lineales puedan trabajar tanto en tracción como en compresión.

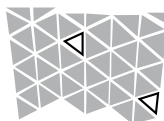
El sistema general de estabilización, a base de anillos horizontales, se beneficia de nuevo de la estructura en malla y tiene las mismas secciones tanto en los de compresión como en los de tracción.

La repercusión de esta estructura es amplia, habiendo influido en grandes arquitectos e ingenieros como Torroja, Buckminster Fuller, Schlaich, Frei Otto, Foster, Toyo Ito, Gehry etc., prolongándose hasta nuestros días.

Su actualidad es total al basarse en mínimo empleo de material. Por otra parte resulta especialmente adecuada para resolverse con piezas lineales metálicas, de bambú o de materiales compuestos, conformados estos últimos por pultrusión, utilizando en todos los casos sistemas de unión sencillos.

Palabras clave: Shukhov, Doble curvatura, Ligereza, Acero, Materiales compuestos.

* eazpilicueta@telefonica.net



GREAT FORMS IN THE GREAT BAROQUE

Compán, V.¹*, Cámara, M.¹, Sánchez, J.¹

⁽¹⁾Department of Continuum Mechanics and Structural Analysis, University of Sevilla, Spain.

We introduce the study of the structural behavior of some masonry roofs that rely on a very complex geometry. They are double curvature roofs with warped ribs that were made in the 18th Century, in Central Europe.

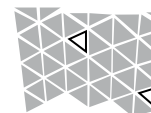
In this context, geometrical definition of this kind of spatial designs presented problems that couldn't be solved until a century later, thanks to Gaspar Monge and the Descriptive Geometry. Until then, in previous treatises, only plane drawings or perspective representation systems were studied, never double curvature surfaces or their intersections.

So, with an insufficient geometrical knowledge to exactly define these complex intersections, building strategies that only got approximate results regarding to the original idea were used.

The most representative examples were made in Germany, in the beginning of the 18th Century, mainly by Dientzenhofer Family and Balthasar Neumann. Thanks to the data extracted in situ from some of these buildings, such as the Chapel of the Residenz in Würzburg or the Vierzehnheiligen Basilica, we have deeply analyzed the building processes and the structural behavior of these masonry roofs.

Keywords: Baroque, double curvature, masonry roof

* compan@us.es



LAS GRANDES FORMAS DEL ALTO BARROCO

Compán, V.¹*, Cámara, M.¹, Sánchez, J.¹

⁽¹⁾Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universidad de Sevilla, España.

El caso que nos ocupa son la estabilidad de diseños de cubiertas de doble curvatura de gran complejidad geométrica realizadas mediante fábrica de ladrillo en el s. XVIII en Europa Central.

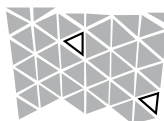
Dar respuesta a la definición geométrica de estos diseños espaciales generaba una problemática que no fue capaz de resolverse hasta un siglo después, una vez sentadas las bases de la Geometría Descriptiva por Gaspar Monge. Anteriormente, los tratados de la época estudiaban los trazados planos o los sistemas de representación en perspectiva, pero en ningún caso la generación de superficies espaciales de doble curvatura y sus intersecciones.

Así, cuando el conocimiento geométrico es insuficiente para definir las complejas intersecciones con exactitud, se recurre a estrategias constructivas que sólo aproximan el resultado final construido al teórico proyectado.

Los ejemplos más representativos se realizaron a principios del siglo XVIII en Alemania, principalmente de la mano de la Familia Dientzenhofer y Balthasar Neumann. La información recabada in situ de algunas de estas iglesias, tales como la Capilla de la Residenz de Würzburg o la Basílica de Vierzehnheiligen, nos ha permitido realizar un análisis más profundo sobre los procesos constructivos y el comportamiento estructural de las mismas.

Palabras clave: Barroco, doble curvatura, fábrica de ladrillo.

* compan@us.es



CONSTRUCTION OF THE BASIN IN CARTAGENA HARBOUR AND THE
FIRST CAREENING DOCKS IN THE MEDITERRANEAN.
A MAJOR MILESTONE IN THE ENLIGHTENMENT
ERA OF THE 18TH CENTURY

Peñalver Martínez, M. J*, Maciá Sánchez, J, Segado Vázquez, F

Technical University of Cartagena, Department of Architecture and
Construction Technology, Cartagena, Spain

The need to erect an arsenal in the city of Cartagena during the 18th century required the construction of an artificial basin in the hidden Mandarache Sea and the creation of an unprecedented infrastructure in the field of hydraulic engineering in the Mediterranean Sea: the careening docks.

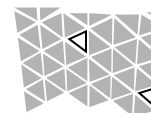
Both projects involved technical struggle against nature requiring the latest expertise for its construction at that time. The study of the designed building solutions, the techniques carried out and the organizational processes performed in these works prove that they are an example on applying the latest know-how at that time by some of the most prominent scientists and technicians in the country.

These works were performed by military engineer Mr. Sebastian Feringán Cortés in cooperation with sailor and scientist Mr Jorge Juan and Santacilia and further consulting with Mr. Antonio de Ulloa.

Such significant underwater works in the Arsenal of Cartagena are stated in the records of the time. Mr Sánchez Taramas (1769) accounts them as unique and considers their study as utterly useful for training future engineers.

Keywords: Maritime engineering, Harbours, Cultural Heritage, Construction, Foundations.

* mjesus.penalver@upct.es



LA CONSTRUCCIÓN DE LA DÁRSENA DEL PUERTO DE CARTAGENA Y
LOS PRIMEROS DIQUES DE CARENA DEL MEDITERRANEO. UN HITO EN
EL CONOCIMIENTO ILUSTRADO DEL SIGLO XVIII

Peñalver Martínez, M. J*, Maciá Sánchez, J, Segado Vázquez, F

Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y
Tecnología de la Edificación, Cartagena, España

La necesidad de erigir un Arsenal en la ciudad de Cartagena durante el siglo XVIII, hizo necesaria la construcción de una dársena artificial en el cegado mar de Mandarache y la creación de una infraestructura sin precedentes en materia de ingeniería hidráulica en el Mediterráneo: los diques de carena.

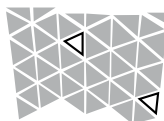
Ambas empresas supusieron la lucha de la técnica contra la naturaleza, y fueron necesarios los más avanzados conocimientos de la época para su materialización. El estudio de las soluciones constructivas diseñadas, las técnicas empleadas y los procesos de organización de estas obras demostrará que son un ejemplo de aplicación del conocimiento más avanzado del momento por parte de algunas de los más relevantes científicos y técnicos del país.

La ejecución de estas obras se realizó de la mano del ingeniero militar Sebastián Feringán Cortés con la colaboración del marino y científico D. Jorge Juan y Santacilia y el asesoramiento de D. Antonio de Ulloa.

De la trascendencia de las obras realizadas bajo el agua en el Arsenal de Cartagena hay constancia en la tratadística de la época. Sánchez Taramas (1769), las juzga de tal singularidad que considera su estudio de gran utilidad para la formación de los jóvenes ingenieros.

Palabras clave: Ingeniería Marítima, Puertos, Patrimonio Cultural, Construcción, Cimentaciones.

* mjesus.penalver@upct.es



ABOUT THE HISTORY OF BRIDGE DESIGN

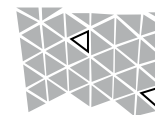
Dicleli, Cengiz*

Institute of Applied Research, Konstanz University of Applied Sciences, Germany

The AEG-Turbine Hall in Huttenstraße in Berlin (1910) marked the beginning of a development, during which architects took over the leadership in the process of planning and designing ambitious industrial buildings in steel-construction. A similar development was under way since quite a time in the field of bridge-building: Whilst in the beginning they only were engaged in pedestrian bridges and those of small span, not later than with the completion of the Erasmus bridge in Rotterdam (architect: Ben van Berkel) architects played an enormous role also in the planning process of wide span bridges. The latest peak of this progress development has been reached in December 2004 with the Viaduct de Millau: While it's British architect Norman Foster was being celebrated as the designer of the bridge, it's structural engineer Michel Virlogeux remained - apart from expert circles - rather unknown to the public.

Keywords: Bridge design, bridge, history of bridge design, Georg Mehlertens, Friedrich Hartmann, Viaduct de Millau

* dicleli@htwg-konstanz.de



LA HISTORIA DEL DISEÑO DEL PUENTE

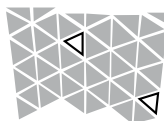
Dicleli, Cengiz*

Institute of Applied Research, Konstanz University of Applied Sciences, Germany

La construcción de la nave de Turbinas de la empresa AEG (en alemán (AEG Turbinenhalle) en 1910. Calle Hutten de Berlín, marcó el inicio de un nuevo desarrollo en el campo de la arquitectura. Arquitectos asumieron la dirección en los procesos de planificación y comenzaron a diseñar y construir ambiciosos edificios industriales de acero. Una evolución parecida se estaba, llevando durante bastante tiempo en el campo de la construcción de puentes. Al principio, los arquitectos se dedican exclusivamente a la construcción de puentes peatonales y a los de pequeño palmo. Sin embargo, cuando el arquitecto Ben Van Berkel, completó el puente de Erasmo en Rotterdam, los arquitectos comenzaron a desempeñar un papel, más importante en el, proceso de planificación de puentes grandes de palmo. Este progreso alcanzó su punto culminante en diciembre de 2004 con el viaducto de Millau. El arquitecto británico, Norman Foster fue celebrado como el diseñador del puente. Pero el ingeniero estructural, Michel Virlogeux quedó-excepto en círculos de expertos-prácticamente desconocido para el público.

Palabras clave: el diseño de los puentes, el puente, la historia del diseño de los puentes, Georg Mehlertens, Friedrich Hartmann, Viaducto de Millau.

* dicleli@htwg-konstanz.de



THE HELICAL PILES. A REVOLUTIONARY FOUNDATION SYSTEM FOR LIGHT METAL STRUCTURES IN XIX CENTURY

Concepción González García de Velasco. Dra. Arquitecta.
Miguel González Vilchez. Dr. Arquitecto.*

Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Dpto. de Construcciones Arquitectónicas.
Universidad de Sevilla. España.

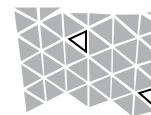
The British engineer Alexander Mitchell in 1834 patented a new foundation system consisting of a metal disk disposed in helical spirals, attached to the end of a pile of wood, to turn it so the pile was inserted easily into the ground to the desired depth. This system of screw piles would reach a wide application in XIX century, when the helical elements, made of cast or wrought iron, were fitted to iron piles.

Most of the iron piers built in the second half of XIX century in the world, were carried out with screw pile foundations. Also in Spain, a big number of piers, bridges and metal structures for lighthouses, were built in cast and wrought iron, inspired by the models designed by Mitchell.

This work studies this foundation system through the authors research in publications in England and Spain. Also the authors discuss some examples of metal structures built in our country with this technology that revolutionized civil engineering in XIX century.

Keywords: Screw piles, Mitchell, Piers, Metal Lighthouses.

* vilchez@us.es



LOS PILOTES ROSCADOS. UN SISTEMA REVOLUCIONARIO EN LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICAS LIGERAS EN EL SIGLO XIX.

Concepción González García de Velasco. Dra. Arquitecta.
Miguel González Vilchez. Dr. Arquitecto.*

Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Dpto. de Construcciones Arquitectónicas.
Universidad de Sevilla. España.

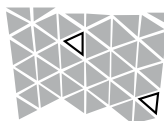
El ingeniero británico Alexander Mitchell patentó en 1834 un nuevo sistema de cimentación consistente en un disco metálico helicoidal, de dos o tres vueltas, de gran saliente que, fijado al extremo de un pilote de madera y al girar éste, hacía que el pilote se introdujera en el terreno con gran facilidad. Este sistema alcanzaría una gran aplicación durante el siglo XIX en los pilotes metálicos, al ejecutarse los elementos helicoidales de fundición o hierro forjado fundidos o roblonados en el propio pilote.

La mayoría de los muelles metálicos que se construyeron en la segunda mitad del siglo XIX en el mundo entero, se ejecutaron con cimentación de pilotes roscados Mitchell. También en nuestro país se construyeron numerosos embarcaderos y puentes, así como faros proyectados con estructuras metálicas ligeras, inspirados en los modelos diseñados por Mitchell.

El presente trabajo estudia este sistema de cimentación a través de las investigaciones llevadas a cabo por los autores en publicaciones técnicas de Inglaterra y España del siglo XIX, y analiza diversos ejemplos de estructuras metálicas cimentadas con esta tecnología que revolucionó la ingeniería civil en su época.

Palabras clave: Pilotes roscados, Mitchell, Embarcaderos, Faros Metálicos.

* vilchez@us.es



RECOVERY OF TRUSSES IN END OF THE 20TH BRIDGES

Bernabeu Larena, Jorge*

(I) ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
Fundación Miguel Aguiló

Trusses were the great protagonist of the 19th century structures. The appearance of iron was a radical change in the building tradition and the emergence of a new language, typology, processes and new limits in construction. Trusses offered a perfect constructive scheme allowing to form large structures by small pieces and decomposing the problem of bending in tension and compression elements.

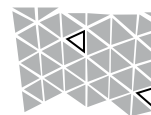
After the Second World War, with the introduction of sheet plates and the improvement of welding bridges began to leave the truss solutions. While the Americans held a higher fidelity, the truss bridges virtually disappeared from Western Europe for over three decades. As the industry developed laminated plates, users had probably an unfavorable visual perception of the truss, like an industrial and more confusing solution.

The communication studies the recovery and development of the truss bridges after the almost total domination of the web plates. We analyze several different approaches to trusses from the 80's are analyzed: the German case, from the achievements of its high-performance rail network, and the French case, as an evolution of prestressed concrete sections. These experiences will result in an update of the type of trusses in bridge decks with a large international development, linked in turn to greater freedom of combination of materials and the conquest of larger spans.

Truss bridges are ideal for testing new cross sections and new formal and expressive possibilities. Today, trusses have taken the place of plate webs as formal and technological resource.

Keywords: Truss, Bridges, Design, Typology, History of construction

* jorge.bernabeu@upm.es



RECUPERACIÓN DE LA CELOSÍA EN LOS PUENTES DE FIN DE SIGLO

Bernabeu Larena, Jorge*

(I) ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
Fundación Miguel Aguiló

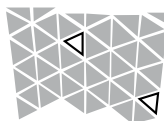
La celosía fue la gran protagonista de las estructuras del XIX. La aparición del hierro supuso un cambio radical de la tradición constructiva y la irrupción de un nuevo lenguaje tipológico, procesos constructivos inéditos y la conquista de nuevos límites. La celosía se impuso como esquema resistente y constructivo perfecto al permitir conformar mediante piezas pequeñas grandes estructuras y descomponer el problema de la flexión en elementos comprimidos y traccionados. Con la introducción de las chapas laminadas y el perfeccionamiento de la soldadura eléctrica, tras la segunda guerra mundial, se comenzaron a abandonar las soluciones en celosía. Aunque los americanos mantuvieron una mayor fidelidad, el puente en celosía desapareció prácticamente de Europa Occidental durante más de tres décadas. A la apuesta de la industria por la chapa laminada se unió probablemente una poco favorable percepción visual de la celosía que se entendía más como una solución industrial y confusa.

La comunicación aborda la recuperación y desarrollo de la celosía en los puentes después del dominio casi total del alma llena. Se analizan varias aproximaciones diferentes al empleo de la celosía a partir de los años 80: el caso alemán, a partir de las realizaciones de su red ferroviaria de altas prestaciones, y el caso francés, como una evolución de las secciones de hormigón pretensado. Estas experiencias redundarán en una actualización de la tipología de celosías en tableros de puentes con un amplio desarrollo internacional, asociado a su vez a una mayor libertad de combinación de materiales y la conquista de grandes luces.

Los puentes en celosía son idóneos para ensayar nuevas secciones transversales y nuevas posibilidades formales y expresivas. En la actualidad, la celosía ha arrebatado al alma llena su protagonismo como recurso formal y tecnológico.

Palabras clave: Celosías, puentes, diseño, tipología, historia de la construcción.

* jorge.bernabeu@upm.es



BRIDGES SOLAR ARCH MADRID: "SAM"

Adell Argilés, JM^{1*} García-Santos, A.²

(1) Catedrático. Universidad Politécnica. Escuela Técnica Superior de Arquitectura (ETSAM).
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas (DCTA). Grupo Investigación
Técnicas Innovadoras y Sostenibles de Edificación (TISE-UPM). Madrid, España
(2) Catedrático ETSAM. Director del DCTA-UPM. Director del Grupo TISE-UPM.

The Solar Arch Madrid is developed from the historical need to create a landmark in the capital of Spain. It is projected to be a twisted slender arch 323m high in parabolic shape.

Volumetric Warped Arch: By warping the Arch's geometry, it is possible to get the most out of steel because its spatial inertia is noticeably increased.

A set of similar segments 12x3x3m, rotated 2° from the previous one would be post-tensioned, through which the emergency stairs will run. This will be a unique slender volumetric parabolic arch, with a stainless steel skin that will cause many reflections of the Sun to the city.

Self-leveling lifts: 8 panoramic lifts carrying 30 passengers each will walk through the outside perimeter of the Arch, maintaining the vertical automatically.

Wheel: The underground arch access closes its geometry to create a wheel. All the panoramic elevators move through it from the public access to the highest point.

Turning Restaurant: 300m high, in the key, a 25m wide sphere contains 5 floors including: access, museum, balcony showing city views, services, bar and a revolving restaurant.

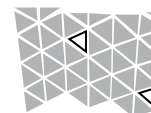
Solar panels all around its skin will provide clean energy to the building and its facilities.

This building will increase the number of visitors to "The gate of Spain", which reinterprets "Puerta del Sol" and the top city view.

Its **building costs**, 60 mill. € investment, is believed to be amortized in 3 years of full capacity services, so it will make big profits in a near future.

Keywords: Arch, key, post-tensioned Steel Structure, Solar Panels, Wheel.

* josepadell@upm.es



MADRID ARCO SOLAR: "MAS"

Adell Argilés, JM^{1*} García-Santos, A.²

(1) Catedrático. Universidad Politécnica. Escuela Técnica Superior de Arquitectura (ETSAM).
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas (DCTA). Grupo Investigación
Técnicas Innovadoras y Sostenibles de Edificación (TISE-UPM). Madrid, España
(2) Catedrático ETSAM. Director del DCTA-UPM. Director del Grupo TISE-UPM.

El **Madrid Arco Solar**, basado en la historia, surge ante la necesidad de crear un hito en la capital de España. Sería un arco alabeado de unos 323m de altura y muy esbelto de forma parabólica.

Arco Alabeado Volumétrico: Al albear la geometría del Arco, se obtienen mayores prestaciones del acero al aumentar espacialmente su inercia. Un conjunto de dovelas similares de 12x3x3m y giradas 2° entre sí y postensadas, por donde discurren las escaleras de emergencia, permiten construir un original y esbelto arco con geometría de parábola volumétrica, con acabado de acero inoxidable, para que provoque los múltiples reflejos del sol sobre la ciudad.

Ascensores Autonivelantes: 8 ascensores panorámicos de 30 pasajeros y autonivelantes, recorren exteriormente el perímetro alabeado del Arco, logrando mantener siempre la vertical.

Noria en Arco: Accediendo al Arco por un subterráneo, se cierra su geometría, creándose una noria con el conjunto de ascensores panorámicos para poder subir a la clave del mismo.

Mirador Restaurante Giratorio: A 300m de altura en la clave, una esfera de 25m de diámetro, albergará 5 niveles con acceso, museo, mirador, servicios, cafetería y el restaurante giratorio.

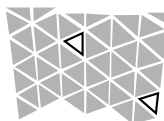
Paneles Solares en su perímetro permiten funcionar al conjunto del Arco y sus instalaciones.

La Puerta del Sol convertida en "Puerta de España", incrementará los visitantes a Madrid.

La **inversión** de 60 millones de euros, se amortiza en 3 años, pasando a dar grandes beneficios.

Palabras clave: Arco; Clave; Estructura Acero Postensada; Paneles Solares; Noria.

* josepadell@upm.es



MASONRY WALLS AND REINFORCED CONCRETE

Muñoz i Soria, G*. Universidad politécnica de Cataluña.
Construcciones arquitectónicas II. Barcelona. España

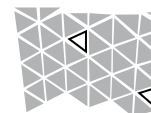
In the 30's, the European construction began to make a change. Countries such as Germany, Switzerland and England, initiated a new path to building production. In contrast, in Spain in the 40's, largely due to the Civil War, the building was still essentially handmade and traditional technologies still used masonry autarkic solutions. So in the late 40's, early 50's, the lack of materials and the concrete boom in Europe led to the union of two types of structural materials: ceramics and concrete.

This communication is about an era, the 50's, which appeared versatile structures based on the mixture between masonry walls and reinforced concrete structure. Because of this reason in Spain emerged a new form of construction, which was based on the placement in specific locations of columns, beams, lintels and concrete joints to stiffen the structure against horizontal actions, producing special construction details out of the ordinary.

The concrete was a change in construction but also improved one of the more traditional techniques of our country. Only then, knowing the techniques of our past, we will know how to conclude new solutions tailored to our times.

Key words: Walls, Reinforced concrete, 50's years, Spain.

* gemma.munoz@upc.edu



LOS MUROS DE CARGA Y EL HORMIGÓN ARMADO

Muñoz i Soria, G*. Universidad politécnica de Cataluña.
Construcciones arquitectónicas II. Barcelona. España

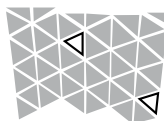
En los años 30, la construcción europea empezaba a realizar un cambio. Países como Alemania, Suiza o Inglaterra, iniciaban un nuevo camino hacia la producción en serie. En cambio, en la España de principios de los 40, en gran parte debido a la Guerra Civil, la construcción seguía siendo fundamentalmente artesanal y se seguían utilizando tecnologías tradicionales de muros de carga de fábrica de ladrillo con soluciones autárquicas. Así pues a finales de los años 40, principios de los 50, la falta de materiales y el auge del hormigón armado en Europa provocaron la unión de dos tipos de materiales estructurales: la cerámica y el hormigón armado.

En esta comunicación se hablará de una época, los años 50, en la que aparecieron estructuras versátiles basadas en la mezcla de muros portantes de cerámica y estructuras porticadas de hormigón armado. De este modo surgió una nueva forma de construcción, que se basaba en la colocación de pilares, vigas, dinteles y uniones de hormigón armado, en lugares específicos para rigidizar la estructura frente a acciones horizontales, produciendo detalles constructivos especiales fuera de lo común.

El hormigón armado no solo produjo un cambio en la construcción sino que mejoró una de las técnicas más tradicionales de nuestro país. Solo así, conociendo las técnicas de nuestro pasado, llegaremos a saber cómo prosperar y podremos concluir soluciones adaptadas a nuestro tiempo actual.

Palabras clave: Muros, Hormigón armado, Años 50, España

* gemma.munoz@upc.edu



LARGE DIMENSION STRUCTURES IN MODERN PROJECTS FOR PUBLIC SPACES

Clemente Magro, Roberto!.*

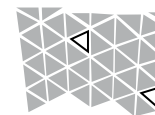
(!) Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid,
Departamento de Construcción: España

In order to understand deeply the role that Modern Movement plays inside the Architecture of XXth century, it's crucial to remember the interest paid for Modern Movement's architects to developments in techniques, and to the advances achieved in the field of structures used in buildings. The possibility of using every day recently created materials such as reinforced concrete and certain plastics, joined to the perfect management of steel, constitutes an essential basis to plan new architectural spaces. Thus, the building projected by Mies Van der Rohe on 1953-1954 for the planning council of Chicago's South Side proves to be enormously representative. The master proposes a monumental roof, built with a double family of triangular beams, which reaches great distances (219,40m.) without using supports inside the covered space. The mega-structure of Convention Hall is used for covering a public space that extends at the level of soil, and comes from some structural models planned with steel profiles that were used by the Architect before.

Convention Hall's formal clearness and its powerful structural system had a great influence on the development of famous architects' works all over the world. Francisco Javier Sáenz de Oiza paid deep attention to Convention Hall's project. The result of the apprenticeship aimed by Oiza is showed in the project for a Chapel in Santiago's Path that the architect made with Romani and Oteiza.

Key words: Mies, beams, steel, mega-structure, Oiza.

* estudio.rcm@gmail.com



ESTRUCTURAS DE GRANDES LUCES EN EL PROYECTO MODERNO DEL ESPACIO PÚBLICO

Clemente Magro, Roberto!.*

(!) Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid,
Departamento de Construcción: España

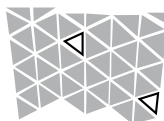
Para comprender en profundidad el papel del Movimiento Moderno en la Arquitectura del siglo XX, resulta crucial recordar el interés que los arquitectos representantes de aquél prestan al desarrollo de la técnica y, en concreto, a los avances conseguidos en el campo de las estructuras de edificación. La posibilidad del empleo habitual de materiales recientemente creados como el hormigón armado y ciertos plásticos, unida al perfecto dominio del acero, constituye un fundamento esencial para plantear nuevos espacios arquitectónicos.

Así, es enormemente representativa la pieza que Mies Van der Rohe proyecta entre 1953 y 1954 para el consejo de planificación del South Side de Chicago. El maestro propone una cubierta monumental conformada por un entramado bidireccional de vigas en celosía salvando grandes luces sin apoyos intermedios (219,40m.). La megaestructura de cubrición, dispuesta sobre un espacio público continuo con la cota +0,00, procede de extrapolar modelos estructurales proyectados con perfiles de acero que el Arquitecto ensayó anteriormente.

La rotundidad formal y el potente sistema estructural del Convention Hall influenciaron el desarrollo de obras de arquitectos de reconocido prestigio por todo el mundo. Es reseñable el profundo seguimiento que de esta obra hace Francisco Javier Sáenz de Oiza. El resultado del aprendizaje conseguido por Oiza se manifiesta en el proyecto de la Capilla del Camino de Santiago, elaborado en coautoría con Romani y Oteiza.

Palabras clave: Mies, vigas, acero, megaestructura, Oiza.

* estudio.rcm@gmail.com



NEW STRESS RIBBON FOOTBRIDGE OVER JUCAR RIVER ABSTRACT

Clemente Ortega, L.R.^{1*}, Rodado López, J.^{2*}

(1) Dirección de Innovación Tecnológica, ACCIONA Infraestructuras, Alcobendas (Madrid), España

(2) División de Estructuras, ACCIONA Ingeniería, Alcobendas (Madrid), España

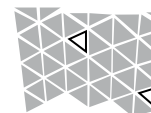
The progress in construction is achieved, among other ways, by using innovative materials in structural elements, highlighting the composites (composite materials of fibre in a polymeric resin matrix) due to its excellent mechanical and durability properties.

ACCIONA has designed and built a stress ribbon pedestrian bridge with three spans 72 m long, resulting a total length of 216 m, to cross Jucar river in Cuenca. The deck consists of reinforced concrete precast segments 3 m wide and only 25 cm deep that are supported by 16 carbon fibre cables anchored at both abutments.

Key words: pedestrian bridge, stress ribbon, Júcar.

* luisrodolfo.clemente.ortega@acciona.es

* juan.rodado.lopez@acciona.es



NUEVA PASARELA BANDA TESA SOBRE EL RÍO JÚCAR

Clemente Ortega, L.R.^{1*}, Rodado López, J.^{2*}

(1) Dirección de Innovación Tecnológica, ACCIONA Infraestructuras, Alcobendas (Madrid), España

(2) División de Estructuras, ACCIONA Ingeniería, Alcobendas (Madrid), España

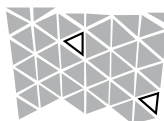
Los avances en la construcción se consiguen, entre otras maneras, con la utilización de materiales innovadores en elementos estructurales, destacando los composites (materiales compuestos de fibra en una matriz de resina polimérica) por sus excelentes prestaciones mecánicas y de durabilidad.

ACCIONA ha diseñado y ejecutado una pasarela peatonal tipo banda tesa con tres vanos de 72 m de longitud cada uno, resultando una longitud total de 216 m, para cruzar el río Júcar en Cuenca. El tablero se compone de dovelas prefabricadas de hormigón armado de 3 m de ancho y apenas 25 cm de espesor que apoyan sobre 16 cables de fibra de carbono anclados a los estribos.

Palabras clave: pasarela, banda tesa, Júcar, composite.

* luisrodolfo.clemente.ortega@acciona.es

* juan.rodado.lopez@acciona.es



ANTISEISMIC ESTRUCTURAL DESIGN INFLUENCE IN THE DISTRIBUTION OF LIGHT IN SPANISH GOTHIC CATHEDRALS

Medina, JM. ^{1*}, Cassinello, P.²

(1) EUATM,UPM. Departamento de Construcciones Arquitectónicas y su Control, Madrid, Esp

(2) ETSAM,UPM. Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Madrid, Esp

The history of Gothic cathedral construction is the history of light searching. The massive wall disappears and the light crosses through into the temple as an architectural shaper: this fact defines the transition from Romanic to Gothic and it is considered one of the greatest structural milestones of architectural history.

Spanish cathedrals show two different structural designs: the 'French' and the 'seismic'. These two designs offer different interior shapes and light distribution all over the cathedral.

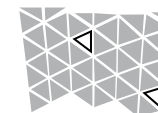
This presentation includes a study and an analysis on how the light spreads around the different areas of the cathedral. It also quantifies the light of two Spanish temples: Toledo's cathedral (French design), and Seville's cathedral (Seismic or 'closed box' design). This is achieved through a three dimension modelling of both cathedrals and its further analysis.

Introducing this new method to analyse and study cathedrals (specifically applied to Gothic cathedrals) will allow us to have a global understanding of Gothic lighting and enhance the appreciation of its singular value.

It also enables us to rehabilitate these special buildings while respecting one of the most important milestones of Gothic architecture: the light.

Key words: Cathedral, Gothic, Light, Structure, Seismically.

* jmmedina@arquired.es



INFLUENCIA DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES ANTISISMICOS DE LAS CATEDRALES GÓTICAS ESPAÑOLAS EN LA DISTRIBUCIÓN DE SU LUZ INTERIOR.

Medina, JM. ^{1*}, Cassinello, P.²

(1) EUATM,UPM. Departamento de Construcciones Arquitectónicas y su Control, Madrid, Esp

(2) ETSAM,UPM. Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Madrid, Esp

La historia de la construcción de las catedrales góticas es la historia de la búsqueda de la luz. La desmaterialización de los muros y la introducción de la luz en los templos como hecho físico modelador del espacio definen la transición del románico al gótico y se considera uno de los grandes hitos estructurales de la historia de la Arquitectura.

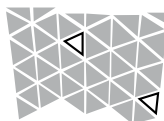
Las catedrales españolas presentan dos tipos estructurales muy diferenciados: el tipo 'francés' y el tipo 'sismico'. Estos dos tipos conllevan configuraciones formales distintas que a su vez derivan en distribuciones luminosas muy singulares.

La presente ponencia estudia como se distribuye, cuantifica y cualifica la luz en dos catedrales españolas de gran singularidad estructural, la Catedral de Toledo, de tipo 'francés' y la Catedral de Sevilla, de tipo 'sismica' o de 'caja cerrada', a través de una recreación en tres dimensiones de las mismas y su posterior análisis cuantitativo.

El novedoso método de estudio que se presenta aplicado a catedrales nos permite alcanzar un conocimiento global la iluminación gótica y que nos aporta un valor añadido al entendimiento de las mismas, capaz de evitar, en muchas ocasiones, intervenciones que adulteren uno de los logros esenciales del gótico: Su luz.

Palabras clave: Catedral, Gótico, Luz, Estructura, Sismico.

* jmmedina@arquired.es



ROOFINGS IN THE SPANISH RAYONNANT GOTHIC STYLE. THE QUEST FOR LIGHT

Noguera, F. ^{1*}, Cassinello, M. J.²

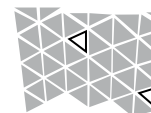
- (1) Universidad de Castilla-La Mancha. Departamento de Arte. Cuenca, España.
(2) Universidad Politécnica de Madrid. Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas.

The outstanding structural innovations brought in by gothic architecture evolved with the rayonnant style towards a trussing framework enabling glazed walls to exhibit intricate tracery patterns. To achieve such feat, it was necessary to replace the old wooden lean-to roofings, which blocked the passage of light, with new flat, double-pitched or pyramidal roofs, like those used in the León Cathedral, to date the only Spanish cathedral that used any of these solution, enabling to fully clear the nave wall.

This paper presents unpublished documentary evidences and new archaeological findings in the structure of the nave of the Cuenca Cathedral demonstrating that those pyramidal or double-pitched roofs were also built there. These findings -along with other discoveries we have recently published- make it possible to fully reconstruct the original configuration of the nave, which was substantially different from the currently existing layout. In the light of these facts, the Cuenca temple turns out to be closely related to the León Cathedral and the French XIII-Century rayonnant gothic style.

Key words: cathedral, roofings, rayonnant gothic, Cuenca, León

* FranciscoNoguera@uclm.es



LAS CUBIERTAS DEL GÓTICO RADIANTE ESPAÑOL. LA BÚSQUEDA DE LA LUZ

Noguera, F. ^{1*}, Cassinello, M. J.²

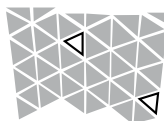
- (1) Universidad de Castilla-La Mancha. Departamento de Arte. Cuenca, España.
(2) Universidad Politécnica de Madrid. Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas.

Las extraordinarias innovaciones estructurales de la arquitectura gótica evolucionaron con el estilo radiante hasta una armadura donde los muros de cristal podían entregarse a la exhibición de complicadas tracerías. Para alcanzar este logro fue necesario sustituir las cubiertas a un agua de madera, que impedían el paso de la luz, por otras planas, de doble vertiente o piramidales, como las utilizadas en la catedral de León, hasta la fecha la única catedral española donde se ha empleado alguna de estas soluciones, permitiendo el vaciado total del muro de su nave mayor.

El presente trabajo presenta evidencias documentales inéditas y nuevos hallazgos arqueológicos en la estructura de la catedral de Cuenca que demuestran que en su brazo mayor también se construyeron cubiertas de doble vertiente o piramidales. Estos descubrimientos -junto con otros que hemos publicado recientemente- permiten la reconstrucción total de la configuración primitiva del cuerpo de naves, que fue sustancialmente diferente de la actual. A la luz de estos datos, el templo conquense quedaría íntimamente emparentado con la catedral de León y el gótico radiante francés del siglo XIII.

Palabras clave: catedral, cubiertas, gótico radiante, Cuenca, León.

* FranciscoNoguera@uclm.es



THE CONCEPT OF PRESTRESSED APPLIED TO THE BALANCE OF A GOTHIC ROSE WINDOW. ROSE WINDOW RESTORATION OF THE MANRESA CATHEDRAL.

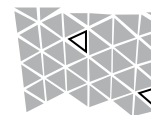
Dr. Brufau Niubó, R.¹*, Martín Sáiz, D.²,

- (1) Doctor Architect, Professor at the Polytechnic University of Catalonia, Department of
Structural Architecture, ETSAV, Sant Cugat del Vallès Barcelona.
Founding member of BOMA, Barcelona.
(2) Architect Managing Partner of BOMA Norte, Getxo, Vizcaya.

Into the resistant behavior of a Gothic rose window there is implicit one of the modern concepts applied in the current structural types: the pre or post-tensioned to compensate tensions due to bending moments. In the medieval construction manuals, such as Villard de Honnecourt, these refer only to formal and geometric issues. However, this concept was applied intuitively by the builders of cathedrals as a fundamental stability mechanism of the plate of the rose window under of the wind load. During the restoration of the rose window at the Cathedral of Manresa, directed by the authors, this method was implemented giving to the analysis a scientific meaning through the Theory of Strength of Materials which was developed five centuries after its construction. This is one of the many structural events that went unnoticed despite of having great importance in the history of architecture.

Keywords: Rose Window, Manresa Cathedral, Prestressed, Restoration, Gothic Architecture.

* robert.brufau@boma.es



EL CONCEPTO DE PRETENSADO APLICADO AL EQUILIBRIO DE UN ROSETÓN GÓTICO. RESTAURACIÓN DEL ROSETÓN DE LA SEO DE MANRESA

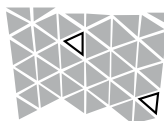
Dr. Brufau Niubó, R.¹*, Martín Sáiz, D.²,

- (1) Doctor Architect, Professor at the Polytechnic University of Catalonia, Department of
Structural Architecture, ETSAV, Sant Cugat del Vallès Barcelona.
Founding member of BOMA, Barcelona.
(2) Architect Managing Partner of BOMA Norte, Getxo, Vizcaya.

Dentro del comportamiento resistente de un rosetón gótico está implícito uno de los conceptos modernos que se aplica en las tipologías estructurales actuales: el pretensado o postensado para compensar las tracciones debidas a la flexión. En los manuales de construcción medievales, como el de Villard de Honnecourt, no se hacía referencia más que a cuestiones formales y geométricas. Sin embargo, este concepto era aplicado intuitivamente por los constructores de catedrales como mecanismo fundamental de estabilidad de la lámina del rosetón frente a las acciones de viento. Durante la restauración del rosetón de la Seo de Manresa, realizado por los autores, se ha puesto en práctica este método de análisis dándole un sentido científico a esa intuición a través de la Teoría de Resistencia de Materiales, desarrollada cinco siglos después de su construcción. Es por lo tanto uno de los muchos hitos estructurales que a pesar de tener gran importancia en la historia de la arquitectura, pasaron desapercibidos en su momento.

Palabras clave: Rosetón, Seo de Manresa, Pretensado, Restauración, Arquitectura gótica.

* robert.brufau@boma.es



SPATIAL ARCH BRIDGES: EVOLUTION AND FUTURE TRENDS.

Jorquera Lucerga, J. J

Civil Engineering Dept. TU Cartagena. Spain.

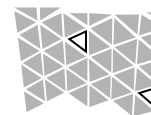
Spatial arch bridges arise firstly as a consequence of new architectural and aesthetic proposals, which tend towards iconic elements in urban environments, within a context dominated by an attitude of absence of formal self-control and over-mastery of structural problems for short and medium-span bridges. They have also arisen to meet functional requirements when arch structures are linked to deck in an unusual way, for example, when an arch supports a horizontally curved deck.

An arch bridge spatial status is mainly due to its geometric configuration, for example, if the deck (or the arch) is curved in plan, when the arch springings and the deck abutments are not at the same location, if the arch is leaning away from the vertical plane, rotated around a vertical (or longitudinal) axis, or placed out of the vertical plane of symmetry of the deck, if the directrix of the arch is a warped curve, etc. In these cases the structural behaviour of an arch bridge extends from the original vertical plane to a three-dimensional configuration.

This paper shows a general overview of the development of the spatial arch bridge, from its predecessors, as Schwandbach Bridge designed by Robert Maillart, to the most recent examples. Some of them are focused on aesthetics, while others, like some outstanding examples of Schlaich or Manterola, unite aesthetic expressivity and orthodox structural behaviour.

Keywords: Arch bridge, spatial, three-dimensional, antifunicular

jorquera1@gmail.com



PUENTES ARCO ESPACIALES: EVOLUCIÓN Y TENDENCIAS

Jorquera Lucerga, J. J. *

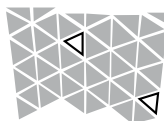
Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Politécnica de Cartagena. España.

Los puentes arco espaciales surgen primeramente como consecuencia de los nuevos planteamientos arquitectónicos y estéticos, tendentes al elemento icónico en entornos urbanos, en un contexto dominado por una actitud de falta de autocontención formal y de sobredominio de los problemas resistentes para los puentes de luces cortas y medias. Asimismo también nacen para satisfacer los requisitos funcionales que aparecen cuando estructuras en arco se vinculan al tablero de maneras no habituales, por ejemplo, en el caso de arcos que sostienen tableros curvos. El carácter espacial de un puente arco viene dado fundamentalmente por su configuración geométrica, como, por ejemplo, cuando el tablero o el arco son de planta curva, si los arranques del arco no coinciden con los estribos del tablero, si el arco está inclinado, girado (bien respecto de un eje longitudinal o vertical) o desplazado lateralmente fuera del eje del tablero, cuando la directriz del arco es una curva alabeada, etc. En estos, y en otros, casos, su comportamiento resistente se extiende del plano vertical original a una configuración espacial tridimensional.

El presente artículo muestra una panorámica general del desarrollo del puente arco espacial, desde sus precursores como el puente de Schwandbach, de Robert Maillart, hasta los ejemplos más recientes, bien con soluciones centradas en la búsqueda formal, bien, como algunas realizaciones de Schlaich o Manterola, buscando aunar expresividad formal y ortodoxia resistente.

Palabras clave: Puente arco, espacial, tridimensional, antifunicular

jorquera1@gmail.com



APPLICATION OF TENSEGRITY GRIDS AS LIGHTWEIGHT STRUCTURES

Gómez-Jáuregui, V.¹*, Otero, C., Arias, R., Manchado, C.

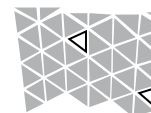
(1) Dpto. Ingeniería Geográfica y Técnicas de Expresión Gráfica, Univ. de Cantabria, España

This paper is divided into four parts: Firstly, as an introduction, the concept of Tensegrity, which manifests the conversion of sculptural landmarks into structural milestones, is explained concisely. Following this, a perspective of the historical proposals for double-layer tensegrity grids (DLTGs) over their relatively short history (60 years) is presented. DLTGs are tensegrity spatial systems containing two parallel networks of members in tension forming the top and bottom chords, whose nodes are linked by vertical and/or inclined web members under compression and tension. In the third part, a new methodology is described mainly in geometrical terms: known as Rot-Umbela Manipulation, it is used for generating DLTGs. Rot-Umbela Manipulations, applied to the upper and/or lower layers of double layer grids (DLGs), either conventional or tensegrity, consist of opening a vertex in the plane for obtaining a certain polygon, which is then rotated by a determined angle. This powerful operation opens an endless catalogue of different types of DLTGs and a very interesting line of research in the field of Tensegrity.

Finally, some applications for these kinds of tensegrity grids are shown, as well as some projects where they have been taken into account. In this way, the most characteristic properties are presented, like lightness, flexibility, efficiency, deployability, capacity of absorbing vibrations, etc.

Keywords: Tensegrity, structures, double-layer, grids, Rot-Umbela

* tensegridad.es@gmail.com



APLICACIÓN DE MALLAS DE TENSEGRIDAD COMO ESTRUCTURAS LIGERAS

Gómez-Jáuregui, V.¹*, Otero, C., Arias, R., Manchado, C.

(1) Dpto. Ingeniería Geográfica y Técnicas de Expresión Gráfica, Univ. de Cantabria, España

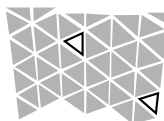
Este trabajo está dividido en cuatro partes. La primera introduce el concepto de Tensegridad, que plasma la conversión del símbolo escultórico al hito estructural. Seguidamente, se presentan las diversas propuestas de mallas tensegríticas de doble capa (MTDC) que se han realizado a lo largo de su corta historia (60 años). Las MTDC son estructuras de Tensegridad que contienen dos mallas tensadas paralelas, conectadas por otra capa intermedia compuesta por elementos comprimidos y traccionados verticales y/o diagonales.

En la tercera parte, se expone una nueva metodología, llamada Manipulación de Rot-Umbela que, de manera eminentemente geométrica, sirve para la generación de nuevas estructuras tensegríticas. Las Manipulaciones de Rot-Umbela, aplicadas a las capas inferior y/o superior de las mallas de doble capa (MDC) convencionales o tensegríticas, consisten en la apertura de cada vértice en un cierto polígono al cual se le aplica una rotación o giro particular. Se consigue así un potente sistema para 'tensegritizar' estructuras espaciales de distintos tipos y abrir una línea de investigación muy interesante en el campo de la Tensegridad.

Finalmente, se muestran algunas aplicaciones para este tipo de mallas tensegríticas, así como proyectos en los que han sido tenidas en cuenta. Se manifiestan de este modo sus propiedades más características, como son la ligereza, flexibilidad, eficiencia, facilidad de plegado, capacidad de absorber vibraciones, etc.

Palabras clave: Tensegridad, estructuras, mallas, doble-capas, Rot-Umbela.

* tensegridad.es@gmail.com



THE RAILROAD BRIDGE OVER THE GOR STREAM (20th CENTURY)

Castillo Martinez, A.¹*

(1) Departamento Expresión Gráfica Arquitectónica y en la Ingeniería,
Universidad de Granada, España

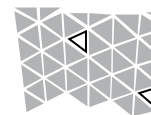
At the beginning of the 20th century, the province of Granada welcomed its late start in the development of large infrastructures for transportation. One of the most important from the technical, economical and communications points of view was the railroad Guadix-Baza, subsequently expanded to connect the Eastern Andalucía with the region of Murcia.

The Bridge over the Gor Stream -built in 1906- was part of the railroad project. It was designed as a metallic cantilever structure, a true structural hit in Spanish public works of that time. A subsequent modification of the railroad project left the structure out of service, and the bridge was dismantled, shortened and moved in 1922 to the village of Dúrcal, where it was rebuilt with some changes over the river with the same name. It served as part of the infrastructure for the tramway lines of the company Tranvías Eléctricos de Granada, with final measures of 188.23 m of length and a maximum height over terrain of 50.83 m.

The objective of this communication is the documentation, study and broadcasting of this bridge, with special attention to the floating screwed structure included in this final version of it in Dúrcal, where the bridge still stands.

Key words: Granada, railroad, heritage, singular structures, bridge

* agustincastillomartinez@gmail.com



EL PUENTE FERROVIARIO SOBRE EL ARROYO DE GOR (S. XX)

Castillo Martinez, A.¹*

(1) Departamento Expresión Gráfica Arquitectónica y en la Ingeniería,
Universidad de Granada, España

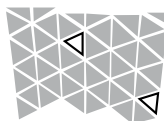
A principios del siglo XX, la provincia de Granada saludaba su tardío comienzo en el desarrollo de las grandes infraestructuras de transporte. Una de las más importantes, por su concepto técnico e impacto económico y de comunicación fue la línea de ferrocarril Guadix-Baza, germen de la que posteriormente uniría el levante andaluz con la región de Murcia.

Como parte del proyecto de esta línea, se construyó en 1906 el Puente sobre el Arroyo de Gor, de estructura metálica en voladizo, auténtico hito estructural en las obras públicas españolas del momento. Una posterior modificación de la línea dejó esta estructura fuera de servicio, y el puente fue desmontado, acortado y trasladado en 1922 a la localidad de Dúrcal, donde se volvió a montar con modificaciones sobre el río del mismo nombre para servir a las líneas tranviarias de la compañía Tranvías Eléctricos de Granada, contando finalmente con 188,23 m de longitud y salvando una altura máxima de 50,83 m.

El objeto de la presente comunicación es la documentación, estudio y difusión de este puente, poniendo especial énfasis en la estructura flotante con bulones que incorpora en esta versión final de Dúrcal, donde aún se conserva.

Palabras clave: Granada, ferrocarril, Patrimonio Histórico, estructuras singulares, puente.

* agustincastillomartinez@gmail.com



VERTICAL MILESTONES as ECONOMY THERMOMETER HIGHRISE versus CRISIS

Pérez, MC¹*

(1) Universidad CEU San Pablo, Dto. de Ingeniería de la Edificación, Madrid, España.

'The desire to reach for the sky runs deep in human psyche'. Towers become MILESTONES, part of the history of technological paradigms.

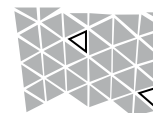
Since the end of the 19th century skyscrapers height stands for the economical power of the country where they are built. As giant thermometers, they measure its wealth.

Which conclusions could we draw comparing skyscrapers versus crisis?

Revealing coincidences are detected if we analyze the relationship between high rises and business cycles: the evolution from the first Chicago skyscrapers to the Empire State and the Depression of 1929; the evolution from postwar towers and the consequent structural rationalism to end up in Petronas and the end of 20th century Asian crisis; the challenging response to the Twin Towers collapse with Taipei 101 and the superb Burj Khalifa finished during the 2008 financial crisis... Overusing the logical building type leads to a crisis; and crisis prevent building high due to the resulting lack of confidence. Crisis force us to rethink the 'how' and 'what for' of skyscrapers, visible icons of an arrogant excess. As an annoying fever protects our body against infections, the uncomfortable crisis prevents society against the squandering of resources. Furthermore, could we predict a crisis realising the beginning of a thoughtless race to be the highest? Is skyscrapers essence evil?

Key words: skyscraper, highrise, milestone, crisis, economy.

* cperezeps@ceu.es



EL HITO VERTICAL COMO TERMÓMETRO DE LA ECONOMÍA RASCACIELOS versus CRISIS

Pérez, MC¹*

(1) Universidad CEU San Pablo, Dto. de Ingeniería de la Edificación, Madrid, España.

El hombre siempre ha anhelado alcanzar el cielo construyendo. Las torres se convierten en HITOS, paradigma de la capacidad tecnológica de su tiempo.

Desde finales del s. XIX hasta hoy la altura de los rascacielos refleja la capacidad económica del país donde se erigen. Como gigantes termómetros, miden dinero.

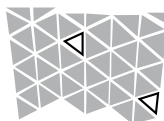
¿Qué lección se extrae de comparar *rascacielos* versus *crisis*?

Si se analiza la relación entre altura alcanzada y coyuntura económica, se detectan reveladoras coincidencias temporales: de los primeros rascacielos de Chicago al Empire State y el crack del 29; de las torres de postguerra racionalizadas por Khan a las Petronas y la crisis asiática de finales del s. XX; de la caída de las Torres Gemelas a la provocación del Burj Khalifa y la crisis financiera de 2008. El agotamiento por abuso del tipo lógico conduce a la crisis que a su vez se vuelve contra la torre por escasez de fondos... La crisis obliga a repensar el 'para qué' y el 'cómo' del rascacielos, convertido en icono visible de la 'pérdida de Norte'. Igual que la molesta fiebre defiende al cuerpo contra infecciones, la incómoda crisis defiende a la sociedad contra el despilfarro.

¿Y viceversa? ¿Podríamos vislumbrar crisis reconociendo el inicio de una pugna irreflexiva por ser el más alto? ¿Es perversa la esencia del rascacielos?

Palabras clave: rascacielos, hito, crisis, economía.

* cperezeps@ceu.es



GEOMETRY, STRUCTURE AND SHAPE. CENTRE GEORGES POMPIDOU

Anaya, J.I.*

(1) Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas. Madrid, España.

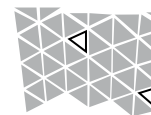
There is no doubt that a great part of the history of architecture and construction engineering of the XX and XXI centuries is linked to the development and evolution of functional surfaces of great structural spans. The introduction of new technologies and construction materials in the second part of the XX century is also contemporary with the demands of applying new programs and with the need of developing new types of high-rise structures, great spans, surfaces of variable technological demands and typological characteristics not experienced until that moment in the fields of engineering and architecture. The engineers and architects have been obliged to face the resolution of those challenges with new scientific and technical knowledge that will be developed in line with the new constructive techniques, hence revolutionizing the production techniques of Architecture.

The George Pompidou Center (1971-1976) made by the architects Richard Rogers, Renzo Piano and the engineers Ted Happold and Peter Rice, opens an innovative vision of the continuous surfaces with great architectural and social impact. Architecture itself becomes the main experimental model with which the most innovative methods of continuous surface design is defined and outlined (flexible space, which can be functionally convertible) calculation and checking of structures (fracture mechanics), like the control and manufacture methods (casting, smelting and precision spin of big and small steel pieces)

This paper tackles the analytic study of the collection of structural and constructive solutions that have been the technical and scientific base for the engineers and architects by the end of the 20th century and at the beginning of the 21st century. They have undertaken a deep change in the production bases of architecture, adding new spatial characterizations with the use of a broad catalog of technical solutions, which will identify and signify those structures as basic conditions and a generating principle of the contemporary architectural shape.

Key Words: Cultural Centers, Great Spans, Steel Structure, Casting, Advanced Technologies.

* jesusanayadiaz@gmail.com



GEOMETRÍA, ESTRUCTURA Y FORMA. CENTRO GEORGE POMPIDOU

Anaya, J.I.*

(1) Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas. Madrid, España.

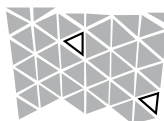
Sin duda gran parte de la historia de la arquitectura y la ingeniería de construcción del s.XX y s.XXI, está ligada con el desarrollo y evolución de las superficies funcionales de grandes luces estructurales. La implantación de nuevas tecnologías y materiales de construcción en la segunda mitad del siglo XX, es también contemporánea, con las exigencias de aplicación de nuevos programas y la necesidad de desarrollar tipos de construcciones en altura, grandes luces, superficies de exigencias tecnológicas variables y características tipológicas no experimentadas hasta ese momento en el ámbito de la ingeniería y la arquitectura. Los ingenieros y arquitectos se han visto obligados a afrontar la resolución de tales retos, con nuevos conocimientos científicos, técnicos que se desarrollarán paralelamente a la evolución de las nuevas técnicas constructivas, revolucionando así las técnicas de producción de la propia Arquitectura.

El Centro George Pompidou (1971-1976) de los arquitectos Richard Rogers, Renzo Piano y los ingenieros Ted Happold, y Peter Rice, abre una innovadora visión de las superficies continuas de de amplia repercusión arquitectónica y social. La propia arquitectura se convierte en sí misma en el principal modelo experimental para ir definiendo y perfilando los más innovadores métodos de diseño de superficies continuas (Espacio flexible, transformable funcionalmente), cálculo y comprobación de estructuras (Mecánica de rotura), como los métodos de control y fabricación (Moldeo, fundición y centrifugación de precisión de grandes y pequeñas piezas de acero)

Esta ponencia aborda el estudio analítico del conjunto de soluciones estructurales y constructivas que han servido de base técnica y científica a los ingenieros y arquitectos de finales del siglo XX y principios del siglo XXI, que han acometido el profundo cambio de las bases de producción de la arquitectura, incorporando con el uso de un amplio catálogo de soluciones técnicas, nuevas caracterizaciones espaciales, que identificarán y significarán a tales estructuras como condiciones básicas y principio generador de la forma arquitectónica contemporánea.

Palabras clave: Centros Culturales, Grandes Luces, Estructura Acero, Moldeo, Tecnologías Avanzadas

* jesusanayadiaz@gmail.com



DID THERE EXIST A PYTHAGOREAN AT THE FOUNTAINHEAD OF THE "TAULAS" OF MENORCA?

(Monuments of the Talayotic culture dating from V-IV BC.)

Ibáñez Orts, V.*

Sociedad Educación Matemática Comunidad Valenciana Al-Khwarizmi

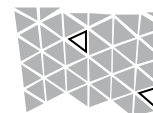
The 'taulas' of Menorca make up a characteristically unique monument of the Talayotic Culture. They consist of two great stone blocks placed one on top of the other in the form of a 'T'. The date of construction is uncertain but could be thought to oscillate between 1500 and 350 BC.

While undertaking this project we have studied these monuments unequivocally and being in possession of ladders, measuring devices and spirit- levels we have measured the principal 'taulas'. As a result we suggest that the dimensions of the capital stone of these 'taulas' follow certain geometric patterns whether they be in arithmetic, geometric or harmonic proportion and therefore those who built it must have belonged to the Pythagorean School. Taking into account the fact that Pythagoras died c. 500 BC., these monuments must have been constructed at a later date.

A variety of rupestrian engravings of a geometric nature are also to be found in Menorcan burial caves which pertain to the Talayotic Culture: these have never been studied from a mathematical point of view. Among these several five-pointed stars are prominent as well as a mysterious triangle which is furrowed with lines and other drawings.

Key words: taulas, Pythagoras, pythagorean school, geometry.

* capblanch@ctves



¿INTERVINO UN PITAGÓRICO EN EL DISEÑO DE LAS TAULAS DE MENORCA? (MONUMENTOS DE LA CULTURA TALAYÓTICA SIGLOS V-IV AC)

Ibáñez Orts, V.*

Sociedad Educación Matemática Comunidad Valenciana Al-Khwarizmi

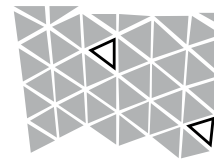
Las taulas de Menorca constituyen un monumento único y característico de la cultura talayótica. Están formados por dos grandes bloques de piedra puestos el uno sobre el otro en forma de 'T'. Su fecha de construcción es incierta, oscilando según los autores entre el año 1500 aC al 350 aC.

En este trabajo hemos estudiado directamente estos monumentos, ya que provistos de escaleras, metros y niveles hemos medido las taulas principales. Como resultado, descubrimos que las dimensiones de su piedra capitel siguen determinadas reglas geométricas, ya sea una proporción aritmética, geométrica o armónica, y por tanto su constructor debió pertenecer a la escuela pitagórica. Como Pitágoras falleció en torno al año 500 aC, se debieron construir en fecha posterior.

También se muestran diversos grabados rupestres de carácter geométrico que aparecen en cuevas de enterramiento menorquinas, que pertenecieron a la cultura talayótica, y a los que nunca se ha prestado atención desde un punto de vista matemático. Entre ellos destacan varias estrellas de cinco puntas, así como un enigmático triángulo surcado de rayas y otros dibujos.

Palabras clave: taulas, Pitágoras, escuela pitagórica, geometría.

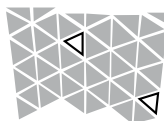
* capblanch@ctves



AREA - B

Diseño Estructural
Structural Desing





ASYMMETRIES, TORSIONS AND ZIG-ZAGS: CONTEXTUAL MUTATIONS OF GENERIC STRUCTURAL MODELS

Arroyo Alba, Pedro Pablo *

Department of Design, School of Architecture, Universidad Europea de Madrid, Spain
Director, CA-Design, Shanghai, China

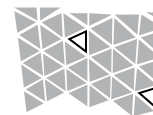
Analysis software tools allow us to simulate, in an almost unlimited way, the geometrical variations of a generic structure. The interest and challenge of contemporary structural design is the customization of structural types due to a specific context, interpreting all sort of local conditions, not only physical, but also cultural, economic, social....

Bridge design, understood as the creation of floating spaces over the waters, more than the solution to a problem of accessibility, is especially interesting for the implementation of this idea, which the author has explored during the development of the works completed in China over the last six years. Among them are the Pucang Road Pedestrian Bridge (finalist in the X Spanish Biennale of Architecture), and the Xidayinggang Bridge (Chinese National Award of Metallic Structures 2010), both located in Qingpu District, Shanghai, China.

The first one is a polyedric tubular truss, with rigid and flexible supports, with a span of fifty meters, deformed in plan and section in order to integrate the visual vectors within the site, as bridges of Chinese classical gardens do. The second is formed by two families of arches that jump over the sides of the deck without intersecting each other, so they create the illusion of an artificial topography of permeable mountains.

Keywords: model, context, simulation, asymmetry, space.

* pedropablo.arroyo@uem.es



ASIMETRÍAS, TORSIONES, ZIG-ZAGS EN DISEÑO DE PUENTES: MUTACIONES CONTEXTUALES DE MODELOS ESTRUCTURALES GENÉRICOS

Arroyo Alba, Pedro Pablo *

Departamento de Proyectos, Escuela de Arquitectura, Universidad Europea de Madrid, España
Director, CA-Design, Shanghai, China

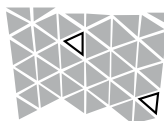
Las herramientas informáticas de análisis nos permiten simular, de manera casi ilimitada, las variaciones geométricas de una estructura genérica. El interés y el reto del diseño de estructuras contemporáneo reside en la customización de esquemas estructurales tipo a un contexto determinado, interpretando todo tipo de condiciones locales, no solo físicas, sino también culturales, económicas, sociales...

El diseño de puentes, entendido como la creación de espacios suspendidos sobre las aguas, más que la solución a un problema de accesibilidad, es especialmente interesante para el desarrollo de esta idea, que el autor ha podido explorar durante las obras completadas en China los seis últimos años. Entre ellos se encuentra el Puente Peatonal de Pucang Road (finalista de la X Bienal de Arquitectura Española), y el Puente Xidayinggang (Premio Nacional Chino de Construcción Metálica 2010), ambos situados en el distrito de Qingpu, en Shanghai, China.

El primero es una celosía tubular poliédrica apoyada-empotrada, de cincuenta metros de largo, deformada en planta y sección para recoger las direcciones visuales del emplazamiento, como los puentes de los jardines clásicos chinos. El segundo está formado por dos familias de arcos que saltan sin cruzarse a un lado y a otro del tablero, de tal manera que se crea la ilusión de una topografía artificial de montañas permeables.

Palabras clave: modelo, contexto, simulación, asimetría, espacio.

* pedropablo.arroyo@uem.es



DESIGN OF THE ST. PATRICK'S BRIDGE IN CALGARY, CANADA

Blassel, J.-F, McDonagh, M.*, Garcia, D., Royer de Vericourt, R.

RFR, Paris, France

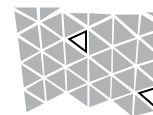
In 2009, the Calgary Municipal Land Corporation held an international design competition for a new pedestrian bridge over the Bow River in downtown Calgary, Canada. RFR SAS, in partnership with an international design team, won the competition with an elegant three-span 180-metre long bridge. The bridge consists of three continuous steel arches, evoking a stone skipping across the river. The two exterior spans feature inclined network arches. The centre span over St. Patrick's Island keeps the arches below the deck, putting the users in closer contact with the surroundings with unobstructed views of downtown. A continuous post-tensioned concrete deck serves as the arch tie.

The design of the bridge has been carried out in an integrated environment, with simultaneous consideration of both architectural and structural concerns, resulting in a project that will be an elegant landmark for Calgary for years to come. The design is now complete and construction will begin in autumn 2011.

The design of the bridge will be discussed, including all the challenges unique to the site, the chosen typology, and the high finish quality. Readers will gain insight into how the design has evolved over time and the reasons behind decisions made, as the design team guided the project from competition entry through to construction.

Key words: Tied arch, Network arch, Architecture, Steel design, Post-tensioned concrete

* michael.mcdonagh@rfr.fr



DISEÑO DEL PUENTE ST. PATRICK'S EN CALGARY, CANADÁ

Blassel, J.-F, McDonagh, M.*, Garcia, D., Royer de Vericourt, R.

RFR, Paris, France

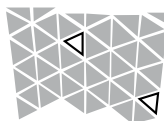
En 2009, "Calgary Municipal Land Corporation" convocó un concurso internacional de diseño para un nuevo puente peatonal sobre el "Bow River" en Calgary, Canadá. RFR, en colaboración con un equipo de diseño internacional, ganó la competición con una elegante estructura de tres tramos de 180 metros. El puente consta de tres arcos continuos de acero, que evocan el rebote de una piedra sobre el río. Los tramos exteriores disponen de arcos inclinados con red de cables que soportan el tablero de hormigón postensado. En el vano central, sobre la isla St. Patrick, los arcos quedan por debajo del tablero, permitiendo a los usuarios un contacto más estrecho con el entorno.

El diseño del puente se ha llevado a cabo teniendo en cuenta tanto la integración de la estructura en su entorno, como su diseño arquitectural y su concepción estructural. Resulta una estructura integrada, elegante y, potencialmente, un futuro emblema para la ciudad. El diseño se ha finalizado y la construcción comenzará en otoño 2011.

El diseño del puente será explicado, incluyendo los retos específicos del lugar, la tipología estructural, la calidad del diseño, y la atención a los detalles. Podrán apreciar cómo el proyecto ha evolucionado con el tiempo y las razones de las decisiones tomadas, desde las fases preliminares para el concurso hasta su próxima construcción.

Palabras clave: Arco atirantado, Red de cables, Arquitectura, Estructura, Acero, hormigón postensado

* michael.mcdonagh@rfr.fr



FERNANDO BUESA ARENA ENLARGEMENT

Catón, J. L.^{1*}, Martínez, J. I.², Sánchez, R.², Gurutzeaga, M.², Aja, P.².

(1) Diputación Foral de Álava, Servicio de Arquitectura, Vitoria, España.
(2) LKS Ingeniería, Vitoria, España.

Fernando Buesa multipurpose Arena, a building owned by Diputación Foral de Álava (Regional Council), has undertaken a number of transformations over the years. It was conceived as a cattle market 35 years ago and, following its latest refurbishment project, it will be able to accommodate 15,000 basketball fans.

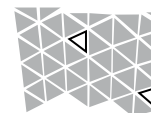
In 1998 J.L. Catón (one of the authors of this synopsis), developed a refurbishment project which achieved a capacity of 9,200 seats by raising the dome 11 m.

The new design includes a new space frame roof structure, with a uniform depth of 2.5 m and a 106 m span, suspended by tensors fixed to new towers that are built with the same rods and joints system. The aim is to increase the height of the internal space, in order to achieve sufficient height for new seating tiers above the existing ones. The new structure is able to meet all the requirements currently expected of a building which may hold large public events. These include large point loads such as scoreboards, sets, speakers, lighting and so on.

The existing dome weighs 1980 kN and was removed from its original setting to its new location by a single manoeuvre of a 13,000 kN Liebherr LR11350 crane. This same crane was then used to raise and place the main body of the new roof structure. This structural element has a 5,500 m² area and weighs 2100 kN.

Key words: Buesa Arena, space frame, heritage

* jlcaton@alava.net



AMPLIACIÓN DEL FERNANDO BUESA ARENA EN VITORIA

Catón, J. L.^{1*}, Martínez, J. I.², Sánchez, R.², Gurutzeaga, M.², Aja, P.².

(1) Diputación Foral de Álava, Servicio de Arquitectura, Vitoria, España.
(2) LKS Ingeniería, Vitoria, España.

El pabellón multiusos Fernando Buesa Arena ha sufrido durante los últimos treinta y cinco años diversas transformaciones desde su origen como mercado municipal de ganado hasta albergar quince mil espectadores.

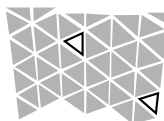
En el año 1998 uno de los autores de la comunicación, J.L. Catón, realizó una reforma del edificio hasta 9,200 espectadores elevando 11 m la cúpula.

Ahora se plantea una nueva estructura de cubierta de tipo espacial con canto constante de 2,40 m y 106 m de luz entre apoyos, suspendida de tensores que se afirman a nuevas torres construidas con el mismo sistema estructural de nudos y barras. Se aumenta la altura interior del espacio consiguiendo un nuevo graderío por encima de los existentes. La nueva estructura es capaz de soportar las solicitaciones que se exigen en estos edificios destinados a grandes acontecimientos públicos que implican la aparición de cargas puntuales significativas como videomarcadores, decorados, altavoces, iluminación, etc.

La cúpula existente, que pesa 1980 kN se ha retirado en una única maniobra mediante una grúa Liebherr LR11350 de 13,000 kN de capacidad y se ha trasladado a un nuevo emplazamiento próximo para cubrir un espacio público. Con esta misma grúa se ha elevado y colocado en posición el elemento principal de la nueva estructura de cubierta que pesa 2100 kN y cubre 5.500 m².

Palabras clave: Buesa, Arena, estructura, espacial, patrimonio.

* jlcaton@alava.net



GALILEO, MAXWELL, MICHELL, AROCA:
MEASURING THE STRUCTURAL EFFICIENCY

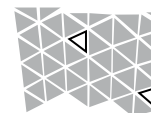
Cervera, J., Vázquez, M.*

Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Estructuras de Edificación, Madrid, España.

What a structural milestone is? From a thermodynamical point of view, the efficiency is the measure that allows to compare solutions for a problem. Galileo was the first to introduce a rule for its measurement, as the ratio of useful weight to the whole supported weight. He foresaw that insurmountable sizes have to exist, those that bound the solution size for each problem and for which the efficiency of optimum solution is zero. A design theory aims to determine the shape for the insurmountable size of each problem and the maximum efficiency for lesser sizes or alternative forms. Only then it is possible to measure the relative merit of any solution and to determine if it is an actual milestone, that is to say, a move toward the maximum efficiency. Later researches by Maxwell, Michell and others enlightened how the optimum shapes could be determined in the case of a unity efficiency (the null self-weight case), but ignoring the general approach of Galileo. Near 1970 Aroca clearly saw the connection between both approaches, defining the properties of the structural form (size, scheme, proportion and thickness) and formulating a new synthesis of the structural design theory. Some examples about how the theory makes the difference between very actual milestones and mere linguistic vanities will be presented. Furthermore, the current shortcomings of the theory will be examined and future research lines will be proposed to address them.

Keywords: design theory, efficiency, structural milestone.

*MarianoVazquezEsp@UPM.es



GALILEO, MAXWELL, MICHELL, AROCA:
MIDIENDO EL RENDIMIENTO ESTRUCTURAL

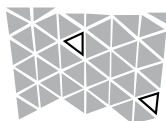
Cervera, J., Vázquez, M.*

Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Estructuras de Edificación, Madrid, España.

¿Qué es un hito estructural? Desde la óptica de la termodinámica, la medida que permite comparar distintas soluciones a un problema es el rendimiento. Galileo fue el primero en introducir una regla para su medida, entendida ésta como razón entre la carga útil soportada y la carga total necesaria, prediciendo la existencia de tamaños insuperables, aquellos que acotan el rango de soluciones a cada problema y para los cuales el rendimiento de la solución óptima es nulo. Una teoría de diseño se plantea, para cada problema, determinar aquellas formas que definen su tamaño insuperable y el máximo rendimiento teórico para tamaños menores o formas alternativas. Así es posible cuantificar el relativo mérito de cualquier solución y determinar si, efectivamente, se trata de un hito, es decir, un avance hacia ese máximo rendimiento. Las investigaciones posteriores de Maxwell, Michell y otros ilustraron cómo determinar las formas óptimas para un rendimiento unidad (peso propio nulo), aunque ignorando el enfoque general de Galileo. Hacia 1970 Aroca vio la conexión entre ambos enfoques, definiendo las propiedades de la forma estructural (tamaño, esquema, proporción y grueso) y formulando una nueva síntesis del diseño de estructuras. Además de ofrecer ejemplos de cómo distinguir entre auténticos hitos y meras vanidades lingüísticas, se examinarán las carencias actuales de la teoría y las líneas de investigación que permitirían subsanarlas.

Palabras clave: hito estructural, rendimiento, diseño.

*MarianoVazquezEsp@UPM.es



LIGHTWEIGHT TIMBER ROOF STRUCTURE FOR "PALACIO DE DEPORTES DE CARTAGENA"

Antón, A.^{1,2*}, Corbal, J.J.¹, González, J.A.^{1,2}

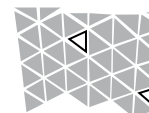
(1) TEMHA SL, A Coruña, España.

(2) Profesor Asociado Universidade da Coruña, España.

The glued laminated timber (glulam) roof structure of the *Palacio de Deportes de Cartagena* covers all the spaces of the building in a single formal solution that comprises all the facilities: sport court, swimming pool, gym, main hall and secondary pavilion. The external geometry of the roof is defined by an irregular surface with variable spatial curvature that adapts to the spaces that get covered underneath. The main structural scheme consists of a set of 17 Glulam trusses arranged in the direction of the minor axis of the building. The geometry of each truss fits to the curved geometry of the surface of the roof, and intermediate supports are placed according to the available spaces determined by the spaces underneath. Each truss is formed by a main central section up to 50m length and maximum height cross-section 1.09m, connected with hinges to the lateral structure and braced with steel ties and timber compression elements. The central section is supported at each end by a glulam cantilever structure. The structure shows the formal capabilities of wood as a structural material. Its advantageous weight-resistance relationship allows the development of long-span roofs, with full industrial production and prefabrication even for complex geometries. Additionally, wood is a very attractive material from the viewpoint of sustainability, because of the lower energy consumption and CO₂ emissions necessary for its manufacture.

Key words: Glued laminated Timber, Spatial Structure, Lightweight Roof, Sport Facility

* anton@temha.com



ESTRUCTURA DE MADERA LAMINADA DE CUBIERTA DEL PALACIO DE DEPORTES DE CARTAGENA

Antón, A.^{1,2*}, Corbal, J.J.¹, González, J.A.^{1,2}

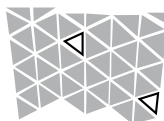
(1) TEMHA SL, A Coruña, España.

(2) Profesor Asociado Universidade da Coruña, España.

La cubierta de madera laminada encolada (MLE) del Palacio de Deportes de Cartagena cubre en una única solución formal los espacios de los que consta la instalación deportiva: piscina, gimnasio, pabellón principal y pabellón secundario. La geometría exterior de la cubierta está definida por una superficie espacial de planta irregular y curvatura variable que se adapta a los elementos que cubre. El esquema estructural principal consiste en un sistema de 17 cerchas de MLE, dispuestas en la dirección del eje menor del edificio. La geometría en alzado de cada cercha se adapta a la geometría y curvatura de la superficie de cubierta y a la posibilidad de disponer puntos de apoyo intermedios en función de los espacios que atraviesa. Cada cercha principal consta de un tramo central biapoyado de hasta 50m de luz y canto máximo 1.09m, atirantado inferiormente con barras de acero y montantes de madera. El tramo central apoya sobre elementos de MLE en voladizo en forma de puntales inclinados. La estructura diseñada muestra las capacidades formales y resistentes de la madera como material estructural. Su relación ventajosa peso-resistencia permite el desarrollo de cubiertas de grandes luces, con una fabricación industrializada y prefabricación completa, incluso para geometrías complejas. Adicionalmente la madera es un material con un gran atractivo desde el punto de vista de la sostenibilidad, por el inferior consumo energético y emisiones de CO₂ necesarias para su fabricación.

Palabras clave: Madera laminada, estructura espacial, cubierta ligera, instalación deportiva

* anton@temha.com



LESLIE E. ROBERTSON, LEARNING FROM EXPERIENCE

Hernando, S.^{*}, Anaya, J.^{2, **},

(1) Assistant at the Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, UPM, Madrid

(2) Associate Professor at the Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas,
UPM, Madrid

The destruction of the World Trade Center Twin Towers in New York has involved countless consequences of all kinds: social, technical and architectural. In architecture it set out a relevant debate on the convenience of constructing high-rise buildings.

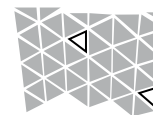
This paper employs the work of the structural engineer Leslie Earl Robertson as a base. It means to be a study of a highly relevant part of Robertson's work, showing the significance of structural design in the architectural outcome of a high-rise building and its evolution from the solutions of light great spans in the framed tubes to the stiffing systems in contemporary solutions, SWFC (Shanghai World Financial Center). With his innovations in structural engineering, Robertson has set new formulations in the design and construction of this building type.

His experience in the structural design of the World Trade Center has been a deciding factor in the type's transformation of the solution of framed tubes and in the constructive application of the materials in high-rise buildings, adding with the use of a broad catalogue of technical solutions, new spatial characterizations that will identify and signify those structures as the generating base of the architectural shape of the contemporary skyscrapers.

Key words: High-rise buildings, Steel Structures, Rigid Frame, Tube-frame structural system, advanced techniques.

* susana.hernando.castro@umpes

** jesusanayadiaz@gmail.com



LESLIE E. ROBERTSON, APRENDIENDO DE LA EXPERIENCIA

Hernando, S.^{*}, Anaya, J.^{2, **}

(1) Ayudante Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid

(2) Prof. Asociado Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM,
Madrid

La destrucción los edificios de las WTC Twin Towers de New York, ha supuesto innumerables consecuencias de todo tipo, sociales, técnicas y arquitectónicas. En el mundo de la arquitectura planteó una importante discusión la conveniencia de construcción de los edificios de gran altura.

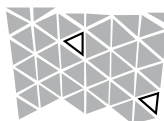
El trabajo del ingeniero estructural Leslie Earl Robertson sirve de base a esta ponencia, un estudio sobre una parte muy relevante de su obra, que muestra la importancia del diseño estructural en el resultado arquitectónico de un edificio de gran altura y su evolución desde las soluciones de grandes luces ligeras en tubos estructurales hasta los sistemas de rigidización en soluciones contemporáneas, SWFC (Shanghai World Financial Center). Con sus innovaciones en la ingeniería estructural, Robertson ha impuesto nuevas formulaciones en el diseño y la construcción de este tipo de edificios.

Su experiencia en el diseño estructural del Trade World Center ha sido determinante en la transformación tipológica de la solución de los tubos estructurales y en la aplicación constructiva de los materiales en los edificios en altura, incorporando con el uso de un amplio catálogo de soluciones técnicas, nuevas caracterizaciones espaciales que identificarán y significarán a tales estructuras como base generadora de la forma arquitectónica de los rascacielos contemporáneos.

Palabras clave: Rascacielos, Estructuras Acero, Estructuras rígidas (Rigid Frame), Tubos estructurales, (Frame Tubes Structure), Técnicas Avanzadas.

* susana.hernando.castro@umpes

** jesusanayadiaz@gmail.com



STRUCTURAL DESIGN. FROM SKETCH TO REALITY

Luis Irisarri*, Josu Goñi, Ivan Uzcudun

(I) LANIK Ingenieros

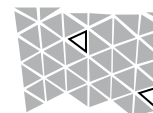
A building borrows of a need. It produces a sketch, an idea of an architect who leads a design. This design needs to meet several criteria: functionality, space, durability, cost, efficiency... To turn that idea into reality is what we call evolution of design. Because it is complex and impossible to summarize we want to focus on the part we know, the structural parts, one of the most complex of the above.

The use of computer tools for design, calculation and manufacturing allows the design process leading to structural solutions of complex shapes without a substantial increment in the cost of these structures. Thus, from LANIK experience in designing lightweight modular structures, we have noted how the development of design and manufacturing technology has been closely linked to the evolution of architectural solutions.

As a last example of this co-evolution, the development of monolayer modular system of manufacturing and assembly, equivalent to the traditional space frame design, has allowed us to reach final monolayer structures at reasonable cost that a few years ago would have been discarded by their high cost. As an example of design processes that end in complex but economically viable solutions we propose the following structures: Mall in the Marineda Plaza shopping center, and the roof structure for Buesa Arena.

Keywords: evolution, transformation, structural solution, single layer structure.

*lirisarri@lanik.com



DISEÑO ESTRUCTURAL. DEL BOCETO A LA REALIDAD

Luis Irisarri*, Josu Goñi, Ivan Uzcudun

(I) LANIK Ingenieros

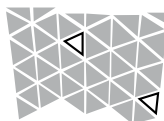
Un edificio nace de una necesidad, que produce un boceto, una idea de un arquitecto que lleva a un diseño. Este diseño necesita ajustarse a muchos criterios: funcionalidad, espacio, durabilidad, coste, eficacia... El convertir esa idea del arquitecto en una realidad es lo que llamamos evolución del diseño. Es un proceso complejo imposible de resumir y por ello nosotros queremos centrarnos en la parte que conocemos, la parte estructural, una de las más complejas de las mencionadas.

El uso de herramientas informáticas de diseño, cálculo y la automatización de la fabricación basada en estas herramientas permite que el proceso de diseño desemboque en soluciones estructurales de formas complejas sin merma notable del coste de dichas estructuras. Así, desde la experiencia de LANIK en el diseño de estructuras modulares ligera, se ha constatado cómo el desarrollo de tecnologías de diseño y fabricación ha ido estrechamente ligada a la evolución de las soluciones arquitectónicas.

Como último ejemplo de esta evolución conjunta, el desarrollo del sistema monocapa modular de fabricación y montaje equivalente a las mallas espaciales tradicionales, ha permitido llegar a diseños definitivos de estructuras monocapa a costes razonables que hace pocos años hubieran sido descartados por su elevado coste. Como ejemplo de procesos de diseño que concluyen en soluciones complejas pero económicamente viables proponemos las siguientes estructuras: Mall del centro comercial Marineda Plaza en la Coruña y estructura de cubierta para el Buesa Arena.

Palabras clave: evolution, transformación, solución estructural, estructura monocapa.

*lirisarri@lanik.com



EVOLUTION AND SUSTAINABILITY OF IN-SITU CONCRETE FLAT SLABS

Liébana O¹*, G. Pulido, MD¹, Gómez Hermoso, J²

(1) Universidad CEU San Pablo, Madrid, Spain

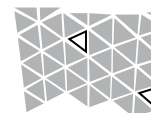
(2) Universidad Politécnica de Madrid, Spain

Use of post-tensioned floors in building structures has been growing in recent years; however, two way solid slabs and one-way precast ribbed floor are still the most used solutions for its simplicity and speed of execution requiring low-skilled people. In many countries the characteristics of this solution make it possible to compete economically with traditional in-situ concrete floor slabs; however, this is not the case in some other countries like Spain. Introduction of sustainability criteria and specialization in construction can allow this system to be introduced in market, which can also mean lower costs, improved performance and focusing on sustainable construction.

Different no standard spans solutions have been studied, in terms of material quantities and it has also been assessed environmental impact using criteria based on CO₂ emission. With these data we can estimate that current situation does not respond to economic reasons, but to a combination of reasons such as lack of technical knowledge of designers or builders, or deficiencies in existing codes. PT slabs will not always be the most suitable and sustainable option, but it should be evaluated as well as other more familiar techniques of construction with updated requirements. Introduction of sustainability criteria in construction must be a necessary evolution.

Key words: sustainability, flat slab, minimum reinforcing ratios, CO₂ emission

* olibana@ceu.es



EVOLUCIÓN Y SOSTENIBILIDAD DE FORJADOS PLANOS IN SITU

Liébana O¹*, G. Pulido, MD¹, Gómez Hermoso, J²

(1) Universidad CEU San Pablo, Madrid, España

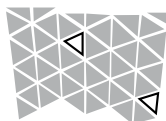
(2) Universidad Politécnica de Madrid, España

La ejecución de forjados postesados en estructuras de edificación ha crecido en los últimos años, sin embargo, las losas macizas para forjados bidireccionales o los forjados unidireccionales de viguetas siguen siendo los más utilizados por su sencillez y rapidez de ejecución, requiriendo baja especialización. En muchos países las características de esta solución hacen posible que compita económicamente con los forjados tradicionales, sin embargo no es el caso en países como España. La introducción de criterios de sostenibilidad y especialización de la construcción puede permitir a este sistema introducirse en el mercado, lo cual se traduciría en menores costes, mejor rendimiento y centrarse en la construcción sostenible.

Se han estudiado diferentes soluciones de luces no singulares, según cuantías, y se ha cuantificado el impacto medioambiental con un criterio basado en las emisiones de CO₂. Con estos datos podemos valorar que el estado actual no responde a razones económicas, sino que responde a una combinación de razones como la falta de conocimientos técnicos de proyectistas y constructores o deficiencias de los códigos en vigor. Los forjados postesados no siempre serán la solución más óptima ni sostenible pero debería evaluarse junto con técnicas más conocidas de la construcción considerando requisitos actualizados. La introducción de criterios de sostenibilidad en construcción debe ser una evolución necesaria.

Palabras clave: sostenibilidad, forjado plano, cuantías mínimas, emisiones de CO₂

* olibana@ceu.es



AEROELASTIC COMPLETE MODEL FOR THE BRIDGE OVER THE ALMONTE RIVER IN HIGH SPEED RAILWAY LINE MADRID - EXTREMADURA.

Meana Martinez I^{*}, Capellán Miguel G², Terrés Nicoli JM³

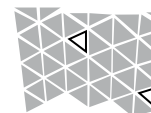
- (1) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF),
Dirección de Estudios y Proyectos, Madrid, España.
(2) Arenas & Asociados. Ingeniería de Diseño, Santander, España
(3) Oritia y Boreas. Wind Engineering Research Technology

The layout of the High Speed Railway Madrid- Extremadura, crosses the Rio Almonte near Garrovillas de Alconétar (Cáceres, Spain). To skip this orographic barrier, is planned, and currently runs, a concrete arch viaduct type, with ratio span -clearance 1/6 and 384 m of central span. The structure dimensions, the construction process based on successive tightening, the regional wind system and the natural frequencies of the structure, required the analysis of the aeroelastic behavior of the set during different phases.

In fact, the Constructive Project studies the aeroelastic instabilities as flutter, torsional divergency, buffeting or shedding of vortices using a scale, complete and 3D model that was tested in the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory of the Western Ontario University (Canada), whose methodology and results are presented in this work.

Keywords: aeroelastic model, railway high speed, arch bridge

* imeana@adif.es; Tfno: 647 99 10 00



MODELO AEROELÁSTICO INTEGRAL DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALMONTE EN EL EMBALSE DE ALCÁNTARA PARA LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - EXTREMADURA

Meana Martinez I^{*}, Capellán Miguel G², Terrés Nicoli JM³

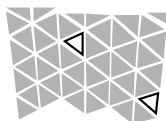
- (1) Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF),
Dirección de Estudios y Proyectos, Madrid, España.
(2) Arenas & Asociados. Ingeniería de Diseño, Santander, España
(3) Oritia y Boreas. Wind Engineering Research Technology

El trazado de la Línea de Alta Velocidad Madrid - Extremadura cruza el Río Almonte en entorno de Garrovillas de Alconétar (Cáceres). Para salvarlo, se ha proyectado, y actualmente se ejecuta, un viaducto tipo arco de hormigón, con relación luz - flecha 1/6 y 384 m de luz central. Las propias dimensiones de la estructura, el procedimiento constructivo previsto, basado en atirantamientos sucesivos, el régimen de vientos del valle en el que se desarrolla la obra y las frecuencias propias de la estructura, exigieron durante el proyecto analizar el comportamiento aeroelástico del conjunto en sus diferentes fases.

En efecto, las inestabilidades por flameo, divergencia torsional, bataneo o desprendimiento de remolinos fueron estudiadas mediante un modelo a escala, integral, tridimensional y ensayado en el Túnel de Viento de Capa Límite de la Universidad de Western Ontario (Canadá), cuya metodología y resultados se exponen en este trabajo.

Palabras clave: modelo aeroelástico, alta velocidad, puente arco de tablero superior

* imeana@adif.es; Tfno: 647 99 10 00



INNOVATION LINES IN THE GENERATION OF STRUCTURAL FORMS: HETERODOX ASWERS TO CLASSIC PROBLEMS

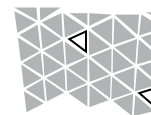
Romo, J*.

MS in Civil Engineering & BA in History, Director FHECOR Ingenieros Consultores SA

The structural types systematically applied in building and bridges are, in general, canonical forms which are selected and adapted to the specific design conditions. This situation could be interpreted as a sign of exhaustion in the generation of structural types. However, there are still lines of exploration that can lead to new structural forms generated when unorthodox structural solutions are applied to conventional functional problems. The structural types systematically applied in building and bridges are, in general, canonical forms which are selected and adapted to the specific design boundaries. One of these lines is the use of alternative resistant systems for the transmission of shear stress, either in full web elements, either in lattices. These solutions are systems with high structural efficiency, in which the stiffeners are eliminated due to the decomposition of a planar web or truss in several sub-panels to brace the elements together. Another possible line of exploring is the use of unorthodox superposed structural systems, surpassing the classicism of the arch-deck, and expanding this idea to other structural configurations. In the field of architecture, the increasing use of facets forms in facades can result in the use of unorthodox resistant systems, with a wide formal range. In roofs, it is possible to generate structural systems with a layout which could follow the main stress directions. Also the use of active cable systems allows a membrane behavior even in the case of arbitrary shapes.

Key words: Innovation, morphology, structural types, active prestress, roof, facade.

* jrm@fhcore.es



LÍNEAS DE INNOVACIÓN EN LA GENERACIÓN DE FORMAS ESTRUTURALES: RESPUESTAS HETERODOXAS A PROBLEMAS CLÁSICOS

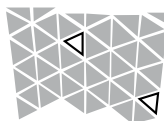
Romo, J*.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Licenciado en Historia. Director FHECOR Ingenieros.

Los tipos estructurales aplicados sistemáticamente en proyectos de puentes y estructuras de edificación son, en general, formas canónicas que se adaptan a la situación de cada obra. Sin embargo, tal y como se verá en la presente comunicación, existen todavía vías de exploración que pueden conducir al alumbramiento de nuevas formas estructurales generadas al dar respuestas heterodoxas a problemas funcionales o resistentes clásicos. Una de estas posibles vías, consiste en el empleo de sistemas resistentes alternativos para la transmisión del esfuerzo cortante, bien en elementos de alma llena, bien en celosías. Se trata de soluciones en las que se eliminan los elementos de rigidización, gracias a la descomposición de un elemento plano en varios sub-paneles que se arriostran entre sí. Otra línea de exploración es la superposición no ortodoxa de sistemas resistentes, sobrepasando el classicismo de la solución arco-tablero. En arquitectura, la creciente facetización de las fachadas, puede tener como consecuencia, el empleo de sistemas resistentes no ortodoxos, con una amplia variedad formal. También es posible la generación de nuevos sistemas estructurales, en cubiertas ligeras, basados en el trazado de la estructura siguiendo las direcciones principales de los esfuerzos de membrana, en combinación con sistemas de cables que permiten el comportamiento anti-funcular incluso conformas arbitrarias.

Palabras clave: Innovación, morfología, tipos estructurales, pretensado activo, cubierta, fachada

* jrm@fhcore.es



METROPOL PARASOL

Sánchez Fernández, Ramón⁽¹⁾, Sánchez de Dios, Ángel⁽¹⁾, Koppitz, Jan-Peter^{2*}, De la Peña, Jose³

(1) Ingeniero de Caminos canales y Puertos. Sacyr

(2) Ingeniero Civil. Arup

(3) Ingeniero de Caminos canales y Puertos. Arup

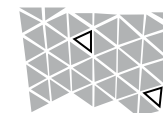
The Project involves the retrofit of a 30000m² plaza in the heart of Seville so as to integrate a traditional market and a museum. The main element of the building is a huge 3D timber structure spanning 50m and rising 25m, called Parasol. Its changing geometry evokes the shape of giant mushrooms that provide shade to the overall plaza. The structure elevates and closes back onto itself allowing the creation of interior spaces to locate a restaurant. A walkway runs on top of the parasol above the city skyline providing superb views.

The timber structure is made out of microlaminated timber beams with variable depths, between 0.80m and 4.50m, arranged in two orthogonal directions 1.5m wide. At every of the 4000 joints there are complex steel pieces that allow for the total connection between one passing beam and the interrupting orthogonal one. An innovative system has been designed for the connections using epoxi based glued-in steel bars. By curing the glued-in bars it is achieved an excellent performance against the high temperatures that are expected to occur at Seville. Timber is protected with a second polyurethane skin to ensure durability.

With this project, architectural new forms, materials innovation and non conventional construction techniques have been pushed to their limits.

Key words: timber, connections, polyurethane, durability, organic.

* Jan-Peter.Koppitz@arup.com



METROPOL PARASOL

Sánchez Fernández, Ramón⁽¹⁾, Sánchez de Dios, Ángel⁽¹⁾, Koppitz, Jan-Peter^{2*}, De la Peña, Jose³

(1) Ingeniero de Caminos canales y Puertos. Sacyr

(2) Ingeniero Civil. Arup

(3) Ingeniero de Caminos canales y Puertos. Arup

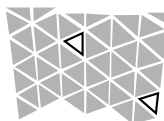
El proyecto consiste en la reordenación y cubrición de una plaza cuya huella se extiende en una superficie de unos 30000 m². La pieza principal está constituida por unos parasoles fungiformes de unos 25 m de altura con luces máximas de 50 m, cuya forma tridimensional permite albergar en su interior un restaurante y un mirador que se prolonga por encima de la cubierta mediante una pasarela que la recorre.

La estructura principal está formada por vigas de madera micro-laminada en una retícula hiperstática y ortogonal de 150m por 150m. Las vigas tienen un canto entre 0.80m y 4.50m, según la geometría arquitectónica. En cada nudo (en número aproximado de 4000), de dicha retícula, hay una conexión de un elemento continuo y dos elementos discontinuos unidos con un innovador sistema de barras encoladas con resina epoxi. Mediante un proceso de postcurado se garantiza el comportamiento de la conexión para las altas temperaturas esperables durante el estío. La estructura se protege mediante una piel de poliuretano que garantiza la durabilidad de la madera.

La singularidad del proyecto se refleja en todos los elementos constructivos. Cada uno de los detalles supone un reto a nivel de exigencias formales y mecánicas de los materiales que los constituyen.

Palabras clave: madera, uniones, durabilidad, poliuretano, orgánica

* Jan-Peter.Koppitz@arup.com



RETRACTABLE STRUCTURES. THE VERSATILITY IN STRUCTURES.

Jon Urien, Juan Letona, José Luis Azkue

(1) Lanik Ingenieros

In the last decade, many multipurpose buildings are designed and built. In order to improve efficiency and rentability, the promoters have ordered installations flexible in its use. In many cases, the versatility of the buildings has been resolved with a transformable architecture. For example: movable roofs and facades.

There are plenty of buildings with large capacity and large dimensions: they actually used some days a year, with low profitability. With these solutions have become multipurpose areas that are covered in all kinds of events (bull, sports, culture, exhibitions, holidays,...)

The retractable structures certainly have the ultimate expression of this versatility that convert an open and exposed site in a covered and protected build in minutes, multiplying the possibilities of use of those buildings.

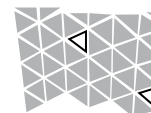
The technological challenge is the controlled movement of large volumes and masses.

We want to explain various structural solutions that allow this in large buildings. The advantages of the structural behavior of the membranes and various geometries that improve building performance.

In addition, we intend to influence the load transfer from the mobile structure to the fixed, how to solve construction problems that occur between them (load transfer, different deformations, types of support ...) and how have all this in mind in the design and manufacturing.

Keywords: retractable, versatility, geometry, load transfer.

jlazkue@lanik.com



ESTRUCTURAS RETRACTILES. LA VERSATILIDAD EN LAS ESTRUCTURAS.

Jon Urien, Juan Letona, José Luis Azkue *

(1) Lanik Ingenieros

En la última década, se han proyectado y construido muchos edificios polivalentes. En aras a mejorar la Eficiencia y Rentabilidad, los promotores han encargado instalaciones flexibles en cuanto a su uso.

En muchos casos, esta Polivalencia de los edificios ha sido resuelta con una Arquitectura transformable. Por ejemplo: Cubiertas y fachadas desplazables.

Existen abundantes recintos con gran aforo y grandes dimensiones, que en realidad se utilizaban varios días al año, con una escasa rentabilidad. Con estas soluciones han pasado a ser Recintos Polivalentes en los que tienen cabida todo tipo de actos (taurinos, deportivos, culturales, exposiciones, festivos,...)

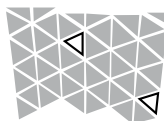
La máxima expresión de esta versatilidad la tienen sin duda las estructuras retractiles, capaces de convertir un espacio abierto y expuesto en una zona cubierta y protegida en minutos multiplicando las posibilidades de uso de los edificios.

El desafío tecnológico es el desplazamiento controlado de grandes volúmenes y grandes masas. Queremos explicar diversas soluciones estructurales que permiten esto en grandes construcciones. Las ventajas del comportamiento estructural de las membranas y las diversas geometrías que mejoran el comportamiento del edificio.

Además, pretendemos incidir en la transmisión de cargas de la parte móvil a la fija, como resolver los problemas constructivos que se producen entre ambas (transmisión de cargas, distintas deformaciones, tipos de apoyos,...) y como tener en cuenta todo esto a la hora de su diseño y fabricación.

Palabras clave: Retractiles, Versatilidad, geometrías, transmisión de cargas.

jlazkue@lanik.com



WIND LOAD EFFECTS OUTSIDE OF THE CODE

Terrés-Nicoli, JM.^{1,2} *, Mans, C.¹, King, P.³.

(1) Oritia & Boreas, Granada, España

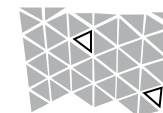
(2) Universidad de Granada, España

(3) AGD Wind Engineering Group, The University of Western Ontario, Canadá

A significant evolution in the structural types and architectural shapes of buildings and bridges has been observed over the last few years, presenting enhanced flexibility, dimensions and energy efficiency. In many cases this results in increased vulnerability to wind action and less capability of the current national standards to properly estimate such effects. Reliable analysis methodologies must consider the proper definition of the wind structure in both time and space. This implies that such studies need to correctly model the atmospheric turbulence characteristics and the atmospheric boundary layer observed in nature. Analysis of the dynamic response to wind loading becomes necessary in many of those cases where wind governs structural design. This paper will present current updated methodologies for estimating equivalent static loads, load combinations, and structural accelerations and how they compare with current European and American standards and recommendations. A number of recent experiences by O&B and the AGD Group will be used as examples, such as the four CTBA towers in Madrid, Torre CajaSol (Sevilla), Ágora (Valencia), the high-speed rail bridge over the Almonte River, Third Millenium Bridge for the 2008 World Expo (Zaragoza) or the America's Cup hub building Veles e Vents (Valencia).

Keywords: wind, wind tunnel, atmospheric boundary layer, atmospheric turbulence, dynamic response.

*terresnicoli@oritaiyboreas.com



ACCIONES DE VIENTO FUERA DE LA NORMATIVA

Terrés-Nicoli, JM.^{1,2} *, Mans, C.¹, King, P.³.

(1) Oritia & Boreas, Granada, España

(2) Universidad de Granada, España

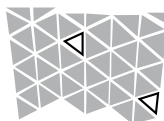
(3) AGD Wind Engineering Group, The University of Western Ontario, Canadá

En los últimos años se ha producido en España una evolución significativa de tipologías estructurales y formas arquitectónicas marcadas por la ligereza, flexibilidad, singularidad, envergadura y la eficiencia energética. En muchos casos, el marco normativo actual es incapaz de contemplar adecuadamente los diversos efectos derivados de la acción del viento: el viento se convierte en la carga dominante de diseño y el estudio de la respuesta dinámica estructural es imprescindible. La única metodología aceptable pasa por la adecuada simulación de la capa límite atmosférica: el perfil de velocidad media y la estructura de la turbulencia atmosférica. Se presentan las técnicas actuales para el análisis fundamentadas en las distintas tipologías de ensayo en capa límite atmosférica y en comparación con la normativa. Se discutirá la necesidad de estudio en capa límite que proporciona una adecuada valorización de la respuesta dinámica, combinaciones de carga equivalente, aceleración y desplazamiento así como velocidades para el confort humano y carga en fachadas ligeras.

Se hará uso de ejemplos de estudios efectuados por O&B - AGD como las cuatro torres de la CTBA (Madrid), Torre CajaSol (Sevilla), Ágora (Valencia), Puente AVE sobre el río Almonte, Puente del Tercer Milenio de Zaragoza o el Veles e Vents (Valencia).

Palabras clave: viento, túnel de viento, capa límite atmosférica, turbulencia atmosférica, respuesta dinámica.

*terresnicoli@oritaiyboreas.com



THE DISAPPEARANCE OF THE STRUCTURAL ANALYSIS BARRIER IN THE DEVELOPMENT OF ARCHITECTURAL PROJECTS

Rey Rey, J.¹*, Fernández Cabo, J.L.²

(1) Mecanismo Ingeniería, Madrid, España.

(2) Universidad Politécnica de Madrid, ETSAM, Dep. de Estructuras, Madrid, España.

Throughout history, many times creator's imagination has gone beyond the technical possibilities of each moment. Many of these new ideas have required long periods of time to materialize until technological and industrial development has reached sufficient development.

These technical limitations have been narrowing up to the current situation when any formal approach can be analyzed from a structural point of view, therefore concluding that the barrier of the structural analysis in the development of an architectural project has disappeared.

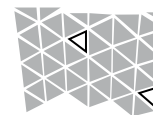
This paper explores how the formulation of the finite element method in the 1950's and the subsequent spread of personal computers, together with drawing (CAD) and structural analysis' (FEM) software in architecture and engineering offices in the 1980's, made the development of any formal proposal for a building possible.

This has caused a revolution at a formal level in architecture, especially in the field of iconic buildings.

This process is studied through the following case studies: Frontón Recoletos, Seagram Building, Habitat '67, Sydney Opera House, Guggenheim Bilbao, Victoria & Albert Museum, Gifu's Crematorium and Beijing CCTV.

Key words: Structural engineering, iconic buildings.

* juan.rey@mecanismo.es



LA DESAPARICIÓN DE LA BARRERA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN LOS PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS

Rey Rey, J.¹*, Fernández Cabo, J.L.²

(1) Mecanismo Ingeniería, Madrid, España.

(2) Universidad Politécnica de Madrid, ETSAM, Dep. de Estructuras, Madrid, España.

A lo largo de la historia en numerosas ocasiones la imaginación de los creadores ha ido por delante de las posibilidades técnicas de cada momento. Muchas de estas nuevas ideas han requerido largos periodos de tiempo para materializarse como realidad construida, hasta que el desarrollo tecnológico e industrial ha alcanzado un desarrollo suficiente.

Estas limitaciones técnicas se han acotado paulatinamente desembocando en la situación actual en la que cualquier planteamiento formal puede ser representado y analizado desde un punto de vista estructural, concluyéndose por tanto que ha desaparecido la barrera del análisis y de la representación gráfica en lo que al desarrollo de los proyectos arquitectónicos se refiere.

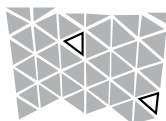
A lo largo del artículo se analiza cómo la formulación del método de los elementos finitos en la década de los 50 y la posterior generalización de los ordenadores personales y de los paquetes de software de dibujo (CAD) y análisis estructural (FEM) en los estudios de arquitectura e ingeniería en la década de los 80 del siglo pasado, posibilitó el desarrollo de cualquier propuesta arquitectónica por compleja que ésta sea.

Esto ha provocado una verdadera revolución a nivel formal en el mundo de la arquitectura, especialmente en el campo de la edificación singular o icónica.

Se estudia este proceso a través de los siguientes casos de estudio: Frontón de Recoletos, Edificio Seagram, Habitat '67, Ópera de Sydney, Guggenheim Bilbao, Victoria & Albert Museum, Crematorio en Gifu y CCTV en Pekín.

Palabras clave: Ingeniería estructural, edificación singular.

* juan.rey@mecanismo.es



SINGULARITIES IN TALL BUILDINGS ANALYSIS AND DESIGN A CASE STUDY: TORRE ESPACIO BUILDING

Serrano Corral, A.¹*, Ladrón de Guevara Méndez, G.¹, Castañón Jiménez, C.¹, Martínez Calzón, J.¹

⁽¹⁾ MCZ Estudio de Ingeniería, S.L. Madrid, Spain

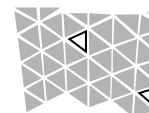
The mankind's aspiration to build higher and higher buildings has involved reaching every time to analysis, design and construction known limits, being this limits continuously broken, progressing from the 213 m high Met Life Tower building, built in 1909, to Burj Khalifa building finished in 2010 with a height of 828 m: all this just in 100 years.

This increase in height requires a continuous improvement in analysis and design of the conditions that governs this kind of building's projects and its works: for example: the effect of wind at high rise, not only from a static point of view, but dynamic too: the deformational and rheologic processes in vertical supports elements in the building during construction and initial service life, users' comfort dynamic conditions, etc.

In this communication, a brief historic evolution of analysis and design of tall buildings is presented, including the milestones that have marked its development. It is also presented the actual techniques practical application to Torre Espacio building's project. Torre Espacio with a height of 219 m above ground level was the first of the skyscrapers built in Madrid beginning the XXI century.

Key words: Tall building, skyscraper, analysis&design, construction process.

* alvaro.serrano@mcz.es



SINGULARIDADES EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS EN ALTURA. EL CASO PARTICULAR DE TORRE ESPACIO.

Serrano Corral, A.¹*, Ladrón de Guevara Méndez, G.¹, Castañón Jiménez, C.¹, Martínez Calzón, J.¹

⁽¹⁾ MCZ Estudio de Ingeniería, S.L. Madrid, Spain

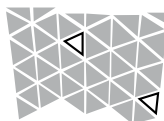
La aspiración del hombre de construir edificios cada vez más altos, le ha llevado a acercarse continuamente a los límites de las técnicas de análisis, diseño y construcción conocidas, superando sucesivamente estos límites para progresar desde los 213 m de altura del edificio *Met Life Tower* de Nueva York, construido en 1909, hasta los 828 m del *Burj Khalifa* en Dubai, terminado en el año 2010, en apenas 100 años.

Esta escalada en altura exige un conocimiento cada vez mejor de las condiciones de análisis y diseño que rigen el proyecto y construcción de este tipo de edificios, como por ejemplo el efecto del viento en altura, no sólo desde el punto de vista estático, sino también dinámico: los procesos deformacionales y reológicos de los elementos de soporte vertical del edificio durante la construcción y los primeros años de servicio: las condiciones dinámicas de confort de los usuarios, etc.

En la presente comunicación se exponen una breve evolución histórica del análisis y diseño de la edificación en altura con los hitos que han marcado su desarrollo, y la aplicación de las técnicas actuales de diseño al edificio Torre Espacio, que con sus 219 m sobre rasante fue el primero de los rascacielos que se han construido a principio del siglo XXI en Madrid.

Palabras clave: Edificio en altura, rascacielos, análisis y diseño, proceso constructivo.

* alvaro.serrano@mcz.es



CABLE STAYED BRIDGE OF TALAVERA DE LA REINA

Sánchez de León R¹

(1) ESTUDIO AIA, Departamento de Obra Civil, Toledo, España.

The new Cable-Stayed Bridge of Talavera de la Reina provides a route over the river with a singular bridge which becomes a landmark structure for the city and the country.

The main span of the cable-stayed bridge is 318 m long, with a width of 36 m and depth of 2.70 m. It carries two traffic lanes and two footways, and also incorporates a central reservation. The deck is suspended of 38 pairs of stays which are anchored to a single inclined tower. The pylon is 192 m high. It is designed back-span stays which are anchored in two underground, mass concrete elements.

A total of 152 stays make up the cable system. It is formed of steel strands with an ultimate strength of 1860 Mpa. The longest stay of the bridge is 411 m long.

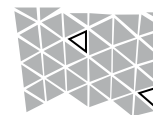
The deck is formed of a concrete hollow section with 4 gaps. The concrete is white along the entire span and the highest characteristic strength is 80 MPa. To transmit the forces from the deck to the stays, transverse trusses are created by the use of post-tensioning steel tubes inside the deck and transverse prestressing in the bottom slab.

The single tower of the bridge is made of white concrete of strength 70MPa. The tower has a cross-section which reduces progressively along the height. In the upper 140m of the tower is a steel box section which is formed of S-355 steel with a 3 m-square cross-section. This steel box contains the anchors for the cables.

A curved concrete viaduct which is 408m will carry the road across the rest of the river width.

Main words: Stay, Concrete, Pylon, Steel-box.

* rsanchezdeleon@estudioaia.com



PUENTE ATIRANTADO DE TALAVERA DE LA REINA

Sánchez de León R¹

(1) ESTUDIO AIA, Departamento de Obra Civil, Toledo, España.

El nuevo Puente Atirantado sobre el río Tajo de la Ronda Sur de Talavera de la Reina cruza el brazo principal del río con una estructura singular que sirve de referente a la ciudad.

Se diseña un puente atirantado con una luz del vano principal de 318 m con un pylon, ancho de tablero de 36 m para acoger 2 calzadas con mediana y aceras, y canto 2.70 m. El tablero se sustenta de 38 parejas de tirantes dispuestos en dos planos que se anclan a un pylon único inclinado de altura 192 m. Se proyectan dos planos de tirantes de retenida anclados a sendos muertos de anclaje de hormigón pretensado y enterrados.

La estructura cuenta con 152 tirantes de acero Y-1860-S7, con 411 m de longitud el más largo.

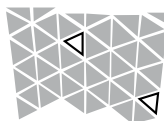
El tablero es de sección cajón con 4 módulos y ejecutado íntegramente en hormigón blanco con resistencias de hasta 80 MPa. Se diseñan diagonales pretensadas interiores y pretensados transversales para transmitir las cargas hasta los anclajes de los tirantes.

El pylon es de hormigón blanco de resistencia 70 MPa, disponiendo de sección variable y una célula metálica de acero S-355. En el interior de la célula se sitúan los anclajes de los tirantes.

El resto de cauce se cruza mediante un viaducto curvo de hormigón pretensado de longitud 408 m.

Palabras clave: Tirante, Hormigón, Pylon, Célula.

* rsanchezdeleon@estudioaia.com



PRESENT ARCHITECTURE-STRUCTURE:
PRISONERS OF FREE FORMS

Castañón, C.¹*, Ladrón de Guevara, G.¹, Serrano, A.¹, Martínez-Calzón, J.¹

⁽¹⁾ MC2 Estudio de Ingeniería S.L., Madrid, Spain

Landmark buildings with special features, which are technically challenging, have at all times relied on innovative structures which require new structural types, new analytic procedures, new materials, or the conception and execution of unusual construction processes.

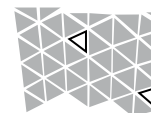
While this is still true nowadays, the omnipresence of computers in all stages of the life-cycle of a building -from design to construction- and more precisely the development of very versatile design software applications, have triggered an outburst of architectures with unthinkable free forms which were only accessible to a select group of architects only a few years ago.

Contemporary engineering has to deal with these new designs, which often aren't realizable unless they have a previously conceived bearing structural scheme embedded in their form. The Spanish Pavilion for the Shanghai Expo is definitely an example of such design.

The engineering of a free form requires an open minded approach in order to establish the most suitable archetypal structural system -or combination of systems- which best merges into its geometry, making use of its own form. This approach is only possible through a deep understanding of the inherent structural behavior a shape may give rise to, a process greatly aided through the use of flexible computer software.

Keywords: free forms, computers, architecture-structure.

* carlos.castanon@mc2.es



ARQUITECTURA-ESTRUCTURA ACTUAL:
PRISIONEROS DE LAS FORMAS LIBRES

Castañón, C.¹*, Ladrón de Guevara, G.¹, Serrano, A.¹, Martínez-Calzón, J.¹

⁽¹⁾ MC2 Estudio de Ingeniería S.L., Madrid, Spain

En todas las épocas, ciertos edificios singulares, de especiales características o dificultad técnica, han requerido una estructura innovadora para hacerlos realidad, necesitando incorporar nuevas tipologías estructurales, nuevos procedimientos analíticos, nuevos materiales, o la concepción y ejecución de procesos constructivos inusuales.

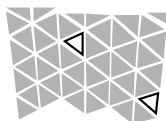
En la actualidad esto sigue siendo cierto, si bien la omnipresencia de los ordenadores en todas las etapas de la vida del proyecto de un edificio -desde su concepción hasta su construcción-, y en especial, el desarrollo de programas informáticos de diseño muy versátiles, ha propiciado una explosión de arquitecturas con formas libres impensables, que hace pocos años estaban reservadas a un grupo exclusivo de arquitectos.

La ingeniería actual ha de hacer frente a estas nuevas concepciones, que muchas veces no son resolubles a no ser que lleven intrínseca en su forma un esquema resistente previamente ideado. El Pabellón de España para la Expo de Shanghai es un ejemplo de este proceder.

La búsqueda de la estructura que resuelva una forma libre requiere un planteamiento abierto a la hora de abordar su diseño, tratando de encontrar la tipología estructural más conveniente que mejor se adapte a dicha forma, haciendo el mejor uso de la misma. Esta manera de abordar la estructura requiere un conocimiento profundo del comportamiento estructural inherente a la forma, un proceso que el empleo de herramientas informáticas flexibles facilita.

Palabras clave: formas libres, ordenadores, arquitectura-estructura.

* carlos.castanon@mc2.es



SANTA CATERINA MARKET ROOF IN BARCELONA. ENGINEERING AND ARCHITECTURE INTERTWINED.

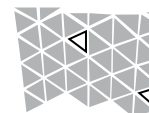
Velasco-Rivas, JM¹

(1) Amatria Ingenieria, Barcelona, Spain

Architecture and engineering are the same on the roof of the Santa Caterina Market in Barcelona. The roof consists of a set of wooden vaults which are supported by steel beams. The whole structure is a wood-steel composite structure. The forms are out of any geometric rules, without two equal pieces. Structure and form, shape and design, calculation and process, and the time during the design mix and join to form a single unit. The materials and structural forms are themselves the ideas. The desire of the architect, Enric Miralles, using traditional materials, wood, steel, concrete, ceramic turn out in a structure in which each is presented in its truth. Timber speaks of preparation, measure and cut hands-eyed master work process. The steel is supplied in tubes and plates, as technology developed. Concrete asks simplicity and hands to give any form. Also, there is cables and hangers. Without two equal parts throughout the structure and time, which is the channel of the process. Without two equal parts throughout the structure. The article presents the origin of cover, how it appears, how it was resolved, how the process itself is beauty and how intertwined architecture and engineering to achieve the final structure.

Key words: Vaults, Timber, Steel, Miralles, Tagliabue.

*velasco@amatria.com



CUBIERTA DEL MERCADO DE SANTA CATERINA EN BARCELONA. INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ENTRELAZADAS

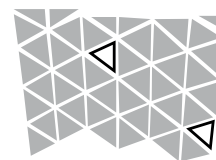
Velasco-Rivas, JM¹

(1) Amatria Ingenieria, Barcelona, Spain

Arquitectura e ingeniería son lo mismo en la cubierta del Mercado de Santa Caterina en Barcelona. La cubierta está formada por un conjunto de bóvedas de madera que se sustentan en vigas de acero. La estructura en su conjunto es una estructura mixta madera-acero. Las formas quedan fuera de cualquier regla. Estructura y forma, forma y diseño, cálculo y proceso, y el paso del tiempo durante el diseño se mezclan y unen formando una única unidad. Los materiales y las formas estructurales son en sí las ideas. El deseo del arquitecto, Enric Miralles, de utilizar materiales tradicionales, madera, acero, hormigón, cerámica se concreta en una estructura en que cada uno de ellos se presenta en su verdad. La madera habla de elaboración, de manos que miden y cortan de mirada de maestro de obra, de proceso. El acero se presenta en tubos y planchas, como tecnología elaborada. El hormigón pide sencillez y manos de encofrador para dar cualquier forma. A todo ello se unen cables y péndolas sin haber dos piezas iguales en toda la estructura; y el tiempo, que es el cauce del proceso. En el artículo se trata de presentar el origen de la cubierta, cómo aparece, cómo fue resuelta, cómo el proceso en sí mismo es belleza y cómo arquitectura e ingeniería se entrelazaron para conseguir la estructura final.

Palabras clave: Bóvedas, Madera, Acero, Miralles, Tagliabue.

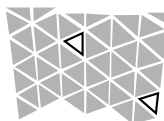
*velasco@amatria.com



AREA - C

Análisis Estructural
Structural Analysis





SEISMIC VULNERABILITY OF NO REINFORCED MASONRY IN
BARCELONA'S 'EIXAMPLE'.
COMPARISON ANALYSIS MODELS: EQUIVALENT FRAME AND
CLOSED BOX MODEL

Ramón Gonzalez-Drigo^{1,*}, Jorge Avila-Haro¹, Giuseppe Gugliotta^{2,3,*}, Magly R. Terronez⁴

(1) Departamento de Resistencia de materiales y estructuras en la ingeniería. EUETIB, UPC.
Barcelona, Spain

(2) Estudios y Cálculos Pi Group - Estudio de Ingeniería, Barcelona, Spain

(3) Università della Calabria, Rende, Italy

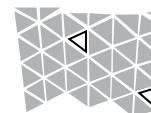
(4) Politecnico di Bari, Bari, Italy

Most masonry buildings constructed without seismic criteria, currently represent the subject of studies to assess seismic vulnerability. Despite the large number of models of masonry analysis structures, most of them verified and tested, the models used to obtain engineering results are essentially two: the model of equivalent frames which models resistant elements, vertical and horizontal, forming a latticed space of frames; the 'closed box' model, which models the walls of a building in the manner in which the movements of a wall are directly related to the connecting walls and floor, according to the kinematics of the 'closed box', in which the cover, which represents the behavior of the floor, links the side walls to move together. Using these two models, a no reinforced masonry building, constructed in 1930 and located in Barcelona's 'Eixample' neighborhood, was studied. A dynamic analysis and push-over were carried out, constructing displacement capacity curves and the displacement available, or alternatively, the fragility curves. The overview of the curves indicates the critical directions, i.e. the most vulnerable ones.

Keywords: masonry, structural model, seismic vulnerability, fragility curve.

* jose.ramon.gonzalez@upc.edu

* giuseppe@pigroupes



VULNERABILIDAD SISMICA DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERIA NO
REFORZADA DE 'L'EIXAMPLE' DE BARCELONA: COMPARCIÓN DE
MODELO DE PORTICOS EQUIVALENTES Y MODELO DE CAJA CERRADA

Ramón Gonzalez-Drigo^{1,*}, Jorge Avila-Haro¹, Giuseppe Gugliotta^{2,3,*}, Magly R. Terronez⁴

(1) Departamento de Resistencia de materiales y estructuras en la ingeniería. EUETIB, UPC.
Barcelona, Spain

(2) Estudios y Cálculos Pi Group - Estudio de Ingeniería, Barcelona, Spain

(3) Università della Calabria, Rende, Italy

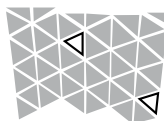
(4) Politecnico di Bari, Bari, Italy

La mayoría de edificios de mampostería, construidos sin criterios antisísmicos, representan actualmente objeto de estudio para evaluar la vulnerabilidad sísmica. No obstante la gran propuestas de modelos de cálculo para elementos de fábrica refinados y testados, los modelos usados para la obtención de resultados prácticos son esencialmente dos: el modelo de pórticos equivalentes, que modela los elementos resistentes, verticales y horizontales, formando un entramado espacial de pórticos; el modelo de 'caja cerrada' que modela las paredes del edificio de manera que los desplazamientos de una pared son relacionados a las paredes conectadas directamente y a nivel de forjado según la cinemática de la 'caja cerrada', donde la tapa, que representa el comportamiento del forjado, vincula las paredes laterales a moverse en conjunto. Con estos dos modelos se estudia un edificio del 1930, realizando análisis dinámicas y push-over, construyendo curvas de capacidad de desplazamiento y desplazamiento disponible o, en modo alternativo, las curvas de fragilidad. La visión de conjunto de las curvas individua las direcciones críticas de mayor vulnerabilidad.

Palabras clave: Mampostería, Modelo estructural, Vulnerabilidad sísmica, Curva de fragilidad.

* jose.ramon.gonzalez@upc.edu

* giuseppe@pigroupes



MODELATION FROM TESTS OF THE ELASTO-PLASTIC BEHAVIOUR OF
THE SLO NODE FOR THE CALCULATION IN A SECOND PLANE OF THE
SECURITY FACTOR AGAINST A GLOBAL BUCKLING
IN THE SINGLE LAYER ESTRUCTURES

Goñi, J.^{*}, Irisarri, L.¹

(1) LANIK I, S.A. San Sebastián, Spain

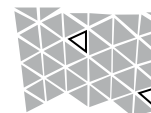
In order to assure the stability of a single layer structure against global buckling, second order methods are needed to be used to take into account the geometrical non linear behaviour of the structure. For these structures, the traditional linear methods based on small deformations hypothesis are not applicable anymore.

For most single layer meshes, the main opponent against global buckling is the geometry itself, mostly if there is double curvature. However, the stiffness against bending has a very relevant roll (comparable to the gyration radius of a compressed straight beam). For this reason, the real bending stiffness of the nodes must be correctly taken into account for a right simulation of the behaviour of a single layer mesh against global buckling.

The process to obtain the load-deformation curves of the SLO node by means of laboratory tests, the implementation of the results of those test in the calculation software as bilinear springs (including the plastic deformation stage) and the application of this simulation to the real case of the Palacio de Comunicaciones of Madrid are exposed in this communication.

Key words: SLO, stiffness, node, buckling, single-layer

^{*} jgoni@lanik.com



MODELIZACIÓN A PARTIR DE ENSAYOS DEL COMPORTAMIENTO
ELASTO-PLÁSTICO DEL NUDO SLO PARA EL CÁLCULO EN SEGUNDO
ORDEN DEL FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A PANDEO GLOBAL
EN ESTRUCTURAS MONOCAPA

Goñi, J.^{*}, Irisarri, L.¹

(1) LANIK I, S.A. San Sebastián, Spain

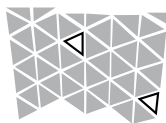
Para asegurar la estabilidad frente a pandeo global de estructuras monocapa es necesario emplear métodos de cálculo de segundo orden que contemplen la no linealidad geométrica de la estructura. Los métodos de cálculo lineales tradicionales basados en la hipótesis de pequeñas deformaciones dejan de ser válidos para este tipo de estructuras.

En una monocapa reticular, en general, la principal oposición al pandeo global viene dada por la propia geometría de la lámina, sobre todo si existe doble curvatura. Sin embargo, la rigidez a flexión juega también un papel muy relevante (semejante al radio de inercia de una viga recta a compresión). Por este motivo, para una correcta simulación del comportamiento real de una estructura reticular monocapa frente al pandeo global es necesario considerar de alguna forma la rigidez a flexión real de los elementos de unión.

Se explica el proceso de obtención de las curvas de carga-deformación a flexión para el nudo SLO mediante ensayos de carga, la implementación de los resultados de dichos ensayos en el programa de cálculo como uniones caracterizadas tipo muelle bilineal (incluyendo la etapa de deformación plástica) y la aplicación de esta caracterización al caso práctico de la cubierta del patio del Palacio de Comunicaciones de Madrid.

Palabras clave: SLO, rigidez, nudo, pandeo, monocapa

^{*} jgoni@lanik.com



DESIGN AND CALCULATION OF EXTERNALLY BONDED COMPOSITE MATERIALS REINFORCEMENT FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Herraiz, B*, Ripa, T

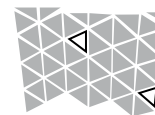
LCA Consultoria Infraestructuras, Madrid, España

Strengthening reinforced concrete structures by means of composite materials is a widely contrasted technique, used for tackling structural needs in a very efficient manner. As a consequence, this technique is widespread used in the civil engineer scope nowadays. Equally, the different material compositions and its structural possibilities, its advantages and disadvantages as well as its specific in situ application requirements are usually well-known by the technicians.

Nevertheless, the structural behaviour and response as well as the mathematical description for this new technique calculation are not so widespread known. Is therefore the main objective of this paper, to try to clarify the steps to be followed when the calculation and sizing of the reinforcements is carried on and equally identify every single material special features and verifications that must be considered. The specific reinforcement calculation process for shear and flexural strengthening, as well as for column confinement will be shown, with special concern and deep analysis about debonding failure modes and anchorage failure modes. Additionally, real numerical examples will be presented, thus the increment of resistance provided to the structure by the composite materials reinforcement could be quantitatively valued.

Keywords: reinforcement, composite materials, calculation, debonding.

* borjaherraiz@lcaingenieria.es



DISEÑO Y CÁLCULO DE REFUERZOS EXTERNOS DE MATERIALES COMPUESTOS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Herraiz, B*, Ripa, T

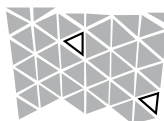
LCA Consultoria Infraestructuras, Madrid, España

El refuerzo de estructuras de hormigón armado mediante materiales compuestos es una técnica cuya validez ha sido extensamente contrastada y que da respuesta a necesidades estructurales de una manera muy satisfactoria. Como consecuencia de esto, su utilización actualmente resulta cada vez más generalizada en el ámbito de la ingeniería civil. Las diferentes composiciones del material y sus posibilidades estructurales, sus ventajas y desventajas, así como sus requerimientos específicos de aplicación en obra suelen ser de igual forma, comúnmente conocidos por los técnicos.

No obstante, el comportamiento y respuesta estructural así como la caracterización atemática para el cálculo de esta nueva técnica no resulta tan ampliamente conocida. Es pues el objeto de esta comunicación, tratar de clarificar el procedimiento a seguir a la hora de efectuar el cálculo y dimensionamiento de los refuerzos e igualmente identificar todas aquellas particularidades del material y comprobaciones que deben de considerarse. Se presentará el proceso de cálculo específico de refuerzos a cortante y flexión, así como para el confinamiento de columnas, con especial atención y análisis en los fallos de unión y anclaje entre el hormigón y el material compuesto. Adicionalmente se expondrán ejemplos numéricos reales, para de esta forma poder apreciar cuantitativamente el incremento resistente que proporcionan a la estructura estos refuerzos de materiales compuestos.

Palabras clave: refuerzos, material compuesto, cálculo, unión.

* borjaherraiz@lcaingenieria.es



STUDY WITH THE ELEMENT FINITE METHOD OF THE "CELLER COOPERATIVO" OF "ROCAFORT DE QUERALT"

Calderón Valdiviezo, L^{1*}, Maristany Carreras, J²,

(1) (2) Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Departamento de
Estructuras en la Arquitectura UPC, Barcelona, España

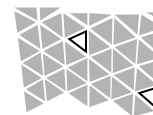
In the present research work analyses the existent pathology in the building the "*Celler Cooperativo*" of "*Rocafort de Queralt*", included in the list of *National Patrimony in Cataluña* and it's work of the Arc. *César Martinell*. This study is based in the Element Finite Method (MEF) in state "*lineal elastic*".

The purpose is to determine cracking patterns in the affected areas of the structure. It should be indicated that it is not intended to ever present a tool to determine the characteristics of the masonry or for maximum force break both compression and traction, but these data are essential for the method can be applied.

The proposed method is quite right, because the cracking pattern coming to obtain at the end of the study is almost equal to the real fissures has scanned area.

Key words: masonry, crack, arc, deformation, stress.

* lucrecia.calderon@upc.edu



ESTUDIO POR MEDIO DE LOS ELEMENTOS FINITOS DEL EDIFICIO HISTÓRICO DEL "CELLER COOPERATIVO" DE "ROCAFORT DE QUERALT"

Calderón Valdiviezo, L^{1*}, Maristany Carreras, J²,

(1) (2) Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Departamento de
Estructuras en la Arquitectura UPC, Barcelona, España

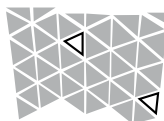
En el presente trabajo se analizan las patologías existentes en el edificio del "*Celler Cooperativo*" de "*Rocafort de Queralt*", incluido dentro del catálogo del Patrimonio Nacional de Cataluña y obra del Arq. *César Martinell*. Para ello se utiliza una metodología basada en el método de los elementos finitos (MEF), en régimen "*elástico lineal*".

La finalidad es llegar a determinar los patrones de fisuración de las zonas afectadas de la estructura. Cabe indicar que no se pretende en ningún momento presentar una herramienta para determinar las características de la fábrica ni para obtener su máxima fuerza de rotura, tanto a compresión como a tracción. Por el contrario, todos estos datos son imprescindibles para la aplicación del proceso.

Como se demuestra, el método propuesto resulta acertado, ya que el patrón de fisuración coincide sensiblemente con las fisuras reales que presenta la zona analizada.

Palabras claves: mampostería, fisura, arco, deformación, tensión.

* lucrecia.calderon@upc.edu



A SIMPLE, DIRECT AND EXACT METHOD FOR STRUCTURAL ANALYSIS WITHOUT SOLVING EQUATION SYSTEMS

Lacort, A. G*

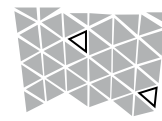
Universidad del Pais Vasco, Departamento de Arquitectura, San Sebastian-Donostia, España

Considering the manual calculation hypotheses, we have previously presented a methodology of equilibrium (1) that analysed in an exact manner certain building frames. The unknown deflection was decomposed into partial deflections of immediate calculation that were subject to certain load conditions. The study proposed an iterative procedure that provided these load conditions accurately without solving equation systems. This study describes a modification that provides the same objective but through other iterations and with both fewer operations and mnemonic rules. The procedure does not distinguish the unknown rotations from the unknown displacements and all the calculations are represented in a diagram that is simple to execute manually and that is governed by a single mnemonic rule that is easy to implement in a computer application. With the purpose of finding the most direct path to the solution, different alternatives are studied. The study is completed with the analysis of a three-dimensional figure that is made up of few elements considering its extensions. The results indicate that it is possible to reduce the number of operations required by matrix algebra to analyse the building frames in an exact manner and within a first-order theory.

Key words: Structural analysis, iterative methods, three-dimensional frames, equilibrium methods

(1) A. Lacort: "Análisis manual aproximado y exacto de pórticos espaciales mediante cargas descompuestas": Inf. Tecnol. Vol. 22(2), 2011

*agustinlacort@euskalnet.net



UN MÉTODO SIMPLE, DIRECTO Y EXACTO DE ANALISIS ESTRUCTURAL SIN RESOLVER SISTEMAS DE ECUACIONES

Lacort, A. G*

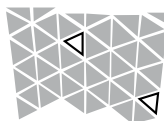
Universidad del Pais Vasco, Departamento de Arquitectura, San Sebastian-Donostia, España

Considerando las hipótesis del cálculo manual, previamente se propuso una metodología de equilibrio (1) que analizaba de manera exacta determinados pórticos de edificación. La deformada incógnita se descomponía en deformadas parciales inmediatas de calcular sujetas a determinadas condiciones de carga. El trabajo proponía un procedimiento iterativo que conseguía estas cargas sin resolver sistemas de ecuaciones. En este trabajo se describe una modificación con la que se consigue el mismo objetivo realizando otras iteraciones y reduciendo tanto el número de operaciones como el de reglas nemotécnicas. El procedimiento no diferencia las incógnitas giro de los desplazamientos y todos los cálculos se representan en un diagrama sencillo de realizar manualmente, gobernado con una única regla nemotécnica fácil de ser implementada en una aplicación informática. Con la intención de encontrar el camino más directo a la solución, se analizan diferentes alternativas posibles. El estudio se completa con el análisis de una figura espacial formada con pocos elementos contemplando sus alargamientos. Los resultados indican que es posible simplificar el número de operaciones requerido por el álgebra matricial para analizar de manera exacta y en Teoría de primer orden pórticos de edificación.

Palabras clave: Análisis estructural, métodos iterativos, pórticos espaciales, métodos de equilibrio

(1) A. Lacort: "Análisis manual aproximado y exacto de pórticos espaciales mediante cargas descompuestas": Inf Tecnol. Vol. 22(2), 2011

*agustinlacort@euskalnet.net



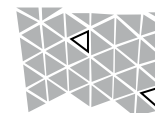
LOADS ON BUILDING FAÇADES

Dávila Sánchez-Toscano, S^{1,2*}; Hoogendoorn, PP¹; Álvarez Cabal, R.^{1,2}

(1) Instituto Técnico de Materiales y Construcciones
(2) Universidad Politécnica de Madrid

The generally used building façade systems can result insufficient for the extreme loads they are subjected to, as highlighted by the recent earthquake in Lorca (Murcia, Spain). This study attempts to compare the earthquake and wind-induced forces that act on some of the most significant façade elements, determine the governing loads and compare them with the corresponding member capacities. The objective is to determine whether the generalised failure observed in some façade elements is simply due to inadequate member dimensions or, on the contrary, caused by a more serious problem related to the actual façade system.

Keywords: earthquake loads, wind loads, building façades.



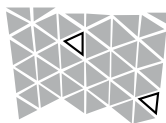
ACCIONES EN FACHADAS

Dávila Sánchez-Toscano, S^{1,2*}; Hoogendoorn, PP¹; Álvarez Cabal, R.^{1,2}

(1) Instituto Técnico de Materiales y Construcciones
(2) Universidad Politécnica de Madrid

Tal y como ha puesto de relieve el reciente terremoto de Lorca, los sistemas constructivos habitualmente utilizados en las fachadas pueden resultar insuficientes frente a las acciones de carácter extremo a las que llegan a verse sometidos. El presente trabajo trata de establecer una comparación entre los esfuerzos que sobre algunos de los elementos más significativos de las fachadas imponen las acciones de viento y sismo, tratando de identificar las solicitaciones determinantes y compararlas con las capacidades correspondientes. Es objetivo último es comprobar si el fallo generalizado observado en algunos elementos de fachada responde a un simple problema de dimensionamiento inadecuado o, por el contrario, se trata de un problema más grave, relativo al propio sistema.

Palabras clave: sismo, viento, fachadas.



BEAMS STRUCTURES. FROM CROSS METHOD UNTIL TODAY

López-Rey, J.

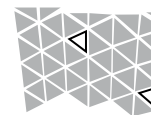
ETS.Arquitectura de Barcelona

Since the beginning of the last century, the theoretical analysis of beams structures were clearly established. The technical problem in the absence of computers, was the inability to resolve operating-manual very large systems of equilibrium equations. This issue was resolved in a practical approach for several systems. The most famous system was the proposed by Hardy Cross. It is based in the relationship between a bending moment applied at a node and the adjacents induced. The informatical software allowed to resolve the problem using very big systems of linear equations. Mathematicians had already solved the problem. The application of this idea involves the "package", using stiffness matrixes, from the relation between strengthes and strains in the whole beam. Currently, the reference tool in the structure analysis is the beam instead of the node. The reference method is the package in a general equilibrium matrix: the same number of stiffness matrixes as beams contains the structures.

In conclusion, the problem has a "fractal" interpretation: the relationship between a strain and one strength is an equation with only one variable. Simillary, the relationship between the two tops of the beam is a six range matrix. The matrix of the whole beams of a structure could be of an astronomic range. The extrapolation of this ideology get us to the new analysis of Finite Elements Method (FEM).

Key words: structural analysis; stiffness; matrix package.

*Javierlopez-rey@upc.edu



ESTRUCTURAS DE BARRAS. DESDE EL MÉTODO DE CROSS HASTA HOY

López-Rey, J.

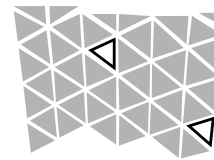
ETS. Arquitectura de Barcelona.

Desde principios del siglo pasado, las bases teóricas del análisis de estructuras de barras quedaron claramente establecidas. El problema técnico, en ausencia de ordenadores, era la imposibilidad operativo-manual de resolver sistemas muy grandes de ecuaciones de equilibrio. Esta cuestión fue resuelta de manera práctica por varios sistemas de aproximación. El más famoso fue propuesto por el ingeniero Hardy Cross. Se basa en la relación entre un momento flector aplicado en un nudo y el inducido en los colindantes. La informática permitió la resolución directa de imponentes sistemas de ecuaciones lineales. Los matemáticos habían resuelto ya el problema. La aplicación de esta idea comportaba el "encapsulado", mediante matrices, de las relaciones de rigidez entre esfuerzos y deformaciones en el conjunto de una barra. Actualmente, se toma como protagonista del análisis de la estructura, la BARRA en vez del NUDO. El ensamblaje en una matriz general de equilibrio de tantas matrices como barras hay en la estructura, es el método actual.

La conclusión es que el problema tiene una lectura "fractal": la relación entre un esfuerzo y una determinada deformación es una ecuación de un término: la similar de los extremos de una barra es una matriz de rango seis. La matriz del conjunto de barras de una estructura puede ser, de rango astronómico. La extrapolación de esta filosofía lleva al moderno análisis por Elementos Finitos.

Palabras claves: Análisis estructural; rigidez; ensamblaje de matrices.

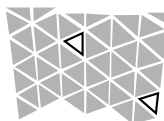
*javierlopez-rey@upc.edu



AREA - D

Técnicas y Procesos de Construcción
Construction Techniques and Processes





THE CONSTRUCTION OF THE HIGHEST BUILDINGS MADE IN SPAIN WITH PRECAST WALL PANELS

del Águila, A^{1*}, Hernando, S^{2**}.

- (1) Catedrático Emérito del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid.
(2) Ayudante del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid.

This communication concerns an analytical research work performed within the 'SEMINAR INDUSTRIALIZATION OF CONSTRUCTION', whose director is Professor Alfonso del Águila for the Doctoral Program of Dept. in 'CONSTRUCTION AND ARCHITECTURAL TECHNOLOGY', at School of Architecture of the UPM.

As the full research work is very broad, we have focused here mainly on structural aspects, both from the peculiarities of calculation, as in the special way of working, from the constructive point of view.

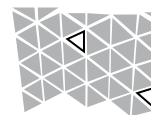
This is a set of 484 houses made with precast load-bearing concrete panels in 2009. Two of the buildings have 24 floors (4 in basement and 20 on ground).

The work shows that there are new applications for these systems, these might seem at first obsolete, and show their innovative evolutionary possibilities.

Keywords: residential building, industrialization, precast, precast wall panel, precast RC load bearing wall panel, architectural precast concrete panel

* alfonso.delaguila@upm.es

** susana.hernando.castro@upm.es



LA CONSTRUCCIÓN DE LOS EDIFICIOS MÁS ALTOS DE ESPAÑA REALIZADO CON PANELES PREFABRICADOS

del Águila, A^{1*}, Hernando, S^{2**}.

- (1) Catedrático Emérito del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid.
(2) Ayudante del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid.

Esta Ponencia se refiere a un trabajo de investigación analítica realizado dentro del 'SEMINARIO DE INDUSTRIALIZACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN', cuyo director es el Catedrático Alfonso del Águila, correspondiente al Programa de Doctorado del Dpto. de 'CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA ARQUITECTÓNICAS', en la Escuela T. S. de Arquitectura de la UPM.

Como la investigación total es bastante amplia, nos hemos centrado aquí principalmente, en los aspectos estructurales, tanto desde las peculiaridades de cálculo, como en la especial forma de trabajar, desde el punto de vista constructivo.

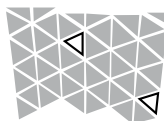
Se trata de un conjunto de 484 viviendas realizadas con paneles prefabricados portantes de hormigón en el año 2009. Una parte de los edificios tiene 24 plantas (4 en sótanos y 20 sobre rasante).

Gracias a realización de este trabajo se han podido analizar nuevas aplicaciones innovadoras de estos sistemas, que alguien pudiera pensar que están obsoletos.

Palabras clave: Vivienda; Industrialización; Prefabricación; Paneles Prefabricados; Paneles Portantes; hormigón arquitectónico

* alfonso.delaguila@upm.es

** susana.hernando.castro@upm.es



INDUSTRIALIZATION OF STRUCTURAL ELEMENTS IN BUILDING

José Luis Azkue, Jon Urien*, Josu Goñi
(1) Lanik Engineers

Until recently, construction was one of the sectors with a very low level of industrialization. In our view, industrialization must help develop the activity.

In our case, we have seen how automation and industrialization in the design, logistics, manufacturing and assembly gives to this sector some very important characteristics: quality, speed, security and economy. Actually improve efficiency. As a result, has achieved greater technical and economic feasibility in complex architectural buildings.

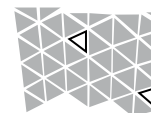
In the world of structures, LANIK has developed several systems that allow a high level of automation. But as well, in the case of hiperstatic structures, has had to resolve the requirement for high precision manufacturing of components. The lack of precision would produce parasites efforts decreasing the structure's strength capacity. With this, we got the theoretical tensions calculated by software similar to those that actually exist.

As about quality, pre-fabrication shop simplifies process control and product compared with work on site. Especially if we work in less developed countries.

The assembly procedure is basically reduced to a union of elements by screwing, without welding.

Keywords: Industrialization, Efficiency, Quality, Lanik.

*jurien@lanik.com



INDUSTRIALIZACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LA CONSTRUCCION

José Luis Azkue, Jon Urien*, Pedro Cavia, Josu Goñi

(1) Lanik Ingenieros

Hasta hace pocos años, la construcción era uno de los sectores con un nivel muy escaso de industrialización. A nuestro modo de ver, la industrialización debe ayudar al desarrollo de la actividad.

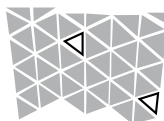
En nuestro caso, hemos podido comprobar cómo la automatización y la industrialización en el diseño, la logística, la fabricación y el montaje confieren a este sector características muy importantes: calidad, rapidez, seguridad y economía. En definitiva ha aportado eficiencia. Gracias a ello, se ha conseguido una mayor viabilidad técnica económica en edificios de complejos diseños arquitectónicos.

Dentro del mundo de las estructuras, LANIK ha desarrollado varios sistemas que permiten un alto nivel de automatización. Pero a su vez, y en el caso de las estructuras hiperestáticas, se ha debido resolver la exigencia de una alta precisión en la fabricación de los componentes. La falta de precisión provocaría unos esfuerzos parásitos en la estructura que disminuirían su capacidad resistente. Con ello, conseguimos que las tensiones teóricas calculadas por software sean similares a las que realmente existirán.

En cuanto a la calidad, la prefabricación en taller simplifica el control del proceso y de los productos comparativamente con el trabajo en obra. Máxime si se trata de obras en países no desarrollados. El procedimiento de montaje se reduce básicamente a una unión de elementos por atornillado, sin necesidad de soldadura.

Palabras clave: Industrialización, Eficiencia, Calidad, Lanik.

*jurien@lanik.com



THE EVOLUTION OF REPLACEABLE PANEL ENCLOSURES THROUGH 20th CENTURY

Suárez Fernández-Coronado, I ¹., González Bravo, R²., del Águila García, A³.

(1) Arquitecta doctoranda en la ETSAM-UPM (Dep. Construcción y Tecnología Arquitectónicas)

(2) Arquitecto, Profesor asociado de la Universidad Camilo José Cela (Dep. Arquitectura)

(3) Dr. Arquitecto, Catedrático de la UPM

In the later years, the tendency towards the optimization of the building process, looking for an open and sustainable architecture, flexibility concept has become essential. Open Building means the competence of the architecture to transform and adapt, when new requirements arise.

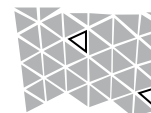
Within this flexibility concept, Enclosure plays an essential role, as it is not only the visible face of the building, which gives its character. Enclosure is partially in charge of the achievement of optimal environmental conditions of the liveable spaces. When environmental conditions required to a building evolve and change, cladding must be suitable to adapt to those new circumstances.

The struggle to reach adaptable and flexible buildings is not something new. This concept has been developed through many built examples since the early 20th century.

The aim of this paper is doing a reflection, from an historical perspective, on the evolution of architectural flexible skins, analyzing some pioneer case studies and reflecting the development of a concept that remains along the years, adapting and taking advantage of the possibilities that industrial technology allowed.

Keywords: flexibility, enclosure, panels, industrialization.

* insuarezcoronado@gmail.com



EVOLUCIÓN DE LOS CERRAMIENTOS DE PANELES INTERCAMBIABLES A LO LARGO DEL SIGLO XX

Suárez Fernández-Coronado, I ¹., González Bravo, R²., del Águila García, A³.

(1) Arquitecta doctoranda en la ETSAM-UPM (Dep. Construcción y Tecnología Arquitectónicas)

(2) Arquitecto, Profesor asociado de la Universidad Camilo José Cela (Dep. Arquitectura)

(3) Dr. Arquitecto, Catedrático de la UPM

En los últimos años, la tendencia hacia la optimización del proceso constructivo, buscando una arquitectura abierta y sostenible, ha hecho que el concepto de la flexibilidad se convierta en esencial. *Arquitectura Abierta* significa la capacidad que tiene la arquitectura de adaptarse y transformarse cuando surgen nuevos requerimientos.

En este concepto de flexibilidad, el cerramiento no sólo es la cara visible del edificio, también es responsable de dotar a los espacios habitables de unas óptimas condiciones ambientales.

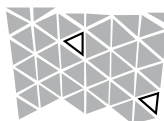
El esfuerzo por conseguir pieles flexibles y adaptables no es algo nuevo, sino un concepto que lleva desarrollándose desde principios del SXX.

La intención de esta comunicación es hacer una reflexión de la evolución de las envolventes flexibles analizando algunos casos pioneros, y reflejando la evolución de un concepto que permanece a lo largo de los años, adaptándose a los tiempos y aprovechando las posibilidades y avances que la industria ofrece cada momento.

Esta investigación se va a centrar en el análisis de seis edificios no residenciales de algunos de los diseñadores más influyentes de los últimos tiempos. Los edificios analizados siguen una secuencia cronológica que abarca desde 1930 hasta finales del SXX. Todos son iconos de la arquitectura moderna industrializada y persiguen una misma meta: una piel flexible.

Palabras clave: flexibilidad, fachada, paneles, industrialización.

*insuarezcoronado@gmail.com



TORRE ESPACIO BUILDING

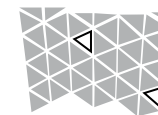
Description of the structure constructive process

Aguirre G., Mauricio (*) y Ayuso G., Pedro
Dirección Técnica de OHL, Madrid - España

High rise building construction poses a radical change in habitual techniques of standard building that begins with a correct design of worksite location, technology and efficient use of auxiliary lifting resources, use of the latest generation materials and systematic application of different and singular techniques of execution whose essential objective is to obtain the most productive performance, of the highest quality at the least possible cost. All these aspects, were fundamental during the construction of the TORRE ESPACIO building, of which a condensed description of the process is found below that marks the rate of construction and determining key to its success.

Key words: torre espacio, tall buildings construction, high strength concrete, post-tensioned foundations, production cycles.

* maguirre@ohl.es, ayuso@ohl.es



EDIFICIO TORRE ESPACIO

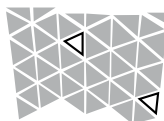
Descripción del proceso constructivo de la estructura

Aguirre G., Mauricio (*) y Ayuso G., Pedro
Dirección Técnica de OHL, Madrid - España

La construcción de grandes edificios en altura, plantea un cambio radical de las técnicas constructivas habituales en la edificación estándar, que comienza con un acertado diseño de la implantación en Obra, la tecnología y uso eficiente de los medios auxiliares, la utilización de materiales de última generación y la aplicación sistemática de diferentes y singulares técnicas de ejecución, cuyo objetivo esencial es el de obtener el mayor rendimiento productivo, con un alto nivel de calidad al menor coste posible. Todos estos aspectos, resultaron fundamentales durante la construcción del edificio TORRE ESPACIO, de la cual se presenta una descripción sintetizada pero muy ilustrativa de los procesos que marcaron el ritmo constructivo y que en definitiva determinaron la clave del éxito.

Palabras clave: torre espacio, construcción de rascacielos, hormigón de alta resistencia, cimentaciones postensadas, ciclos de producción.

* maguirre@ohl.es, ayuso@ohl.es



INDUSTRY CONTRIBUTION TO THE EVOLUTION OF METALLIC GRID SHELLS

González Bravo, R.*1 y Cassinello Plaza, P2

(1) Arquitecto. Profesor Asociado de la Universidad Camilo José Cela, Departamento de Arquitectura, Villanueva de la Cañada, España.

(2) Arquitecta. Profesora Titular de la Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónica, Madrid, España.

The contribution of the technical and technological advances to the evolution of the constructional systems and procedures and, definitely, to the Architecture, is an obvious fact which can be observed in all periods throughout the human History.

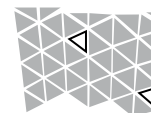
Focusing on the case of laminar structures, amongst the second half of the 20th century this structural typology has been strongly developed, especially about the evolution from the thin reinforced concrete shells towards its realization by steel grids.

Advances in the analysis and dimensioning procedures made possible this evolution, as they allowed to predict precisely its behaviour, but this advances could not lead only by themselves to this great development, as its technical and economical viability was also essential.

Throughout the milestones shown in this paper: the domes of *Z Pavilion* in Brno, by F.Lederer; the Grandval power station, by S. du Chateau; in Mojave desert, by D. Richter and, finally, the recent roof for the new Milan Trade Fair, by M. Fuksas, can be observed how the new possibilities offered by the industry are thoughtfully used to advance in the evolution of this structural typology.

keywords: structures, shells, metallic, industry, components.

*rbravo@ucjc.edu



LA CONTRIBUCIÓN DE LA INDUSTRIA A LA EVOLUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS LAMINARES METÁLICAS

González Bravo, R.*1 y Cassinello Plaza, P2

(1) Arquitecto. Profesor Asociado de la Universidad Camilo José Cela, Departamento de Arquitectura, Villanueva de la Cañada, España.

(2) Arquitecta. Profesora Titular de la Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónica, Madrid, España.

La contribución de los avances técnicos y tecnológicos a la evolución de los sistemas y procedimientos constructivos y, en definitiva, a la Arquitectura, es un hecho indiscutible que puede constatar en todos los periodos de la historia de la humanidad.

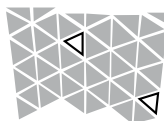
Analizando el caso de estructuras laminares, durante la mitad del siglo XX esta tipología estructural se ha desarrollado notablemente, especialmente a lo que se refiere a su evolución desde las cáscaras continuas de hormigón armado hacia su materialización mediante entramados reticulares de componentes metálicos.

Esta evolución ha sido posible gracias a los avances en los procedimientos de análisis y dimensionado, pero estos avances por sí solos no hubiesen conducido a este gran desarrollo, ya que era necesario, además, que su materialización fuese técnica y económicamente viable.

En los hitos estudiados en este trabajo: las cúpulas del *Pabellón Z* en Brno, de F.Lederer; para la central eléctrica de Grandval, de S. du Chateau; en el desierto de Mojave, de D. Richter y, finalmente, la cubierta central de los nuevos recintos feriales de Milán, de M. Fuksas, podemos apreciar cómo las nuevas posibilidades que ofrece la industria son aprovechadas para avanzar en la evolución de este tipo estructural.

palabras clave: estructuras, laminares, metálicas, industrialización, componentes.

*rbravo@ucjc.edu



RUNWAY ON JUCAR RIVER EXECUTION - CUENCA

Cordero, M^{1*}; Hernández, M²

(1) MeKano4, S.A., Engineering Department, Barcelona, Spain

(2) Acciona Infraestructuras, Technological Innovation Department, Madrid, Spain

In this work a runway on Jucar river execution is presented. This river is in Cuenca country. The runway is a continuous slab, with a length of 216 meters between abutments and 3 meters of width. The runway has 3 spans with a length of 72 meters, has 2 piles with a height of 21.65 meters and 16.98 meters finished in capitals.

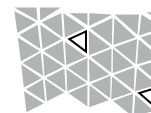
The solution adopted was a stress ribbon structure formed by 16 stay cables of carbon fiber and epoxy resin, supported on the tops of the piles and anchored with 16 anchor bars with high yield limit to the abutments. All the contact zones between the structure and fiber stay cables are topped with semitoroidal fiberglass thin plates.

This structure is special for the materials adopted. The carbon fiber is usually used as structural reinforcement or as secondary structures but not as structural elements like in this case.

Another peculiarity is its execution, combining the use of a flexible material such as fiber-resin compound with a rigid one as high-strength steel bars. For prestressing of these stay cables, some special tools had to be designed. Jacks in both ends of the stay cables and continuous measuring have been applied to ensure that the elongation and stress were the same in both ends.

Key words: carbon fiber, prestressing, high-strength steel bars, execution

* mcordero@mekano4.com



EJECUCIÓN PASARELA SOBRE RÍO JUCAR - CUENCA

Cordero, M^{1*}; Hernández, M²

(1) MeKano4, S.A., Departamento de Ingeniería, Barcelona, España

(2) Acciona Infraestructuras, Departamento de Innovación Tecnológica, Madrid, España

En este trabajo se presenta la ejecución de un paso peatonal sobre el río Júcar, en la provincia de Cuenca. Se trata de una pasarela de losa continua, de 216 m de longitud entre estribos y anchura de 3 m. Está compuesta por 3 vanos iguales de 72 m, y dos pilas con alturas de 21.65 m y 16.98 m culminadas con capiteles.

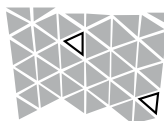
La solución adoptada fue una estructura tipo banda tesa formada por 16 tirantes de fibra de carbono y resina epoxi, apoyados en los capiteles de las pilas y anclados en los estribos mediante 16 anclajes de barras de alto límite elástico. Todas las zonas de contacto entre estructura y cables de fibra están rematadas con láminas semitoroidales de fibra de vidrio.

Una de las singularidades de esta obra radica en la utilización de un material innovador como la fibra de carbono como elemento estructural principal ya que, dentro del sector de la construcción, estos materiales sólo suelen emplearse como elementos de refuerzo estructural o como estructuras secundarias.

Otra particularidad ha sido su ejecución, combinando el uso de un material tan flexible como es el compuesto fibra-resina con uno tan rígido como el acero de alta resistencia. La técnica utilizada para el tesado de dichos tirantes ha requerido el diseño de elementos especiales para su ejecución, gatos en ambos extremos tesando en simultáneo y una instrumentación con lectura continua para asegurar que las deformaciones y tensiones en ambos extremos eran las mismas.

Palabras clave: fibra de carbono, tesado, barras de alta resistencia, ejecución

* mcordero@mekano4.com



NEW LAUNCHING BRIDGES PROCEDURE BASED ON A DOUBLE DECK SYSTEM

Del Coz J^{*}, Navarro-Manso A.², Alonso M.², Castro-Fresno D.²

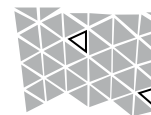
(1) Universidad de Oviedo, E. P. S. I. G., Departamento de Construcción e Ingeniería
de Fabricación, Gijón, España

(2) Universidad de Cantabria, E. T. S. I. C. y P., GITECO, Santander, España

In this work a new launching procedure for steel bridges is shown. It is based on a double deck system, taking advantage of the bridge's own structure and avoiding erecting devices and associated temporary works and it is usable up to spans of 150 meters. A special structural configuration in the two first spans is adopted, joining the last lateral span to the main deck through pretension bolts. With this special structural configuration the most critical section is able to support the bending, shear and torsion global forces. A system to disconnect the two main parts of the structure is also designed. The present erecting method can be used in several kinds of bridges such as railway or road traffic, straight or curve plants regardless of the launching system. In consequence, this new launching bridge procedure is a highly efficient erection system minimizing construction durations and achieving optimal productivity.

Key words: Launching, Patch Loading, Steel Bridge, Finite Elements, Nonlinear Analysis.

* delcoz@uniovi.es



NUEVO SISTEMA DE LANZAMIENTO DE PUENTES BASADO EN DOBLE CAJÓN COLABORANTE

Del Coz J^{*}, Navarro-Manso A.², Alonso M.², Castro-Fresno D.²

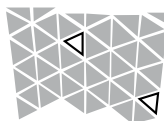
(1) Universidad de Oviedo, E. P. S. I. G., Departamento de Construcción e Ingeniería
de Fabricación, Gijón, España

(2) Universidad de Cantabria, E. T. S. I. C. y P., GITECO, Santander, España

En este trabajo se muestra un nuevo método constructivo que permite realizar el empuje de puentes metálicos o mixtos con luces de hasta 150 m., sin necesidad de medios auxiliares y aprovechando la propia estructura del puente. Para conseguirlo, se plantea una configuración especial de los dos primeros vanos de avance, constituidos por el puente propiamente dicho, sobre el que se conecta el último vano lateral del mismo por medio de tornillos de alta resistencia. De este modo, en la zona más solicitada durante el empuje, se consigue una sección resistente capaz de soportar los esfuerzos globales de flexión, cortante y torsión. El sistema se complementa con un dispositivo para desconexión de ambas secciones y montaje del último vano lateral. El método es aplicable a estructuras metálicas con geometrías rectas o curvas en planta y alzado, para uso carretero o ferroviario, realizando el empuje del puente mediante los métodos actualmente en práctica. De esta manera, el material es aprovechado al máximo y no precisa de operaciones intermedias durante la fase de lanzamiento, por lo que el plazo de ejecución y el coste se reducen de forma significativa.

Palabras clave: Empuje, Patch Loading, Estructura Metálica, Elementos Finitos, Análisis No Lineal.

* delcoz@uniovi.es



SUPPORT EXCAVATION OF BUILDING BARCELÓ (Madrid)

Henche, J (*)

Ingeniero de Caminos GRAHEN INGENIEROS SL., Madrid, España. Profesor Departamento de Tecnología de la Edificación. Escuela Arquitectura UEM

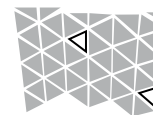
The multi-purpose building Barceló is an important and remarkable work of 5,900 m² of floor, with over 16 m digging depth, located between the streets Barceló, Mejía Lequerica, and Beneficencia in center town of Madrid. The building has four underground levels with concrete slab of various thicknesses. Retaining wall is a sheet of piles Φ 650/1, 0 m. The own underground floors slabs are the struts, but only for the external edge. The first phase is bearing on preliminary piles, builds downward: the inner area, which coincides with the main building, is supporting by a raft foundation and built upwards. The environmental conditions prevent employ temporary anchors: steel struts provide low stiffness and high construction complexities. Diaphragm walls supported through preliminary slabs frameworks has interesting constructive advantages:

- Dig system is similar to a usual construction, not to an underground work.
- The concrete slab made on the ground is already a definitive work. Do not introduce temporary struts systems.
- The economic impact of the preliminary piles is low. Only supports loads of slabs to ground level.

This generates a complex interaction system between slabs struts and diaphragm wall. It has been analyzed with a specific method, in which soil stresses and strut stiffness are linked.

Key words: Barceló, Contención, Forjado arriostrante.

* javierhenche@grahen.es



EXCAVACIÓN Y CONTENCIÓN DEL EDIFICIO POLIVANTE BARCELÓ (MADRID)

Henche, J (*)

Ingeniero de Caminos GRAHEN INGENIEROS SL., Madrid, España. Profesor Departamento de Tecnología de la Edificación. Escuela Arquitectura UEM

El edificio polivalente de la calle Barceló es una obra importante y singular de 5,900 m² de superficie de parcela, con profundidad de excavación superior a los 16 m, situado en la manzana comprendida entre las calles Barceló, Mejía Lequerica y Beneficencia. El edificio posee cuatro sótanos con tipología de losa maciza de diversos espesores. La contención es una pantalla de pilotes de Φ 650/1,0m. Los propios forjados de las plantas subterráneas son la contención, pero solo en su parte perimetral. La primera fase soportada en pilas pilote, se construye descendientemente: el área interior, que coincide con el edificio sobre rasante se cimenta mediante losa y se construye ascendentemente. Las condiciones del entorno impiden emplear anclajes provisionales: los arriostramientos metálicos proporcionan escasa rigidez y elevadas complejidades constructivas.

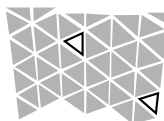
La contención de pantallas mediante marcos de forjados posee interesantes ventajas constructivas:

- El sistema de vaciado es similar a una construcción a cielo abierto, no a una obra subterránea.
- Los forjados perimetrales ejecutados sobre el terreno son ya obra definitiva. No se introducen sistemas de contención provisionales.
- La repercusión económica de la cimentación profunda es baja. En general solo soporta cargas de losas hasta planta de calle.

Ello genera un complejo sistema de interacción entre la contención y la pantalla. Ha sido estudiado con un método específico de interacción que estima los empujes en función de la rigidez.

Palabras clave: Barceló, Contención, Forjado arriostrante.

* javierhenche@grahen.es



CONSTRUCTION VERSATILITY OF MOVING BRIDGES

Ladrón de Guevara, G.^{1*}, Martínez-Calzón, J.¹, Serrano, A.¹, Castañón, C.¹

(1) MCZ Estudio de Ingeniería S.L., Madrid, Spain

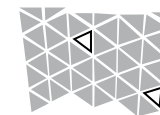
The design and construction of moving bridges is part of an exceptional activity offering a large range of construction possibilities that add great versatility to the design processes. The choice of the construction type and process of moving bridges is an essential part of their conception and design: not only with respect to the technical and analytical aspects but also, and because of their overall emblematic character, in regards with their form and aesthetics. As from the very beginning, the construction process and its interaction with the chosen materials, the particular conditions and location of the machinery enclosures, and the construction-site environment must be looked at.

The methods expound in this article focus on the maximum exploitation of the available resources: those of the structure itself as well as those of auxiliary means that can be integrated in potential procedures. They also centre on the utilization of the possibilities of the work site and its environment which could be especially significant and favourable in certain cases.

The construction processes of the three moving bridges presented in this article have all worth mentioning innovative aspects.

Key words: Bascule Bridge, Swing Bridge, special construction processes, steel structures, composite structures, machinery enclosures

* gines@mc2.es



VERSATILIDAD CONSTRUCTIVA EN PUENTES MÓVILES

Ladrón de Guevara, G.^{1*}, Martínez-Calzón, J.¹, Serrano, A.¹, Castañón, C.¹

(1) MCZ Estudio de Ingeniería S.L., Madrid, Spain

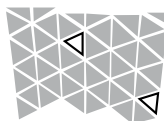
El proyecto y construcción de puentes móviles se enmarca dentro de una actividad de carácter singular que ofrece un amplio abanico de posibilidades constructivas las cuales incorporan una gran versatilidad a los procesos de diseño. La elección de la tipología y del proceso constructivo es un componente esencial en la concepción y diseño de los mismos, no solamente en relación a los aspectos técnicos y analíticos, sino también, por su carácter generalmente emblemático, en los planteamientos formales y estéticos de la obra. El estudio del proceso constructivo, su interacción con los materiales involucrados y las condiciones particulares de los recintos para la maquinaria y su ubicación, así como el entorno de la obra, deben ser contemplados desde las fases preliminares del proyecto.

Los planteamientos desarrollados en el presente artículo se basan en el máximo aprovechamiento de los recursos, tanto de los de la propia estructura como de los medios auxiliares que puedan incorporarse a los posibles procedimientos, así como en la utilización de las posibilidades que ofrece el lugar de la obra y su entorno, las cuales pueden ser especialmente relevantes y favorables en determinados casos.

Como ejemplos de la construcción de puentes móviles se presentan en este artículo tres obras cuyos procesos de ejecución poseen aspectos innovadores que merecen ser mencionados.

Palabras clave: puente basculante, puente rotatorio, procesos constructivos singulares, estructuras metálicas, estructuras mixtas, recintos de maquinaria

* gines@mc2.es



CADAGUA VIADUCT (SPAIN). FIRST INSTALLATION LIKE THIS IN THE WORLD.

Martinez Gutiérrez, J. M.*

VSL Heavy Lifting Manager, Madrid, Spain.

VSL designed a new installation method for this viaduct, first time ever used in the world as far as we know. Following a detailed study about the jobsite conditions, VSL achieved a solution different from the projected one avoiding several of their problems, saving structural steel and reducing the execution time.

The viaduct, right in between two tunnels, had a very short room for its construction. In the original project the four bridges were launched at a time, which meant several problems due to the short available room and the variable distance among them.

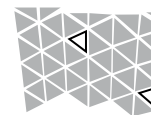
VSL launched the main bridges with their lateral side bridges on them. Later, the side bridges were turned, shifted and lowered to their final position.

All the bridges are composite ones, with a transversal box section. The main bridges have a length of 364 meters divided in four spans from 80 to 102 meters. The four bridges are curved in top view with different radius. To increase the fabrication area, VSL supplied temporary steel towers between the abutment and the first pier. The maximum front deflection to be recovered arriving at a pier was 3.6 meters.

Only the steel boxes were launched up hill. The weights of them were 3.25 tons/meter for the lateral side bridges and 4.1 tons/meter for the main ones. In total, more than 4,000 Tons.

Key words: Launching, shifting, turning, lowering.

* jmmartinez@vslsp.com



VIADUCTO DE CADAGUA (ESPAÑA). PRIMER MONTAJE MUNDIAL DE ESTE TIPO

Martinez Gutiérrez, J. M. *

VSL director de Heavy Lifting, Madrid, España.

VSL ideó un nuevo método de montaje para este viaducto, único hasta la fecha que tengamos referencias. Después de un estudio detallado adaptado a las necesidades de la obra, se obtuvo una solución distinta a la de proyecto que evitaba muchos de sus problemas, que ahorra acero constructivo y tiempo global de ejecución.

El viaducto, encajonado entre dos túneles, tenía muy poco espacio para su construcción. El proyecto original consistía en lanzar en paralelo y a la vez los cuatro puentes, lo que suponía varios problemas debidos al poco espacio y a su distancia variable en planta.

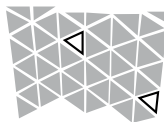
VSL lanzó los puentes principales con sus puentes laterales montados temporalmente en su parte superior que, posteriormente, fueron girados, ripados y descendidos a su posición definitiva.

Los puentes son mixtos con sección de cajón. Los puentes principales tienen una longitud de 364 m dividida en cuatro vanos de 80 a 102 m. Los cuatro puentes son curvos en planta con radios diferentes. Para aumentar la zona de fabricación, VSL suministró 4 torres temporales entre la primera pila y el estribo. La flecha máxima delantera a recuperar en pila fueron 3.6 m.

Los puentes principales se lanzaron cuesta arriba. Se empujaron solo los cajones metálicos de peso entre 3.25 t/m para los puentes laterales a 4.1 t/m para los principales. En total, VSL montó más de 4,000 T.

Palabras clave: Lanzamiento, ripado, giro, descenso.

* jmmartinez@vslsp.com



TRAPAGARAN VIADUCT CONSTRUCTION

Pico, R.I, Montoya, M.I,

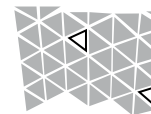
(I) Oficina Técnica de OHL, Madrid, España

The viaduct is divided into two stretches: access viaduct and main viaduct. The last is 67.0m long and 35.60 m wide. It is sectioned in six spans 90.5 + 125 + 125 + 125 + 80 m. The deck is a continuous prestressed box girder, 5.90 m deep. The central core is 19 m on top completed with lateral cantilevers supported by inclined steel struts.

The bridge has a segmental deck built following the balance cantilever method using form travel. The segment sequence of construction is from the piers to mid-span. It was a priority not to interfere the heavy traffic of the roads below the viaduct.

It is a remarkable construction due to the large width of the deck as well as its longitudinal slope and cant. The specific solutions for every problem or complication arisen during the construction, makes this viaduct a very special and interesting construction system.

Keywords: Cantilever bridge, segments, steel struts.



CONSTRUCCIÓN VIADUCTO DE TRAPAGARAN

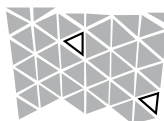
Pico, R.I, Montoya, M.I,

(I) Oficina Técnica de OHL, Madrid, España

El viaducto se divide en dos partes: viaducto de acceso - bifurcación del viaducto principal en su integración con el enlace de Trapagarán- y viaducto principal. Éste tiene 67.0m de longitud y 35.60 m de ancho. Se divide en seis vanos de 90.5 + 125 + 125 + 125 + 80 m. El tablero es una viga continua de 5.90m de canto con forma de cajón de hormigón pretensado. La sección se compone de un núcleo central de 19m de ancho superior que se completan con voladizos laterales apoyados en jabalcones metálicos transversales. Los jabalcones exteriores tienen una continuidad dentro de la sección con una triangulación formada por tubos metálicos para permitir resolver todo el ancho con un sólo cajón.

El sistema constructivo es el de construcción por avance en voladizos sucesivos desde las distintas pilas mediante dovelas de hormigón pretensado ejecutadas in situ. La no afección al intenso tráfico de las vías que cruza el viaducto ha sido fundamental en el diseño de la solución. Se trata de una construcción singular tanto por la gran anchura del tablero, como por su peralte y pendiente longitudinal. Las soluciones a los problemas concretos que han ido surgiendo durante la construcción hacen de esta obra un proceso constructivo de especial interés.

Palabras clave: Voladizos sucesivos, dovelas, jabalcones.



OVERHEAD MOVABLE SCAFFOLDING FOR THE RIBÓN VIADUCT, ASTURIAS, SPAIN

Navarro-Manso A^{1*}, Navamuel B², Castro-Fresno D², Del Coz J J³

(1) Universidad de Cantabria, E. T. S. I. C. y P., GITECO, Santander, España

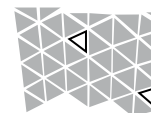
(2) ULMA, Vitoria, España

(3) Universidad de Oviedo, E. P. S. I. G., Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación, Gijón, España

This study shows the construction of a viaduct by adapting a overhead movable scaffolding system to a special geometric conditions: longitudinal slope upward of 3%, radius of curvature of 436 m, presence of a parallel viaduct 2 m offset and a previously executed tunnel separated 14 m from the abutment 2. The three spans (42+50+42 m) main beam is a prestressed concrete box, supported by piers 35 m height. Micro-piles was used for the foundation of the piers in a very deep valley. For the construction of the bridge a movable scaffolding was used, formed by a 6.5 m height tubular steel girder, from which the formwork was hanged and moved. The assembly of the formwork was held horizontally, then we proceeded to a 15 m elevation over the rear frame by means of hydraulic jacks placing the beam under the casting position. The pushing of the girder was made upward slope using a McAlloy bar. The kinematics of the process was influenced by the eccentricity on the supports due to the plant curvature of the bridge and the need for progressive removal of the launching nose during the erection of the last span. This system allowed the construction of the viaduct with the constraints mentioned in a very tight deadline, without affecting the valley.

Keywords: Prestressed Concrete, Movable Scaffolding, Tubular Steel Structure, Hydraulic Jacks.

* antonio@constru.uniovi.es



CIMBRA AUTOLANZABLE DEL VIADUCTO DE RIBÓN

Navarro-Manso A^{1*}, Navamuel B², Castro-Fresno D², Del Coz J J³

(1) Universidad de Cantabria, E. T. S. I. C. y P., GITECO, Santander, España

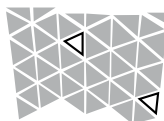
(2) ULMA, Vitoria, España

(3) Universidad de Oviedo, E. P. S. I. G., Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación, Gijón, España

En este estudio se presenta la ejecución de un viaducto mediante la adaptación de una cimbra autolanzable a unas condiciones geométricas particulares: pendiente longitudinal ascendente del 3%, radio de curvatura de 436 m, existencia de un viaducto paralelo a 2 m y presencia del emboquille de un túnel previamente ejecutado a 14 m de la junta del estribo 2. La viga cajón es de hormigón pretensado, con tres vanos de 42+50+42 m, altura de pilas de 35 m, cimentadas mediante micropilotes en un valle de difícil acceso. Para la construcción se empleó una viga de lanzamiento superior, formada por una celosía metálica de 6.5 m de canto, que trasladaba y soportaba el encofrado. El montaje de la cimbra se realizó en posición horizontal, procediéndose posteriormente a un gateo de 15 m sobre el pórtico de salida, para situar la viga en posición de hormigonado. El tiro de la misma se realizó en contrapendiente, mediante barra McAlloy. La cinemática del proceso estuvo condicionada por la excentricidad en apoyos debido a la curvatura y la necesidad de desmontaje progresivo de la nariz de avance durante la ejecución del último vano. Este sistema permitió la construcción del viaducto con los condicionantes mencionados en un plazo muy ajustado, sin afectar al valle.

Palabras clave: Hormigón pretensado, Cimbra autolanzable, Celosía metálica, Gatos Hidráulicos.

* antonio@constru.uniovi.es



ION-CHLORIDE PENETRATION ANALYSIS IN SELF COMPACTING CONCRETE USING FUZZY LOGIC RULES

Parra, C.*; Miñano, I.²; Valcuende, M.²; Martínez-Conesa, E.J.¹; Garrido, A.¹

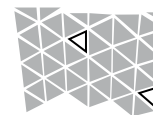
(1) Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y Tecnología de Edificación, Cartagena, España

(2) Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Construcciones Arquitectónicas, Valencia, España

Durability and more specifically chloride penetration, is of major importance for reinforced concrete structures (Audenaert et al., 2005). Changes to mix design or placing can lead to modifications of the pore structure and invalidate the few models that can predict the penetration of chloride ions. In fact, some authors (Vu and Stewart, 2000) use models based on Ficks Laws, but others (Halamicova et al. 1995; Nugue et al., 2004) argue that Ficks Second Law of considered the diffusion coefficient as constant, and this is not accurate due to variation in the degree of cement hydration, temperature and pH. Several models like Fuzzy Logic Rules, Chaos Theory or Fractals are studied today. This paper applies Fuzzy Logic Models to estimate the apparent diffusion coefficient of chloride ion penetration in concrete based on normative data and experimental results.

Keywords: Durability, Chloride ion penetration, Self-Compacted Concrete, Logic Fuzzy Rules

* carlos.parra@upct.es



ANÁLISIS DE LA PENETRACIÓN DEL IÓN CLORURO EN HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES EMPLEANDO MODELOS DE LÓGICA DIFUSA

Parra, C.*; Miñano, I.²; Valcuende, M.²; Martínez-Conesa, E.J.¹; Garrido, A.¹

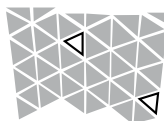
(1) Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y Tecnología de Edificación, Cartagena, España

(2) Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Construcciones Arquitectónicas, Valencia, España

La preocupación por la durabilidad de las estructuras de hormigón es cada vez mayor especialmente en ambientes agresivos debido a la penetración de cloruros (Audenaert et al. 2005). Cambios en la dosificación o en el proceso de puesta en obra, como los que afectan a los hormigones especiales pueden dar lugar a modificaciones en la estructura porosa e invalidar los escasos modelos que sirven para predecir la penetración de iones de cloruro. En este sentido, algunos autores (Vu e Stewart, 2000) utilizan modelos basados en las Leyes de Ficks, sin embargo otros (Halamicova et al., 1995; Nugue et al., 2004) sostienen que la segunda Ley de Ficks considera el coeficiente de difusión constante, y esto no es exacto debido a su variación en función del grado de hidratación del cemento, la temperatura y el pH. Actualmente se trabaja en modelos de aproximación usando lógica difusa, Teoría del Caos o Fractales. El presente trabajo, aplica modelos de lógica difusa para estimar el coeficiente de difusión aparente en base a datos normativos y resultados experimentales.

Palabras clave: Durabilidad, Penetración de Ion-Cloruro, Hormigón Autocompactante, Lógica difusa

* carlos.parra@upct.es



THE GEOMETRY CORRECTION APPLICATE TO THE STRUCTURAL STABILITY IN THE WAYS OF RECONSTRUCTION. VÉZELAY 1840

Rueda Márquez de la Plata, A*

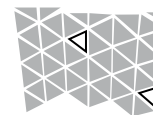
Universidad Politécnica, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, department of
Construcción y Tecnología arquitectónicas, Madrid, Spain

In the 19th Century the structural ways of calculation, after the general development of science applied to architecture, were making progress so rapidly and the application of this technical advantages about historical buildings were, obviously, immediate, even from a very new thoughts. Faced with a reconstruction problem in this kind of buildings, new solutions were taking place, under these new techniques, based, especially, in a global understanding of the structural problems. The geometry, was presented as a method to optimize in a new aim way the structural elements that were failed before, then, taking advantages of the urgency of reconstruction, big innovations were suggested to change elements that are seem superseded like flying buttresses, vaults and voussoirs archs, some of this elements are redrawing trying to promote the perfect shape.

A perfect example of this theory is the reconstruction of the nave of Vézelay for Viollet Le Duc in 1840. The structural form was modificate clearly without changes in the material appearance, this sort of changes were making thanks to the geometry corrections that was applicate in the curve of the arch to achieve a better behaviour in a structural way.

Key words: geometry, technology, Vézelay, reconstruction, shape.

* adela_rueda@hotmail.com



LA CORRECCIÓN GEOMÉTRICA APLICADA A LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL EN LOS MÉTODOS DE RECONSTRUCCIÓN. VÉZELAY 1840

Rueda Márquez de la Plata, A*

Universidad Politécnica, ETSAM, departamento de Construcción y Tecnología arquitectónicas,
Madrid, España

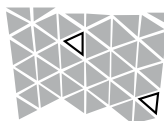
En el siglo XIX las técnicas de cálculo estructural, arrastradas por el desarrollo general de las ciencias aplicadas, avanzan a gran velocidad y la aplicación de estos avances técnicos sobre los edificios históricos es, como no podía ser de otra manera, inmediata, si bien desde una reflexión completamente nueva.

Frente al problema de reconstrucción en este tipo de edificios, se desarrollan, a la luz de estas nuevas técnicas, nuevas soluciones de intervención basadas, sobre todo, en la comprensión global del problema estructural. La geometría se presenta como un método lógico, no sólo para el nuevo cálculo, sino para la optimización objetiva de los elementos estructurales que habían fallado anteriormente, de este modo, aprovechando la necesidad de reconstruir, se plantean grandes innovaciones en elementos que parecían ya superados, arbotantes, bóvedas y arcos fajones se redibujan potenciando su forma.

Un claro ejemplo de esto es la nave de la Abadía de Vézelay, cuya silueta, desde un punto de vista estructural, varía ostensiblemente después de la reconstrucción que Viollet Le Duc lleva a cabo a partir de 1840, donde cada uno de estos elementos modifica su forma sin variar su apariencia material, este cambio viene dado exclusivamente por la corrección geométrica que se aplica a la curva del arco para conseguir su mejora estructural.

Palabras clave: geometría, técnica, Vézelay, reconstrucción, forma.

* adela_rueda@hotmail.com



TORRE SYV. CONSTRUCTION OF STRUCTURE.

Rodríguez Ortiz, E.; Sánchez Fernández, R.¹

(1) Sacyr, S.A.U., Central Engineering Office. Structural Department, Madrid, Spain.

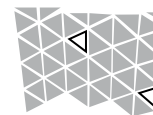
Construction of CTBA has been a milestone for construction industry in Spain because of its height, so it has in Europe, where there are not a number of these kind of buildings. Evolution and improvement of knowledge about wind action, analysis methods, and construction techniques have allowed that this buildings located at small plots which require a careful and well-organized resources planning, with non conventional both foundation and vertical structures, and a very great floor surface up in height, can be accomplished without conceptual variations from conventional building systems.

With regards to construction techniques, it is mandatory to pay special attention to the design of the elevation systems (self-climbing formworks, concrete pumps, cranes, hoists) together with logistics (supplies, unloading and ordering, technical planning) to best help the site works.

The paper below describes the construction of SyV Tower structure, high-rise building (by it's end, highest mixed use building in Europe) of the kind of concrete core with stiffness belt in roof levels (controlling wind induced accelerations). It is remarked the construction techniques (focusing in singular elements) which has made possible the completion of the structure (from foundations to roof) in the 26 months scheduled site, also construction planning and organization.

Key Words: Self-climbing formwork, outside protection, tower cranes, hoists, composite columns, concrete core, thermocouples, off-site reinforcement, high-rise buildings.

* rsfernandez@gruposyv.com



TORRE SYV. EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Rodríguez Ortiz, E.; Sánchez Fernández, R.^{1*}

(1) Sacyr, S.A.U., Oficina Técnica Central. Estructuras, Madrid, España.

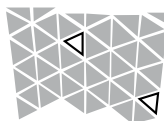
La construcción del CTBA ha marcado un claro hito en la construcción de edificios en España (al ser techo de altura alcanzada), y puede considerarse que en Europa, donde no existe excesiva multiplicidad en este tipo de edificios.

La evolución y mejora del conocimiento de la acción del viento, los métodos de análisis y las técnicas constructivas, ha permitido que estos edificios, generalmente situados en parcelas pequeñas que requieren una cuidada organización y planificación de recursos, con soluciones no convencionales en cimentación y estructura vertical, y muchos metros cuadrados de forjado a gran altura, puedan ejecutarse sin desvíos conceptuales respecto a una edificación convencional. Dentro de las técnicas constructivas, resulta obligada una especial atención al diseño de los medios de elevación (trepas, bombas, grúas, montacargas) y al planteamiento logístico (suministro, acopio, planificación técnica) de la ejecución de las diferentes unidades de obra.

En el presente artículo se describe la ejecución de la estructura de la Torre SyV, edificio de gran altura (a su finalización, edificio de uso mixto más alto de Europa) del tipo núcleo central con cinturón de rigidez (para limitación de aceleraciones por viento) a nivel de cubierta. Se resaltan las técnicas constructivas (particularmente en elementos singulares) que han posibilitado la finalización de la estructura del edificio en 26 meses (desde cimentación hasta coronación), así como la organización de la obra.

Palabras clave: Encofrado autotrepante, protección perimetral, grúas torre, montacargas, soportes mixtos.

* rsfernandez@gruposyv.com



DESIGN AND CONSTRUCTION OF COKE DRUMS SUPPORTING STRUCTURE

Martin, D.*

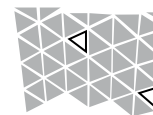
(1) Técnicas Reunidas, S.A., Madrid, España

The design of structures that are used to support the coke drums has some peculiarities arising from the intrinsic characteristics of the coking process. Coker drums have diameters above 10m and lengths over 40m, empty weights of 400t and operation weights over 3500t. The height in which these drums are located is about 25m above ground and around them it has to be built a steel structure that reaches 120 m above ground.

The construction also has a number of constraints because of the constructive method, which is summarized in the execution of the concrete structure: after positioning the coke drums, steel substructures are hoisted and anchored to their final positions. The cranes that are used to perform these operations have loading capacities over 1500t and heights over 150 m, and also determine the phases and space required for carrying out the work.

Key words: Coke, drum, crane, chute, pit.

* dmgil@trsa.es
diegomg72@gmail.com



DISEÑO Y EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA SOPORTE DE CAMARAS DE COQUE

Martin, D.*

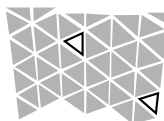
(1) Técnicas Reunidas, S.A., Madrid, España

El diseño de las estructuras que se utilizan para albergar las cámaras de coque posee unas particularidades derivadas de las características intrínsecas del proceso de coquizado. Las cámaras de coque tienen diámetros de más de 10m y longitudes de más de 40m, pesos en vacío de unas 400t y en operación de más de 3500t. La altura a la que suelen estar colocadas es de unos 25 m sobre el suelo y alrededor y sobre las mismas se ha de construir una estructura metálica que llega a los 120m de altura sobre el suelo.

La construcción tiene también una serie de condicionantes a causa del método constructivo, que se resume en la ejecución de la estructura de hormigón inferior; una vez posicionadas las cámaras de coque se procede al izado y anclado de subestructuras metálicas a sus posiciones definitivas. Las grúas necesarias para realizar esas operaciones, de más de 1500t de capacidad de carga y alturas que superan los 150m, también determinan las fases y espacios necesarios para desarrollar los trabajos.

Palabras clave: Coque, cámara, grúa, chute, pit.

* dmgil@trsa.es
diegomg72@gmail.com



GEOMETRICAL ANALYSIS OF WELDED JOINTS ALUMINUM STRUCTURE

Martínez-Conesa, E.J.^{(1)*}; Segura, F.⁽¹⁾; Parra, C.⁽¹⁾; Abellán, E.⁽¹⁾; Valcuende, M.⁽²⁾; Garrido, A.⁽¹⁾.

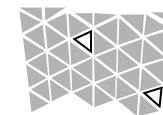
(1) Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y Tecnología de Edificación, Cartagena, España

(2) Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Construcciones Arquitectónicas, Valencia, España

In the welding of aluminum, there are different parameters affecting the quality of welded joints, productivity and cost of welded steel structure. For the optimization of these terms using the response surface methodology (MSR) which enables to optimize a response function subject to different independent variables. The purpose of these techniques is to design an experiment to provide reasonable values of the response variable, and then determine the mathematical model that best fits the data. Ultimately, the goal is that by the methodology of response surface models obtained behavior of the variables of penetration, bead width, thickness to cord and wetting angle as a function of welding speed, the separation between the parts, the speed and voltage electrode welding. The models obtained will be analyzed to conclude what will be the variables and obtain an optimum weld.

Keywords: Welding, Optimization, Aluminum, Response Surface Methodology (RSM), GMAW

* eusebiomartinez@upct.es



ANÁLISIS GEOMÉTRICO DE UNA UNIÓN SOLDADA EN UNA ESTRUCTURA DE ALUMINIO

Martínez-Conesa, E.J.^{(1)*}; Segura, F.⁽¹⁾; Parra, C.⁽¹⁾; Abellán, E.⁽¹⁾; Valcuende, M.⁽²⁾; Garrido, A.⁽¹⁾.

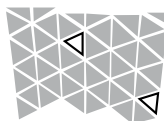
(1) Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y Tecnología de Edificación, Cartagena, España

(2) Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Construcciones Arquitectónicas, Valencia, España

En la soldadura del aluminio, existen diferentes parámetros que afectan a la calidad de la unión, a la productividad y al coste de la estructura metálica soldada. Para la optimización de estos términos se utiliza el método de superficie de respuesta (MSR) que permite optimizar una función de respuesta sujeta a diferentes variables independientes. El propósito de estas técnicas es diseñar un experimento que proporcione valores razonables de la variable respuesta y, a continuación, determinar el modelo matemático que mejor se ajusta a los datos obtenidos. El objetivo es que mediante la metodología de la superficie de respuesta obtener los modelos de comportamiento de las variables de penetración, ancho de cordón, sobreespesor y ángulos del cordón como función de la velocidad de soldadura, la separación entre las piezas, la velocidad del electrodo y la tensión de soldeo. Los modelos obtenidos serán objeto de análisis para concluir cuáles serán las variables y obtener un cordón de soldadura óptimo.

Palabras clave: Soldadura, Optimización, Aluminio, Metodología de superficie de respuesta (MSR), GMAW.

* eusebiomartinez@upct.es



BEHAVIOR OF CONCRETE BEAMS REINFORCED FOR SHEAR LOADS WITH CARBON OR BASALT FIBERS

Picazo, A^{*}, Cobo, A¹

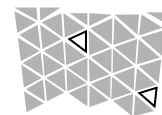
(1) Universidad Politécnica, E.U. Arquitectura Técnica, Departamento Tecnología de Edificación,
Grupo de Investigación UPM, Patología de Estructuras, Protecciones Colectivas y Medios
Auxiliares de Edificación, Madrid, España.

The main goal of this research consists on studying the response of concrete beams reinforced for shear loads with carbon or basalt fibers, glued by means of epoxy resin. Two partial goals have been set in this analysis: (i) cracks and displacements monitoring along the beams, and (ii) the mechanical behavior of the reinforcement system under study.

The methodology established for this study was based on experimentation, with field tests performed on carbon fiber-reinforced concrete beams. The reinforcement chosen was made of carbon/basalt fibers for improving shear strength. Test results have been compared to analytic calculations using state-of-the-art computational models. The results of this study show that fiber-reinforced beams show a greater strength compared to non-reinforced beams in terms of both limit loads and plastic deformability. Furthermore the forecast for stiffness evolution until cracking is better off than the one measured on the field tests. As a conclusion we can state that the additive formulation proposed in *Fib Bulletin 14* is not good enough in this case and that the formulae used in most norms currently applied for these calculations seem to be mostly conservative in this respect.

Keywords: Concrete, shear, reinforced, FRP, *Fib Bulletin 14*.

* a.picazo@upm.es



COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADAS A CORTANTE CON TEJIDOS DE FIBRAS DE CARBONO O BASALTO

Picazo, A^{*}, Cobo, A¹

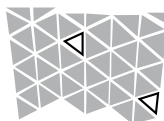
(1) Universidad Politécnica, E.U. Arquitectura Técnica, Departamento Tecnología de Edificación,
Grupo de Investigación UPM, Patología de Estructuras, Protecciones Colectivas y Medios
Auxiliares de Edificación, Madrid, España.

El objetivo principal ha sido estudiar el comportamiento de vigas de hormigón reforzadas a cortante con tejidos de fibra de carbono o basalto pegados con resinas epoxi. Se han planteado objetivos parciales como el análisis de la fisuración y de los movimientos en las vigas y la comparación del comportamiento mecánico de los sistemas de refuerzo estudiados.

La metodología empleada ha sido experimental, realizándose vigas de hormigón en masa reforzadas inferiormente con tejido de fibra de carbono. Las vigas se han reforzado a cortante con tejidos de fibra de carbono o basalto. Se han comparado los resultados experimentales con los teóricos, obtenidos mediante la formulación analítica existente. Los resultados demuestran que las vigas reforzadas ofrecen un comportamiento significativamente superior al de las vigas sin refuerzo, tanto en el valor de las cargas últimas como en la ductilidad de las piezas. Además la rigidez prevista hasta fisuración es superior a la obtenida experimentalmente. Los resultados obtenidos nos permiten concluir que de la formulación aditiva propuesta por el *Fib Bulletin 14* no se obtienen buenos resultados y que la formulación existente en diversas normativas vigentes para el cálculo de la resistencia a cortante del hormigón resulta conservadora.

Palabras clave: Hormigón, cortante, refuerzo, FRP, *Fib Bulletin 14*.

* a.picazo@upm.es



GROUT INJECTION APPLIED TO STRUCTURES: THE REHABILITATION OF THE PARISH CHURCH OF SAN DIONISIO IN JEREZ DE LA FRONTERA

Rodríguez-Mayorga, E*, Yanes, E., Sáez, A.

Universidad de Sevilla, Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno, Sevilla, España

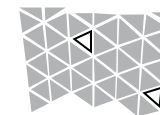
The Parish Church of San Dionisio in the city of Jerez de la Frontera is a temple with three naves. Its construction began in the 13th century following mainly the Mudéjar style. Its approximated dimensions are 25 x 38 m. in plan and 18 m. of maximum height.

At the beginning of the 21st century, the pillars of the church began to show symptoms of being damaged by the effect of the compressive stresses. These symptoms were mainly cracks and crushes covering the lower part of the columns. A wide research gave the key to identify the causes of the damage, that were the different stiffness of the soil layers that supported the foundations and the low resistance of the masonry. The solution was the consolidation of the soil and of the structure. The used consolidation technique was grout injection with the tube à manchette. This method solved urgently the problems of the church in a more economical way than other possible solutions.

The goal of this paper is the description and analysis of the consolidation of the structure. It begins with the initial research but it focuses on the masonry grout injection and its results.

Key words: Rehabilitation, Historic Masonry, Non-destructive Techniques, Grout injection, Tube à manchette.

* espe@us.es



LA INYECCIÓN APLICADA A ESTRUCTURAS: LA REHABILITACIÓN DE LA PARROQUIA DE SAN DIONISIO DE JEREZ DE LA FRONTERA.

Rodríguez-Mayorga, E*, Yanes, E., Sáez, A.

Universidad de Sevilla, Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno, Sevilla, España

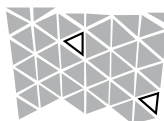
La Parroquia de San Dionisio de Jerez de la Frontera es un templo de tres naves, que se comenzó a construir en el siglo XIII siguiendo principalmente el estilo mudéjar. Sus dimensiones aproximadas son 25 x 38 m. en planta y 18 m. de altura máxima.

A principios del siglo XXI los soportes de la iglesia comenzaron a presentar signos de agotamiento a compresión, principalmente grietas y desprendimientos en su zona inferior. Tras una labor de investigación que abarcaba distintos campos, se concluyó que la causa estos daños no era única, pero que podía resumirse básicamente en dos factores: distintas rigideces en los estratos de apoyo de las zapatas y baja resistencia de la fábrica de los pilares. La solución aportada al problema fue la consolidación del firme de cimentación y de la estructura mediante la inyección de lechadas con tubo-manguito. Este método dio respuesta urgente a las necesidades que la estructura presentaba de un modo económicamente eficaz.

El objetivo de este artículo es la exposición y análisis del proceso completo de rehabilitación de la estructura, centrándose principalmente en la inyección de la fábrica y en el análisis de los resultados obtenidos.

Palabras clave: Rehabilitación, Fábrica histórica, Técnicas no destructivas, Inyección de lechadas, Tubo Manguito.

* espe@us.es



COLUMNS REINFORCEMENT WITH C.F.

Alcaraz, V.^{1*}, Mas, M.², García, E., Luizaga, A.¹

(1) Departamento de Ing. Civil: Servicios Urbanos, EUITOP, UPM, Madrid, España

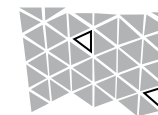
(2) Departamento de Ing. Civil: Tecnología de la Construcción, EUITOP, UPM, Madrid, España

Columns are a structure's most sensitive element, and thus they are very often reinforced. In this paper, a test campaign of reduced model columns was carried out. Batches were prepared with square and circular columns, reinforced and unreinforced. The tests were conducted on GEOCISA's facilities.

The work includes a theoretical and experimental study on the mechanical behaviour of concrete columns reinforced by confinement, subjected to an axial load. The reinforcements were done adding to the columns surface carbon fibre fabrics. A comparison of failure modes across batches is provided, in order to finally achieve a number of conclusions and recommendations.

Key Words: Columns, Structure, Reinforcement, Materials, C.F.

* vicente.alcaraz@upm.es



REFUERZO DE PILARES CON TEJIDOS DE FC.

Alcaraz, V.^{1*}, Mas, M.², García, E., Luizaga, A.¹

(1) Departamento de Ing. Civil: Servicios Urbanos, EUITOP, UPM, Madrid, España

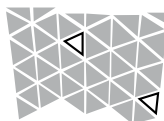
(2) Departamento de Ing. Civil: Tecnología de la Construcción, EUITOP, UPM, Madrid, España

Los pilares son los elementos estructurales más sensibles de una estructura, por lo que resulta muy frecuente su refuerzo. En el presente trabajo se realiza una campaña de ensayos de pilares en modelo reducido para este fin. Se construyeron 30 pilares en modelo reducido, 15 de ellos de sección cuadrada y 15 de sección circular. En cada caso se formaron 3 lotes, 5 pilares sin refuerzo (pilares testigo), 5 pilares con una capa de refuerzo y 5 pilares con dos capas de refuerzo. Los ensayos se realizaron en las instalaciones de GEOCISA.

El trabajo comprende un estudio teórico-experimental del comportamiento mecánico de pilares de hormigón armado reforzados por confinamiento mediante la técnica de adhesión de tejidos de fibra de carbono, sometidos a una carga axial. Se describen los modos de fallo de forma comparativa entre los distintos lotes, para plantear finalmente una serie de conclusiones y recomendaciones.

Palabras clave: Pilar, Estructura, Refuerzo, Material, Fibra de carbono.

* vicente.alcaraz@upm.es



DESIGN OF EXPANSIVE SELF-COMPACTING MICRO-CONCRETE. EFFICIENCY OF STRENGTHENING CONCRETE CYLINDRICAL PILLARS WITH FRP EXTERIOR JACKETS

Carballosa P^{*}, Gutiérrez, J P¹, Revuelta D², Echevarria L¹

(1) Departamento de Construcción, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
(IETcc-CSIC), Madrid, España.

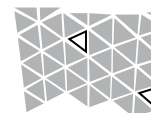
(2) Laboratorio Oficial para Ensayo de Materiales de la Construcción (LOEMCO),
Madrid, España.

This work presents a technique for strengthening concrete cylindrical columns using a confinement system consisting on a FRP exterior jacket and an expansive self-compacting micro-concrete placed between the column and the FRP jacketing, so the solution becomes an active reinforcement enclosure that also works for the acting loads at the time of reinforcement. The design of the micro-concrete is done by using first specific tests to determine the characteristics of self-compacting, and secondly, determining the dosage of expander additive that compensates the retractions. To verify that the expansion is greater than the retractions, the expansion is evaluated on linear prismatic specimens, according to ASTM C878, while the radial expansion is assessed in a device designed at IETcc that simulates the proposed solution.

Once the dose of the additive is fixed in the 15%, a series of columns are prepared to measure the expansion and their compressive strength with three different configurations: without external casing, with casing type wrapping and casing Shell Wrapping. The results indicate that the technique is suitable to improve strength and ductility of the elements, as the pressure of the containment can ensure the capacity of columns badly damaged.

Key words: Concrete, self-compacting, Expansive, confinement, FRP jacket

* carballosa@ietcc.csic.es



DISEÑO DE MICRO-HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES EXPANSIVOS. EFICACIA EN EL REFUERZO DE PILARES CILÍNDRICOS DE HORMIGÓN MEDIANTE ENCAMISADOS FRP

Carballosa P^{*}, Gutiérrez, J P¹, Revuelta D², Echevarria L¹

(1) Departamento de Construcción, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja
(IETcc-CSIC), Madrid, España.

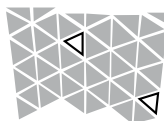
(2) Laboratorio Oficial para Ensayo de Materiales de la Construcción (LOEMCO),
Madrid, España.

Este trabajo presenta una técnica de refuerzo de pilares cilíndricos de hormigón mediante un sistema de confinamiento consistente en un encamisado exterior de FRP y un micro-hormigón autocompactante de carácter expansivo, vertido entre el pilar y el encamisado, de manera que se obtenga un refuerzo activo que también trabaje para las cargas actuantes durante el refuerzo. El diseño del micro-hormigón se realiza determinando primero las características de autocompactabilidad mediante ensayos específicos, y después la dosis de aditivo expansor que compense las retracciones. Para comprobar que las expansiones superan las retracciones se evalúa la expansión lineal en probetas prismáticas, según la ASTM C878, y la expansión radial en un dispositivo diseñado en el IETcc que simula la solución propuesta.

Fijada la dosis de aditivo en el 15%, se elaboran diversos pilares sobre los que se mide la expansión y se ensayan a compresión 3 configuraciones: sin refuerzo, con encamisado tipo wrapping y con encamisado Shell Wrapping. Los resultados indican que la técnica es adecuada para aumentar la resistencia y ductilidad de los elementos, ya que se cuenta con una presión de confinamiento que aumenta la capacidad de los soportes.

Palabras clave: hormigón, autocompactante, expansivo, confinamiento, camisas FRP.

* carballosa@ietcc.csic.es



CONSTRUCTION OF THE ST PIUS X CHURCH OF BARCELONA ¹

Paricio, A^{*}, Rosselló, M²

(1) Departamento de Construcciones Arquitectónicas I. UPC. Barcelona. España

(2) Departamento de Composición Arquitectónica. UPC. Barcelona. España

This paper deals with the construction process used to build the Saint Pius X Church in the Viviendas del Congreso Eucarístico neighbourhood of Barcelona. The church was designed by the architect José Soteras Mauri in 1960 and featured a ribbed concrete structure. Concrete arches transverse to the axis of the nave were placed not orthogonally but at an oblique angle, with their bases two pillar from the axis on each side, thus creating a triangular lattice. The lattice was covered with precast triangular panels following the curvature of the arch.

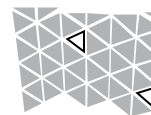
We wished to study the construction process, which combined in situ concrete with prefabricated components. The bases of the arches were made of in situ reinforced concrete and the rest was made using prefabricated arch sections connected by rebars, with each node being concreted at the appropriate level. This construction process is very similar to that of the reinforced concrete structures created by the engineer Pier Luigi Nervi.

The paper thus presents a construction process that is unique and innovative in terms of the approach and the means used at a difficult time for engineering in our country.

Keywords: process, construction, prefabricated, arch, concrete.

¹Esta comunicación de inscribe en el proyecto de investigación La arquitectura de la vivienda en Barcelona entre la autarquía y el desarrollismo, 1939-1976 (HAR 2010-19160) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

* antoni.paricio@upc.edu



PROCESO DE EJECUCIÓN DE LA IGLESIA SAN PÍO X DE BARCELONA ¹

Paricio, A^{*}, Rosselló, M²

(1) Departamento de Construcciones Arquitectónicas I. UPC. Barcelona. España

(2) Departamento de Composición Arquitectónica. UPC. Barcelona. España

La propuesta que se presenta, se refiere al proceso de ejecución que se utilizó en la construcción de la Iglesia de San Pío X del barrio de las Viviendas del Congreso Eucarístico de Barcelona.

Dicha Iglesia la proyectó el arquitecto José Soteras en 1960 a partir de una estructura nervada de hormigón. Es una estructura a base de arcos de hormigón transversales al eje de la nave con la particularidad de que dichos arcos no son ortogonales al eje de la misma sino dispuestos oblicuamente, desplazados dos pilares por cada lado respecto al eje, creando así un entramado triangular de cubierta. Ésta se cubrió con unas placas de cerramiento triangulares prefabricadas siguiendo la curvatura de los arcos.

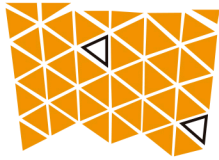
Nuestro interés radica en el proceso de ejecución que combinó la construcción de hormigón 'in situ' con la de piezas prefabricadas. Los arranques de los arcos son de hormigón armado realizado en obra y el resto se concretó con tramos de arcos prefabricados y unidos a través de esperas hormigonando cada nudo en la cota correspondiente. Dicho proceso de ejecución presenta muchas coincidencias con las estructuras realizadas por el ingeniero Pier Luigi Nervi.

En definitiva, la comunicación muestra un proceso de ejecución innovador tanto desde el planteamiento como desde los medios utilizados en una época difícil para la técnica en nuestro país.

Palabras clave: proceso, ejecución, prefabricado, arco, hormigón

¹Esta comunicación de inscribe en el proyecto de investigación La arquitectura de la vivienda en Barcelona entre la autarquía y el desarrollismo, 1939-1976 (HAR 2010-19160) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

* antoni.paricio@upc.edu



JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

Actas Proceedings



TIPOS DE HITOS ESTRUCTURALES

HITO DE HITOS: iass

Cassinello, P.

Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN:

Al tejido cultural de Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería pertenecen todas las obras construidas a lo largo de la Historia que representan indudables y destacadas innovaciones, como lo son, entre muchos otros; El Templo de Abu Simbel, El Panteón de Agripa, la Catedral Gótica, la Torre Eiffel, el Cristal Palace, la cubierta Laminar de Jena, el Salginatobel bridge o las desaparecidas Torres Gemelas de Nueva York. Pero existen otros muchos tipos de Hitos Estructurales. Hitos que no pertenecen a una sola obra. Revolucionarias patentes, como la del hormigón armado, nacido en manos del jardinero Monier (1849), o la del hormigón pretensado, registrada por Freyssinet en París (1928). Dos destacados Hitos que sin duda han cambiado el destino de las estructuras. Y también hay otros Hitos Estructurales, que transgrediendo la materia forman parte de la inquietud del pensamiento, y que convertidos en teorías filosóficas, normas, métodos de análisis, ... han marcado un antes y un después para los esqueletos estructurales.

Existen también Hitos de Hitos. Como la iass *Internacional Association for Shell Structures*, creada Eduardo Torroja (1959). Una asociación internacional nacida para aglutinar, difundir, promover, desarrollar,... un innovador hito de la historia de los tipos estructurales – las estructuras laminares-, que son uno de los más admirados legados estructurales de la Arquitectura Moderna. Una asociación que permanece viva, y que hoy en día aglutina el conocimiento de los nuevos hitos de las estructuras ligeras de nuestra actual vanguardia.

Palabras clave: Hito, Estructural, Arquitectura, Ingeniería, Innovación.

TYPES OF STRUCTURAL LIMESTONES

LIMESTONE OF LIMESTONES: iass

ABSTRACT:

All the structural work built throughout History belongs to the cultural weave of the Structural Limestone of Architecture and Engineering, which represent unquestionable and outstanding innovations, as the Abu Simbel Temple, The Agripa Pantheon, The Gothic Cathedral, Eiffel Tower, Crystal Palace, Jena's shell roof, the Salginatobel bridge or the missing Twin Towers of New York amongst others. But there are many other types of Structural Limestone which don't belong to one type of work but to many. There have been revolutionary patents, as the reinforced concrete which was invented by the gardener Monier (1849), or the prestressed concrete patent which was registered by Freyssinet in Paris (1928). These are two outstanding Limestones which, without a doubt have changed the fate of structural form. There are also other Structural Limestones which transgress materials and belong to the restlessness of the thought, and they have been turned into philosophical theories, structural rules, analytic methods, which have been an innovation which have changed the Structural Skeletons.

There are also Limestones of Limestones. As the *Internacional Association of Shell Structures* founded by Eduardo Torroja (1959). An international association born to draw together, to spread, to stimulate, to develop,... an innovative limestone of the Structural Limestone's History – The Thin Concrete Shells – which are some of the most admired structural legacy of the Modern Architecture. An association which is alive today and draws together the knowledge of the new structural limestone on light structures which belong to our vanguard.

Key Words: Limestone, Structural, Architecture, Engineering, Innovation.

1. Introducción

La Historia no es sólo ver: es pensar lo visto. Y pensar es siempre, en uno y otro sentido, construcción.
Ortega y Gasset

Las Jornadas Internacionales de investigación en construcción que hemos convocado sobre “Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería” tienen como objetivo fundamental propiciar la reflexión conjunta sobre los diferentes tipos de Hitos Estructurales acaecidos a lo largo de la Historia. Se trata de analizar su *razón de ser* como innovaciones destacadas en el tejido cultural de esta disciplina, contribuyendo a la construcción de su conocimiento.

La presente comunicación pretende contribuir a poner de manifiesto la existencia de muy diferentes tipos de Hitos Estructurales, que no solo están referidos a emblemáticas obras construidas cuya aparición marca un antes y un después en los esqueletos estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería, sino también de otros muchos tipos de Hitos Estructurales que como determinadas patentes o revolucionarios métodos de cálculo, análisis estructural o sistemas constructivos, abren nuevos caminos de innovación y progreso produciendo un destacado cambio de rumbo. Por otra parte, y dado que las Jornadas se celebrarán en el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, en cuyo seno fue fundada la iass *Internacional Association for Shell Structures* por Eduardo Torroja en el año 1959, esta comunicación pone de manifiesto la relevancia de esta Asociación como Hito de Hitos Estructurales, que hoy permanece viva aglutinando nuevos tipos estructurales de la actual vanguardia de Estructuras Ligeras.

2. – Tipos de Hitos Estructurales

De entre las diversas definiciones de Hito recogidas actualmente en el diccionario de la Real Academia española, son dos las que muestran el significado al que están referidas estas Jornadas Internacionales. Por un lado, se define un Hito como aquella persona, cosa u hecho clave y fundamental dentro de un ámbito o contexto. Y por otro lado, se define también Hito como un “mojón” que indica la dirección hacia donde te lleva un camino.

Un Hito estructural es pues, en base a esta dual definición, un hecho clave y fundamental en el contexto histórico de la estructuras de la Arquitectura y la Ingeniería, y este hecho puede concretarse, no solo a través de una determinada obra construida, sino también a través de pensamientos, reflexiones, relevantes y fundamentales teorías estructurales, procesos constructivos, métodos de cálculo y comprobación, aplicaciones de nuevos materiales,... que marcan nuevos caminos.

Por otra parte, atendiendo a su alcance y relevancia, no cabe duda de que existen Hitos de mayor importancia que otros. Algunas obras, pensamientos y hechos, han sido realmente fundamentales, y han marcado un antes y un después de su aparición, razón por la cual su reconocimiento a nivel internacional es indudable, mientras que existen también otros hitos referidos a una menor escala y por ello de menor repercusión, que sin embargo no dejan de serlo. A todos estos diferentes tipos de Hitos pertenecen una larga e innumerable lista, que es imposible recoger, no solo en esta comunicación, sino en el transcurso del reducido tiempo destinado a estas Jornadas Internacionales. Sin embargo, la puesta en común de algunos de los más destacados representantes de cada tipo y de cada tipo estructural, propiciara la reflexión conjunta de su razón de ser y repercusión en el progreso de acaecido sobre los esqueletos estructurales a lo largo de la Historia. Todos ellos son referentes que demandan ser recordados, generación tras generación, y que en su conjunto marcan los diferentes caminos de la encadenada innovación tecnológica propiciada por los avances de la Ciencia.

En efecto, si un Hito fundamental es la primera patente de Hormigón pretensado registrada por Freyssinet en París en 1928, la patente de anclaje indirecto desarrollada por el ingeniero Barredo en el instituto de la Construcción y del Cemento en la década de los años 50, fue sin duda otro Hito, que aunque de mucha menor repercusión internacional, permitió que en España pudieran construirse otros hitos estructurales, que sin su existencia no hubiera sido posible durante los

años en los que nuestro mercado de la construcción demandaba este tipo de patentes autóctonas. A través de algunas de las obras de Eduardo Torroja, como el Depósito de Fedala, este sistema de anclaje fue conocido como “el sistema español”. Y tomando como referente a Eduardo Torroja, no solo sus obras construidas son Hitos Estructurales de reconocimiento internacional, sino que también lo es su libro titulado “*Razón y Ser de los tipos estructurales*” (1957), traducido a cinco idiomas, o la Instrucción H.A. 61 que fue publicada el mismo año de su muerte.

Iniciando ahora un breve y discontinuo análisis de la Historia, uno de estos primeros y fundamentales Hitos Estructurales construidos por el hombre fue la bóveda tallada en la roca al borde del Nilo en el Templo de Abu Simbel (siglo 1.284 a. C. – 1.264 a.C.). El templo fue construido por Ramses II para conmemorar su victoria en la batalla de Kadesh, con la intención de crear un espacio que superara en tamaño, innovación y majestuosidad a todos los existentes. Fue tallado en la montaña a 62 metros de profundidad con un diámetro de 38 metros, el mayor jamás construido por el hombre en una bóveda de estas características. Una hazaña en la que se emplearon más de 20 años. Lamentablemente, debido a la construcción de la presa de Asuán, a principios de la década de los años 60, todos los templos del Nubia fueron trasladados para evitar que quedaran sumergidos. Con independencia de la gran hazaña que también representó esta anastilosis, fruto de la colaboración internacional e interdisciplinar, la bóveda tallada en la montaña no pudo ser rescatada. Hoy, este Hito Estructural duerme bajo las aguas del Nilo imposibilitando que sean desvelados los misterios de su procedimiento de construcción y específicas características de su estabilidad estructural.

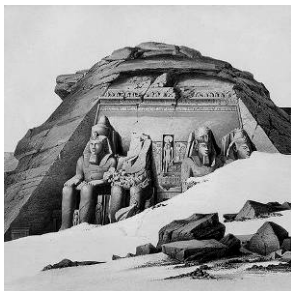


Fig.1 Templo Abu Simbel

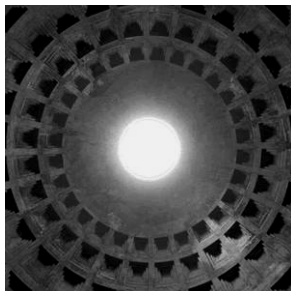


Fig.2 Panteón de Agripa



Fig.3 Catedral de León



Fig.4 Catedral de Florencia

Saltando en el tiempo y el lugar, otro de estos fundamentales Hitos Estructurales, referidos a otros tipos de grandes cubiertas espaciales, es el Panteón de Agripa en Roma, que fue construido por Marco Vipsanio Agripa (siglo 27.a.C) y reconstruido por Adriano (siglo 28 a.C.). Se trata de otra de las piezas claves del Patrimonio Construido por la Humanidad, que no solo contiene innovaciones formales en cuanto al espacio arquitectónico se refiere, sino que cuenta con una innovadora cúpula esférica de fábrica pétrea de 43,30 metros de diámetro, la mayor construida por el hombre con una sola hoja de fábrica pétrea. Una de las claves para poder alcanzar este tamaño sin precedentes, que jamás ha sido superado, fue el empleo de sillares ligeros de piedra pómez, que minimizaron el empuje resultante. Se trata de un Hito Estructural en el que además, todas las técnicas constructivas empleadas le han permitido mantenerse en pie durante más de diecinueve siglos sin necesitar importantes refuerzos estructurales, pese a la continua agresión, no solo de los agentes meteorológicos, la contaminación,... sino también de las peligrosas acciones dinámicas producidas por los movimientos sísmicos acaecidos a lo largo de los siglos en Roma.

Siguiendo con la evolución de las cubiertas pétreas, que nos sirve de Hito Estructural ejemplar, fue en el medioevo cuando se construyó otro de los más admirados Hitos Estructurales de la Historia de la Arquitectura de fábrica pétrea; la Catedral Gótica, cuyo esqueleto estructural optimizó el uso de la piedra como material, y cuya bóveda de crucería, pese a su reducido tamaño (máxima luz de vano libre 22,00 m), fue uno de los más relevantes avances estructurales alcanzados por las bóvedas pétreas, ya que se consiguió dirigir las resultantes a puntos concretos que permitieron liberar al muro de su función portante incorporando la luz en el espacio arquitectónico. Posteriormente, durante el Renacimiento, los esqueletos de fábrica, y concretamente las bóvedas y cúpulas, continuaron siendo objeto de cambios fundamentales que dieron lugar a nuevos Hitos Estructurales, como lo fue la cúpula octogonal de la Catedral de

Florenia diseñada por Brunelleschi en 1420, la primera construida con doble hoja de fábrica de ladrillo, y que alcanzó un diámetro de 45,60 metros. También los puentes, las presas, los acueductos,...y las torres iniciaron su gestación de Hitos Estructurales desde sus primeras construcciones con fábricas pétreas. Sin duda, uno de los más relevante representantes de este tipo de estructuras pétreas fue el famoso Faro de Alejandría construido en el siglo III a. C., con una altura estimada entre 115 y 150 metros, una de las estructuras más altas construidas por el hombre con fábrica pétreo, considerada además como una de las Siete Maravillas del Mundo. Lamentablemente desapareció en el siglo XIV tras un fuerte terremoto. El Puente de Alcántara construido por los romanos sobre el río Tajo, es otro de los míticos Hitos Estructurales de la ingeniería civil ejecutada en fábrica. Fue construido en honor del emperador Trajano. Se trata de un puente en arco de 119 metros de longitud y 8 metros de ancho, que cuenta con un gálibo de 71 m. Tras diferentes lesiones debidas siempre a los ataques sufridos en varias guerra a lo largo de los siglos, el Puente de Alcántara se mantiene en pie como Hito Estructural y referente del buen hacer. No en vano Carlos Fernández Casado, que lo analizó en profundidad, dijo: *“Que nadie construya puentes en España sin haber pasado por Alcántara”*.

Muy posteriormente, tras la revolución industrial surgida en Inglaterra en el siglo XVIII, se inició el camino hacia la industrialización. Como consecuencia de este hecho, desde mediados del siglo XIX aparecieron las primeras patentes de elementos prefabricados para la construcción civil y arquitectónica. El hierro como material fue un Hito que abrió nuevos caminos para generar nuevos Hitos Estructurales. Surgieron entonces nuevos tipos de puentes basados en también nuevos conocimientos mecánicos. El primer puente de hierro fue construido sobre el río Severn en Shropshire, Inglaterra en 1779. Fue proyectado en base a la idea de Thomas F. Pritchard por Abraham Darby. Es un puente en arco de 60 metros de longitud, que salva una luz libre de 30,5 metros entre sus arranques. También surgieron nuevas cubiertas arquitectónicas espaciales con muy diferentes tipos de esqueletos estructurales, que abandonando la masa continua de la fábrica, fueron ejecutadas con entramados de barras y arcos de hierro. La evolución del material, de sus tipos de uniones, de la fabricación finalmente normalizada e industrializada generó una nueva secuencia encadenada de Hitos Estructurales. Entre ellos destaca de manera muy especial el Crystal Palace que fue la primera estructura de hierro construida en su totalidad mediante elementos prefabricados. Fue proyectada por Paxton en Londres en 1851, tras una amplia experiencia en la construcción de invernaderos de estructura de hierro. Ubicada inicialmente en Hyde Park, estuvo destinada a albergar la primera Gran Exposición Universal. Su bóveda de cañón se generó mediante la secuencia continua de arcos de hierro prefabricados. Este mítico Hito Estructural cuyo esqueleto fue cubierto por paneles normalizados de vidrio, desapareció finalmente en 1936 debido a un incendio. En la exposición Universal de 1889 celebrada en París, se construyeron otros dos míticos Hitos Estructurales; La Galería de Máquinas de 420 metros de largo por 115 de ancho, cuya cubierta estaba generada por la secuencia continua de arcos de 108 metros de luz de vano, formados por dos medias parábolas articuladas con cordón superior de extradós recto. Proyectado por Louis Dutert, fue el mayor arco construido en hierro hasta el momento. Y el otro mítico Hito Estructural, que se convirtió en el símbolo e imagen de la ciudad de París, fue la Torre Eiffel. Fue proyectada por Gustave Eiffel, ingeniero especialista en puentes. Su estructura alcanzó una altura de 321 metros, siendo la construcción más alta ejecutada por el hombre hasta que en el año 1931 se construyó el Empire State Building en Nueva York.

Fue también en el siglo XIX cuando apareció un nuevo material que estaba predestinado a generar nuevos Hitos Estructuras; el Hormigón Armado. En 1849 el jardinero francés Joseph Monier, utilizando cemento armado, construyó unas pequeñas macetas para rosales y en 1855, Joseph Lambot construyó el casco de una pequeña barca con un material similar. Es sobradamente conocida la larga y relevante Historia acaecida a partir de este momento, en el cual es presentada la primera patente de hormigón armado, en la Exposición Internacional de París celebrada en el año 1855. A nivel mundial, como reguero de pólvora, se extendió el nacimiento de este nuevo material, que por sus características físicas y mecánicas, aún pendientes de conocer y evolucionar, estaba destinado a revolucionar el mundo de la construcción de la Ingeniería y la Arquitectura. Nuevamente, los puentes, las torres, las presas, los edificios en altura, las cubiertas,... inician un nuevo camino de experimentación con este nuevo material, al que se unió en poco tiempo el Hormigón pretensado, cuya primera patente fue registrada por

Eugene Freyssinet en 1928 en Paris, tal y como ya he comentado, generando una amplia y prolongada conquista de nuevas formas estructurales que todavía forman parte de nuestra actual vanguardia. Son muchos los Hitos Estructurales construidos desde entonces con estos materiales. Hitos también sus nuevos métodos de dimensionado y cálculo, sus nuevos y específicos procesos de construcción, sus sistemas de unión, de pretensado,... Una inagotable y larga cadena que teje la Historia del progreso alcanzado, que tal y como ya he referido desde el inicio de esta comunicación, es imposible recoger aquí.

Tras más de 70 años de vida y experimentación en los que estos materiales fueron utilizados en todos y cada uno de los elementos estructurales de la Ingeniería Civil y la Arquitectura, finalmente encontraron uno de sus más idóneos tipos estructurales; las Estructuras Laminares. En efecto, tras este largo periodo de siete décadas, el hormigón armado volvió a sus orígenes, y una vez capacitado para hacerlo, inició la aventura de cambiar de escala aquellas pequeñas macetas laminares, que adoptando muy diferentes formas geométricas y tamaños, se convirtieron en uno de los más venerados hitos de la Arquitectura Moderna. Un cambio de escala, que como todos los ocurridos en la Historia, produjo un sinfín de problemas, poniendo de manifiesto, una vez más, la no siempre conocida e inquietante *“debilidad de los gigantes”*. Fue en la segunda década del siglo XX cuando realmente se inició, lo que sin duda podemos llamar, *“La Aventura Laminar”*, en la que ingenieros y arquitectos se unieron, enlazados como eslabones de una misma cadena, forjada para la búsqueda de la más *eficaz, desnuda y esbelta forma laminar resistente*, en un intento de conquistar la nueva libertad de forma y tamaño, que este material les ofrecía, unida al nuevo sentir, que en esa misma década, hizo nacer la Modernidad, como un nuevo modelo de pensamiento que será reconocido siempre a través de la posterior y famosa frase atribuida a Mies Van Der Rohe; *“Less is More”*.

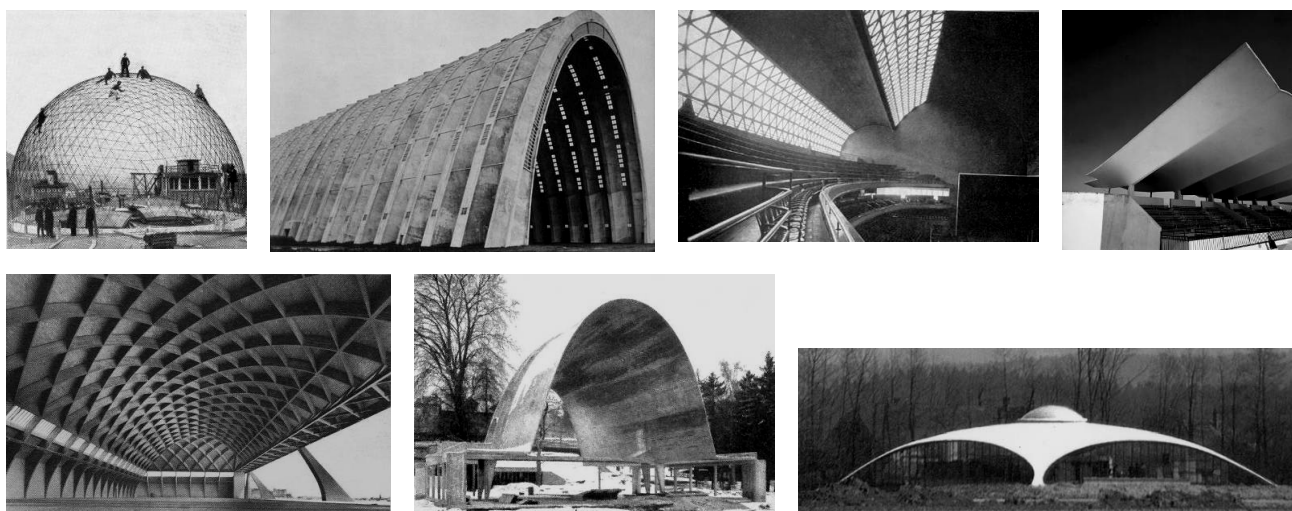


Fig. 5 Thin Concrete shells (1925-1971): 1. Planetario en Jena (F. Dischinger); 2. Hangares de Orly (E. Freyssinet); 3. Frontón Recoletos (E. Torroja); 4. Hipódromo de la Zarzuela (E. Torroja); 5. Hangar en Orvieto (P.L. Nervi); 6. Pabellón Cemento (R. Maillart); 7. Garden Center Burgi. Zuiza. (Heinz Isler) 1971

Las internacionalmente conocidas como las *“Thin Concrete Shells”*, pueden ser definidas con un conjunto de eficaces y desnudas formas espaciales, construidas en hormigón armado y/o pretensado, en las que el espacio habitable esta definido por la propia forma geométrica de la estructura laminar en sí misma, que se constituye, en *un solo gesto*, en; piel, y estructura de la Arquitectura que define, generando una nueva y Moderna imagen escenográfica en la ciudad. Unas formas espaciales en las que se cumplían, de forma tajante y rotunda, los cinco puntos fundamentales definidos por Le Corbusier para la Arquitectura Moderna.

En 1925 se construyó el Planetarium de Jena, considerada a nivel internacional como la primera Thin Concrete Shells. Esta pionera estructura laminar fue el resultado de la colaboración entre los ingenieros Franz Dischinger (1887-1953), de la empresa Dyckerhoff y Widmann, y de Walter Bauersfeld (1879-1959), de la empresa de ingeniería Carl Zeiss, y de los arquitectos Hans Schlag y Johannes Schreiter. El sistema de construcción utilizado fue patentado (Z-D) y diez años más tarde introducido en Estados Unidos por Anton Tedesco, que fue también ingeniero de la

empresa Dyckerhoff y Widmann. A partir de este momento aparecieron en escena diferentes protagonistas que década tras década, fueron aportado nuevos y destacados Hitos Estructurales pertenecientes a este nuevo tipo estructural, en el que se buscaba alcanzar *la conquista de la esbeltez de la más desnuda y eficaz forma resistente* que estos nuevos materiales les permitían construir. Entre Hitos de las Thin Concrete Shells destacan, por diferentes aportaciones, las obras de: Franz Dischinger (1887-1953), Walter Bauersfeld (1879-1959), Robert Maillart (1872-1940), Simon Boussiron (1873-1958), Ulrich Finsterwalder (1897-1988), Eugène Freyssinet (1879-1962), Auguste Perret (1874-1954), Nicolás Esquillán (1902-1989), Bernard Lafaille (1900-1955), Albert Caquot (1881 -1976), Ove Nyquist Arup (1895-1988), Eduardo Torroja Miret (1899-1961), Pier Luigi Nervi (1891-1979), Anton Tedesko (1903-1994), Andre Paduart (1914-1985), Félix Candela (1910-1997), Mario Salvadori (1907-1997), Eero Saarinen (1910-1961), Heinz Hossdorf (1925-2006), Matthew Nowitzki (1910-1950), Ulrich Müther (1934-2007), Heinz Isler (1926-2009), y Jörg Schlaich (1934).

De forma paralela, desde finales del siglo XIX, se construyeron también diferentes tipos de estructuras laminares con fábrica de ladrillo y mixtas (hormigón y fábrica). Entre ellas cabe destacar, las bóvedas tabicadas realizadas por: Rafael Gustavino (1842-1908) y su hijo (*Guastavino Company* desaparecida en 1962), Antonio Gaudí (1852-1926), así como la obra de fábrica armada de Eladio Dieste (1917-2000), y la de Ildefonso Sánchez del Río (1898-1980), tanto en estructuras laminares mixtas (fábrica y hormigón armado), como en “Thin Concrete Shells”.

3. – Hito de Hitos: iass

Del 16 al 20 de septiembre de 1959 se celebró en el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento de Madrid, un coloquio internacional bajo el título “*Coloquio internacional sobre procesos constructivos, no tradicionales de Estructuras Laminas*”. En esta reunión, a propuesta de Eduardo Torroja se fundó la iass “*Internacional Association for Shell Structures*”. En los coloquios y conferencias intervinieron más de 100 especialistas de diferentes países; Alemania, Argentina, Brasil, Bélgica, Ceilan, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Holanda, Inglaterra, Italia, Japón, Noruega, Polonia, Portugal, Suecia, Suiza y Uruguay. Eduardo Torroja creó esta asociación internacional con el fin de establecer una entidad reglada, a través de la cual se pudieran intercambiar ideas y experiencias, difundiendo las innovaciones que en cada momento y lugar se fueran produciendo. De forma continua desde entonces, la iass celebra encuentros, jornadas y congresos internacionales, que sirven de foro de debate y difusión. Otra de las actividades más relevantes de esta asociación, fue la creación de equipos de trabajo sobre temas específicos de interés, así como una publicación, que bajo el nombre de “*Bulletin of iass*”, se publicó desde el primer momento, difundiendo parte de los resultados y/o intervenciones en los congresos, así como obras de indudable interés, siempre en referencia a los diferentes y múltiples aspectos del desarrollo de las “Thin Concrete Shells”; ensayos sobre modelos reducidos, sistemas de cálculo, formas geométricas resistentes, procesos de obra, prefabricación,... El impacto a nivel internacional fue de tal envergadura, que no solo se difundieron los avances alcanzados en este campo de la construcción y civil y arquitectónica, sino que el número de sus miembros creció de forma vertiginosa en todos los países. El primer comité de la IASS estaba formado por miembros de diferentes países. Presidente: Eduardo Torroja (España), Vicepresidentes: A.L. Parme (U.S.A.), w. Olszak (Polonia), Miembros: A. Aas Jacobsen (Noruega), A.L.L. Baker (Gran Bretaña), N. Esquillan (Francia), A.M. Haas (Holanda), R.S. Jenkins (Gran Bretaña), K.W. Johansen (Dinamarca), F. Levi (Italia), O.D. Oniashvili (U.S.S.R.), A. Paduart (Bélgica), H. Rühle (Alemania D.R.), W. Zerna (República Federal Alemania), Secretario: Florencio del Pozo (España).

Previo a la fundación de la iass, el 16 de septiembre de 1959, Eduardo Torroja recibió a los congresistas en el “*Patio de Alarifes*” del Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento itcc, mostrándoles las dos láminas experimentales que había construido para celebrar este acontecimiento. Diez años después, en 1969, Fernando Cassinello, director entonces del Instituto, y José Antonio Torroja, construyeron otra estructura laminar en el mismo sitio, que a modo de testimonio permanente, recuerda la relevante historia acaecida en ese mismo lugar.

A finales de los años setenta, una vez conquistada la cima de su conocimiento, el protagonismo internacional de las *Thin Concrete Shells* se había desvanecido. No en vano, fue precisamente en el año 1969, cuando la iass “*Internacional Association for Shell Structures*”, decidió cambiar su nombre, y sin modificar sus siglas, en 1970 pasó a llamarse “*Internacional Association for Shell and Spatial Structures*”. A partir de este momento, se ocupó de todo tipo de estructuras espaciales, no limitándose a las láminas de hormigón, que siguieron construyéndose de forma muy poco generalizada, hasta prácticamente desaparecer. Su lugar lo ocuparon nuevos tipos estructurales, materiales y formas, que como el vidrio, las mallas y las redes de cables tensadas empezaron a cobrar protagonismo. De esta manera, quedaron también integradas en la iass las estructuras ligeras, sobre las que Frei Otto se ocupó especialmente de su investigación desde 1964, en el Instituto de Estructuras Ligeras de Stuttgart (Institut für leichte Flächentragwerke).

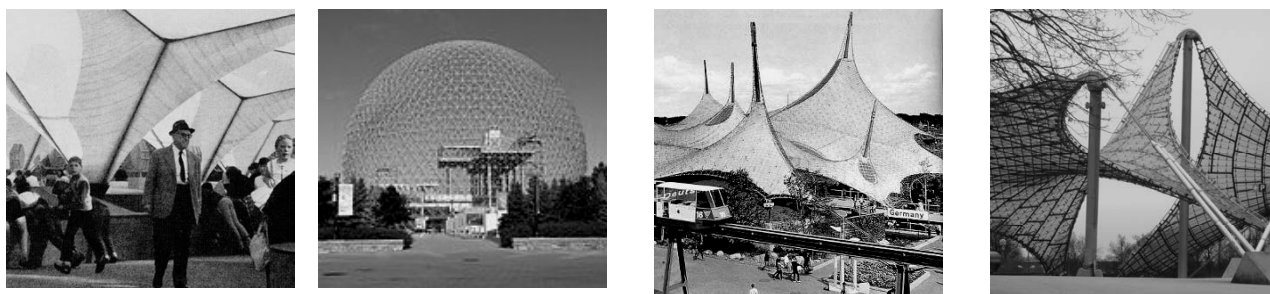


Fig.6 Cubiertas Espaciales Ligeras (1964-1972)

1. Pabellón suizo Lausanne; 2. Cúpula Geodésica; 3. Malla de cables y membranas 1967; 4. Estadio Olímpico Munich

En efecto, desde la década de los años sesenta fueron apareciendo nuevos caminos por conquistar en el campo de las estructuras espaciales. En 1964 Heinz Hossdorf construyó la primera cubierta laminar de plástico tesada para el Pabellón suizo de la Exposición Internacional de Lausanne. Pocos años después, en la Exposición de Montera celebrada en 1967, Richrad Buckminster Fuller construyó una gran cúpula geodésica de 76 m de diámetro y 40 m de altura utilizando perfiles metálicos normalizados, y en la misma Exposición, Frei Otto construyó, con el arquitecto Rolf Gutbrodt y los ingenieros Leonhardt y Andrä, el más relevante referente de la nueva generación de cubiertas tensadas de mallas de cables recubierta por membranas. Una cubierta que marcó el inicio de nuevos tipos estructurales de cubiertas espaciales ligeras. El Estadio Olímpico de Munich construido en 1972, siguiendo este modelo, es otro de los más destacados Hitos Estructurales de las cubiertas espaciales ligeras. Fue proyectado por el arquitecto Günter Behnisch en colaboración con Frei Otto y los ingenieros de Leonhardt und Andrä, y con Jörg Schlaich como jefe del proyecto.

Actualmente la iass, “Hito de Hitos”, bajo la dirección de John F. Abel, continua realizando la relevante labor para la que fue fundada en el año 1959 bajo la presidencia de Eduardo Torroja, habiéndose incorporado, desde entonces, todos los tipos de estructuras espaciales que han ido surgiendo en el contexto internacional, como la vanguardia de las Estructuras Ligeras, que en gran medida están hoy protagonizadas por la oficina de schlaich bergemann und partner, tal y como se muestra en la exposición sobre su obra que ha sido integrada como parte de las actividades de estas Jornadas Internacionales sobre Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería.

BIBLIOGRAFÍA

- Billington, D., 1991 “*Robert Maillart and the Art of Reinforced Concrete*”, Architectural History Foundation.
- Cassinello, P.; Schlaich, M.; Torroja, J.A. 2011 “*Madrid sede internacional / iass (1959-2011). De las láminas de hormigón a las nuevas estructuras ligeras*”. Estructuras Ligeras sbp. Universidad Politécnica de Madrid
- Cassinello, P.; 2006 “ *En memoria de Heinz Hossdorf*”. Informes de la Construcción vol 58, nº502. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. CSIC. Madrid
- Nervi, P.L.; 1957 “*P.L. Nervi*” . Verlag Arthur Niggli – Teufen (Schweiz).
- Schlaich, J.; Bergemann, R. 2004. “*Leicht weit- Light structures*”. Herausgegeben von.
- Torroja, E. 1957 “*Razón y Ser de los tipos estructurales*”. Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento. CSIC. Madrid
- Weingardt , R. G.; “ *Anton Tedesco: Father of Thin-Shell Concrete Construction in America*”. NCSEA

LA CUBIERTA DEL FRONTÓN RECOLETOS AL DESNUDO

Lozano-Galant, J.A.^{1.*}, Payá-Zaforteza, I.²,

(1) *Universidad de Castilla-La Mancha, Departamento de Ingeniería Civil, Ciudad Real, España*

(2) *ICITECH, Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería de la Construcción, Valencia, España*

RESUMEN:

Las láminas de hormigón de Eduardo Torroja son uno de los mejores ejemplos de ingeniería estructural del siglo XX. Proyectadas y construidas en una época en la que los ordenadores no existían, estas estructuras son un claro ejemplo de cómo la inteligencia, creatividad e imaginación de un genio no fueron frenadas por las limitaciones de los métodos de cálculo analíticos existentes en su época y de cómo pueden construirse de forma económica estructuras innovadoras de gran calidad estética. Una de sus obras más destacadas fue la cubierta del Frontón de Recoletos, una espectacular lámina formada por la intersección de dos lóbulos de reducido espesor que fue destruida por la Guerra Civil. Este artículo revisa brevemente la historia del Frontón, sitúa su cubierta en su contexto histórico-técnico y muestra los resultados de un análisis estructural de la cubierta mediante varios modelos de elementos finitos de diferente complejidad y precisión (el análisis incluye el efecto de los anillos de refuerzo que Torroja proyectó pero que no llegaron a construirse). La comparación de los resultados de los modelos numéricos con los proporcionados por Torroja [5] (cálculos manuales y deformaciones medidas en la obra real y en el modelo reducido), permite validar los modelos numéricos empleados y comprender el diseño conceptual y el comportamiento estructural de la lámina. Así, esta investigación permite comprender mejor el funcionamiento estructural de una de las obras maestras del Arte Estructural y de los modelos simplificados empleados en el cálculo de estructuras laminares, lo que resulta de gran utilidad tanto para la educación de ingenieros y arquitectos como para futuros diseños.

Palabras clave: Lámina de hormigón, Eduardo Torroja, Modelos de elementos Finitos, Arte estructural, Frontón Recoletos.

THE FRONTÓN RECOLETOS' ROOF NAKED

ABSTRACT:

Eduardo Torroja's thin concrete shells stand among the best examples of structural engineering work of the 20th century. At a time when computers did not exist, Torroja's imagination and creativity were not constrained by the limits of the analytical methods available for structural design, and he was able to design and build economically innovative structures of the highest aesthetic quality. One of his major creations was the roof of the Frontón Recoletos, a unique two lobe thin shell that was destroyed during the Spanish Civil War. This paper reviews briefly the history of the Frontón, shows the results of a structural analysis of its roof by several Finite Element (FE) models of different complexity and precision, and compares FE results to those obtained by Torroja in [5]. FE results confirm the validity of Torroja's conceptual design. In addition, the paper analyses in detail the influence on the behaviour of the roof from the stiffening ribs that Torroja designed but that never were built. As a result, the paper enables a better understanding of one of the masterpieces of Structural Art, and of simplified and complex shell analysis models, which is useful for the education of engineers as well as for future designs

Key words: Thin Concrete Shell, Eduardo Torroja, Finite Element Models, Structural Art, Frontón Recoletos.

* joseantonio.lozano@uclm.es

1. –Introducción

El adecuado diseño de las estructuras laminares de hormigón puede producir como resultado una perfecta unión entre la expresividad e imaginación del diseñador y un eficiente comportamiento estructural tal y como demuestran los trabajos de Candela [1] Insler [2] y Torroja [3] entre otros. Esta tipología es un reflejo de una época en la que el coste de los materiales obligaba a minimizar y optimizar las formas de las estructuras. Sin embargo, pese a lo atractivo y mágico de estas formas, en la actualidad es cada vez menos frecuente la construcción de láminas de hormigón debido, entre otras razones, a la dificultad de su diseño y análisis. No cabe duda que una de las formas más atractivas e inspiradoras de aprender a proyectar correctamente esta tipología es mediante el estudio de las construcciones realizadas por los maestros constructores. Esta idea ha guiado trabajos en los que se analizaban las cubiertas construidas por Candela [1]. El propósito de este artículo es contribuir a aumentar el entendimiento de las láminas de hormigón mediante el análisis de una de sus piezas maestras: la cubierta del Frontón Recoletos diseñada por Eduardo Torroja.

Eduardo Torroja (1899-1961) es uno de los ingenieros estructurales más relevantes del siglo 20 [4]. Durante sus casi 40 años de actividad profesional, Torroja mostró una notable inquietud en el diseño y construcción de las láminas de hormigón. Entre las cubiertas realizadas destacan la del Mercado de Algeciras (1934), el Hipódromo de la Zarzuela (1935) y el Frontón Recoletos (1935). En todas estas obras se transformaba la percepción de un material tradicionalmente rígido y pesado como el hormigón armado, mediante formas innovadoras y estructuralmente eficientes que dotaban a las cubiertas de una gran flexibilidad, esbeltez y ligereza. Para poder realizar tales hitos estructurales, en un tiempo en el que los ordenadores no se aplicaban todavía a la ingeniería, Torroja desarrolló nuevos métodos analíticos, construyó modelos a escala, e incluso monitorizó tanto los modelos a escala como las estructuras reales con el fin de comprobar su seguridad, aprender de su comportamiento estructural y mejorar así los diseños futuros.

Torroja explicó los detalles del análisis y construcción de la cubierta del Frontón de Recoletos en una memoria [5]. Este artículo, basado en la investigación presentada en [6] y [7], pretende analizar el comportamiento estructural analizando al mismo tiempo las principales lecciones que se pueden extraer de esta estructura. Para esto, se analiza la cubierta con diferentes MEF, y se comparan sus resultados con los obtenidos por Torroja. Este artículo permite un mejor entendimiento de (a) una de las principales estructuras históricas de hormigón armado, (b) la exactitud de los diferentes modelos que se pueden utilizar para analizar las estructuras laminares y (c) el comportamiento de las láminas en general, lo que resulta de utilidad para futuros diseños y para la educación de los ingenieros. El artículo comienza con una descripción de la cubierta del Frontón de Recoletos, su contexto histórico y los métodos de cálculo utilizados. Tras ello, se explican las principales características de los MEF realizados y los resultados obtenidos. Finalmente, se muestran las conclusiones.

2. – Frontón Recoletos

El Frontón de Recoletos (Fig. 1.a y 1.b) era una instalación deportiva diseñada mediante la colaboración de S. Zuazo y E. Torroja para la práctica de la Pelota Vasca en Madrid. En este tipo de instalaciones, la cubierta es el elemento estructural cuyo diseño plantea más dificultades dado que debe cubrir el terreno de juego a una altura considerable, sin apoyos intermedios y permitiendo al mismo tiempo la entrada de luz natural. Para satisfacer todos estos requisitos funcionales la cubierta del Frontón Recoletos se diseñó como una estructura laminar de hormigón armado que cubría una superficie cuadrada de 55 × 32.5 m. En aquellas zonas donde era necesaria la entrada de luz, la lámina se remplazó por celosías triangulares de hormigón a modo de lucernarios.

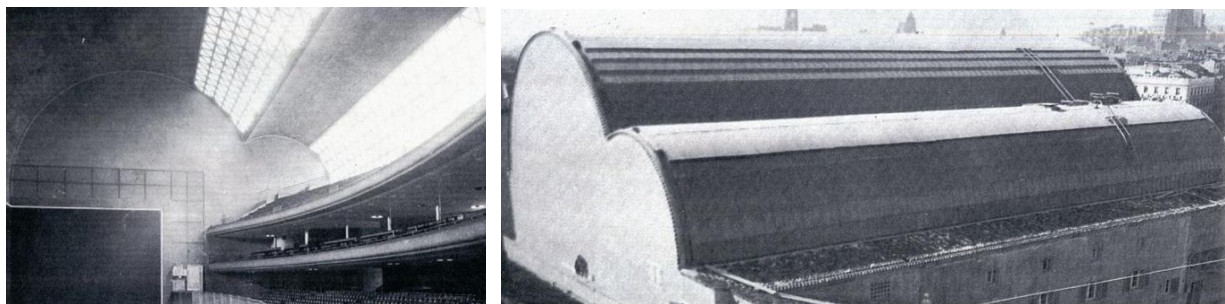


Figura 1. A) Vista interior del Frontón de Recoletos. B) Vista exterior. Cortesía del Archivo Torroja-CEHOPU.

La lámina tenía una forma innovadora y atractiva definida por medio de la intersección de dos sectores cilíndricos. La directriz de la cubierta estaba definida por dos arcos circulares de 12.2 y 6.4 m de radio que partían de los apoyos exteriores y que se unían ortogonalmente en una tangente vertical a lo largo de una línea paralela a sus ejes definiendo, en palabras del propio Torroja, el perfil de una gaviota. El espesor de la lámina variaba a lo largo de la directriz, presentando un valor mínimo en clave de ambos sectores cilíndricos de 8 cm. En la conexión de ambos sectores este espesor se incrementaba a 30 cm con el fin de resistir los momentos transversales. Los elementos de hormigón armado que forman la celosía triangulada de los lucernarios tenían una sección rectangular de 17 x 30 cm. La cubierta se apoyaba en sus dos generatrices extremas y en sus dos directrices extremas. Los apoyos permiten la libre dilatación longitudinal de la lámina mientras se restringen los desplazamientos transversales. Los apoyos en las directrices actuaban como diafragmas rígidos que impedían los cambios de forma y los desplazamientos verticales. Estos diafragmas tenían como objetivo que la cubierta trabajara de forma similar a una membrana para aumentar la eficiencia estructural y reducir así el espesor necesario y por tanto el peso propio.

En 1937, en plena guerra Civil, la estructura sufrió varios impactos procedentes de bombardeos aéreos que causaron deformaciones severas en la cubierta. Tras finalizar la guerra, Torroja realizó una propuesta para reparar la estructura por medio de una serie de anillos pretensados que permitirían recuperar la geometría inicial. Sin embargo, la cubierta colapsó en 1939 antes de que se terminaran los trabajos de reconstrucción. Finalmente, la instalación se demolió en 1973 y se reemplazó por un edificio residencial [8]

Dentro de su contexto histórico y técnico, Torroja analizó la lámina del Frontón mediante una serie de simplificaciones adaptando la teoría utilizada por Dischinger y Finsterwalder en cubiertas como el mercado de Frankfurt y Budapest. Para solucionar el complejo problema matemático, descrito en [5], fueron necesarios varios meses de trabajo. La complejidad del análisis hizo que los resultados teóricos se complementaran con una investigación experimental de un modelo a escala reducida 1/10. Con el fin de contribuir al avance de la ciencia, Torroja explicó en [5] el análisis de la cubierta, el modelo a escala, su construcción, e incluso una reflexión sobre las causas de su colapso.

3. – Análisis de la cubierta mediante Modelos de Elementos Finitos (MEF)

Para analizar el comportamiento estructural de la cubierta se han desarrollado cuatro Modelos de Elementos Finitos, MEF-1 (fig. 2.a), MEF-2, MEF-3 (fig. 2.b) y MEF-4 (fig. 2.c), por medio del programa Lusas. Las diferencias entre estos modelos están recogidas en la Tabla 1 y hacen referencia a los siguientes factores: espesor de la lámina, modelización de los lucernarios, condiciones de apoyo de la lámina y presencia de anillos de refuerzo.

Tanto las propiedades de los materiales como de las cargas se han tomado del Informe de E. Torroja presentado en [5]. El análisis de los casos de carga realizado en [6] y [7] permite llegar a la conclusión de que Torroja analizó la estructura para la combinación de peso propio, nieve y viento.

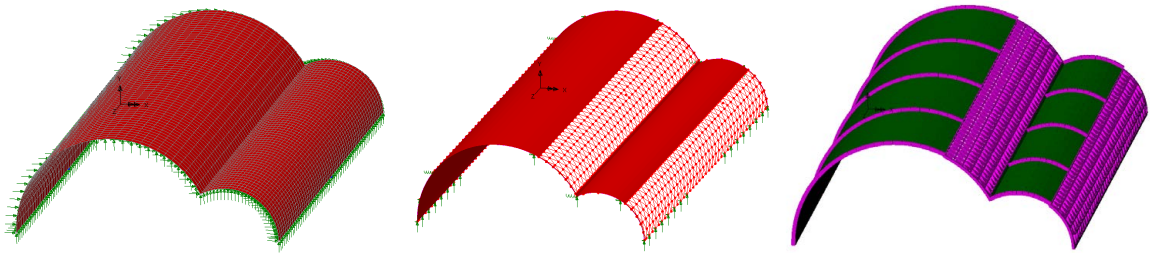


Figura 2: A) MEF-1, B) MEF-3, y C) MEF-4.
Para comparar los resultados de Torroja con los de los MEF se utilizaron: (a) deformaciones en la directriz central, (b) isobaras de tensiones y compresiones y (c) momentos flectores transversales a lo largo de la directriz central todos ellos publicados en [5].

Tabla 1: Características de los MEF [6] y [7]

MEF	Espesor lámina	Lucernarios	Apoyos	Anillos
MEF-1 (Fig. 2.a) Modelo Torroja	Constante de 8 cm	Lámina de 8 cm de espesor	Apoyos distribuidos en las generatrices y directrices extremas	Sin anillos
MEF-2 Modelo Torroja sin Diafragmas rígidos en las directrices extremas	idem MEF-1	idem MEF-1	idem MEF-1 sin apoyos en las directrices extremas	idem MEF-1
MEF-3 (Fig. 2.b) Modelo real	Variable	Triangulación de vigas de 17x30 cm	Apoyos puntuales tipo muelle en generatrices y directrices	idem MEF-1
MEF-4 (Fig. 2.c) Modelo real con anillos	Idem MEF-3	idem MEF-3	idem MEF-3	Lóbulos cada 13.75 m 45x30 cm

4.2 Modelo de Torroja

En esta sección se compara los resultados obtenidos por Torroja con dos MEF: MEF-1 y MEF-2. La figura 3 muestra la semejanza en las deformaciones en la directriz central obtenidas por los modelos de elementos finitos, el modelo a escala reducida realizado por Torroja y los resultados por medio de la monitorización de la estructura real.

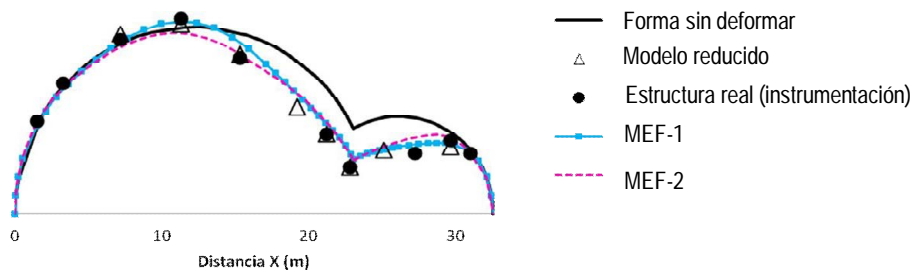


Figura 3. Deformaciones obtenidas por diferentes modelos en la directriz central. [6] y [7]

Los diagramas de isobaras de compresiones y tracciones de ambos modelos de EF se presentan en la figura 4. Para facilitar la comparación con los resultados analíticos de Torroja se han coloreado de diferente color las zonas donde se exceden los valores obtenidos analíticamente; en azul para compresiones y en rojo para tracciones. Estos diagramas también muestran que los principales esfuerzos de tracción se producen en la intersección entre ambos lóbulos en dirección perpendicular a la directriz de la cubierta. La forma general de los diagramas de isobaras es muy similar a la publicada por Torroja en [5] y demuestra que la disposición del armado dispuesta en la cubierta fue la adecuada

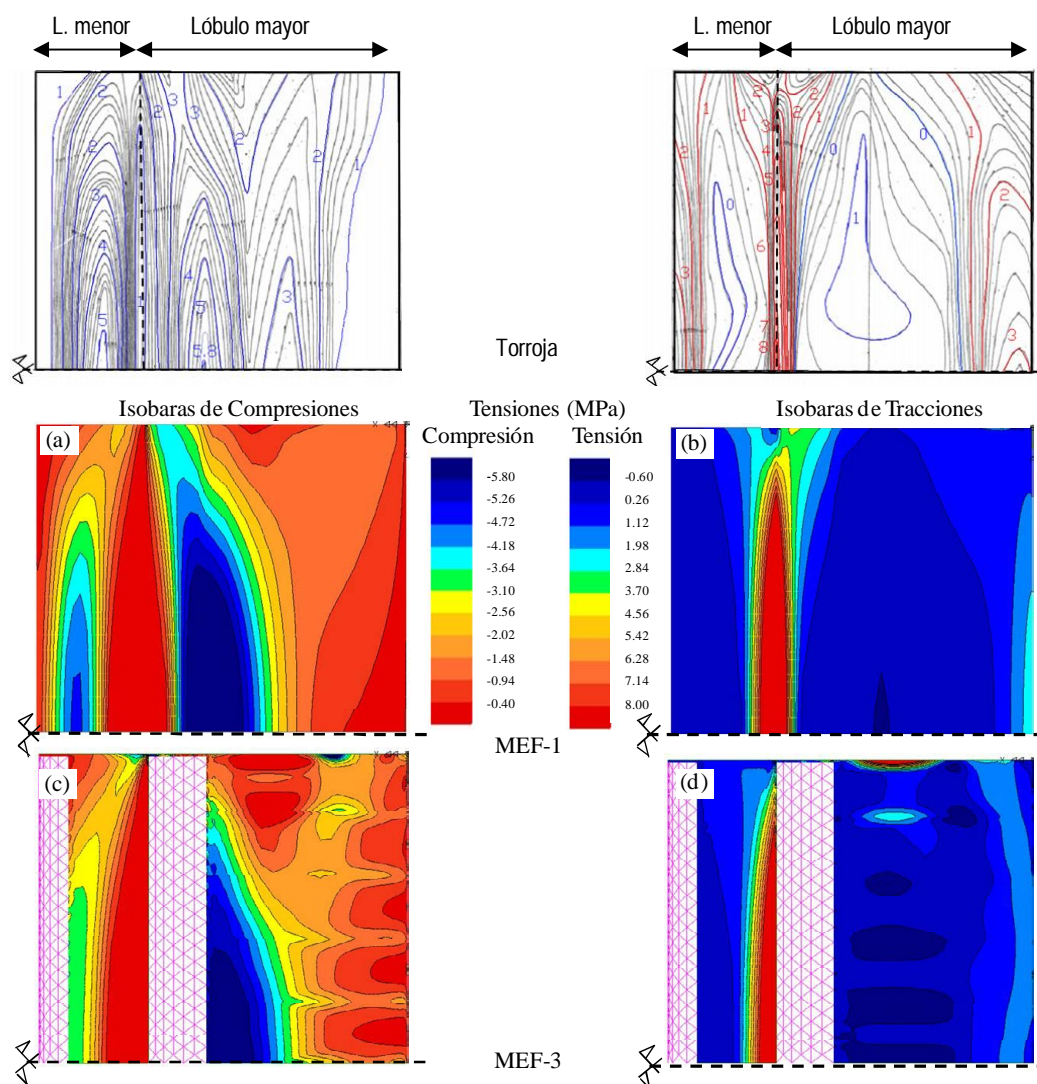


Figura 4: Planta de media sección correspondiente a las Isobaras de compresiones y tracciones en los resultados de Torroja [5], MEF-1 y MEF-3, [6] y [7], (MPa).

Es importante tener en cuenta que modelos simples, como el MEF-1, revelan una adecuada modelización del comportamiento estructural de la cubierta y son mucho más fáciles de construir que otros que incluyen una perfecta definición de los lucernarios, como el MEF-3. Por lo tanto, este trabajo muestra como los modelos simplificados pueden ser muy útiles para los diseños preliminares de las láminas de hormigón con lucernarios.

4.3 Influencia de las condiciones de apoyo de las directrices extremas

La extrema esbeltez de la cubierta del Frontón de Recoletos era posible gracias a su comportamiento tridimensional que derivaba de la unión entre la curvatura de la lámina y las condiciones de apoyo de las directrices extremas. Estos apoyos funcionaban como diafragmas rígidos que evitaban las deformaciones de la estructura. Para comprobar la importancia de estos diafragmas, se ha utilizado el MEF-2. Este MEF es muy similar al MEF-1, la única diferencia entre ellos es que en el MEF-2 se han eliminado los diafragmas rígidos y por tanto se permite la deformación libre de las directrices extremas.

La figura 5 muestra los momentos flectores transversales en el MEF-2. El análisis de esta figura muestra que: (a) la estructura no presenta un comportamiento resistente tridimensional dado que todas las directrices de la lámina tienen exactamente el mismo momento flector, (b) comparado con el MEF-1, los momentos flectores se han multiplicado entre 5.6 y 18 veces.

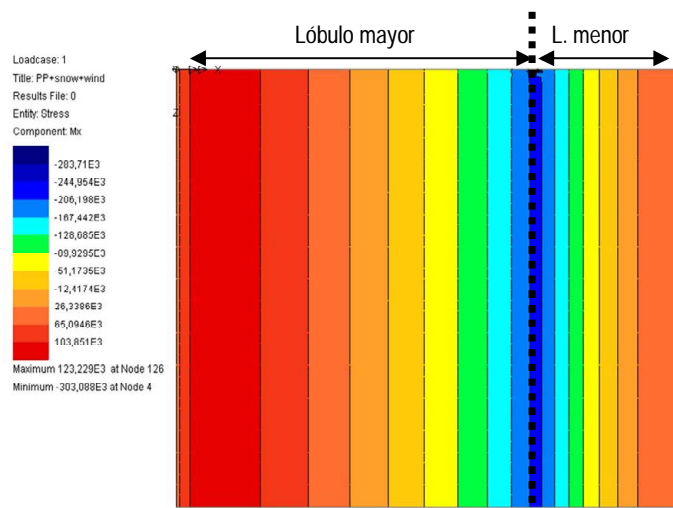


Figura 5: Planta de los momentos flectores transversales en media cubiérta. [6] y [7], (kNm/m)

Se puede concluir el MEF-3 cuenta con un mecanismo resistente de flexión predominante lo que hace necesario que se incremente el espesor de la lámina y los armados de refuerzo para poder soportar las cargas. Por lo tanto, la decisión de construir diafragmas rígidos fue tremendamente importante para asegurar el adecuado comportamiento estructural de la cubiérta. Sin estos diafragmas, la estructura se comporta como un par de bóvedas de cañón con un comportamiento bidimensional. Según Torroja [3] esta era la interpretación común del comportamiento estructural de la cubiérta una interpretación que, afortunadamente, estaba lejos de la realidad.

4.4 Influencia de los anillos de rigidez en la cubiérta

Los anillos pretensados pretendían restaurar la geometría de la cubiérta tras las deformaciones producidas por los impactos de los bombardeos. En esta sección se pretende estudiar cómo mejora el comportamiento estructural de la cubiérta cuando se añaden estos elementos. Para ello, se ha realizado un MEF-4 (fig. 3.c) que cuenta con los anillos de refuerzo sobre la cubiérta cada 13.75 m. Esta disposición se ha obtenido de una propuesta de reparación presentada por Torroja. Estos anillos están formados secciones rectangulares de 45 cm de canto y 30 cm de ancho [5].

La figura 6 muestra cómo, comparados con los resultados de Torroja y el MEF-3, los anillos del MEF-4 reducen considerablemente los momentos flectores transversales a lo largo de la directriz central en ambos lóbulos mejorando así el comportamiento de la cubiérta.

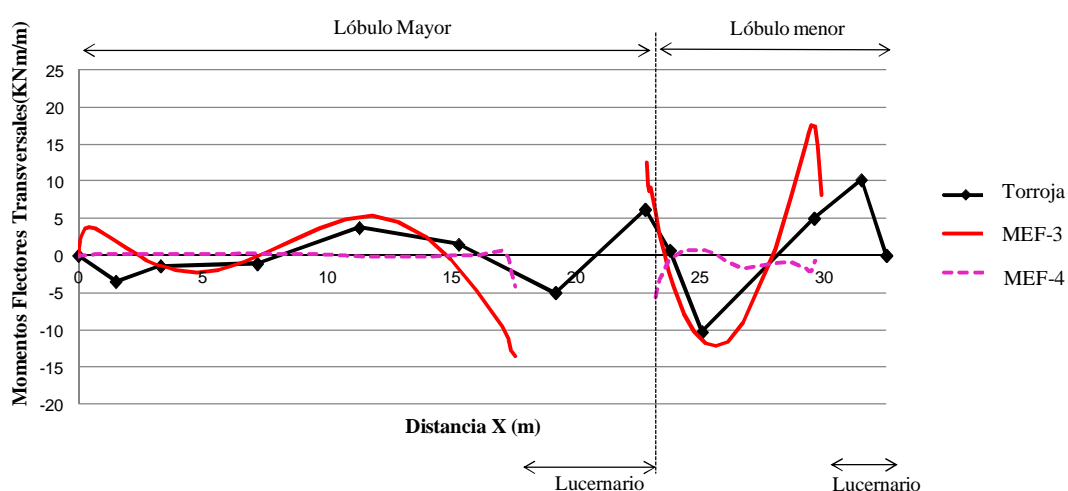


Figura 6: Momentos Flectores Transversales a lo largo de la directriz central para diferentes modelos. [6] y [7], (kN m/m)

5. – Conclusiones y trabajos futuros

Este artículo analiza el comportamiento estructural de la cubierta del Frontón de Recoletos, una elegante e innovadora estructura diseñada por Eduardo Torroja en 1935. Los MEF realizados sirven para validar el diseño conceptual de Torroja. Además, el artículo contribuye a entender mejor el diseño de las láminas de hormigón, así como el importante papel que juegan los diafragmas y los anillos de rigidez en su comportamiento estructural. Al mismo tiempo, este estudio destaca como los MEF de las láminas se pueden utilizar como útiles herramientas para el diseño de estructuras complejas. Para un análisis más detallado se recomienda consultar [6] y [7].

La cubierta del Frontón de Recoletos es un gran ejemplo del diseño estructural realizado por medio de la colaboración entre el arquitecto y el ingeniero, que permitió aunar la calidad estética con un eficiente comportamiento estructural. Todas estas características hacen del Frontón de Recoletos una pieza clave del Arte Estructural, una aplicación práctica de los ideales de Torroja sobre la honestidad estructural y la simplicidad, y un trabajo de inspiración para futuros diseños.

Pero la historia del Frontón de Recoletos es también la historia de un extraordinario ser humano, Eduardo Torroja. Una persona de increíble valentía y talento, que fue capaz de diseñar, calcular a mano, y construir una cubierta única que sobrepasó todos los límites conocidos, por medio de sus conocimientos estructurales y su intuición. Además, esta estructura es un ejemplo de la generosidad y el altruismo de Torroja, ya que consideró la construcción de la cubierta como una forma de desarrollar la ciencia, y escribió numerosas publicaciones para compartir el conocimiento adquirido con la sociedad científico-técnica internacional. Pero sobre todo, Recoletos muestra la humildad de un genio que fue capaz de criticar su propio diseño, reconociendo que la existencia de los anillos de refuerzo habría evitado el colapso de la cubierta señalando; “si tuviera que construirla de nuevo (cubierta del Frontón Recoletos), habría dispuesto anillos de refuerzo.” [5]. Todas estas características hacen de Torroja un perfecto ejemplo a seguir entre los arquitectos e ingenieros de todos los tiempos.

6. – Agradecimientos

Los autores quisieran agradecer la financiación del Ministerio de Educación (I. Payá-Zaforteza contrato nº EX-2008-0669) y de la Junta de Comunidades de Castilla-La Mancha (J.A. Lozano-Galant proyecto PII2I09-0129-4085). Así como la ayuda proporcionada por los profesores J.A. Torroja y J. Antuña de la Universidad Politécnica de Madrid, C. Lázaro y J.M. Adam de la Universidad Politécnica de Valencia, C. Llopis, H. Sundquist (KTH) y al archivo Torroja, en especial I. García.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Garlock MEM, Billington DP, 2008. Félix Candela: engineer, builder, structural artist. New Haven, USA: Yale University Press, (En Inglés)
- [2] Chilton J, 2000. Heinz Isler. London, UK: Thomas Telford, (En Inglés)
- [3] Torroja E, 1958, “The structures of Eduardo Torroja; an autobiography of engineering accomplishment, New York: Dodge Corporation, USA, (En Inglés)
- [4] Billington, DP, 1985, The Tower and the Bridge: the new art of Structural Engineering. Princeton, USA: Princeton University Press, (En Inglés)
- [5] Torroja E. 1942, Comprobación y comportamiento de una estructura laminar, Memorias de la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.
- [6] Lozano-Galant, J.A. Payá-Zaforteza, I. 2011.1 “Structural analysis of the Frontón Recoletos roof” Engineering Structures, 33, p-843-854, (En Inglés)
- [7] Lozano-Galant, J.A. Payá-Zaforteza, I. 2011.2 “El análisis de la cubierta proyectada por Eduardo Torroja para el Frontón Recoletos, un misterio desvelado” V Congreso ACHE, Barcelona.
- [8] Antuña J. 2002. Las estructuras de edificación de Eduardo Torroja Miret. Eduardo Torroja Miret’s building structures. PhD. Dissertation. Madrid, Spain: Universidad Politécnica de Madrid.

“THIN CONCRETE SHELL” EN LA VISIÓN DEL ARQUITECTO: EL AUDITORIO KRESGE DEL MIT DE EERO SAARINEN

Baglione, C.*

Università Kore di Enna/Politecnico di Milano, Italia

RESUMEN:

Figura central en el panorama de la arquitectura americana en el período posterior a la Segunda Guerra Mundial, Eero Saarinen produjo una serie de obras en las cuales la relación forma/estructura juega un papel clave. Obras como el Auditorio Kresge del MIT (1950-55), el David S. Ingalls Hockey Rink a Yale (1956-58), la terminal de TWA en el aeropuerto de Nueva York (1956-62) y el Aeropuerto Internacional de Dulles en Washington (1958-62), son ejemplos de cubiertas de grandes espacios basadas sobre conceptos originales y distintos entre ellos.

Esta contribución, basada en el examen de la documentación de los archivos de Saarinen, analiza el Auditorio del MIT, desde la génesis del proyecto – elaborado con la asesoría de los ingenieros Amman & Whitney –, hasta su construcción. Además, aborda la recepción crítica de este controvertido edificio, que se sitúa en el primera fase de la “moda del cascaron de hormigón”, durante los años Cincuenta y principios de los Sesenta.

El Auditorio del MIT, considerado entre los primeros ejemplos del interés de los arquitectos hacia las estructuras de cascaron de hormigón, plantea cuestiones clave como la colaboración entre arquitectos e ingenieros y el establecimiento en los años Cincuenta de una cultura interdisciplinaria, el papel de soluciones estructurales innovadoras, como alternativas a la ortodoxia de la arquitectura moderna y, finalmente, las razones del auge y el declive de las construcciones de cascarones de hormigón.

Palabras clave: Historia de los cascarones de hormigón, relación forma/estructura, cultura interdisciplinaria entre arquitectos e ingenieros, Eero Saarinen, MIT Auditorium

THIN CONCRETE SHELL IN THE ARCHITECT’S VISION: EERO SAARINEN’S KRESGE AUDITORIUM AT MIT

ABSTRACT:

A central figure in the panorama of American architecture in the period after the Second World War, Eero Saarinen produced a number of works in which the relationship of form to structure plays a key role. Works such as the Kresge auditorium at MIT (1950-5), the David S. Ingalls Hockey Rink at Yale (1956-58), the TWA Terminal at New York Airport (1956-62) and the Dulles International Airport at Washington (1958-62) are examples of great spaces based on differing and original structural concepts. Based on an examination of documentation in the Saarinen archives, this contribution focus on the MIT auditorium, analyzing the genesis of the project – engineered by Amman and Whitney – and its construction, and the critical reception of this controversial building, which places itself in the early phase of the “concrete shells fashion” during the Fifties and the early Sixties. The MIT auditorium is examined as an early example of the architects’ interest toward thin concrete shells and as a case-study which raises key issues such as the collaboration between architects and engineering and the growth of interdisciplinary engineering/architectural culture in the Fifties, the role of innovative structural solutions in the research of alternatives to the “orthodoxy of modern architecture”, the reasons of rise and decline of thin concrete shell construction.

Keywords: History of thin concrete shells, Relationship form/structure, Interdisciplinary engineering/architectural culture, Eero Saarinen, MIT auditorium

* chiara.baglione@unikore.it



E. Saarinen, Kresge auditorium and chapel, MIT, Cambridge, Mass., 1950-55.

Part of a vast, multifaceted education program launched in the years following World War II, the small “non-denominational” chapel and the auditorium for 1200 persons on the MIT campus, financed by the Kresge Foundation and designed by Eero Saarinen, were opened in May 1955¹.

They had raised great expectations, attracting the attention of architecture magazines and other publications even before their completion; in January 1953 «Architectural Forum» announced: «American architecture and building are not likely to be quite the same after MIT's new center is finished»².

Saarinen accepted the commission to design the auditorium and the chapel in October 1950, but he asked to postpone the start of design work for a few months, due to previous commitments³. Already outlined in the summer of 1951⁴, the project for the auditorium – to be used above all for lectures, theater performances and academic ceremonies, as well as for gatherings of large religious groups and concerts – was based on the use of a thin concrete shell, which would rest on four points, in the initial hypotheses, and was then finally designed as an eighth of a sphere resting on three points.

Though the design attempts to establish a relationship with the domes of the main buildings of MIT designed by Welles Bosworth, Saarinen wanted the new structure to stand out from the rest of the constructions on the campus. Regarding this aim, he stated: «the site [...] was surrounded by the “manmade” nature of buildings about six storeys high, buildings which were essentially boxes with holes pierced in them all around. The question was how to relate the auditorium to these buildings. Should we relate by blending with them or by making a contrast to them? [...] We believed that what was required was a contrasting silhouette, a form which started from the ground and went up, carrying the eye around its sweeping shape. Thus, a domed structure seemed right. [...] And a thin-shell concrete structure seemed an appropriate form to express the spirit of this advanced school of technology»⁵.

The use of a structure of this type at the start of the 1950s was a highly innovative choice. As we know, many thin concrete shells had been made in the United States starting in the Thirties, especially thanks to the work of Anton Tedesko, who, when he moved to North America from Germany in 1932, brought with him the patent for the Zeiss-Dywidag system, working with the engineering firm Roberts & Schaefer⁶. Interest in this type of structure, however, had remained limited to the field of civil engineering⁷. The problem was essentially that of how to cover large spans in an economical, rapid way, usually for sports facilities and hangars. Another engineering firm active in this field was Amman & Whitney, thanks to Charles Whitney's specialized know-how in the calculation of thin concrete shells.

Relying on the consulting of Amman & Whitney, Saarinen applied this constructive solution on the MIT campus, exploring its potential and transforming it into an architectural theme.

The project should be seen in the light of Saarinen's ongoing research at the beginning of the Fifties on “expressive” forms that could offer an alternative to the simplified style, suitable for any task, based on the «codification» of the language of Mies van der Rohe – an architect Saarinen nevertheless recognized as a master – and based on widespread use of the post-and-beam

construction system. This need was felt by many others, as is borne out, for example, by the publication in New York in 1950 of the book by the English architect Leonard Michaels, *Contemporary Structure in Architecture*, with a preface by Erich Mendelsohn. With its focus on the potential of structure in architecture, the text set out «to bridge the gap between the way of thinking of architect and engineer, a gap which must be bridged if architecture is to take full advantage of the revolutionary development of contemporary structure»⁸.



E. Saarinen, Kresge auditorium, MIT, Cambridge, Mass., 1950-55, sketches, view after completion and geometrical scheme.

Saarinen, who knew and appreciated the book by Michaels⁹, found stimuli for the evolution of his work in feats of engineering; these sources of inspiration also included the work of Pier Luigi Nervi¹⁰. Research along similar lines was also being conducted, during the same period, by other US-based architects like Marcel Breuer and Minoru Yamasaki: the former, for example, envisioned the insertion of a hall covered by a thin shell vault, resting on two points in the frontal part, in the project for the UNESCO headquarters at Porte Maillot in Paris, developed in 1952 with Nervi and Bernard Zehruss; while the latter was working, starting precisely in 1951, on the design of the Lambert Airport in St. Louis, completed one year after the auditorium at MIT, in 1956, roofed with three thin shell concrete groin vaults.



E. Saarinen, Styling Auditorium, General Motors Technical Center, Warren (MI), 1953-55; M. Yamasaki, Lambert Airport, St. Louis, 1951-56; M. Breuer, B. Zehruss, P.L. Nervi, First project for UNESCO by the Porte Maillot, Paris, 1952

In 1949 and 1950 Saarinen had developed, in collaboration with the architect of Polish origin Matthew Nowicki, a solution for the auditorium of the Brandeis University campus (a solution that was not built), which called for a fan-shaped hall set under a roof in the form of a spherical vault supported by pillars along the edge. A double shell taking the form of a dome, in this case made in steel with an outer layer of aluminum plates, was also used by Saarinen for the General Motors styling auditorium in Warren (MI), built in 1953-55.

At MIT Saarinen decided, instead, to experiment with a thin shell in concrete, cutting the spherical vault to adapt it to the nearly triangular form of the hall. By doing so, he got away from the fan-shaped plan generally utilized in modern auditoriums, which reflected – also on the outside – the form dictated by the laws of acoustics and the need to optimize visibility.

It is interesting to compare this solution with that of the auditorium of the Danish radio designed and built by Vilhelm Lauritzen in Copenhagen from 1934 to 1945, another possible source of inspiration for Saarinen, also if we take his ongoing ties with Scandinavia into account. The roof of

the main hall of the building in Copenhagen was made with a thin concrete vault, whose system of calculation – complicated by the irregular geometry of the fan-shaped hall – had kept four engineers busy for over six months¹¹. Saarinen, on the other hand, opted for a pure geometric form, designing a structure suitable to cover a generic space, not strictly shaped on the basis of its intended function.

This idea was reinforced by the choice of creating a structure independent of the roof to hold the seating (under which a theatre for 200 spectators was placed), a structure that partially protrudes into the foyer and creates an interesting spatial effect with the curves of the glazing and of the concrete shell.

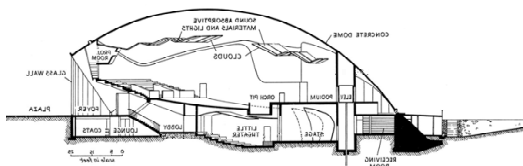
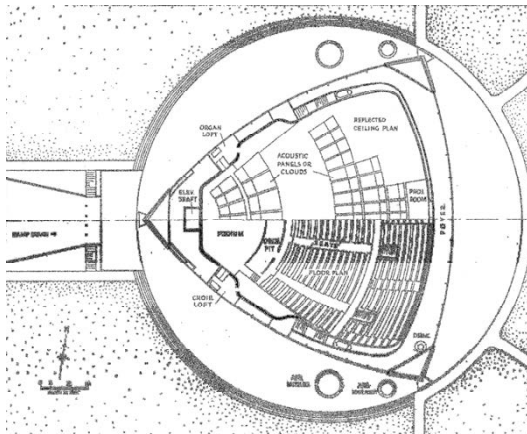
Though there were many concerns regarding the problems involved in the construction and maintenance of a building of this type, Saarinen gained the support of the clients, and in particular that of Pietro Belluschi, dean of the MIT School of Architecture, who was convinced that «architecture [...] needs to go through the same vitalizing experimentation which we are ready to advocate for the world of science and engineering – the alternative is sterility»¹².

In July 1951 Belluschi wrote, in a letter to the head of the MIT Building Committee: «I believe that the dome, which is the grand feature of the project, must be an integral structural feature; it does not matter too much if it is expensive to construct, but its success from an architectural point of view will be derived from a convincing engineering validity. [...] I firmly believe that this is a clear and typical case where you cannot separate engineering from esthetic experience»¹³.

Widely published at the time, both as a project and after the construction, the auditorium triggered a remarkable debate¹⁴. Many criticized the choice of a pure geometric form – an “inflexible piece of geometry”, to cite the words of the critic Robin Boyd¹⁵ –, while others challenged the effective economic advantages of the constructive solution and, above all, the imperfect performance of the spherical vault in meeting the acoustic requirements of an auditorium¹⁶.

Actually this latter issue was resolved thanks to the consulting of the acoustics experts of the studio Bolt, Baranek & Newman, who made corrections, including the use of hanging panels, defined as “floating clouds” that still offered a view of the concrete shell¹⁷.

Elsewhere, the need to protect the hall from external noises required greater thickness of the roof (with fiberglass insulation and non-bearing concrete), from about 9 to 19 cm, a requirement that worked against the idea of its desired thinness.



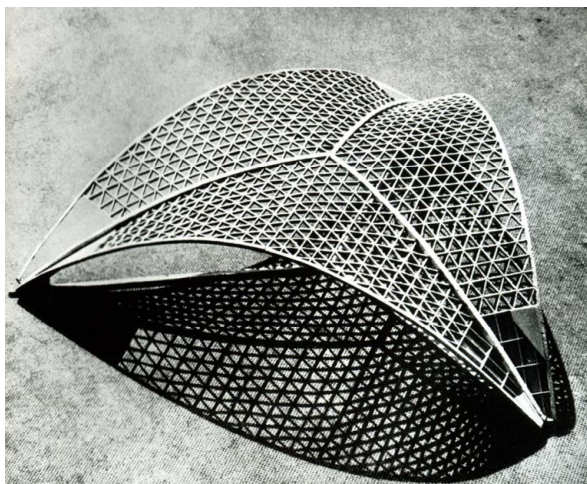
E. Saarinen, Kresge auditorium, MIT, Cambridge, Mass., 1950-55: plan, section, the building under construction, the main hall.

The harshest criticism, not coincidentally, came precisely from the engineers: Felix Candela, in a lecture in 1969, defined Saarinen's auditorium as «una de sus primeras incursiones en el campo del estructuralismo que tanto daño han hecho a la arquitectura actual»¹⁸, Ove Arup raised questions, in particular, about the use, at the three points of support, of steel hinges that in his view had no structural reason¹⁹, while Mario Salvadori criticized the excessive thickness of the roof and the fragmentation of the interior, though he did agree that the external image was «very successful»²⁰.

The biggest problems came from the choice to cut the spherical form to adapt it to the triangle, calling for the insertion of edge beams with a thickness of about 28 cm. Moreover, since the deflection, after the formwork was removed, was greater than had been expected, it became necessary to insert steel supports to bear these beams, posts that are not evident because they resemble parts of the curtain wall²¹.

Regarding these aspects, in 1960 Nervi explained to the students of the University of Rome that the auditorium had been «conceived poorly from the start». He went on to say: «It was thought of as a thin shell; therefore it cannot rest on isolated points. To make it stand, edge beams had to be introduced, and when that wasn't enough, the window mullions became columns»²².

Several years earlier, the Italian engineer had already pointed out this criticism to Zevi, after the latter had published the auditorium in «L'architettura. Cronaca e storia»²³; a critique that Zevi – invited to comment on Saarinen's buildings at MIT – had repeated on the pages of «Architectural Forum», in March 1956²⁴. A few months later, in November 1956, Zevi's magazine published the project for a restaurant on a beach in California developed by the architects Antonin Raymond and Ladislav Rado, with the engineers Mario Salvadori and Paul Weidlinger, which was presented as an «indirect critique» of Saarinen's auditorium²⁵. The solution, part of a series of projects commissioned by the Universal Atlas Cement Company to introduce the general public to construction ideas for the future, called for large ribs that divided the hexagon into three parts filled by shells of double curvatures, in keeping with a structure principle that was very different from the one applied at MIT. It should be noted, on the other hand, that two years earlier, in 1954, Nervi had worked, in collaboration with Zehrfuss, on the constructive and structural concept for a triangular-plan vault resting on three vertices, lightened by a reticular system. This was the enormous roof of the CNIT in Paris, which was later built in a different way with the consulting of Nicolas Esquillan. Moreover, in the light of Nervi's observations on the MIT auditorium, a sort of «counter-design» to Saarinen's solution might be found, instead, in Nervi's Palazzetto dello Sport in Rome, designed with Annibale Vitellozzi and built in 1956-57.



P.L. Nervi, project for CNIT, Paris 1954; P.L. Nervi and A. Vitellozzi, Palazzetto dello Sport, Rome, 1956-57; A. Raymond, L. Rado, M. Salvadori, P. Weidlinger, project for a restaurant in California, 1956.

Whereas in 1951, when Saarinen first thought about the project for MIT, thin concrete shells could have seemed charmingly novel to architects, in 1955, when the MIT auditorium was opened, such structures were spreading, thanks to the decisive contribution of Candela, a true master in this field, whose works were also illustrated in American architecture magazines.

Precisely at MIT, in 1954, while Saarinen's auditorium was being built, a congress was held on shells, which met with quite a bit of coverage in the specialized press²⁶, launching a debate that was to continue in the years to follow, in parallel with the rise of a true "concrete shells fashion" in 1958 and 1959²⁷.

The architect himself raised doubts about the MIT auditorium experiment during this same period: «We learned – Saarinen wrote – that one cannot depend on geometry for the sake of geometry»²⁸. So, looking back, he was critical of the experiment not so much, or not only, for reasons of structural efficiency, but also regarding the form: he now considered the shell a «half-inflated balloon», that seems to be too attached to the ground, while the glazings seem to swell outward. And he wondered: «How does one counteract the earthbound quality of a dome?»²⁹.

Seeking an answer to this question, Saarinen – who was decidedly interested, as we have seen, in daring, innovative structural solutions – had set off in another direction. After having completed the buildings at MIT, in 1956 he designed, with the crucial collaboration of Fred Severud, an engineer of Norwegian origin working in the United States, the Ingalls Rink at Yale, based on a system formed by a longitudinal, parabolic concrete arch and transverse steel cables, a structural solution that would become the starting point for another important work by Saarinen, the Dulles Airport of Washington DC. The study of sculptural, biomorphic forms begun at Yale was developed in the project for the TWA terminal in New York³⁰, another building of great expressive impact, completed after Saarinen's death and again criticized by engineers as an example, as Nervi put it, of the «bluntest static and constructive anti-functionalism», based on the «arbitrary nature» of the form, «in clear contrast with the laws of constructive statics», whose construction would lead to «acrobatics of calculation» and «squandering of materials»³¹. In effect, the elaborate, complex system of design with large-scale models of the TWA terminal was followed by difficult, costly work for the making of the formworks and the pouring of the concrete³². The outcome of this *tour de force* of design and construction was a surprising building in which every part, inside and out, spoke the same formal language, a work of architecture that captured the imagination and asserted itself with great iconic power. At the same time, however, even more than the MIT auditorium, it revealed the gap between the "visions" of the architect and the "reasons" of the engineer.



E. Saarinen, Kresge auditorium, MIT, Cambridge, Mass., photo 2010.

BIBLIOGRAPHY

Foxe, D. M. 2010, *Saarinen's Shell Game: Tensions, Structures, and Sounds at MIT*, in «Nexus Network Journal», vol. 12, 2, pp. 191-211.

Merkel, J. 2005 *Eero Saarinen*, London (with bibliography on the MIT auditorium).

Pelkonen, E.-L., Albrecht, D. 2006, eds., *Eero Saarinen. Shaping the future*, New Haven-London.

Saarinen challenges the rectangle 1953, in «Architectural Forum», January, pp. 126-133.

«The Technology Review» 1955, June, vol 57, n. 8.

This paper is part of a wider research on Eero Saarinen's work. I am grateful to the staff of the Manuscripts and Archives Department, Yale University Library, New Haven, of the Institute Archives and Special Collection, MIT Libraries, Cambridge, Mass. and of the Avery Drawings and Archive Collection, Columbia University, New York.

¹ C. Baglione, «Il luogo dello spirito nella vita della mente». *La cappella di Eero Saarinen al MIT*, «Casabella», 791, July 2010, pp. 4-25 (English text pp. 107-109).

² *Saarinen challenges the rectangle*, «Architectural Forum», January 1953, p. 126.

³ *Memorandum to the Building Committee from R. M. Kimball*, October 11, 1950, Institute Archives and Special Collection, MIT Libraries, Cambridge, Mass., MIT Office of the President Records, 1930-1959 (MIT A.), b. 189, f. 1.

- ⁴ P. Belluschi to R. M. Kimball, July 13, 1951, MIT A., b. 131, f. 5.
- ⁵ A.B. Saarinen, ed., *Eero Saarinen on His Work*, rev. ed., New Haven 1968, p. 40.
- ⁶ D.P.B. [D. P. Billington], *Tedesko, Anton*, in A. Picon, ed., *L'Art de l'ingénieur*, Paris 1997, pp. 500-501.
- ⁷ J. Joedicke, *Shell Architecture*, New York 1963, p. 11; L. Lessing, *The rise of shells*, «Architectural Forum», January 1958, p. 109.
- ⁸ L. Michaels, *Contemporary Structure in Architecture*, New York 1950.
- ⁹ Aline B. Louchheim, Saarinen's second wife, describes enthusiastically the book in a letter to the Eames, October 4, 1953. Aline and Eero Saarinen Papers, 1906-1977, Archives of American Art, Smithsonian Institution, Correspondence, b. 2, f. 40. Saarinen probably shared this enthusiasm.
- ¹⁰ C. Baglione, *Eero Saarinen. Relazioni a distanza*, in *Cantiere Nervi. La costruzione di un'identità*, Proceeding of the International Conference of Studies, in press.
- ¹¹ Lauritzen's building, published in L. Michaels, *Contemporary Structure...*, was published also in «Architectural Forum», June 1947.
- ¹² P. Belluschi to J. R. Killian, June 13, 1952, MIT A., b. 131, f. 5.
- ¹³ P. Belluschi to R. M. Kimball, July 13, 1951, MIT A., b. 131, f. 5. Drawings and documentation of the auditorium are in Eero Saarinen Collection, Manuscripts and Archives, Yale University Library, New Haven, bb. 163, 165-169, 671, 677.
- ¹⁴ Cfr. J. Merkel, *Eero Saarinen*, London 2005, pp. 113-120.
- ¹⁵ R. Boyd, *Engineering of Excitement*, «Architectural Review», November 1958, p. 307.
- ¹⁶ N. K. Scott, *MIT Auditorium: an English View*, «Architectural Record», July 1955, pp. 138, 268.
- ¹⁷ On the acoustic solutions see *Long-span concrete dome on three pendentives*, «Progressive Architecture», June 1954, pp. 120-125, 130-131.
- ¹⁸ F. Candela, *El arquitecto del futuro*, in Id., *En defensa del formalismo y otros escritos*, Madrid 1985, p. 131.
- ¹⁹ P. Jones, *Ove Arup. Masterbuilder of the Twentieth Century*, New Haven-London 2006, p. 165.
- ²⁰ M. Salvadori, *Ingegneria versus architettura*, «L'architettura. Cronache e storia», June 1956, p. 139.
- ²¹ E. R. Ford, *The Details of Modern Architecture*, vol. 2, 1928 to 1988, Cambridge Mass. 1996, 2003, pp. 283-285; D.M. Foxe, *Saarinen's Shell Game: Tensions, Structures, and Sounds at MIT*, in «Nexus Network Journal», vol. 12, n. 2, 2010, pp. 202-206.
- ²² Lecture notes by R. Einaudi, March 25, 1960, in A. Trentin, T. Trombetti, eds., *La lezione di Pierluigi Nervi*, Milano 2010, p. 142. The words are referred to the MIT chapel, but Nervi clearly means the auditorium.
- ²³ *L'Auditorium del MIT a Cambridge, Mass.*, «L'architettura. Cronache e storia», suppl. n. 3, October 1955, pp. 461-463. See also V. Calzolari, *La cappella e l'auditorium di Eero Saarinen*, «Casabella-Continuità», November-December 1955, pp. 16-29.
- ²⁴ *Three critics discuss MIT new buildings*, «Architectural Forum», March 1956, p. 157.
- ²⁵ «Saarinen has been accused of falling in love with an abstract form and insisting on making it at all costs, in spite of its lack of technical logic. [...] The American engineers turned up their noses, claiming that Saarinen's structure is an architect's "brainwave"». *Un foglio di cemento armato piegato su tre punte*, «L'architettura. Cronache e storia», November 1956, pp. 535-36. See *Shell concrete with flair*, in «Architectural Forum», August 1956, pp. 152-57.
- ²⁶ *Shell Concrete Today*, «Architectural Forum», August 1954, pp. 156-167; «Progressive Architecture», June 1954; *Proceedings of a conference on thin concrete shells*, MIT, Cambridge, Mass., 1954.
- ²⁷ P. Cassinello, *Félix Candela en el contesto internacional de la Aventura Laminar de la Arquitectura Moderna: Thin Concrete Shells*, in Id., ed., *Félix Candela. Centenario 2010. La conquista de la esbeltez*, Madrid 2010, pp. 61-109.
- ²⁸ E. Saarinen, *General Statement*, undated transcript from dictation (ca. 1958-59), in E.-L. Pelkonen, D. Albrecht, eds., *Eero Saarinen. Shaping the Future*, New Haven-London 2006, p. 344.
- ²⁹ *Ibid.*
- ³⁰ For both buildings, completed after Saarinen's death in 1961, engineering consultant was Amman & Whitney.
- ³¹ E. N. Rogers, P.L. Nervi, *Architettura e strutturalismo*, «Casabella-Continuità», July 1959, p. 5.
- ³² T.M. [T. Mellins], *Trans World Airline Terminal*, in E.-L. Pelkonen, D. Albrecht, eds., *Eero Saarinen...*, p. 200. For a description of the buildings site see the memorandum by D. Haskell, May 16, 1960, Douglas P. Haskell Papers, 1915-1979, Avery Architectural and Fine Arts Library, Drawings and Archives Department, Columbia University, b. 20, f. 1.



E. Saarinen, David S. Ingalls Hockey Rink, Yale University, New Haven, 1956-58 and TWA terminal, New York, 1956-62.

FÉLIX CANDELA Y EL PALACIO DE LOS DEPORTES EN MÉXICO 68

Un hito del diseño arquitectónico y estructural en México

Oliva Salinas, J.G.*, Valdez Olmedo, E.

*Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Arquitectura,
Laboratorio de Estructuras, México*

RESUMEN:

En el presente trabajo, se analiza el Palacio de los Deportes ubicado en la Ciudad de México y se discute la pertinencia de ser considerarlo como un hito en el diseño arquitectónico y estructural. En primera instancia, se relata una breve semblanza sobre los hechos que dieron origen al proyecto del Palacio de los Deportes, en torno a los Juegos Olímpicos de 1968, a través de enunciar las diversas propuestas que los arquitectos mexicanos ofrecieron a la convocatoria del gobierno mexicano en esos años, para el diseño y construcción de uno de los edificios más emblemáticos de dicho evento, destacando un anteproyecto alternativo del arquitecto Félix Candela, previo a su propuesta ganadora. En segundo término se describe el proyecto para la construcción del Palacio de los Deportes otorgado al equipo *Corpore Sano*, conformado por los arquitectos Félix Candela, Enrique Castañeda Tamborrel y Antonio Peyrí Macía. Se enuncian sus características arquitectónicas, su desarrollo geométrico asociado intrínsecamente a su comportamiento estructural y los materiales empleados para su construcción. Finalmente se discute sobre la trascendencia de este edificio, sus condiciones actuales de uso y por qué puede ser considerado un hito del diseño arquitectónico y estructural en México, sentando las bases para establecer un criterio que se extrapole a otros edificios con características semejantes, en torno a su concepción, diseño y construcción en el ámbito de las estructuras ligeras.

Palabras clave: Hito, Palacio de los Deportes, Félix Candela, Juegos Olímpicos.

FÉLIX CANDELA AND THE MEXICO '68 SPORTS PALACE

A LANDMARK OF ARCHITECTURAL AND STRUCTURAL DESIGN IN MEXICO

ABSTRACT:

This paper focuses on the Palacio de los Deportes (English: Sports Palace) located in Mexico City and discusses whether it is appropriate to consider it a landmark of architectural and structural design. Firstly, a brief sketch is presented of the events that gave rise to the design of the Sports Palace for the 1968 Olympic Games. This section sets out the various proposals that Mexican architects submitted to the government during those years for the design and construction of one of the most emblematic buildings of the event. Among the projects, an alternative preliminary design by architect Félix Candela, submitted prior to his winning proposal, stands out particularly. Secondly, the design for the construction of the Sports Palace is described, which was awarded to the *Corpore Sano* team, made up of architects Félix Candela, Enrique Castañeda Tamborrel and Antonio Peyrí Macía. Details are given of the architectural features of the building, its geometrical development, which is intrinsically linked to its structural behaviour, and the materials used for its construction. Lastly, there is a discussion of the impact of this building, its current use and why it is considered an architectural and structural landmark in Mexico. The purpose of this discussion is to lay the foundations for the establishment of criteria that could be drawn on for other lightweight structures with similar features in terms of concept, design and construction.

Key words: Landmark, Sports Palace, Félix Candela, Olympic Games.

* jgos@unam.mx

1. Introducción

Para que un edificio adquiriera la categoría de ser considerado como un hito de la Arquitectura y la Ingeniería a lo largo de la Historia, debe satisfacer una serie de valores que lo hagan merecedor de esa denominación. A continuación se identifican algunas de las premisas a cumplir:

- El edificio debe satisfacer los principios de sustentabilidad elementales de cuidado del medio ambiente y del mejor aprovechamiento de los recursos naturales.
- Su estructura debe reflejar claridad de sus partes y su forma debe corresponder con el trabajo mecánico de todos y cada uno de sus elementos constitutivos. Se debe conseguir un máximo de eficiencia estructural con un mínimo de materiales
- Su concepción y diseño debe corresponder y aportar innovaciones tecnológicas, tanto en su comportamiento mecánico, como en su solución constructiva. Los materiales utilizados deben quedar a la vista y ya en su conjunto, la obra debe ser bella, además de eficiente. Cabe hacer notar que esta observación la enfatizó Candela en una de sus múltiples conferencias en el extranjero.
- El edificio considerado como un hito, debe marcar e indicar un momento histórico de transición en la evolución de la Arquitectura y de la Ingeniería y ser un objeto detonador de nuevas tendencias y maneras de diseñar y construir. Su impacto debe ser contundente y en beneficio de la sociedad.

Una vez identificadas las premisas descritas, se analizará el edificio del Palacio de los Deportes y se juzgará la pertinencia de ser considerado un hito de la Arquitectura y de la Ingeniería.

2. Origen del proyecto

El 7 de diciembre de 1962 México a través del gobierno del presidente Adolfo López Mateos, solicita al COI (Comité Olímpico Internacional) ser la primera sede latinoamericana en la historia, para realizar los XIX Juegos Olímpicos y el 18 de octubre de 1963 en la 60ª sesión plenaria del COI en Alemania Federal es aceptada dicha petición.

Mientras que al otro lado del mundo, Tokio con el arquitecto japonés Kenzo Tange, se preparaba para la Olimpiada de 1964 y en Italia, Roma era recordada por una de las construcciones más representativas de Pier Luigi Nervi en 1960 (Fig. 1), en el contexto político mexicano existían diferencias entre quien solicitó al COI la organización de la Olimpiada, Adolfo López Mateos y Gustavo Díaz Ordaz, quien sería su sucesor en la presidencia del país.

Para el primero obtener la sede olímpica siempre significó mostrar a México como un país moderno y de vanguardia. En contraparte, el segundo desde un inicio siempre consideró a la Olimpiada como un gasto innecesario para el país, idea que posteriormente modificó tras entender que declinar la sede de los juegos era sumamente perjudicial. De esta manera declaró que: *“los juegos se harían cuidando al máximo el prestigio del país y con la consigna de hacerlos dentro de una gran austeridad y con el mayor ahorro posible de recursos”*.



Fig. 1: Gimnasio Nacional, Kenzo Tange, Tokio 1964 y *Palazzo y Palazzetto dello Sport*, Pier Luigi Nervi, Roma 1960

Siguiendo esta consigna, el arquitecto Pedro Ramírez Vázquez, quien había realizado los edificios públicos más importantes durante el gobierno de López Mateos, fue el encargado de organizar el plan maestro para la construcción de los edificios en donde se llevarían a cabo las pruebas deportivas, a la par de la Secretaria de Obras Publicas (SOP). La idea básica sobre la urbanización de las instalaciones deportivas, se fundamentaba en la descentralización de las mismas, en distintas zonas del Distrito Federal y otros estados del país, aprovechando al máximo la infraestructura existente. Una vez realizado el inventario de dicha infraestructura para agosto de 1965, quedó definida una lista de las nuevas construcciones, entre las que se encuentran: el Palacio de los Deportes, la Villa Olímpica, la Sala de Esgrima o Sala de Armas, el Velódromo, la Pista de Remo y Canotaje, la Sala de prensa, el Centro Deportivo Olímpico Mexicano y más tarde en diciembre del mismo año se sumarían la Alberca Olímpica a cubierto y el Gimnasio principal de usos múltiples.

De todas las instalaciones olímpicas, al Palacio de los Deportes siempre se le concedió ser el edificio emblemático de la Olimpiada. Los primeros esbozos para su construcción, se generaron a solicitud expresa de la SOP, por cinco arquitectos reconocidos de la época: Enrique Carral Icaza, Félix Candela Outeriño, Enrique de la Mora y Palomar, y el equipo formado por Juan Sordo Madaleno y Adolfo Wiechers, además del propio proyecto de la Secretaria de Obras Publicas (SOP). (Fig. 2)

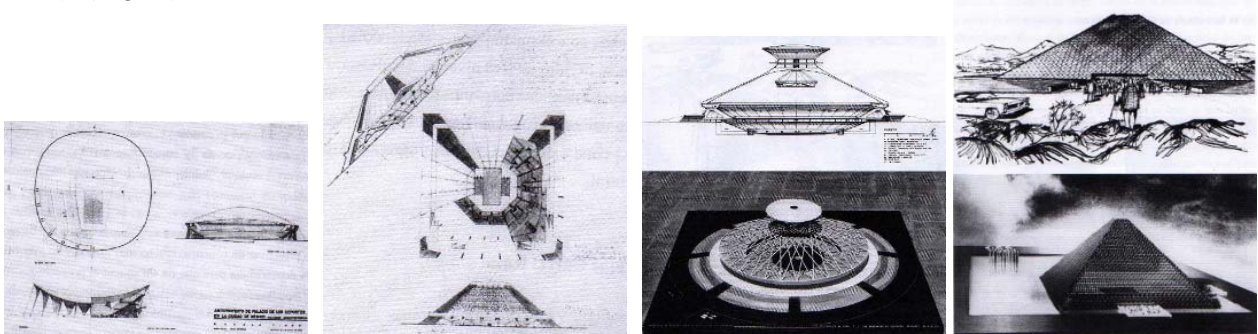


Fig. 2. Propuestas conceptuales previas al concurso para el edificio del Palacio de los Deportes: a). Félix Candela Outeriño b). Enrique Carral Icaza, c). Enrique de la Mora y Palomar d). Juan Sordo Madaleno y Adolfo Wiechers.

La experiencia de esta convocatoria, que tuvo como resultado una serie de ideas de carácter conceptual muy elementales, elaboradas sin ningún tipo de programa, desligadas de soluciones urbanas, ya que no les fue precisado algún predio en particular; sirvió como base para establecer un concurso abierto a grupos de arquitectos para resolver las dos más emblemáticas instalaciones de los Juegos Olímpicos: El Palacio de los Deportes y la Alberca Olímpica.

El concurso convocado por la SOP reunió 87 arquitectos, integrando 27 equipos, de los cuales 14 compitieron en el desarrollo del Palacio de los Deportes y el resto en la Alberca Olímpica y el Gimnasio principal. El 25 de julio de 1966 el equipo *Corpore Sano* integrado por Félix Candela Outeriño, Enrique Castañeda Tamborrel y Antonio Peyrí Macía, fue asignado como el proyecto ganador, que inmediatamente fue contratado y evaluado estructuralmente por parte de la Universidad Nacional Autónoma de México, incluyendo las respuestas a su comportamiento dinámico en el túnel de viento. (Fig. 3)



Fig. 3. Los arquitectos Félix Candela, Enrique Castañeda y Antonio Peyrí junto a la lámina de la propuesta ganadora del concurso

3. El Palacio de los Deportes en México 68

El Palacio de los Deportes tuvo su ubicación final en la zona sur-oriente de la Ciudad de México, en el complejo denominado Ciudad Deportiva de la Magdalena Mixhuca. El programa definitivo corrió a cargo de la empresa Genética Arquitectónica S.A. (Genar), siguiendo los lineamientos teóricos del arquitecto José Villagrán García.

El edificio central, de planta circular, es un domo de 160 m de diámetro, y una flecha de 45 m en su parte central, respecto a la pista de 50 x 80 m, medida de una pista de ciclismo, haciendo un total de 4,000 m². Está diseñado para albergar a 16,000 espectadores en asientos fijos y 8,000 asientos desmontables haciendo un total de 24,000. En la pista central es posible realizar actividades como basquetbol, voleibol, boxeo, lucha, judo, esgrima, etc. Cuenta con un estacionamiento para 2,500 automóviles, rampas de acceso y plazas sobre plataformas circulares para peatones, terminales de transporte público y servicios generales. (Fig. 4)

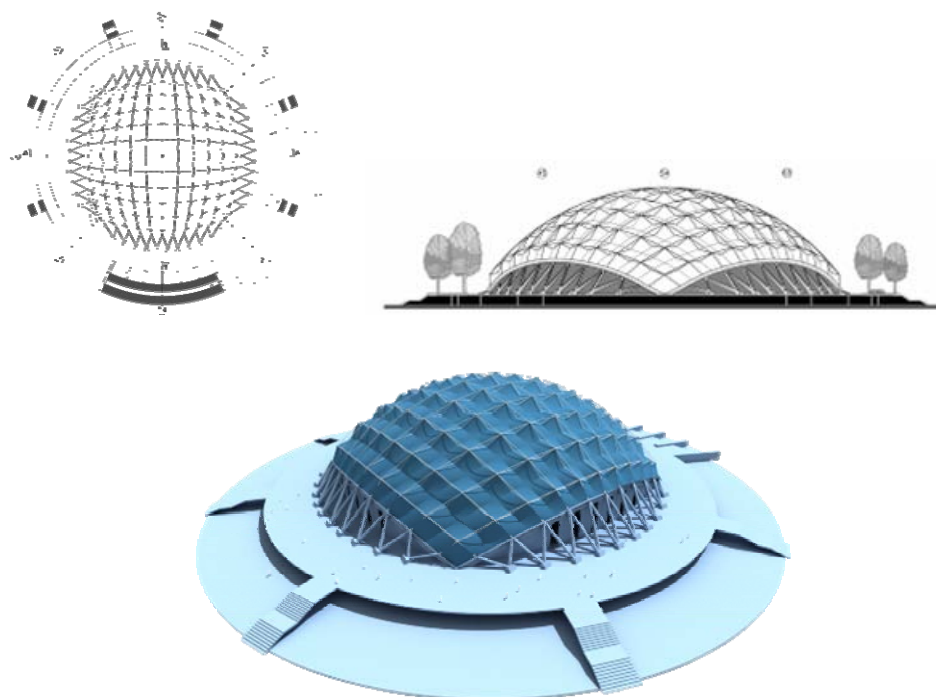


Fig. 4 Planta, alzado y perspectiva digitales que ilustran el conjunto arquitectónico

El inicio de la obra está fechado en octubre de 1966 y llevo 23 meses totales de construcción. La bóveda se desarrolla sobre 22 arcos directrices de una armadura metálica con 5 m de peralte, entre cuerdas que determinan la forma de un juego de paraboloides hiperbólicos recubiertos de madera laminada forrada con cobre, teniendo un peso aproximado de 60 kg/m² en un área de 27,171 m². La cimentación es de concreto armado y soporta una superficie construida de 51,015 m². (Fig. 5)

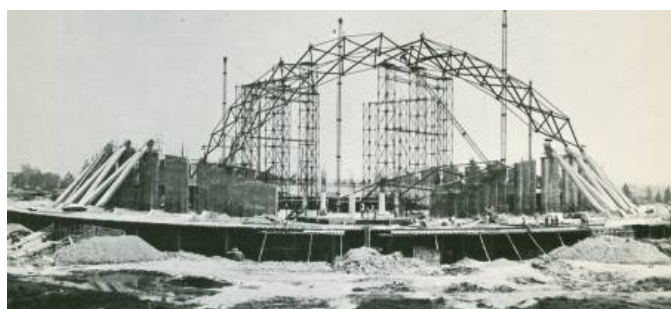


Fig. 5 Imagen durante la construcción de la cubierta

La geometría de la cubierta se desarrolla a partir de cuatro cortes radiales al centro de una esfera de 95.15 m de diámetro, con un ángulo de apertura de 90.56° entre ellos. En este casquete se generan 22 arcos que configuran las armaduras de la estructura, trasladando una circunferencia de 95.15 m de radio en forma de abanico, con un ángulo de 8.16° sobre el centro de la esfera que configura el centro de la circunferencia. Los arcos-armaduras transmiten las cargas hacia apoyos formados en "V" y estos a su vez, a la cimentación de pilotes de concreto armado. (Fig. 6)

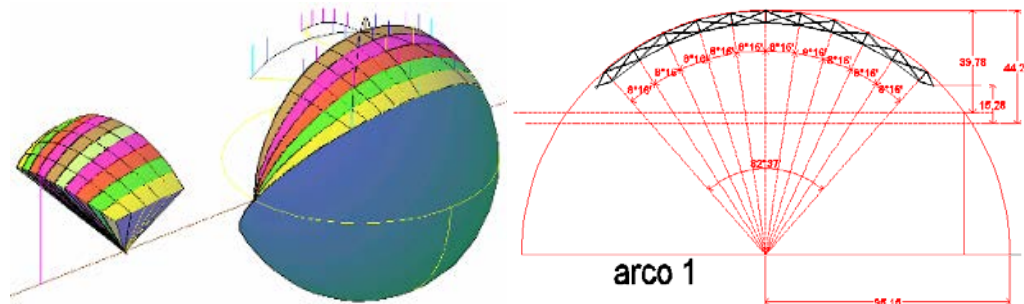


Fig. 6. Esquema que ilustra la determinación de la forma y las secciones de los arcos para la cubierta

4. Sobre los hitos del diseño arquitectónico y estructural

El Palacio de los Deportes fue concebido para cobijar diversos eventos deportivos durante los Juegos Olímpicos en México en 1968. Hasta finales de 1990, su uso estaba destinado a actividades menores y con la concesión que otorgó el gobierno del Distrito Federal a una empresa privada sus funciones se han diversificado. Hoy en día es posible asistir y ver espectáculos diversos, conciertos, ferias y exposiciones. Estos cambios en su función obedecen a las necesidades y demandas que la sociedad mexicana impone hoy en día. (Fig. 7)



Fig. 7. Imágenes interiores del Palacio de los Deportes con espectáculos contemporáneos

La cubierta ligera de este edificio no pierde vigencia, el hábil manejo de la geometría y su adecuada adaptación al comportamiento estructural de la cubierta, constituyen una serie de valores, perdurables a través del tiempo, que dan al edificio la categoría de la más alta calidad arquitectónica y estructural, a pesar de los cambios mencionados en su función.

Otro ejemplo de hito estructural de la arquitectura contemporánea mexicana, lo podemos identificar en la cubierta velaria para el patio principal del Palacio de Minería (Fig. 8), obra de los arquitectos Ernesto Natarén y Juan Gerardo Oliva; este último coautor de esta ponencia, y así como de un grupo de entusiastas arquitectos y estudiantes de la UNAM.

Ciertamente, esta velaría no fue la primera estructura ligera de este tipo que se construyó en México, ya que las primeras velarías en nuestro país, datan de la década de los años 70's del siglo XX. Sin embargo, la concepción y diseño en el año 2000 de la velaría del Palacio de Minería, construida en el año 2002, coincide en fechas con el cambio de siglo y constituye una obra arquitectónica detonadora de un gran auge de la construcción de velarías en nuestro país. En la velaría del Palacio de Minería se conjuntan hechos importantes, que le merecen el ser considerada como un hito de la arquitectura. Uno de ellos es su aplicación a un edificio antiguo

con gran valor histórico. El Palacio de Minería que se terminó en el año 1810, sufre fuertes hundimientos diferenciales, como la mayoría de los edificios construidos en lo que fue un gran lago y que hoy conforman el Centro Histórico de la ciudad de México. Otro hecho importante es el cambio de función que se da al patio del Palacio de Minería, de manera análoga como se da hoy en día en el Palacio de los Deportes; que demanda ser utilizado continuamente para muchas actividades de carácter cultural y académico, como son congresos y simposios, ceremonias académicas de final de cursos, exposiciones e incluso banquetes y fiestas institucionales.

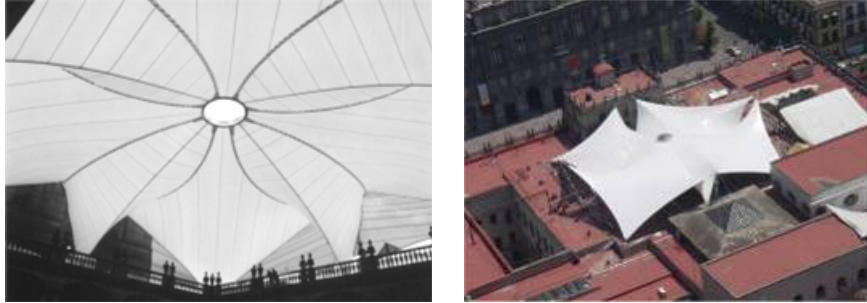


Fig. 8. Vista interior y exterior de la cubierta para el patio de Palacio de Minería

Conclusiones

Se describieron las premisas que una obra arquitectónica debe satisfacer para ser considerada como un hito de la Arquitectura y de la Ingeniería. Posteriormente se describió el origen, la concepción y el diseño del Palacio de los Deportes y así como las características arquitectónicas y estructurales que hacen del edificio un hito del diseño arquitectónico y estructural en México. La última obra de Félix Candela en México se convierte, por los hechos descritos en este documento, en un hito de la arquitectura y de la ingeniería en nuestro país. Otras estructuras ligeras adquieren esta misma categoría, como lo es la velaria del patio del Palacio de Minería y con base a estas consideraciones se podrán identificar más edificaciones que alcancen el rango de ser consideradas hitos del diseño arquitectónico y estructural. En España no pueden dejar de mencionarse obras dentro de esta categoría, como las cubiertas ligeras del ingeniero Eduardo Torroja para cubrir las zonas de gradas del Hipódromo de la Zarzuela en Madrid (Fig. 9), cuyas características arquitectónicas y estructurales le merecen ser objeto de toda una disertación particular.



Fig. 9. Hipódromo de la Zarzuela, 1935-1941 e Hipódromo de la Zarzuela, 2010.

Un hito arquitectónico y estructural (Fig. 10) se constituye, como ya se indicó anteriormente, cuando se satisfacen requerimientos que impone la sociedad y éstos requerimientos van acompañados de innovación tecnológica, del correcto uso de los materiales y de una forma adecuada al comportamiento mecánico de los sistemas estructurales y todo lo anterior envuelto en los principios de cuidado del medio ambiente y del mejor aprovechamiento de los recursos naturales.



Fig. 10 Vista interior del Palacio de los Deportes

BIBLIOGRAFÍA

- Fernández, Raymundo. "Los Concursos de Arquitectura en el marco de los Juegos Olímpicos del México 68. Sus aciertos y sus desaciertos". Tesis doctoral, UNAM, México, 2009.
- Revista "Mañana". A un año de la Olimpiada, México, 1969.
- Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, México, sin fecha.
- Revista Construcción Mexicana, Enero de 1967, año 8 No.1 Mc Graw Hill , México
- Archivo fotográfico Laboratorio de Estructuras, Facultad de Arquitectura, UNAM.
- <http://www.ocesa.com.mx/>
- Las fotos de las obra de Nervi en la Fig. 1, se tomaron del libro: Félix Candela, Engineer, Builder, Structural Artist, publicado por el Princeton University Art Museum, USA, 2008.

ARQUITECTURA EFÍMERA COMO HITO ESTRUCTURAL? PABELLONES ESPECTACULARES EN ITALIA EN LOS AÑOS CINCUENTA¹

Savorra, M.*

Università degli studi del Molise, Italy

RESUMEN:

En la industria italiana de la posguerra se siente la necesidad de identificar una “política cultural”. Al mismo tiempo, siguiendo los modelos de EE.UU., se quiere individuar una identidad corporativa autoritaria y reconocible. Desde años cincuenta en algunas empresas madura la idea de combinar los programas de innovación neo-capitalista con las teorías americanas sobre las empresas como institución pública y con el sentido de la estética de artistas plásticos e ingenieros cultos. Por lo tanto, en una amplia variedad de actividades de promoción, la imagen corporativa se expresa también a través de la “arquitectura publicitaria”. En particular, la Feria de Milán, considerada la feria italiana más importante de la posguerra, se convirtió en un gran negocio para mostrar la nueva cara de la industria. Desde 1951, las técnicas de comunicación y las visiones modernas de *corporate identity* toman forma en las estructuras temporales. Pero ¿cómo se han diseñado estas extraordinarias “arquitecturas de la publicidad”? Como los arquitectos y los ingenieros respondieron a las demandas del cliente? ¿Cómo se construye la “imagen” de la industria para el público en general? Estas obras pueden ser consideradas hitos de la tecnología efímera estructural? Esta contribución tiene el objetivo de contestar a estas preguntas analizando formas, técnicas y decisiones tomadas por la gran industria en este momento histórico. Además, se investigará sobre la técnica de las arquitecturas de Baldessari (Breda, Sidercomit), sino también de Bianchetti y Pea (Montecatini, Italviscosa), Scoccimarro (Fiat), Zavanella (OM), Bacciocchi (ENI). Estos arquitectos construyeron pabellones espectaculares desde el punto de vista tecnológico y formal (que ya no existen), que son parte de una red compuesta de palabras e imágenes visuales con un contexto visual lleno de retórica y de “arquitecturas para comunicar”.

Palabras clave: Historia de las estructuras temporales, Pabellones efímeros, Arquitecturas de publicidad, Tecnología para exposiciones, Relaciones entre los arquitectos, ingenieros y artistas.

EPHEMERAL ARCHITECTURE AS STRUCTURAL MILESTONE? STUNNING EXHIBITION PAVILIONS IN ITALY IN THE FIFTIES

ABSTRACT:

In the post-war, Italian industry feels the need to identify what has been called a “cultural policy”, while, following U.S. models, it attempts to define an authoritative and recognizable corporate identity. Since the early fifties in some large companies arises the idea of being able to combine the renewal programs of the neo-capitalist theories about public institution with the aesthetic sense of fine artists or cultured engineers. Therefore, in a wide variety of activities, the corporate image is also expressed through spectacular “advertising architecture”. In particular, the Milan Fair, considered the largest Italian exhibition of postwar, became big business for the main site to show the new facies. Since 1951, communication skills and modern visions of corporate identity are shaped in temporary structures. However, how stunning advertising architectures are designed? How architects and engineers meet customer demands? How does the “image” of the industry for the general public is built? These works can be considered milestones of structural short lived technology? The contribution aims to answer these questions by analyzing the forms, techniques and decisions taken by the industry in developing large complex systems, temporary facilities, with new pavilions. The contribution also aims to investigate the technical construction of the architecture of Baldessari (Breda, Sidercomit), but also of Bianchetti and Pea (Montecatini, Italviscosa), Scoccimarro (Fiat), Zavanella (OM) Bacciocchi (ENI). These architects built stunning pavilions from the technological point of view (no longer existing), which are part of a network composed of words and visual images with a background full of rhetoric and of the “architectures to communicate”.

Key words: History of the temporary structures, Ephemeral Pavilions, Advertising Architectures, Technology for Temporary Exhibitions, Relations between architects, engineers and artists.

* massimiliano.savorra@unimol.it

1. Introducción

Vittorio Bonicelli – en un artículo titulado *Architettura pubblicitaria* que apareció en 1951 en la revista “Pirelli” – capta el sentido de la arquitectura que había nacido para servir a una nueva comunicación de empresa: «La pubblicità aveva la sua unica ragion d'essere nel modellarsi sulla vita dei sensi. Era una pubblicità antropomorfa. Perciò le idee pubblicitarie avevano bisogno di case e di cattedrali (a Dio piacendo). Poi fu decretato che la casa non doveva contenere idee, ma doveva essere idea essa medesima»². Las reflexiones contenidas en el artículo ofrecen una clave para comprender el código de la arquitectura efímera construida en Italia después de la Segunda Guerra Mundial en ferias y exposiciones: en particular, permiten señalar los pabellones innovadores diseñados por Luciano Baldessari por la Breda, “plastiche pubblicitarie” – así se definen – que se realizan, desde los primeros años cincuenta, en la Feria de Milán, considerada como unos de esos lugares que se convirtieron en “microcosmos subvertidos”.



Feria de Milán, Pabellón Breda, 1951



Feria de Milán, Pabellón Breda, 1952

2. Pabellones para la industria

En la febril recuperación económica del posguerra y en un país que veía la organización de un gran número de ferias comerciales, las exposiciones de Milán viven un proceso de crecimiento impresionante, con stands diseñados para mostrar los productos en manera ya no estática, sino dinámica. Por eso, si los productos deben ser probados, se construyen “entornos” adecuados: los pedazos de arena del desierto amarillo para hacer los coches de carreras, construcción “calligrafiche” de alambre de hierro con esmalte blanco para simular un país alpino, gigantes de papel maché vacas y gallos desfile de automóviles en el auditorio, una piscina utilizada para las pruebas de productos de plástico, un hogar para el banquillo de los últimos modelos de barcos y idroscooter. Para actuar como un agente aglutinante, entonces, a partir de 1951 no menos importante, es la presencia de la radio y la televisión RAI, con su equipo que se encuentran por todas partes, transmite juegos, películas o vídeo capturados en la muestra. Por otra parte, en el pabellón de 1952 – creado por los hermanos Castiglioni con Bruno Munari – la RAI construye sobre dos platos, dos ambientes que muestran, por un lado, un casa tradicional de la burguesía, por el contrario, la vida moderna “funcional”. En línea con la experiencia antes de la guerra con la *Reklame-Architektur* por las industrias más importantes del país, en la Feria de Milán se realiza una nueva forma de entender la comunicación, compuesta por una arquitectura espectacular y una gráfica por la publicidad.

Por lo tanto, construir en una exposición como la de Milán, significa mayor consideración a los elementos escénicos del ambiente adonde vemos la arquitectura. La idea del pabellón está evolucionando en puestas en escena, que reúnen arte, arquitectura, técnica, gráfica y diseño, en un juego de colores y volúmenes, espacios y movimientos. Los iconos están firmados por Mario Bacciocchi o Erberto Carboni, o por los hermanos Castiglioni, Carlo Mollino, o por BBPR, Leonardo Sinisgalli. Los pabellones de la Eni-Agip, Snam, por ejemplo, se caracterizan por el uso de colores llamativos y formas, con la intención de construir sendas documental, educativo, y espectacular³. Las marcas dejadas por Marcello Nizzoli, Lucio Fontana, Max Huber, para empresas como la Montecatini, o la Eni o la Sidercomit testimonian «di un avvenuto passaggio dalla vecchia maniera di utilizzare l'appuntamento fieristico come spazio vendita del prodotto, al più sofisticato concetto dello spazio espositivo quale biglietto da visita e immagine di rappresentanza di uno status, per non dire di una filosofia aziendale»⁴.

Hay que decir que en los años que en Italia se intentó una lengua independiente por la publicidad, estaba convencido que la arquitectura efímera debía tener conjunta las primeras palabras de esta lengua. De hecho, ya en 1941 era muy consciente de lo que el problema era poner el punto de mira: Angelo Bianchetti y Cesare Pea, por ejemplo, el análisis de formas, técnicas y opciones que deben tomarse en la construcción de instalaciones de alojamiento, entradas, fuentes, pabellones para una feria, dijeron que era necesario identificar las «caratteristiche di stile ed organiche nettamente diverse da quelle pertinenti all'architettura intesa in senso universale»⁵. No es sorprendente que la producción de formas para ferias siempre había sido influenciado solamente por la actividad de las artes visuales: «l'architettura pubblicitaria deriva più dalla plastica, dalla scultura, dalla pittura che non dall'architettura».

Además, al interferir con el espacio arquitectónico del objeto o transformando el espacio en sí mismo para ser admirado como en los pabellones Breda, se pone en cuestión los límites entre la arquitectura y la escultura. Los pabellones de Baldessari fueron libremente interpretados por Carola Giedon Welcker como la arquitectura que había cruzado los límites en el dominio de la escultura⁶. Cabe señalar que cuando se trata de la arquitectura “representante” de una industria debe poner la cuestión en términos muy diferentes. Así que no sólo explora la posibilidad de que el diseñador debe ser cooptado en la industria para producir soluciones formales en una exposición convincente, también por muchos otros pabellones debe ser investigada, junto con las peticiones del cliente, por supuesto, también la idoneidad de las estrategias, todas modernas, de la publicidad. De hecho, como para los publicitarios, por los arquitectos también la primera regla que tienen que tener en la mente era primero “ser vistos” y después “persuadir”: este era el mensaje que la Feria ofrecía para mostrar los productos que deben corresponder de forma inequívoca a nivel técnico, calidad y tipo de producción.

3. Luciano Baldessari y la Breda

Los pabellones construidos por Baldessari por la Breda, sino también por la Sidercomit-Italsider, estaban unidos por el principio antes mencionado, incluso por la misma lógica que los publicitarios estaban mejorando en los últimos años y las técnicas innovadoras de construcción. En ese momento histórico era un objetivo de vital importancia por la Breda, que habría requerido la intervención de artistas, arquitectos e intelectuales en la etapa avanzada de la promoción. Como estaba sucediendo en otras empresas industriales italianas, era muy consciente del hecho de que la solicitud de reestructuración y renovación a través de las teorías neo-capitalistas de origen de EE.UU., tales como las instituciones públicas, tuvieron que combinar con las capacidades de diseño moderno para revolucionar la imagen global del grupo. Hay que señalar, que las grandes corporaciones, siguiendo el ejemplo de la Olivetti⁷, reclutaron intelectuales, artistas y personajes prominentes de la cultura artística y arquitectónica. Se observó que en las grandes empresas, conocimientos técnicos y profesionales fueron parte de la formación americana de los administradores y, en general, de muchos grupos diferentes de los líderes.

Recientemente había regresado a Italia, después de casi ocho años en Nueva York, Luciano Baldessari representaba la concepción de las prácticas arquitectónicas y de las estrategias de publicidad. Con la capacitación adecuada, Baldessari tenía dialécticamente, por el cliente, la cultura artística *à la page* y el conocimiento de las técnicas de construcción con las prácticas de la publicidad norteamericana. La *corporate image* de Breda se expresó – así como la reestructuración de la imagen corporativa (logotipo, cartelera inscripciones) – con una verdadera estrategia que incluye la “arquitectura de publicidad” que se aplicará en las exposiciones más importantes. Desde 1951, las técnicas de comunicación, y las visiones modernas de la identidad corporativa toman forma en los pabellones de lo efímero. En línea con otras iniciativas incluidas en la Feria de los años cincuenta, que son de Renzo Zavanella por las Officine Meccaniche⁸, de Enrico Ciuti por la Finmare o de Cesare Scoccimarro por la Fiat, los pabellones Breda eran parte de una red de palabras e imágenes en una carga de retórica visual y llena de “arquitecturas de comunicación”. Cada pabellón se convirtió en un monumento a la ética y a las ideales de los nuevos consumidores, basados sobre la satisfacción y representados por ventanas preparadas para la adquisición de bienes de masa.

4. Arquitecturas espectaculares

Asimilado las lecciones de su amigo y maestro futurista Depero, desde el año 1951 Baldessari prepara – como escribió Leonardo Sinisgalli – “colosal” y “audaz” construcciones publicitarias. En

la prosa del poeta-ingeniero de Montemurro se pone de manifiesto un ajuste interpretación crítica. Del pabellón de 1951, por ejemplo, el captura la intención de diseñar un verdadero evento: «Ha creato qualcosa che nell'insieme, scena e personaggi, potesse dar l'idea di uno spettacolo, una processione, una sfilata, un corteo, una passeggiata»⁹. En la feliz definición de *promenade architecturale et metallurgique*, Sinisgalli identifica el "espíritu moderno" de estas maniobras experimentales: «Baldessari – continúa Sinisgalli – ha fatto recitare una parte ai visitatori, la parte appunto della massa, come in una pantomima, come in un balletto, ma senza imporre un ruolo obbligato né ai personaggi né alle macchine. Soltanto ha fissato un itinerario, un itinerario dentro un paesaggio, un paesaggio che ha una straordinaria eloquenza, un paesaggio astratto ma carico di una suggestione profonda»¹⁰.

Por lo tanto, técnica, materia, forma, se unen en una expresión como "coreografía" que conducen los visitantes en una pasarela en una fila o una vía obligada, en la espera de ver un panorama de productos industriales. Baldessari acompaña a contemplar el progreso y la vitalidad de quienes los realizaron. El pabellón de 1951, un horno, un tubo de acero, que se exhibe, tiene como objetivo mostrar la vitalidad de un grupo de hombres y de genio que estaba pasando por una fase de gran dificultad. Con respecto al pabellón, los periodistas no dejaron de subrayar el carácter excepcional de la industria: : «più che una "ditta", la Breda è il simbolo della capacità tecnica dei lavoratori»¹¹. Baldessari anticipa las exigencias de la "técnica", que se convierte en "lenguaje". Manifiesta en su desnuda expresión, la misma "técnica" será el rasgo distintivo del pabellón Sidercomit diseñado por Baldessari a la Feria de 1953.



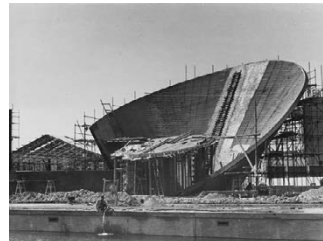
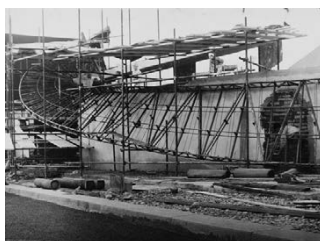
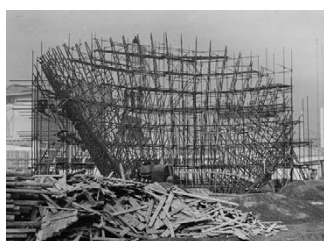
Feria de Milán, Pabellón Sidercomit, 1953

El pabellón Sidercomit también fue realizado con la ayuda de Lucio Fontana por la cinta en la cabeza y por el techo con agujeros en la sala de proyección, con la ayuda de Attilio Rossi para la decoración de las paredes de aluminio y con Umberto Zimelli por el esquema del ciclo de producción. Se parte de una idea estructural básica – «un'idea che è insieme un concetto costruttivo e un arabesco della fantasia», dirá Agnoldomenico Pica – centrada en un elemento de V con dos alas, que evoca «contrapposizione di due falconi metallici»¹². La comparación entre las tecnologías del lenguaje y el lenguaje del arte fue señalada gracias a la obra de Fontana con la escrita Sidercomit Cornigaliano-ILVA-Dalmine-SIAC-Terni. Por la Sidercomit, que más tarde se convirtió en Italsider, Baldessari también prepara los pabellones hasta 1961 y se ejecutará en 1962 y 1966 – en consonancia con la estética contemporánea de "utopías" de la tecnología – estudios que incluyan la reutilización de la antigua estructura. Baldessari escribe: «volevo rappresentare la forza della siderurgia, del suo celebre progredire con nuovi temi e nuovi materiali. Per questo, la parte nuova doveva intersecare ma non rivestire, non coprire quella precedente. Il traliccio, linguaggio strutturale comune da mezzo secolo, doveva essere integrato dagli esili montanti di sostegno nella nuova lega. Il pubblico doveva essere reso partecipe di quest'evolversi, nel contempo doveva far vivere, con la sua presenza, la sua struttura»¹³.

Se trata de un lema, "La Breda ieri una, oggi unitaria", que marca el inicio del famoso pabellón de 1952. Satisfechos con el resultado alcanzado el año anterior, en 1952 los líderes de Breda en un concepto, y a la forma escultórica interpretada por Baldessari, la misión del nuevo curso de la empresa. Con el abandono de la tradicional muestra de producto, la obra de Baldessari se centra sobre una estructura en forma de abanico curvado. Con referencia a la interpretación "funcional" de la arquitectura, en una informe se lee: «la coclea centrale (che ritornando su se stessa dà

origine a tutta la configurazione) la domina, non solo per le sue gigantesche proporzioni, ma soprattutto per l'arditezza delle linee coraggiosamente lanciate verso l'alto nel superamento di un pericoloso strapiombo, quasi a materializzare la tensione di vita del grosso complesso industriale che nella coclea stessa ha origine, evoluzione e conclusione»¹⁴.

Ninguna máquina fue expuesta: una opción valiente, también se justifica por el deseo de evitar que la actividad de la Breda se reduce a unos pocos ejemplos, como escribe el pintor intelectual Attilio Rossi. A través de una serie de fotografías en el principal "trabajo en progreso", creado a lo largo de las paredes de la ruta predeterminada, se quería ofrecer una visión general del complejo industrial "en movimiento"¹⁵. Resultado de la fructífera colaboración entre el cliente y el artista, el pabellón de 1952 materializó la sinergia de los cuatro elementos que intervienen: lenguaje reconocido por la industria, necesidad de aparecer en los mercados mundiales como expresión de un complejo único y articulado, arte de la *mise en scène*, estética y técnicas de construcción de la publicidad moderna¹⁶.



Feria de Milán, Pabellón Breda, 1952

Por los pabellones Breda, Baldessari llama al joven ingeniero y arquitecto Marcello Grisotti, trajo a su atención por su amigo el pintor Adriano di Spilimbergo, y los ingenieros Erminio Gosso, Giorgio Grando y Giovanni Vespignani de la empresa Morganti, que – junto con Giuseppe Del Monte de la Breda y los artistas, Fontana, Rossi y Milani – tendrán una incidencia considerable sobre la realización de sus ideas valientes. Siempre es difícil de entender la función desempeñada por los empleados, técnicos y artistas que participan en el proyecto. La contribución del equipo de ingenieros es evidente mirando las impresionantes fotografías tomadas en sitios para documentar las fases de la instalación que se ha completados en plazos muy cortos.

En particular, el pabellón de 1952 desempeña, para días y noches, el trabajo de los equipos de ingenieros Breda y de técnicos de la empresa Morganti. Dirigido por Baldessari con Gosso, el trabajo comienza el 1 de marzo y terminará en 42 días. Desde el punto de vista estático de la estructura es bastante compleja.

Formada de un esqueleto de metal con cuarenta costillas de estructura reticular por cincuenta toneladas, y cubierta con red y enlucido, la cóclea – máxima expresión de la fusión completa de espacio interior y exterior – en su curso medio fue alta dieciocho metros con una proyección de ocho, y está iluminada desde abajo por potentes focos. Tediosos fue la solución de la cinta para la luz alta de los lapsos, para las irregularidades de los soportes, y para la necesidad – para expresar la sensación de ligereza – de limitar el espesor de la cinta dentro de unos 25 centímetros. Además, la banda evolutiva tuvo que aparecer no sostenida, sino que simplemente apoyada sobre los muros laterales. Para conseguir esto, naturalmente, se estudió un modelo en escala del 1 al 50, porque era esencial crear un sistema inestable, a endurecer en un momento posterior, en la que era posible hacer el movimiento y las correcciones necesarias. Este sistema se componía de cuatro barras de acero de 35 mm de diámetro, dispuestos a lo largo de los cuatro bordes de la cinta y que descansa sobre "puestos", ubicados en las esquinas de diafragmas metálicos,, colocados a diferentes distancias unas de otras por lo general a las superficies exteriores de la cinta sí, de modo que, manteniendo la sección inalterada, esto podría tener la libertad de tomar cualquier posición en el espacio. Una vez que haya tomado forma, las barras se soldaron a las sillas y se construyó los refuerzos necesarios de diafragmas.

Aunque por la cinta se utilizó la red Stauss con revoque de cemento como material de revestimiento. Al igual que en las obras de sus amigos artistas, Baldessari utilizan las tecnologías hasta ahora poco explotadas. Esto es de gran valor, ya que uno de los más interesantes de los proyectos consiste en soluciones de diseño excepcional, creado a partir de la combinación del mundo material y la conciencia de su uso efímero. Por esta razón, el recubrimiento con la red

Stauss fue elegido por la maleabilidad y la rapidez, así como por su bajo costo y la economía de espacio y peso. Además, esta técnica permite la fabricación de estructuras reticulares totalmente monolíticas, adecuadas para la estabilidad de alto rendimiento a través de la solidaridad entre las obras con estructuras de soporte horizontales y verticales. Formada de una red de alambre de acero templado y protegida por óxido de carbono dispuestos a cruzar en la malla cuadrada con un elemento de ladrillo, la red fue también adecuada para su resistencia al fuego. La idea de 1952 cambia el año siguiente, cuando hay una recuperación económica que permite a la Breda adoptar el lema “Una industria nel mondo”. Fuertemente impresionado en los datos que se filtran desde el techo de la pelota, en 1953, la escrita resumió la recuperación. La comunicación, con un lenguaje eficaz, de la identidad corporativa, por lo tanto, pasó a un segundo plano: se volvió a mostrar la innovación y la calidad de los productos.

El tema de 1954 fue “Struttura della Breda”, y el elemento arquitectónico constituía el desarrollo alcanzado en el complejo siderúrgico. La presencia de obras de Lucio Fontana, Umberto Milani, y Attilio Rossi contribuyó a la creación de un código de signos universalmente accesible, porque en ese momento la Breda había la necesidad de mostrar autoridad y prestigio.

Para la construcción del pabellón, Baldessari reutiliza la preparación del año anterior, dejando intactos el pasadizo elevado, el portal y la escala. La novedad dada por la grande ala y por el cilindroide implicó un estudio único sobre los aspectos estructurales, tanto desde el punto de vista estático, que aquello de el montaje. Con una superficie biconvexa y una luz de treinta y ocho metros, el ala se construyó con una estructura metálica – hecha con gran rapidez por Officine Bossi de Milán – formada por dos bridas y tres vigas longitudinales a red, ordenados de acuerdo a los planos radiales de la doble superficie.



Feria de Milán, Pabellón Breda, 1954

Estos elementos fueron unidos por una estructura transversal que consistió en las costillas con las corrientes que reproduzcan las líneas de generación de dos superficies de la ala.

Alabando los méritos, en las páginas de “Costruzioni metalliche”, Fabrizio De Miranda analizó el funcionamiento de las dos caras en hoja rígida con los angular soldados a lo largo de las isostáticas de compresión para evitar el pandeo local. Esta doble superficie era necesaria para conectar y apretar la estructura, así como a cooperar «all'assorbimento delle azioni tangenziali dovute al taglio ed alla torsione creata dall'eccentricità dell'asse di torsione rispetto a quello baricentrico. Le reazioni trasversali e di torsione sono poi riportate, attraverso due timpani rigidi costituiti da una lamiera interamente irrigidita da costole, che assicura l'indeformabilità delle sezioni d'imposta, su due strutture turrcolari mascherate, l'una dal conoide, l'altra dalla parete del lato sud»¹⁷. Totalmente electrosoldada, la estructura se realizó en el taller y se envía a la Feria en los troncos del tamaño de cuatro metros por ocho. Una vez que se efectuó la conexión de las diferentes secciones, se procedió a levantar con halcones y tornos eléctricos.

Toda la operación se llevó a cabo en unas pocas horas. Anclada en un lado de la estructura de metal pre-existente y del otro lado del portal insertado dentro del cilindroide, el ala pesaba alrededor de treinta toneladas. Alcanzando una cuota de 21,50 metros de altura, el cilindroide fue concebido con una serie de estantes vertical a red autoportante, dispuestas radialmente, cuyos puestos están, a la superficie inferior, lo que genera la forma interna que tiene como base una espiral logarítmica, y desde la superficie superior aquellas del cilindro exterior. Utilizado de una manera refinada, el sistema de construcción se inclinaba a la voluntad del arquitecto. En las muchas imágenes tomadas en el lugar, se puede ver el estado de la suspensión y la tensión de la forma, hábilmente immortalizado en los dibujos. En 1955, llega a la conclusión de la experiencia de

"plastiche pubblicitarie". A partir del año siguiente, estableció la imagen de la empresa, en el que hay un avance en el camino de los productos que presenten. Como es el caso de otras industrias presentes en la feria (ENI-Agip, Snam), la última incorporación a la utilización de la arte contemporánea, se basaban en principios como "orden, coherencia, lógica, objetividad", que se convirtió en las condiciones de trabajo de los arquitectos involucrados en los pabellones.

Más allá de los puntos de vista formidable, que se puede leer en las arquitecturas que siguieron, el hecho es que los resultados obtenidos desde el año 1951 con la creación de los primeros cuatro pabellones, hitos auténticos, siguen siendo inalcanzables. Con estas oportunidades ofrecidas por la Breda, la idea de arquitectura publicitaria de Baldessari como herramienta de comunicación estaba claramente definida: dramatizar el hecho arquitectónico, revelando la naturaleza de la "representación"; utilizar formas, coreografías, y "movimientos" espectaculares que se inspira en el teatro; reducir la publicidad a estructuras fines a sí mismos; utilizar en manera refinada las técnicas de construcción. Lo que escribía Baldessari aparece como algo que uno no puede no compartir: «Questi monumenti antiretorici si guardano come si guardano le composizioni archimedee, come si guardano le Piramidi, la torre Eiffel. Non sono più scatole, né padiglioni: sono spettacoli, sono paesaggi astratti carichi di suggestioni profonde. Lo scopo industriale-commerciale, "reclamistico" è raggiunto, e proprio con queste funzioni algebriche e trascendentali, che nello spazio si fondono in una tensione di avventura e di mistero»¹⁸.

BIBLIOGRAFÍA

- Conrads U. - Sperlich H. G. 1960. *Phantastische Architektur*, Stuttgart, p. 71.
 Baravalle-Brackenburg F. 1953. *Stauss Ziegel Gewebe*, Wien-Heidelberg, pp. 242-243.
 Bianconi, C. 1951. *Breda. An experiment in exhibition design*, «Graphis», 37, pp. 368-371.
 Bieber K.-A. 1951. *Messestand der Società Italiana Ernesto Breda*, «Grafik», 11, pp. 578-581.
Design for Industry: Architecture as Sculpture. 1952. «Architectural Record», 4, p. 18.
Die Breda auf der XXX Mailänder Mustermesse. 1952. «Die Neue Stadt», 1, pp. 472-475.
Ein Architekt und Poet dazu. 1958. «Baukunst und Werkform», 12, p. 676.
 Kohler W. 1956. *Leuchtende Plastik – Werbende Architektur*, in W. Luckhardt, W. Kohler, *Licht Architektur*, Berlin, pp. 227-228.
 Nervi P. 1950. *Foire de Milan*, «L'Architecture d'Aujourd'hui», p. 70.
 Schauer L. 1962. *Phantasie in Glas, Stein und Beton*, «Die Welt», 207, 5.
 Schmidt W. 1951. *Improvisation im Freigelände*, «Bauen und Wohnen», 10, pp. 600-602.
 Schüler A. 1956. *Luciano Baldessari Mailänder Architekt. Eine Melodie über die Technik*, «Standpunkt», 27, pp. 7-8.
Staussziegelgewebe–immer weitere Entwicklung. 1954. «Technische Informationen», 6, p. 22.
 Zeichlin F. J. 1955. *Bauliche Gestaltungen des Architekten Luciano Baldessari Mailand*, «Bauwelt», 41, 10, pp. 811-814.

¹ Este artículo es una síntesis de M. Savorra. *Capolavori brevi. Luciano Baldessari, la Breda e la Fiera di Milano*, Milano 2008 (con todas las fuentes bibliográficas y de archivo).

² V. B., *Architettura pubblicitaria*, «Pirelli», a. IV, 2, 1951, p. 22.

³ Autores de los pabellones Eni fueron Mario Bacciocchi, Gianluigi Giordani (1953), Carlo Mollino, Franco Campo, Carlo Graffi, Max Huber (1954), Erberto Carboni (1954, 1955, 1956), Achille e Pier Giacomo Castiglioni (1956 per gli interni, 1958), BBPR (1957), Leonardo Sinisgalli, Errico Ascione (1959). D. Deschermeier, *Impero Eni. L'architettura aziendale e l'urbanistica di Enrico Mattei*, Bologna 2008.

⁴ G. Bosoni, *Architetture provvisorie alla Fiera Campionaria*, en *Fiera Milano 1920-1995. Un percorso tra economia e architettura*, Milano 1995, p. 191.

⁵ A. Bianchetti, C. Pea, *Architettura pubblicitaria*, «Casabella», 159-160, 1941, p. 96.

⁶ C. Giedion-Welcker, *Plastik des XX. Jahrhunderts Volumen-und Raumgestaltung*, Ger Hatje, Stuttgart 1955, pp. 209, 258-259.

⁷ C. Olmo (a cura di), *Costruire la città dell'uomo. Adriano Olivetti e l'urbanistica*, Torino 2001.

⁸ A. R. [Alberto Rosselli], *Renzo Zanvella. L'O.M. alla Fiera di Milano*, «Stile Industria», II, 3, 1955, pp. 29-31.

⁹ L. Sinisgalli, *Plastica pubblicitaria*, «Pirelli», a. V, 3, 1952, pp. 42.

¹⁰ Ivi, pp. 42-43.

¹¹ G. Toti, *La Fiera della pace*, «Vie nuove», 6, 1951.

¹² A. Pica, *Architettura pubblicitaria per la Sidercomit alla Fiera di Milano*, «Architettura Cantiere», 7, 1955, p. 7.

¹³ Museo di arte moderna e contemporanea di Trento e Rovereto (Mart), Archivo Luciano Baldessari PS 53-66.

¹⁴ Mart, Archivo Luciano Baldessari, *Distribuzione spaziale. Relazione tecnica*, también en Archivo Luciano Baldessari, Politecnico di Milano (ALB), PBM 51-55, DM.

¹⁵ *Sulle vie della Fiera tra i giganti dell'industria*, «L'Italia», 4 abril 1952.

¹⁶ Archivo histórico Breda, Sección FEB, b. 1149, fasc. 2426: *Depliant pubblicitario Breda*.

¹⁷ F. De Miranda, *La "struttura delle Breda" alla 32ª Fiera Campionaria di Milano*, «Costruzioni metalliche», 3, 1954, p. 3.

¹⁸ Mart, Archivo Luciano Baldessari, *Breda 1951-52-53-54*, y ALB, PBM 51-55, DM.

LA TORRE DE AGUA DE LA EXPOSICIÓN DE NIZHNY NOVGOROD DE 1896

Azpilicueta, E.

Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Madrid, España

RESUMEN

Esta torre, aparentemente inspirada en la estructura de las yurtas, es la primera de las muchas que proyectó, calculó y construyó Vladimir Shukhov. Tal como dijo Frei Otto: "Los hiperboloides de Shukhov constituyen las primeras estructuras en las cuales la membrana de cobertura y la estructura son la misma cosa".

El mayor atractivo de esta estructura a base de hiperboloides de revolución, superficies regladas de fácil construcción, es que está resuelta con piezas lineales de pequeña sección. Su disposición en malla, por tanto con longitudes de pandeo muy pequeñas, hace que los elementos lineales puedan trabajar tanto en tracción como en compresión.

El sistema general de estabilización, a base de anillos horizontales, se beneficia de nuevo de la estructura en malla con secciones adecuadas tanto en los de compresión como en los de tracción. La repercusión de esta estructura es amplia, habiendo influido en grandes arquitectos e ingenieros como Torroja, Buckminster Fuller, Schlaich, Frei Otto, Foster, Toyo Ito, Gehry etc., prolongándose hasta nuestros días.

Su actualidad es total al basarse en mínimo empleo de material. Por otra parte resulta especialmente adecuada para resolverse con piezas lineales metálicas, de bambú o de materiales compuestos, conformados estos últimos por pultrusión, utilizando en todos los casos sistemas de unión sencillos.

Palabras clave: Shukhov, Doble curvatura, Ligereza, Acero, Materiales compuestos.

THE WATER TOWER OF THE EXHIBITION OF NIZHNY NOVGOROD FROM 1896

Azpilicueta, E.

Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Madrid, Spain

ABSTRACT

This tower, apparently inspired in the structure of the yurts, was the first of many that were designed, calculated and built by Vladimir Shukhov. Frei Otto considered: "The hyperboloids of Shukhov are generally regarded as the first structures in which the covering membrane and the structure are the same thing."

The main attraction of this structure based on hyperboloids of revolution, ruled surfaces easy to build, is that it is solved with linear pieces of small section. Their arrangement in mesh, thus with very small buckling lengths, makes the linear elements work both in traction and compression.

The overall system of stabilization, based on horizontal rings, benefits again from the mesh structure and has the appropriate sections in both compression and traction.

The impact of this structure has been extensive, having influenced great architects and engineers as Torroja, Buckminster Fuller, Schlaich, Frei Otto, Foster, Toyo Ito, Gehry, etc., continuing until today.

Its actuality is absolute, as based on minimal use of material. On the other hand this type of structure is particularly suited to be solved with linear pieces of metal, bamboo or composite materials, formed by pultrusion the latter, using in all cases simple attachment systems.

Keywords: Shukhov, Double-curved, Lightweight, Steel, Composite materials.

Email: eazpilicueta@telefonica.net

1. Introducción

Vladimir Shukhov tenía cuarenta y tres años cuando construyó la torre de Nizhny Novgorod. Para entender una propuesta tan novedosa y brillante parece necesario conocer algunas claves de su biografía hasta 1896.

Nacido -1853- en una familia que le animó al estudio se gradúa con honores, medalla de oro, en Ingeniería Mecánica en la prestigiosa Escuela Técnica Imperial de Moscú (actual MVTU) a la edad de veintitrés años. Al acabar sus estudios en 1876 rechaza la propuesta de enseñar matemáticas en la universidad, al sentirse más atraído por la industria, y viaja a Estados Unidos como miembro de la delegación rusa en la Exposición Universal de Filadelfia de 1876. En ese viaje, que marcará su vida, conoce las últimas novedades técnicas, visita las fábricas, estudia la tecnología ferroviaria americana y conoce al joven empresario e ingeniero ruso-americano A.V. Bari.

De vuelta a Rusia -1877- se incorpora en San Petersburgo a la compañía que desarrolla el proyecto de ferrocarril Varsovia-Viena. La experiencia le resultará tan gris y decepcionante que decide inscribirse en la Academia Militar de Sanidad. En 1878 Bari le rescata para la ingeniería al proponerle ser el director técnico de la innovadora empresa de construcción que acaba de fundar, también implicada en el sector petrolero. Shukhov acepta iniciándose así una fructífera colaboración que durará hasta la muerte de Bari.

A partir de ese momento Shukhov desarrolla una intensa actividad: inventa nuevos modelos de calderas de vapor, patenta el proceso de craqueo térmico para la industria petrolera y estudia las posibilidades estructurales de las superficies de doble curvatura, tanto sinclásticas como anticlásticas. También inicia una intensa relación con otros ingenieros tanto rusos como extranjeros, manteniéndose al día y compartiendo sus investigaciones. Gracias a su gran formación matemática y técnica, durante estos años desarrolló los primeros métodos de cálculo y sistemas constructivos para la construcción de torres y grandes cubiertas a base de hiperboloides.

Así llegamos a su participación en la Exposición de Nizhny Novgorod en la que construye la cubierta de ocho pabellones -25.000 m²- a base de mallas metálicas formando superficies de simple curvatura y la torre de agua objeto del presente escrito, la primera estructura basada en un hiperboloide de revolución conformado con una malla de barras rectas trabajando en compresión y anillos de tracción o compresión en función de su situación en el hiperboloide.

2. La torre: descripción y sistema constructivo

El uso de la torre era el de abastecer de agua a la exposición mediante un depósito de 114.000 litros de capacidad situado en su parte más alta. Geométricamente es un hiperboloide de revolución de eje vertical. La altura del hiperboloide es de 25,60 m., el diámetro inferior es de 11,00 m., el superior de 4,30 m.* y el intermedio menor de 3,20 m.*

El hiperboloide está formado por ochenta barras rectas –angulares de acero L80x80x10 *- y diez anillos en forma de circunferencia. Los anillos están constituidos por pletinas de acero. Toda la estructura resistente, muy ligera, se sitúa en la superficie del hiperboloide. Este es el aspecto que más llamó la atención de Frei Otto.

Otros datos de interés estimados por el autor de este escrito son los siguientes:

- Peso propio de los elementos estructurales de acero –hiperboloide-: 33 Tn.*
- Peso del depósito vacío: 10,2 Tn.*
- Capacidad del depósito de agua: 114 m³. 114 Tn.
- Sobrecarga total = depósito+agua = 10,2 Tn + 114 Tn. = 124,2 Tn.*
- Tensión de trabajo del acero por cargas gravitatorias: 110 Kg/cm² = 11 N/mm² *
- Relación sobrecarga / peso propio de la estructura = 124,2 / 33 = 3,76 *

(*) Dimensiones, pesos y tensiones estimados.



Figura 1

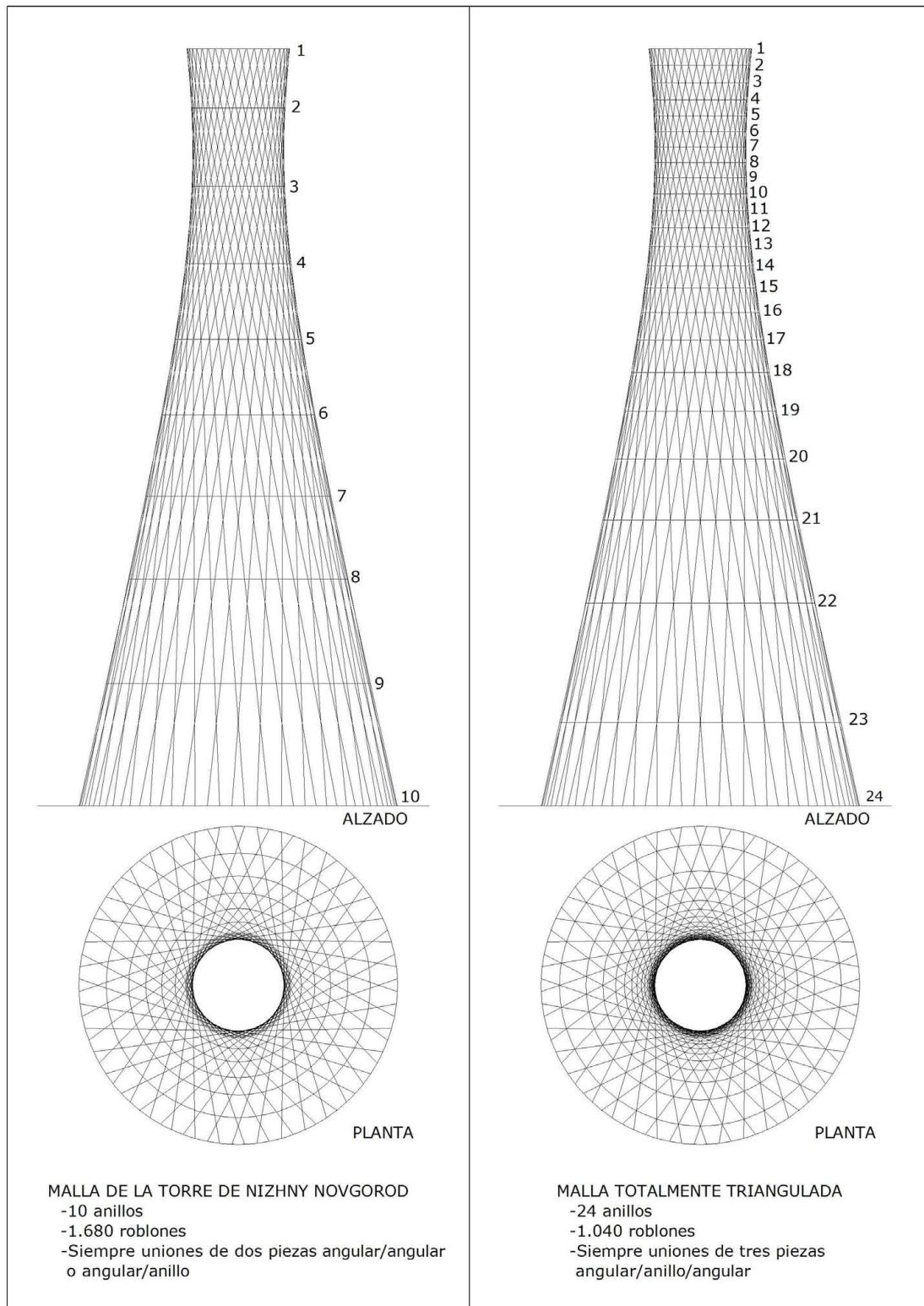


Figuras 2 (sup) y 3

Durante la exposición la torre (fig. 2 y 3) tuvo un gran acogida entre el público proporcionándole a Shukhov renombre internacional y una gran cantidad de contratos. Una vez concluida la exposición el rico mecenas Yu.S.Nechaev-Maltsev compró la torre y la trasladó a las proximidades de Polibino Lipetsk, lugar en el que se puede visitar actualmente (fig. 1).

Si observamos las tres imágenes veremos que el remate superior es distinto en cada una. Las diferencias entre las figuras 2 y 3, fotografías de la exposición, pueden deberse a múltiples causas. En el de la fig.2 se nos muestra el concepto del hiperboloide con sutil afán didáctico. La ley generadora de la geometría de la torre aparece de manera más explícita en la fig.1.

Estudiando el sistema constructivo entenderemos mejor la finura del diseño de Shukhov. En esos años los productos laminados más comunes eran los angulares y las pletinas. Con estos dos elementos unidos por roblonado, única técnica de unión fiable existente, se configuraban perfiles diversos como doble T, vigas en celosía etc.



A partir de estas premisas Shukhov desarrolla una geometría en la que no se produce la triangulación total del hiperboloide, teóricamente ideal. La razón es evidentemente constructiva. Al ser la unión por roblonado realizado in situ parece lógico evitar la unión de tres piezas, por eso las uniones son siempre de dos: angular/angular o angular/anillo. Con esta disposición el número total

de roblones, sin contar los de empalme de angulares o pletinas, es de 1.640 aprox. Por otra parte, al no existir triangulación total, los angulares tienen que soportar pequeños esfuerzos de flexión (fig. 4).

Es interesante ver lo que sucede cuando, manteniendo la disposición de los perfiles rectos del hiperboloide, triangulamos totalmente la superficie modificando la posición y el número de los anillos. Ahora necesitaremos veintidós anillos intermedios en lugar de los ocho de la torre de Shukhov. Con esta disposición el número de roblones se reduce sensiblemente quedando en 1.040 aprox. y las uniones se complican ya que todas, salvo las de los anillos superior e inferior, son de tres piezas: angular/anillo/angular. Todo esto sin entrar en la fuerte alteración de la estética de la torre por la aparición de gran cantidad de anillos (fig.5).

Queda claro que la disposición adoptada por Shukhov resulta mucho más fácil de montar y proporciona una mayor resistencia de las uniones, especialmente en cortante, pudiendo soportar mayores esfuerzos de torsión.



Figura 6.

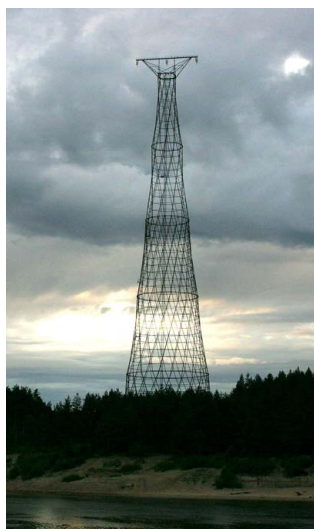


Figura 7.



Figura 8.

Shukhov mantiene el concepto de evitar uniones de tres piezas en sus torres de mayor envergadura, como las torres eléctricas sobre el río Oká -años 1927-1929, 128 m. de altura- (fig. 6 y 7) y la antena de Radio Moscú -año 1929, 160 m. de altura- (fig. 8). En estas torres las mallas ya son menos densas y las barras más esbeltas.

3. La torre: su influencia

La influencia de V.G. Shukhov en el trabajo de los mejores ingenieros y arquitectos del siglo XX ha sido indudable tanto por sus estructuras ligeras de doble curvatura como por los sistemas de cálculo que desarrolló. Si estudiamos en concreto la influencia de la torre de Nizhny Novgorod encontraremos que ese modelo ha inspirado muchas otras. Algunas se referencian a continuación.

Eduardo Torroja proyectó en 1935 una torre hiperboloide sin anillos horizontales para el depósito de agua del Hipódromo de la Zarzuela, que finalmente no se construyó (fig.9). Fairbanks y Monllor proyectaron otra torre sin anillos, la de control del Aeropuerto de Barcelona (fig.10), construida con estructura de hormigón prefabricado y postesado. Se terminó en 2007.

Otra torre muy conocida es la del puerto de Kobe, geométricamente la más parecida a la de Nizhny Novgorod. Se construyó en 1963 y tiene 108 m. de altura. Los tubos son de acero (fig.11). Existen hiperboloides de bambú con función estructural (fig.12) y sería muy sencillo construirlos con perfiles fabricados con materiales compuestos.

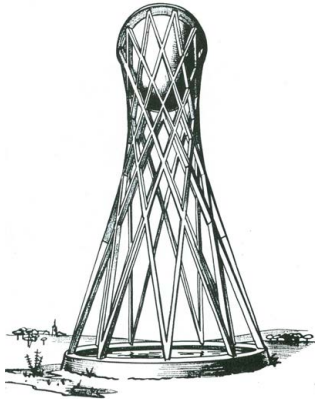


Figura 9.



Figura 10.



Figura 11.



Figura 12.

Todas las torres vistas hasta ahora tienen en común que las barras de la superficie del paraboloide trabajan en compresión. Existe sin embargo una variante, que mantiene el concepto del hiperboloide de revolución, en la que las rectas del hiperboloide se transforman en cables y trabajan en tracción comprimiendo un soporte central. Son necesarios anillos de tracción y compresión. Esta variante es la que utiliza Jörg Schlaich para torres de refrigeración de centrales térmicas -1974- y en la torre mirador del Killesberg en Stuttgart, finalizada en 2001 (fig 13,14 y 15).

En el libro que se publicó sobre esta última torre, año 2001, se hace una extensa referencia al trabajo de Shukhov como claro precedente. Es la primera cita que encuentro después de haber documentado extensamente las torres que aquí se muestran.

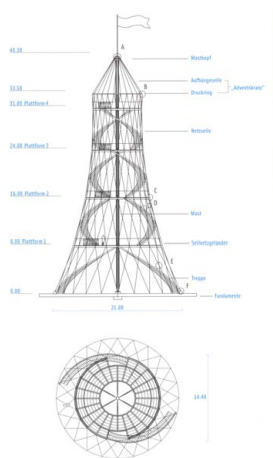


Figura 13.

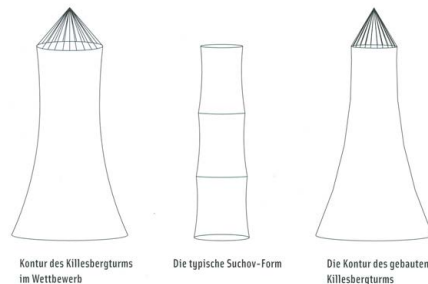


Figura 14.



Figura 15.

4. Conclusión

La torre de Nizhny Novgorod es un claro hito estructural de la ingeniería y también un hito en la vida de V.G. Shukhov. Como prototipo que es tal vez su dimensionado no esté muy afinado, pero su elegancia y brillantez son indudables.

Es tristemente sorprendente que un personaje de la talla de Shukhov, magnífico matemático, brillante y polifacético ingeniero, culto y políglota, haya sido tan poco reconocido en la cultura occidental.

BIBLIOGRAFÍA

- BECK, M. BARTHEL, R. y KUTNYI, A. 2008. Construction and structural behavior of Vladimir Suchov's Nigres tower. En: D' Ayala, D.; Fodde, E. (eds). *Structural Analysis of Historic Construction*. Volumen 1. Londres: Taylor andFrancis Group. pp. 183 – 190. ISBN 978-0-415-46872-5
- COOPER ENGLISH, E. Enero 2000. Arkhitektura i mnimosti: The origins of Soviet avant-garde rationalist architecture in the Russian mystical-philosophical and mathematical intellectual tradition. *Dissertations available from ProQuest*. Paper AAI9989589.
- FERNANDEZ ORDOÑEZ, J.A, NAVARRO VERA, J.R. 1999. *Eduardo Torroja Miret, ingeniero, engineer*. 1ª ed, Madrid: Ediciones Pronaos S.A. 281 p. ISBN 84-85941-40-3
- GIOVANNARDI, F.. Marzo 2007. *Vladimir G. Shukhov e la leggerezza dell'acciaio*, 1ª ed. Borgo San Lorenzo, www.giovannardierontini.it . 23p. Publicación no comercializada. Autorizada la reproducción citando la fuente.
- GRAEFE, R. 1990. *Vladimir G. Suchov 1853-1939 Die Kunst der sparsamen konstruktion*. Stuttgart: Verlag Anstalt
- MANTEROLA ARMISEN, J. 1998. La estructura resistente en la arquitectura actual. *Informes de la Construcción*. jul/ago, sep/oct 1998 Vol 50. nºs 456-457. p 15-45
- SCHLAICH, J. et al. 2001. *Türme sind träume* 1ª ed. Ludwigsburg: Avedition GMBH. 97 p. ISBN 3-929638-51-7
- The Nijni-Novgorod exhibition: Water tower, room under construction, springing of 91 feet span. *The Engineer*, 1897, nº19.3. P.292-294.

Otras fuentes:

<http://www.shukhov.org/tower.html>

http://www.artecreha.com/El_Arte_y_su_mundo/la-torre-de-shujov.html

LAS GRANDES FORMAS DEL ALTO BARROCO

Compán, V^{1}, Cámara M¹, Sánchez, J.¹*

(1) Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad de Sevilla. España

RESUMEN:

El caso que nos ocupa son la estabilidad de diseños de cubiertas de doble curvatura de gran complejidad geométrica realizadas mediante fábrica de ladrillo en el s. XVIII en Europa Central.

Dar respuesta a la definición geométrica de estos diseños espaciales generaba una problemática que no fue capaz de resolverse hasta un siglo después, una vez sentadas las bases de la Geometría Descriptiva por Gaspar Monge. Anteriormente, los tratados de la época estudiaban los trazados planos o los sistemas de representación en perspectiva, pero en ningún caso la generación de superficies espaciales de doble curvatura y sus intersecciones.

Así, cuando el conocimiento geométrico es insuficiente para definir las complejas intersecciones con exactitud, se recurre a estrategias constructivas que sólo aproximan el resultado final construido al teórico proyectado.

Los ejemplos más representativos se realizaron a principios del siglo XVIII en Alemania, principalmente de la mano de la Familia Dientzenhofer y Balthasar Neumann. La información recabada in situ de algunas de estas iglesias, tales como la Capilla de la Residenz de Würzburg o la Basílica de Vierzehnheiligen, nos ha permitido realizar un análisis más profundo sobre los procesos constructivos y el comportamiento estructural de las mismas.

Palabras clave: Barroco, doble curvatura, fábrica de ladrillo.

THE GREAT FORMS OF THE HIGH BAROQUE

ABSTRACT:

We introduce the study of the structural behavior of some masonry roofs that rely on a very complex geometry. They are double curvature roofs with warped ribs that were made in the 18th Century, in Central Europe.

In this context, geometrical definition of this kind of spatial designs presented problems that couldn't be solved until a century later, thanks to Gaspar Monge and the Descriptive Geometry. Until then, in previous treatises, only plane drawings or perspective representation systems were studied, never double curvature surfaces or their intersections.

So, with an insufficient geometrical knowledge to exactly define these complex intersections, building strategies that only got approximate results regarding to the original idea were used.

The most representative examples were made in Germany, in the beginning of the 18th Century, mainly by Dientzenhofer Family and Balthasar Neumann. Thanks to the data extracted in situ from some of these buildings, such as the Chapel of the Residenz in Würzburg or the Vierzehnheiligen Basilica, we have deeply analyzed the building processes and the structural behavior of these masonry roofs.

Key words: Baroque, double curvature, masonry roof

* compan@us.es

1. Introducción

Las estructuras laminares como las entendemos en la actualidad tienen sus orígenes a mediados del siglo XX, con autores como Félix Candela o Eduardo Torroja, que realizaron grandes obras en hormigón armado, apoyándose en la “Teoría de Láminas. La interacción hormigón-acero en este material permitió realizar diseños de superficies de doble curvatura donde los estados de flexión generados eran fáciles de soportar.

Por otra parte ya en el siglo XVIII las bases de diseño de edificios eclesiásticos, principalmente de Centro Europa permitieron la investigación en el campo de las superficies de doble curvatura para salvar grandes luces. El resultado fue sorprendente, ya que consiguieron ejecutar cubiertas de obra de fábrica de pequeño espesor capaces de salvar luces de más de 14 metros, con estados muy bajos de flexión.

La definición de estas nuevas formas y su ejecución fueron posibles principalmente por el alto conocimiento de manipulación de la madera para poder realizar los complejos encofrados y la experiencia en el proceso constructivo de obra de fábrica adquirido gracias a las generaciones precedentes.

2. Las estructuras del Barroco

La evolución de las grandes cubiertas de obra de fábrica realizadas después del Renacimiento comienza de la mano de Guarino Guarini (Meek, H.A. 1988), La persecución continua de la originalidad le va a llevar a concebir grandes obras con una base geométrica claramente innovadora. La búsqueda de los principios de agrupación y yuxtaposición de las denominadas “celdas espaciales”, le permitirá profundizar en el estudio de soluciones espaciales bastante más complejas que aquellas a las que nos tenían acostumbrados el Renacimiento.

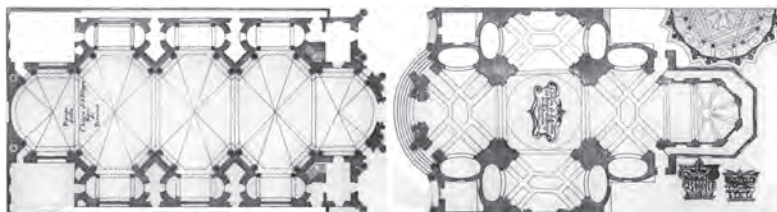


Fig.1. a) San Filippo Neri, Turín (1679), b) Ste. Anne Royale (1663).

La base de muchas de estas iglesias se organiza a partir de un octógono en planta, geometría que permite que las intersecciones de las distintas celdas sean mediante arcos planos y cuya solución de cubierta, basadas en los esquemas del gótico de nervios y plementería, se resuelven mediante dos arcos diagonales sobre los que se apoyan sectores de cilindros, como sucede en San Fillippo Neri, Turin (1679). La utilización de recursos planos para la definición de la cubierta es su mejor defensa para adaptar superficies de doble curvatura a un contorno recto.

Ste. Anne Royale (1663) se organiza según una planta de cruz latina, cuenta con una cúpula central apoyada en pechinas y , yuxtapuestos cuatro espacios como “celdas espaciales independientes” de planta octogonal. La dificultad radica en la definición de la propia cubierta (de doble curvatura) generada mediante arcos planos desfasados, rematados por un hexágono en la clave con una función clara, absorber la irregularidad de la traza por problemas de incompatibilidad geométrica. La solución se adapta mejor mediante cilindros y arcos planos que la generación de una verdadera cubierta de doble curvatura continua. Además cuenta con una gran virtud: la transición entre los distintos espacios se realiza mediante un arco plano, evitando en lo posible intersecciones fuera del dicho plano.

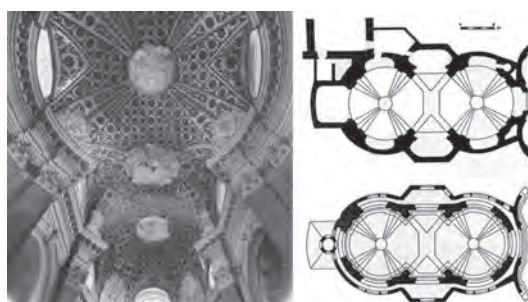


Fig.2. Sta. Inmaculata Concezione (1673 - 1697)

Uno de los primeros y más claro ejemplo es la Capilla de la Santa Inmaculada Concepción (Sta. Inmaculata Concezione) que, sobre una composición sencilla en planta, presenta una complejidad geométrica hasta entonces no abordada.

La Capilla de la Santa Inmaculada Concepción es uno de los primeros ejemplos construidos donde conceptos como la integración espacial comienzan desde la propia definición de la cubierta. Surgen elementos que la hacen cada vez más flexible, respondiendo a muchas más necesidades. Esta respuesta le confiere una especial complejidad a la forma no vista hasta entonces.

La experimentación comenzada por Guarino Guarini continúa con la familia Dientzenhofer (Norberg-Schulz, C. 1985), (Vilímková, M. Brucker, J. 1989) prolífica en grandes arquitectos, canteros, constructores, etc. Dentro de la extensa obra realizada, principalmente en Bohemia y la República Checa, se han seleccionado dos obras de las más representativas donde la expresión geométrica supera con creces lo hasta ahora comentado.

Una de ellas, tomadas como punto de partida, es la Iglesia de San Nicolás, de la ciudad pequeña de Praga, propuesta que consigue resolver el problema de la yuxtaposición pulsante de celdas espaciales planteada por Guarino Guarini, con dos gestos simples: primero, cambiar la curvatura de los nervios de la cubierta para sincronizar la secuencia espacial del primer nivel con la del siguiente y, segundo, reducir la superficie en planta de las pilastras que conforman la nave principal.



Fig.3. San Nicolas de la ciudad pequeña (1703-1711, 1737-1756)

Con estos simples gestos consiguen aumentar la sensación de la secuencia espacial, ya que el espacio dilatado lo es aún más frente al siguiente comprimido. La única solución para conseguir este efecto es la creación de un nervio alabeado en el espacio, de modo que se trata de resolver un problema a costa de crear otro de mayor dificultad. ¿Cómo construir un nervio alabeado en el espacio realizado con el material y los medios de la época? El problema es tal que en este caso los técnicos no son capaces de dar una respuesta y la solución final resulta un tanto insatisfactoria, resolviéndose el nivel de cubierta mediante una forma más aproximada a una bóveda de cañón que a una verdadera superficie de doble curvatura.

Habrà que esperar al desarrollo de un grupo de iglesias donde sí se resuelve este problema, St. Joseph en Obořiště (1702), Sta Klara en Cheb (1708), Sta Margaret en Brěnov (1709), o la más importante de todas, la iglesia del Convento Benedictino de Banz en Bad Staffelstein (1710) por Johann Dientzenhofer (Zimmer, H. 1976).

El trabajo realizado por la familia Dientzenhofer ve su continuación en la persona de Balthasar Neumann, donde evoluciona la solución constructiva sobre la misma base geométrica. Cabe destacar la Capilla de la Residencia de Würburgo (1710) y la Basílica de los Catorce Santos.

3. Casos de estudio e hipótesis de partida

Las Iglesias en estudio son obras de la familia Dientzenhofer y de Balthasar Neumann.

Se trata de estructuras donde la cubierta se ha construido mediante obra de fábrica de pequeño espesor.

1.- Iglesia del Convento Benedictino de Banz (1698).

2.- La Basílica de los Catorce Santos. (1742).

Para el estudio de estas cubiertas se ha realizado un análisis del comportamiento estructural mediante el programa Abaqus 6.9-1 basado en el Metodo de los Elementos Finitos, utilizando elementos continuos, de integración reducida, tanto hexaedros de 8 nodos (C3D8R) como de tetrahedros cuadráticos de 10 nodos (C3D10). El material se ha considerado elástico y lineal en los casos que el estado de tracción fuera especialmente bajo ($f_t \leq 0.1$ MPa). En los casos con valores relevantes de tracción se ha realizado un estudio con un comportamiento no lineal del material, basado en la superficie de plastificación de Willam-Warnke (Lourenço, P.B. 1998).

Propiedades del material:

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$E = 1000 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1/6$$

$$G_f = 0.018 \text{ Nmm}^2/\text{mm}$$

Las acciones actuantes son debidas al peso propio de la cubierta de ladrillo y a la sobrecubierta de madera.

4. La Iglesia del Convento Benedictino de Banz

La composición de la iglesia es de una sola nave, con una secuencia longitudinal dividida en tres espacios: uno primero de acceso y situación del órgano, uno central y principal de mayor dimensión y el último, de la misma escala que el primero, donde se sitúa el altar. Todos resueltos con el mismo recurso arquitectónico. La composición espacial mantiene las pautas ya establecidas por Guarino Guarini, sobre yuxtaposición pulsante. El elemento compositivo más importante es el nervio alabeado organizador de todo el espacio.

La traza del nervio alabeado responde a la intersección de dos cilindros de distinto diámetro, cuyo resultado es dicho nervio alabeado. La resolución espacial se complicaba enormemente cuando se trataba de interseccionar superficies de diferentes dimensiones y orientación, de modo que el planteamiento se abordó al contrario, es decir, una vez determinada la intersección deseada se aproxima una superficie de acuerdo adaptándola al contorno conocido.

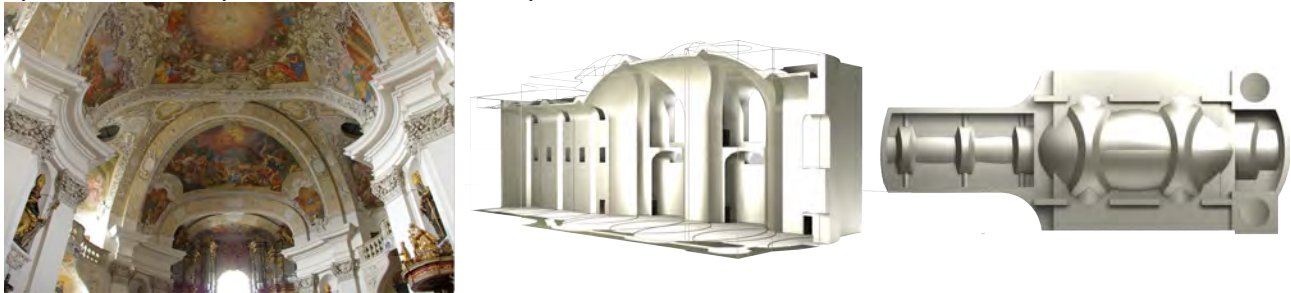


Fig.4. (a) Imagen interior. (b) Modelo Estructural para mallado mediante sólidos 3D.

La Cubierta de la iglesia de Banz salva en este caso una luz de 13.7 m con 30 cm de espesor. Está resuelta mediante obra de fábrica de ladrillo de 14x28x4.5 de espesor con una llaga aproximada entre 1.5 y 2 cm, de mortero de cal, reforzada por la solución constructiva de los nervios alabeados, de 70x100 cm de espesor. La solución adoptada para los nervios alabeados se acerca más a dos arcos planos apoyados en la clave el uno sobre el otro, donde la zona cercana a la clave es prácticamente plana, apreciándose el aumento del alabeo conforme nos acercamos a los arranques.



Fig.5. (a) Capilla del Convento de Banz (1710). (b) Cubiertas desde el trasdós.

La solución de la sección en “V” invertida en la clave Fig. 4.b aporta gran rigidez al sistema de nervios y colabora en la estabilidad en las tres direcciones del espacio, contrarrestando los empujes horizontales al trabajar los nervios dos a dos. La unión entre las distintas cubiertas se realiza justamente en estos nervios alabeados, donde se refuerzan los espesores para ayudar a la estabilidad y aumentar la capacidad resistente a compresión. En las distintas intersecciones con elementos secundarios, como los lunetos, no se realiza ningún tipo de refuerzo mediante nervios.

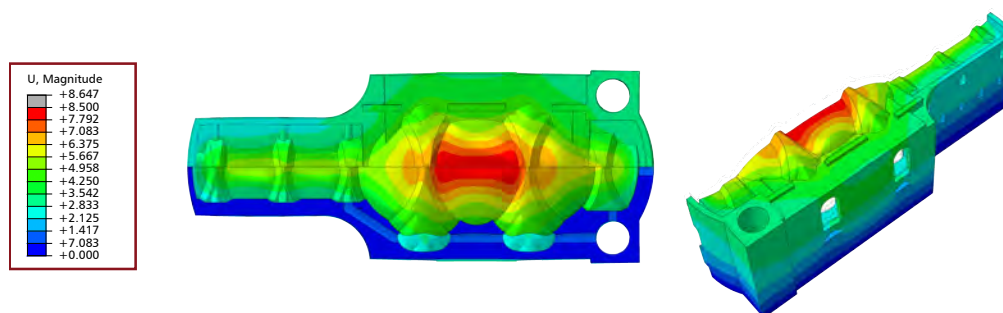


Fig.6. Mapa de desplazamientos máximos.(mm)

El esqueleto estructural le confiere una gran estabilidad. Las grandes pilastras murales son capaces de soportar los empujes horizontales provocados por la cubierta de ladrillo. Los desplazamientos más significativos son de componente vertical en la clave de la bóveda principal, evitando su propagación gracias a la capacidad rigidizadora de los nervios alabeados, ver Fig 6.

El buen diseño de este ejemplo se ve con claridad en el mapa de tensiones principales de tracción (Fig.7), donde podemos ver que prácticamente todas las bóvedas se encuentran comprimidas en todo su espesor, salvo las zonas próximas a los bordes. Sólo se aprecian algunas tracciones, pero de poca entidad, en el trasdós de las bóvedas transversales y en el encuentro entre la bóveda principal y los nervios alabeados. Esto es debido a la solución en “V” invertida adoptada que fuerza la acometida de la bóveda al nervio en su cara inferior.



Fig.7. Mapa de Tensiones Principales Máximas de Tracción (MPa).

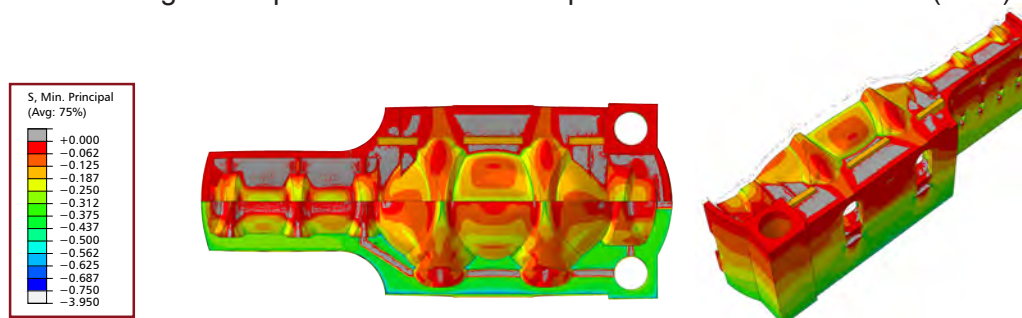


Fig.8. Mapa de Tensiones Principales Máximas de Compresión (MPa).

El nivel de tensiones de compresión es sorprendentemente bajo con una distribución bastante homogénea a lo largo de la superficie de cubierta. Sí presenta un nivel más alto de éstas en las zonas próximas a la clave y, sobre todo, a lo largo de todo el nervio alabeado.

Este comportamiento confirma el buen hacer del esqueleto estructural utilizado habitualmente en las construcciones realizadas por la dinastía Dientzenhofer.

5. La Basílica de los Catorce Santos

La obra más interesante por ser la más próxima a un verdadero comportamiento laminar, es la Basílica de los Catorce Santos. Se trata de una obra diseñada por Balthasar Neumann cuya construcción no pudo completar, ya que falleció cuando se encontraba la ejecución de los muros a la altura de la cornisa (Müller, W. 2002). La solución de cubierta la desarrolló el maestro albañil Tomas Niestier. Es un ejemplo completamente diferente al caso anterior, no solamente por la escala y la falta de refuerzos, sino también por el cambio de material: ladrillo y tuff (Otto, Christian F. 1979).

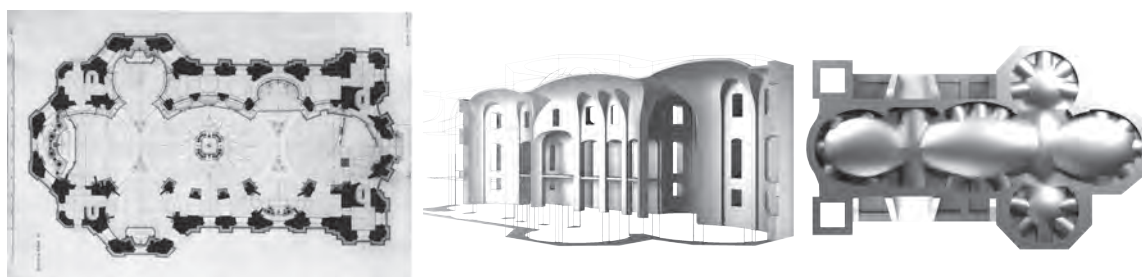


Fig.9. Planta Basilica de los Catorce Santos. (Sammlung Eckert. 1987)

La traza geométrica responde a las mismas premisas que ya estableciera Neumann en la Capilla de la Residencia de Wurzburg, aunque aumentadas de escala. En este caso, la composición de la planta se organiza según un cruz latina de tres naves laterales y un transepto rematado por sendas cúpulas esféricas. La traza inicialmente planteada se basa en los esquemas geométricos propuestos anteriormente por la dinastía Dientzenhofer, el diseño inicial propuesto responde a la intersección de bóvedas apoyadas en nervios alabeados generados por la intersección de dos cilindros de distinto diámetro.

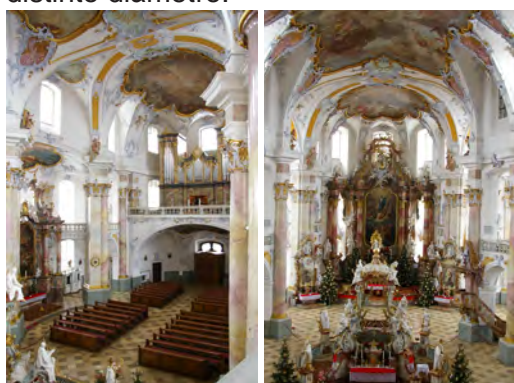


Fig.10. Basilica de los Catorce Santos (Vierzehnheiligen). (a) Nave principal, (b) Detalle del nervio alabeado

Aunque inicialmente la traza de la cubierta se debe al diseño según nervios alabeados, la solución final no es fiel a esta idea. Aún así, en la decoración interior se sigue marcando dicho nervio para mantener la denominada compenetración sincopada.

Los esquemas planteados por Neumann difieren de los planteados por la dinastía Dientzenhofer, ya que diseña las cubiertas sin ningún tipo de esqueleto estructural. En este caso se trata de una cubierta con 30 cm de espesor y realizada con dos materiales: en la zona cercana a los arranques utiliza ladrillo macizo con una altura total de un metro y en resto de la cubierta una piedra sedimentaria llamada "Tuff", conectada con grapas metálicas. (Hansmann, W. 1999).



Fig.11. Vista de la cubierta desde el trasdós.

Los desplazamientos de este ejemplo arrojan un comportamiento muy homogéneo y a la vez muy sensible a las diferentes rigidezes que adopta el muro a lo largo de toda su longitud. Los máximos en este caso se producen en la clave de las bóvedas transversales.

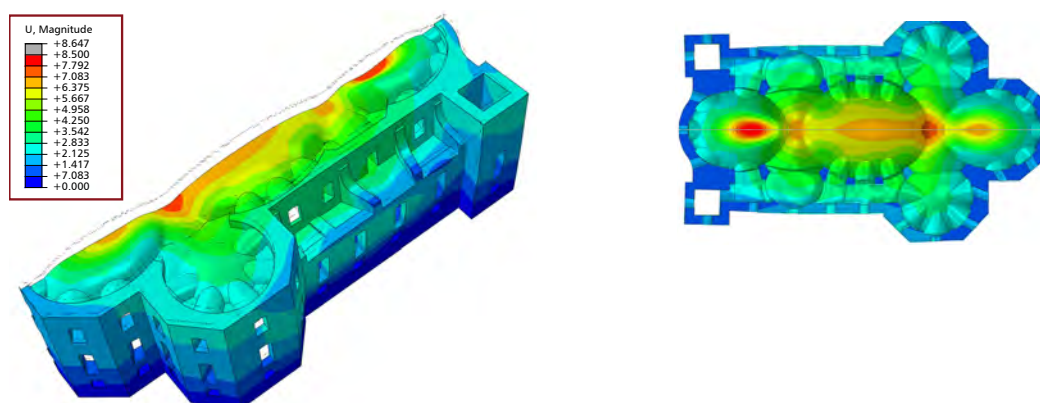


Fig.12. Mapa de desplazamientos máximos.(mm)

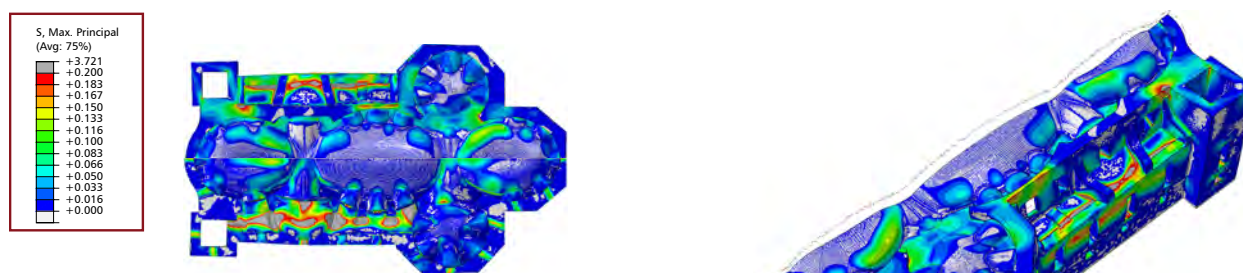


Fig.13. Mapa de Tensiones Principales Máximas de Tracción (MPa).

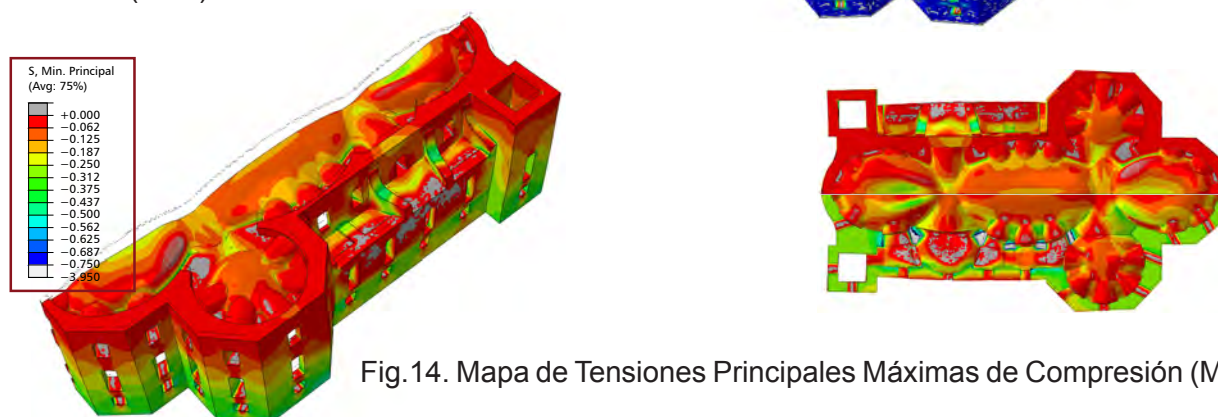


Fig.14. Mapa de Tensiones Principales Máximas de Compresión (MPa).

La cubierta presenta un buen comportamiento tanto a tracción como a compresión. En el caso de las tracciones éstas son mayores en las zonas próximas a las bóvedas transversales, debido a la mayor rigidez de estos elementos frente al resto.

Respecto a las compresiones, comentar que se concentran en la zona de intersección de las diferentes bóvedas, como si de un nervio alabeado se tratara, y con niveles de tensión muy controlados, localizándose en la clave de las bóvedas.

6.Conclusiones

Dentro de las distintas formas presentadas de acometer la resolución de un mismo nervio alabeado como intersección de dos cilindros de distinto diámetro, se confirma que la que realmente funciona como un arco de descarga es el nervio del convento de Banz.

El funcionamiento global de todas las cubiertas se acerca más a un comportamiento como membrana. Los estados de flexión en general son bajos, solo se detectan algunas zonas muy localizadas donde las tracciones pueden ser determinantes. La cubierta de Vierzehnheiligen es la que cuenta con una solución constructiva que aproxima más su comportamiento a uno laminar, ya que la superficie final es mucho más continua que en los casos anteriores, con ausencia de cualquier tipo de refuerzo estructural adicional.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Meek, H.A. 1988. Guarino Guarini and his architecture. Yale University Press.
- Norberg-Schulz, C. 1985. Weltgeschichte Der Architektur, Spätbarock Und Rokoko. Deutsche Erlagsanstalt Stuttgart.
- Zimmer, H. 1976 .Die Dientzenhofer. Rosenheimer
- Hartmut Roidl, W. 1995. Die Kurvierten Sakralräume Des Christoph Dientzenhofer. Tuduv-Studien.
- Vilímková, M. Brucker, J.1989. Dientzenhofer, Rosenheimer Verlagshaus.
- Lourenço, P.B. 1998. "Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry. Structural Analysis of Historical Constructions II. CIMNE. Barcelona.
- Müller, W. 2002. Von Guarino Guarini Bis Balthasar Neumann. Michael Imhof, Petersberg Verlag.
- Hansmann, W. 1999.Balthasar Neumann. Dumont.
- Otto, Christian F. 1979. Space Into Light. The Churches Of Balthasar Neumann, Mit Press Series.
- Sammlung Eckert. 1987. Aus Balthasar Neumanns Baubüro. Mainfränkisches Museum.

LA CONSTRUCCIÓN DE LA DÁRSENA DEL PUERTO DE CARTAGENA Y LOS PRIMEROS DIQUES DE CARENA DEL MEDITERRANEO. UN HITO EN EL CONOCIMIENTO ILUSTRADO DEL SIGLO XVIII

Peñalver Martínez, M. J.*; Maciá Sánchez, J, Segado Vázquez, F.

Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y Tecnología de la Edificación, Cartagena, España

La necesidad de erigir un Arsenal en la ciudad de Cartagena durante el siglo XVIII, hizo necesaria la construcción de una dársena artificial en el cegado mar de Mandarache y la creación de una infraestructura sin precedentes en materia de ingeniería hidráulica en el Mediterráneo: los diques de carena.

Ambas empresas supusieron la lucha de la técnica contra la naturaleza, y fueron necesarios los más avanzados conocimientos de la época para su materialización. El estudio de las soluciones constructivas diseñadas, las técnicas empleadas y los procesos de organización de estas obras demostrará que son un ejemplo de aplicación del conocimiento más avanzado del momento por parte de algunas de los más relevantes científicos y técnicos del país.

La ejecución de estas obras se realizó de la mano del ingeniero militar Sebastián Feringán Cortés con la colaboración del marino y científico D. Jorge Juan y Santacilia y el asesoramiento de D. Antonio de Ulloa.

De la trascendencia de las obras realizadas bajo el agua en el Arsenal de Cartagena hay constancia en la tratadística de la época. Sánchez Taramas (1769), las juzga de tal singularidad que considera su estudio de gran utilidad para la formación de los jóvenes ingenieros.

Palabras clave: Ingeniería Marítima, Puertos, Patrimonio Cultural, Construcción, Cimentaciones.

CONSTRUCTION OF THE BASIN IN CARTAGENA HARBOUR AND THE FIRST CAREENING DOCKS IN THE MEDITERRANEAN. A MAJOR MILESTONE IN THE ENLIGHTENMENT ERA OF THE 18TH CENTURY

Peñalver Martínez, M. J.*; Maciá Sánchez, J, Segado Vázquez, F.

Technical University of Cartagena, Department of Architecture and Construction Technology, Cartagena, Spain

The need to erect an arsenal in the city of Cartagena during the 18th century required the construction of an artificial basin in the hidden Mandarache Sea and the creation of an unprecedented infrastructure in the field of hydraulic engineering in the Mediterranean Sea: the careening docks.

Both projects involved technical struggle against nature requiring the latest expertise for its construction at that time. The study of the designed building solutions, the techniques carried out and the organizational processes performed in these works prove that they are an example on applying the latest know-how at that time by some of the most prominent scientists and technicians in the country.

These works were performed by military engineer Mr. Sebastian Feringán Cortés in cooperation with sailor and scientist Mr Jorge Juan and Santacilia and further consulting with Mr. Antonio de Ulloa.

Such significant underwater works in the Arsenal of Cartagena are stated in the records of the time. Mr Sánchez Taramas (1769) accounts them as unique and considers their study as utterly useful for training future engineers.

Keywords: Maritime engineering, Harbours, Cultural Heritage, Construction, Foundations.

* mjesus.penalver@upct.es

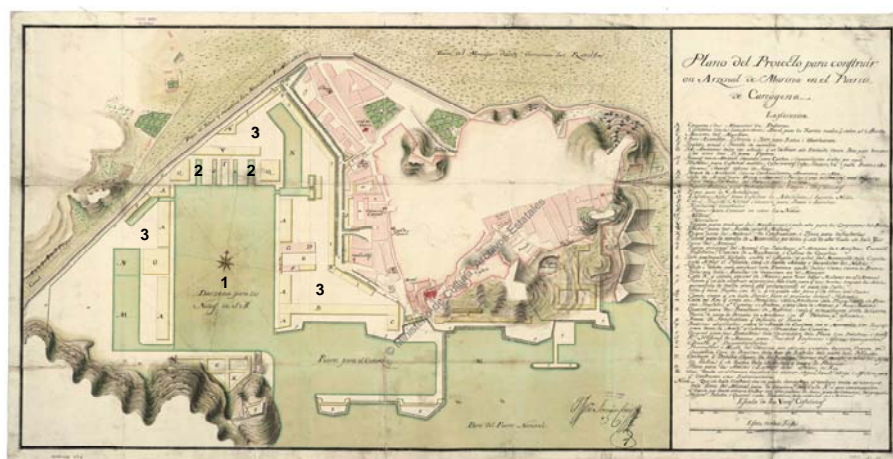
1. Introducción

La evolución proyectual que culmina en la aprobación definitiva del proyecto de arsenal y puerto de Cartagena se desarrolla entre los años de 1670 y 1752. Son numerosos los proyectos realizados, de los cuales sólo unos pocos serán los aprobados como Planes Directores de las obras a ejecutar en el puerto cartagenero en sus sucesivas etapas de transformación.

El ministro de Marina D. José Patiño, emprende la organización de la Armada Real, creándose, por R.O. de 5 de diciembre de 1726, los Departamentos Marítimos del Norte, Mediodía y Levante, cuyas capitales serían El Ferrol, Cádiz y Cartagena, respectivamente. En estos emplazamientos serían construidos los arsenales, cuya misión será mantener los contingentes necesarios para la formación de una Armada capaz.

La necesidad de transformación del fondeadero de Cartagena para la estancia y mantenimiento de la moderna flota, requiere de tres actuaciones fundamentales [Figura 1]: la edificación de todas las edificaciones necesarias para el nuevo arsenal militar (3), la construcción de una dársena artificial en lo que era el cegado mar de Mandarache (1) y la materialización de los primeros diques para carenar embarcaciones en seco del Mediterráneo (2), que convertirán el astillero cartagenero en una de las más avanzadas instalaciones de construcción naval del momento.

Figura 1. El cuarto y definitivo Plan Director aprobado para las obras del puerto de Cartagena



PLANO DEL PROYECTO PARA CONSTRUIR UN ARSENAL DE MARINA EN EL PUERTO DE CARTAGENA. S.f. [Aprox. 06/04/1751]. S. Feringán A.G.S., MPD 21, 011 (Marina, Leg. 376). Ministerio de Cultura. Archivo General de Simancas

Serán estas dos últimas obras, la dársena y los diques de carena, las que supondrán uno de los mayores retos técnicos para la ingeniería militar del XVIII, siendo ambas utilizadas como referencia para la realización de futuras obras bajo el nivel del mar. Así lo corrobora el Ingeniero Director de las mismas, D. Sebastián Feringán, cuando en la explicación sobre la solución a adoptar para la construcción de los muelles de la dársena del puerto de Cartagena manifiesta su complejidad al marqués de la Ensenada [1].

[...] Esta empresa es la de maior empeño y la más ardua de las que puedan ocurrir, y como que igual construcción no ay noticia se aiga seguido ni hecho en Europa pues como demuestra el perfil se a de bajar a fundar 30 piés reales bajo el nibel de la agua, que hazen 35 castellanos (9,75 m). Y hecha esta se concluye que el arsenal está hecho, [...].

Los sistemas constructivos y los procesos empleados en los diques de carena serán también utilizados como ejemplo y perfeccionarán los sistemas empleados en los diques existentes en Francia e Inglaterra. Sánchez Taramas [2 p.140] así lo atestigua.

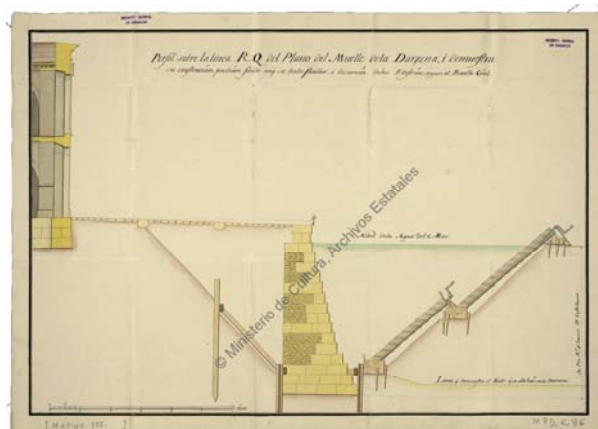
[...] podrá ser util manifestar en esta Adicion la práctica que se ha seguido en el Arsenal de Cartagena para fundar en el agua diferentes Edificios, y señaladamente los Diques, [...]; pues además de ser Obra tan singular, que á excepcion de España, no la tiene en el Mediterraneo Soberano alguno (aunque la apetecen todos, por su importancia), dará mucha luz para dirigir con acierto este genero de trabajos. [...].

2. La construcción del muelle de la dársena del puerto de Cartagena

Las condiciones impuestas por el monarca para la realización de esta obra bajo el agua son el garantizar su firmeza y durabilidad, así como, su uso adecuado al fin que se destinan.

La solidez y permanencia del muelle se consigue a través del correcto diseño de su sistema de cimentación, la elección de materiales de una naturaleza adecuada al medio donde se ubican y su correcta puesta en obra. La funcionalidad que se persigue determinará que la solución finalmente ejecutada, posibilite la creación de una dársena con la profundidad necesaria para el calado de las naves y una geometría tal que permita el correcto acercamiento de las embarcaciones. Por ello, el modelo inicialmente propuesto por Feringán [Figura 2], se deberá ir adaptando a las particularidades geotécnicas del terreno a medida que avanzan las obras y posibilitar en su costado el dragado necesario sin que éste suponga un riesgo para la seguridad de la obra.

Figura 2. Solución teórica propuesta para construir el muelle de la dársena de Cartagena



PERFIL SOBRE LA LÍNEA RQ DEL PLANO DEL MUELLE DE LA DARZENA I DEMUESTRA SU CONSTRUCCION, POSIZION FONDO EN QUE SE HADE FUNDAR, I DISTANCIA DE LOS EDIFIZIOS SEGÚN EL PROYECTO GRAL. 02/12/1749. S. Feringán
A.G.S., MPD 06, 086 (Marina, Leg. 377). Ministerio de Cultura. Archivo General de Simancas

Dadas las particularidades orográficas de la zona, las adaptaciones necesarias para hacer viable la edificación del revestimiento del andén harán que cada una de las bandas de la dársena se resuelva finalmente de forma distinta. Los terrenos de las bandas norte y este de la dársena son los depositados por los aluviones de las ramblas y el muelle será cimentado en ellas con pilotaje. Las bandas oeste y sur se construirán sobre los estratos rocosos de las faldas de las montañas cercanas encontrándose el estrato competente a un nivel más superficial, permitiendo cimentar el muelle directamente sobre el fondo.

A pesar de que el terreno posee una buena capacidad portante [3], los veneros de agua que irrumpen en las excavaciones suponen un reto constante a superar en las obras que se realizarán bajo el nivel del mar [4]. Esta concurrencia de aguas a las excavaciones y no la resistencia del terreno, será la que determine la necesidad de recurrir a un sistema de cimentación profunda, diferente al proyectado inicialmente. Así mismo obligará a construir el muelle mediante bataches, que con la construcción de cajones estancos permitan controlar el volumen de agua que a ellos concurre. La abundancia de agua en las excavaciones no sólo imposibilita en ocasiones la ejecución de la obra con los medios de achique disponibles sino que produce un fenómeno de licuefacción del terreno del fondo de la excavación [5].

[...]; y que no pudiendo pasar adelantte el agua no buscará su nivel, y de esse modo evitará que no se ynche y humedezca un terreno que siendo enjutto, es muy firme, lo que se experimentta el contrario, por poco que sea mojado, pues todo se pone, un lodo muy liquido [...]

Dicho fenómeno será minorado por el tablestacado hincado en el fondo de la excavación que aumenta el recorrido de las líneas de flujo, provocando la disminución de su gradiente y garantizándose con ello la pérdida de potencial de las aguas que pueden movilizar el terreno del fondo de la excavación.

Finalmente, en las bandas norte y este se decide establecer el firme de cimentación aproximadamente a 35 pies castellanos (9,75 m), y en las bandas oeste y sur, cercanas a las faldas de los montes perimetrales, el firme de cimentación compuesto por toba calcárea, se halla a 30 palmos (6,26 m) de profundidad bajo el nivel del mar, variando levemente de norte a sur.

El origen de las aguas que inundan las excavaciones es objeto de gran controversia, así como los efectos que éstas pueden producir sobre las obras. Finalmente se concluye que su presencia sólo

embarazará la ejecución del muelle durante el momento de su construcción pues éstas conseguirán su equilibrio una vez el muro de revestimiento del andén se halle concluido.

La construcción del muelle se posibilita también, gracias a las actuaciones auxiliares, que con carácter provisional, se realizan para garantizar además la seguridad de la obra manteniendo alejadas las aguas de las obras en construcción: potentes diques de contención de tierras para las aguas del mar, canales y acequias que permitan proteger las excavaciones de las escorrentías y profundos pozos de bombas para mantener controladas las aguas freáticas en las excavaciones.

La complejidad de su organización es consecuencia de la necesidad de simultanear las obras de construcción de la dársena con las actividades portuarias que no cesaron durante el periodo en que se desarrollaron las operaciones de transformación.

En cualquier caso la organización de todos los trabajos que se realizan para la construcción del Arsenal se rige por los mismos parámetros: la economía, la firmeza de la obra y la rapidez en su ejecución [6].

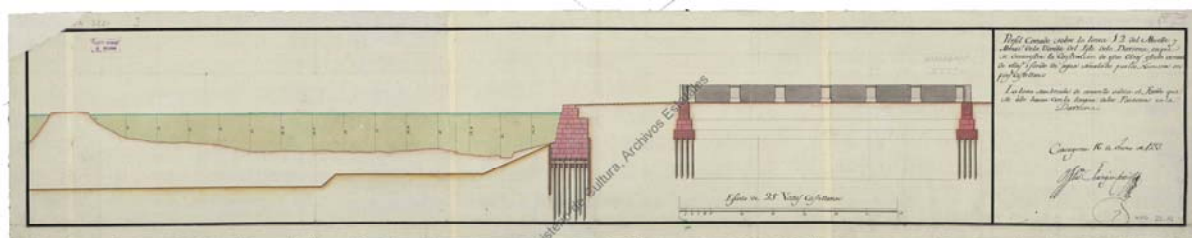
2.1. La necesidad de recurrir al pilotaje: el muelle del norte, del este y el del frente del puerto

No será la calidad del terreno la que determine el sistema de cimentación a emplear sino la imposibilidad constatada de controlar las aguas que inundan las zanjas del cimient. Este hecho obligará a recurrir a una cimentación profunda de pilotes en las bandas norte y oeste [7].

[...] quedan clavadas las estacas, para poner los cabezales y barengas, en que ha de sentar la obra, cuja disposizion no he podido escussar porque temeroso del concurso de aguas manantiales, solo he bajado a 32 palmos (6,68 m) de profundidad y la demás se suple con las estacas [...]

Tales circunstancias son las responsables de la imposibilidad de fundar la primera hilada de sillares del muelle a la profundidad establecida obligando a replantearse el sistema constructivo inicialmente previsto. Ahora será preciso limitar el fondo de la excavación a 32 palmos (6,68 m) y construir a este nivel un enrejado de madera sobre el que apoyará la fábrica de sillería [7] [Figura 3].

Figura 3. Cimentación por pilotaje



PERFIL CORTADO SOBRE LA LINEA 1.2. DEL MUELLE Y ALMAZENES DE LA VANDA DEL ESTE DE LA DARZENA, ENQUE SE DEMUESTRA LA CONSTRUCCION DE ESTAS OBRAS ESTADO ACTUAL DE ELLAS I FONDO DE AGUA SEÑALADO POR LOS NUMEROS EN PIES

CASTELLANOS. 16/01/1753. S. Feringán

A.G.S., MPD 22, 012 (Marina, Leg. 322). Ministerio de Cultura. Archivo General de Simancas

La descripción del proceso constructivo seguido para la realización de un cajón del muelle con pilotes es claramente expuesta por Jorge Juan en el informe que envía al monarca [8].

Actividad 1. Excavación: Movimiento de tierras realizado mediante medios manuales para la obtención de una zanja ataluzada a cielo abierto cuya profundidad se ve limitada al nivel donde las aguas afloran en el fondo de la excavación (4,23 m) [9]. Esta tarea se acompaña en todo momento por el achique mediante bombas manuales que se colocan en la propia zanja.

Actividad 2. Tablestacado: Sistema de contención hincado y acodalado en el fondo de la excavación compuesto por estacas engargoladas y tablones de madera machiembrados cuya doble finalidad es: mejorar la estanqueidad en el fondo de la zanja dividiéndola en cajones que limiten la afluencia de agua que es posible agotar con las bombas empleadas y proporcionar la entibación necesaria para excavar a la profundidad necesaria desde donde se hincarán los pilotes.

Actividad 3. Pilotaje: Estacas de pino de sección cuadrada replanteadas a tresbolillo que se hincan en el fondo de la excavación hasta alcanzar el firme competente (10,44 m) [7].

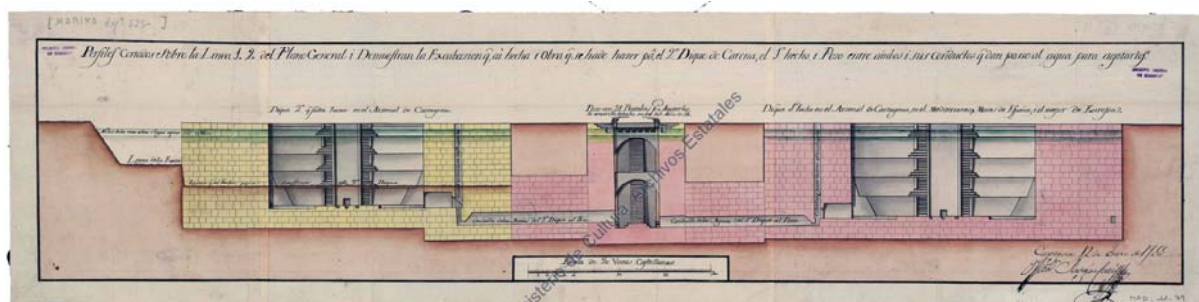
Actividad 4. Vaciado: Extracción de las tierras contenidas entre el tablestacado mediante medios manuales hasta descubrir las cabezas de los pilotes.

PERFIL DEL ESTADO EN QUE EL DIA 9 DE AGOSTO QUEDA EL PRIMER CAJON DE MUELLE QUE SE FUNDA EN LA VANDA DEL SUD DE LA
DARZENA. 09/08/1758. S. Feringán
 A.G.S., MPD 38, 118 (Marina, Leg. 328). Ministerio de Cultura. Archivo General de Simancas

2. Los diques de carena contruidos en el andén norte

Hasta este momento diques de estas características eran contruidos en las costas atlánticas, en ciudades como Rochefort y Brest. La certeza de que su construcción es imprescindible para el mantenimiento de una moderna flota con los menores costes posibles, lleva al monarca a asumir la costosa y arriesgada decisión de construir estos novedosos diques en la ciudad mediterránea de Cartagena, donde la ausencia de mareas podría producir problemas insalvables en su construcción y funcionamiento. Suponiendo que su construcción fuera viable, a una profundidad de agua tan considerable con la suficiente seguridad y firmeza, debería además, para su utilidad y puesta en uso, conseguir la estanqueidad en sus puertas, de manera que se permita agotar el agua del dique sin que ésta se introduzca a mayor velocidad de la que pueden sacar las bombas. Mientras las obras en el Arsenal de Cartagena siguen avanzando, el Marqués de la Ensenada envía al Capitán de Navío D. Antonio de Ulloa a Cartagena para examinar el proyecto de Feringán y, de acuerdo con éste, decidir el lugar y la forma en la que se deben construir los diques en el Arsenal de Cartagena. Es así como Jorge Juan propone un modelo para la construcción de los diques y Feringán es el encargado de mejorarlo, construirlo y dirigir sus obras.

Figura 5. Sección transversal de los diques de carena que se construyen en Cartagena



PERFILES CORTADO SOBRE LA LINEA 1.2 DEL PLANO GENERAL I DEMUESTRAN LA EXCABAZION QUE AI HECHA I OBRA QUE SE HADE
 HAZER PARA EL 2º DIQUE DE CARENA, EL 1º HECHO, I POZO ENTRE AMBOS I SUS CONDUCTOS QUE DAN PASSO AL AGUA PARA
 AGOTARLAS. 12/01/1755. S. Feringán

A.G.S., MPD 11, 079 (Marina, Leg. 325). Ministerio de Cultura. Archivo General de Simancas

Sebastián Feringán en su informe "*Descripción sobre los Diques para Carenar Navios en seco en el Arsenal de Cartagena*" [12] explica el modelo propuesto por Jorge Juan y los reparos que en él encuentra, aportando soluciones que hacen desaparecer o minoran los problemas argumentados por el ingeniero.

La posición elegida para la construcción de los diques en el ángulo noroeste de la dársena, se debe principalmente a la existencia de terreno firme para cimentarlos al nivel adecuado y la orientación del navío durante los trabajos de reparación de manera que el sol incida por igual en sus dos bandas de forma que se eviten las deformaciones diferenciales de sus maderos.

En cuanto a su forma, Jorge Juan propone en su modelo una sección transversal curva, cuyo perfil se aproxima en gran medida a la geometría del casco de los navíos, de manera que se reduzca al máximo el volumen de agua a agotar del interior del dique una vez cerrado con el navío dentro. Feringán, sin embargo, propone una sección escalonada que además de tener una capacidad muy similar a la primera, evita el gasto innecesario en la labra de la piedra, el desperdicio de material y sobre todo la complejidad constructiva nada beneficiosa en la situación extrema en la que se realizará su construcción.

La estanqueidad del recinto es fundamental durante la construcción del dique y durante la vida útil del mismo. Durante su construcción, será necesario mantener la excavación libre de agua. Para ello, a la misma vez que se emprende su excavación, en la dársena y frente a su entrada se construye un pozo de 40 pies de profundidad (11,14 m) que contiene 37 bombas de rosario distribuidas en tres niveles que mantienen seco el fondo de la excavación del dique. La excavación se realiza en 13 fases, para posibilitar que las bombas puedan evacuar el agua de cada una de ellas. A medida que se avanza la excavación se va terminando su fondo con tres

hiladas de sillares asentados sobre una capa de argamasa compuesta por dos cuartas partes de cal, una de arena y otra de puzolana, composición aconsejada para las construcciones bajo el agua, y selladas sus juntas verticales, de manera que se eliminen las filtraciones de agua del fondo de cada una de las fases [2 pp. 155-157]. Respecto a las filtraciones de las paredes de la excavación eran recogidas por zanjas abiertas en el perímetro de la excavación y conducidas a una poza construida al efecto.

El ingeniero director de las obras es consciente de las circunstancias tan especiales en las que ésta se va a desarrollar por lo que contempla dos posibles eventualidades. La primera que el volumen de agua que penetre a la excavación sea superior al que las bombas son capaces de desalojar, para lo que prevé dejar unos durmientes de madera en el perímetro de la excavación sobre los que poder construir un tablazón de maderas bien calafateadas sobre el cual asentar la obra. La segunda contingencia contemplada es la aparición de una vía de agua inesperada durante la ejecución de la obra. El diseño del pavimento de sillares del dique de 8 pies de espesor (2,23 m) será capaz de contener esta entrada de agua pues se concibe para que trabaje como una bóveda plana apoyada sobre los muros laterales del dique [12 pp. 71-76].

[...]. La trabazon alternativa, con que unos sillares cubren las juntas de los otros en todas las hiladas de una solidez que todo hecho debe considerarse un cuerpo unido tanto, y apoyando las juntas de unos sillares con otros que si fuera hacer por debajo una excavación que cruzara de una parte a otra del pavimento, se mantendría este como una bobeda de nivel, [...].

La construcción de las puertas de los diques con su sistema de cierre y los mecanismos para su desagüe, también serán objeto de minuciosos estudios.

BIBLIOGRAFÍA

- [1]. A.G.S., Marina, leg. 377. Carta de D. Sebastián Feringán al marqués de la Ensenada remitiendo planos y perfiles para la construcción del muelle proyectado en el puerto de Cartagena y presupuesto del mismo, 02/12/1749.
- [2]. Sánchez Taramas, M. 1769, 2. *Tratado de Fortificación ó Arte de construir los Edificios Militares, y Civiles. Escrito en inglés por Juan Muller.* Barcelona.
- [3]. A.G.S., Marina, leg. 376. Carta de D. Sebastián Feringán al marqués de la Ensenada informar sobre el estado de las obras, 26/05/1750.
- [4]. A.G.S., Marina, leg. 376. Carta de D. Sebastián Feringán Cortés al marqués de la Ensenada informando sobre los terrenos donde abundan las aguas manantiales y sobre la posibilidad de simultanear alguna otra obra con la de los muelles, 08/07/1750.
- [5]. A.G.S., Marina, leg. 375. Carta de Montañú a D. José Patiño remitiendo planos del andén de la dársena de Cartagena, 22/07/1733. En el expediente se adjunta documento sin firmar y sin fecha *"Reflexiones a la carta de D. Antonio Montañú de 22 del mes de Julio, sobre las obras del Andén de Cartagena"*.
- [6]. A.G.S., Marina, leg. 377. Orden a D. Sebastián Feringán Cortés y D. Francisco Barrero sobre determinadas disposiciones a tomar en el transcurso de las obras, 14/11/1749.
- [7]. A.G.S., Marina, leg. 376. Carta de D. Sebastián Feringán al marqués de la Ensenada informando sobre el estado de las obras, 20/10/1750.
- [8]. A.G.S., Marina, leg. 376. Carta de D. Jorge Juan y Santacilia al marqués de la Ensenada contestando a la consulta sobre la firmeza del terreno para fundar los muelles y edificios del Arsenal de Cartagena, 03/08/1751.
- [9]. A.G.S., Marina, leg. 376. Carta de D. Sebastián Feringán Cortés al marqués de la Ensenada informando del estado de las obras y de los gastos en materiales y peonadas desde el inicio de las obras hasta el 30/05/1750, 03/06/1750.
- [10]. A.G.S., Marina, leg. 376. Carta de D. Sebastián Feringán al marqués de la Ensenada informando sobre el estado de las obras y del sistema de puesta en obra del muelle de escollera, 20/06/1751.
- [11]. A.G.S. Marina, leg. 376. Carta de D. Sebastián Feringán Cortés al marqués de la Ensenada informando sobre el estado de las obras y explica el sistema constructivo con el que se opera en el muelle del oeste, 15/06/1751.
- [12]. A.G.M.M., sign. 4-4-5-11. Discurso sobre los Diques para carenar navios en seco, en el Arsenal de Cartagena por el Yngeniero Director D. Sebastian Feringan Cortés.

LA HISTORIA DEL DISEÑO DEL PUENTE

Dicleli, Cengiz*

Institute of Applied Research, Konstanz University of Applied Sciences, Germany

RESUMEN:

La construcción de la nave de Turbinas de la empresa AEG (en alemán (AEG Turbinenhalle) en 1910, calle Hutten de Berlin, marcó el inicio de un nuevo desarrollo en el campo de la arquitectura. Arquitectos asumieron la dirección en los procesos de planificación y comenzaron a diseñar y construir ambiciosos edificios industriales de acero. Una evolución parecida se estaba llevando durante bastante tiempo en el campo de la construcción de puentes. Al principio, los arquitectos se dedicaban exclusivamente a la construcción de puentes peatonales y a los de pequeño palmo. Sin embargo, cuando el arquitecto Ben Van Berkel, completó el puente de Erasmo en Rotterdam, los arquitectos comenzaron a desempeñar un papel más importante en el proceso de planificación de puentes grandes de palmo. Este progreso alcanzó su punto culminante en diciembre de 2004 con el viaducto de Millau. El arquitecto británico, Norman Foster fue celebrado como el diseñador del puente. Pero el ingeniero estructural, Michel Virlogeux quedó – excepto en círculos de expertos – prácticamente desconocido para el público.

Palabras clave: el diseño de los puentes, el puente, la historia del diseño de los puentes, Georg Mehrtens, Friedrich Hartmann, Viaducto de Millau.

ABOUT THE HISTORY OF BRIDGE DESIGN

ABSTRACT

The AEG-Turbine Hall in Huttenstraße in Berlin (1910) marked the beginning of a development, during which architects took over the leadership in the process of planning and designing ambitious industrial buildings in steel-construction. A similar development was under way since quite a time in the field of bridge-building: Whilst in the beginning they only were engaged in pedestrian bridges and those of small span, not later than with the completion of the Erasmus bridge in Rotterdam (architect: Ben van Berkel) architects played an enormous role also in the planning process of wide span bridges. The latest peak of this progress development has been reached in December 2004 with the Viaduct de Millau: While it's British architect Norman Foster was being celebrated as the designer of the bridge, it's structural engineer Michel Virlogeux remained – apart from expert circles – rather unknown to the public.

Keywords: Bridge design, bridge, history of bridge design, Georg Mehrtens, Friedrich Hartmann, Viaduct de Millau

*dicleli@htwg-konstanz.de

1. Introduction

Since years the mostly monotonous and ungraceful looking bridges have been rightly under criticism. Standard solutions, built in a short time for little money provide little space for design. Often enough architects make embarrassing attempts to decorate them. However since the eighties we take note of a new trend.

The bridges built by Santiago Calatrava, starting with the asymmetrical arched bridge in Barcelona, mark the beginning of a new boom of bridges designed by architects (although he is not just an architect but also an engineer). Since then we are increasingly amazed by carefully designed

bridges. Nowadays, especially footbridges are frequently designed by architects. Relative low span and load factors of footbridges allow architects to make economic and constructive experiments.

In 1995 the architect Ben van Berkel crossed a new boarder, with a bridge in Rotterdam. Berkel's "Erasmus Bridge" and the "Almillo Bridge in Seville, designed by Calatrava, both cabled stayed bridges, have a significant sculptural design. These bridges fired a spate of enthusiasm in the trade press. The viaduct at Millau, opened in December 2004, which is gladly put down to the achievement of the British architect Norman Foster, is a new highlight in the development. Since then books about bridges are subject to a boom.



Arched Bridge in Barcelona 1987,
Architect and Engineer: Santiago Calatrava



Erasmus Bridge in Rotterdam 1995,
Architect: Ben van Berkel



Viaduct de Millau 2004,
Engineer: Michel Virlogeux

Detailed knowledge of the historical development of bridge design is essential to understand today's situation in bridge construction. The following report mainly deals with the history of steel bridge design in Europe, specifically in Germany during the 19.th and 20.th century.

2. About the history of bridge design in the nineteenth century

George Mehrtens, BridgeBuilder (1843-1917)

The most detailed and reliable facts about bridge construction in the nineteenth century come from George Mehrtens, civil engineer and full professor at the Institute of Technology in Dresden. He wrote a compendium of several volumes titled "Lectures about Engineering Technology". On the occasion of the Paris World's Fair in the year 1900, Mehrtens is commissioned to write an expose', titled "German Bridge Construction in the Nineteenth Century". This work includes an article on design and details the aesthetic demands of iron bridge construction (Mehrtens, 1900).

His books about iron bridge construction appeared in 1908. These works contain the supposable, complete details of structural steel engineering and bridge construction until the beginning of the twentieth century (Mehrtens 1908). Mehrtens work is followed by Friedrich Hartmann, civil engineer

and professor at Vienna with his book "Aesthetics of Bridge Construction" (1928) and by Fritz Leonhard with his book "Bridges –Aesthetics and Design" (1982).

Bridge Design until About 1860: 'The Age of the Pioneers'

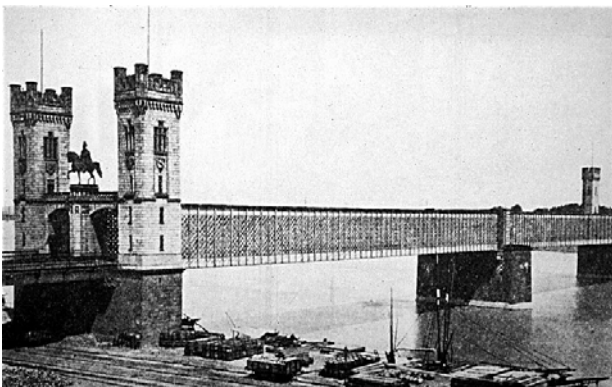
Mehrtens refers to the time before 1860, as 'The Age of the Pioneers'. Regarding, pictures of both of the oldest wide span railway bridges in Europe Britannia Bridge across the Menai Street (1842-1846) and the railway bridge across the river Weichsel near Dirschau, (1842 – 1857), one can see, that they were very carefully designed and built. The construction was designed by Carl Lenze (engineer) and the portal was built by August Stüler (architect) 1859.



Railway Bridge in Dirschau 1857



Britannia Bridge 1846



Railway Bridge across the Rhine at Cologne 1859

Another example of the time is the railway bridge crossing the Rhine at Cologne was completed on the third of October 1859. In those days the design followed not the construction and was added independently, in order to beautify the bridge.

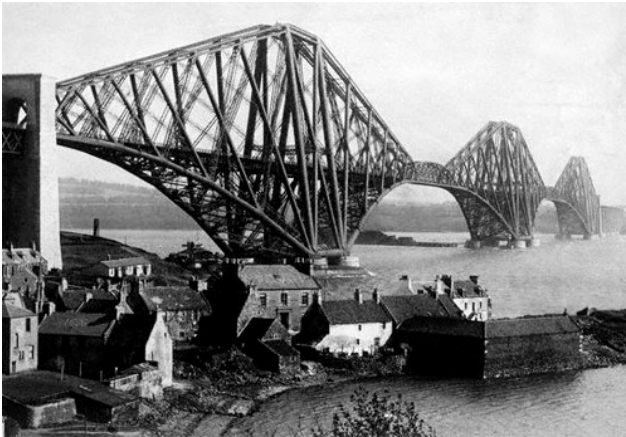
1860-1880: 'The Hot Railroad Construction Period'

Mehrtens refers to the period of time between 1860 and 1880, as the "The Hot Railroad Construction Period" during which little attention was paid to bridge design. In those days engineers focused on optimizing the inner forces of bridge structures the design was irrelevant.

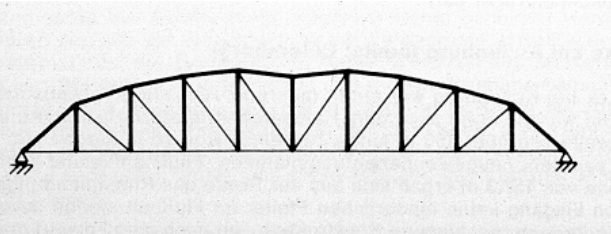
The so called Gerber or cantilever beam is one of the most common examples. This system of tied in cantilevers turn continuous beams into statically determinate systems. The Forth Bridge in Scotland is the most famous construction of the time, based on the cantilever principle. One of the engineers, renowned for developing new static systems, is Johann Wilhelm Schwedler (1823-1894), generally known as one of the grand masters of German structural steelwork. Among others he developed the lattice girder, which was named after him.

1880-1900 New Means of Bridge Design

Engineers first started to actually design bridges in succession of fierce criticism on the part of architects and art historians. This development was advanced decisively by implementation of public competitions. To achieve better results in bridge design, engineers struck various new paths.



Forth Bridge in Britain 1890



Schwedler Beam

Influencing the form by choice of structure

One of the ways to influence the overall form of a bridge is to choose a supporting structure, which marks the construction by a long range effect with the silhouette.



Arched Bridge in Bonn 1899

From about 1890 the arched bridges began to boom in Germany. The arch proves to be a real alternative to all built variations of the lattice girder. Around 1885 arch construction designers win various competitions. The arch becomes the leading bridge system for twenty years. It enables the construction of economical large span bridges. So e.g. the Rhine is bridged at Bonn by a double pinned truss arch, with a span of 187,2 m.

Designing singular bearing elements

Gradually the importance of working in close collaboration with other planners becomes evident. So the construction can be designed with together. Planners start to design the construction its self, using thereby different means:

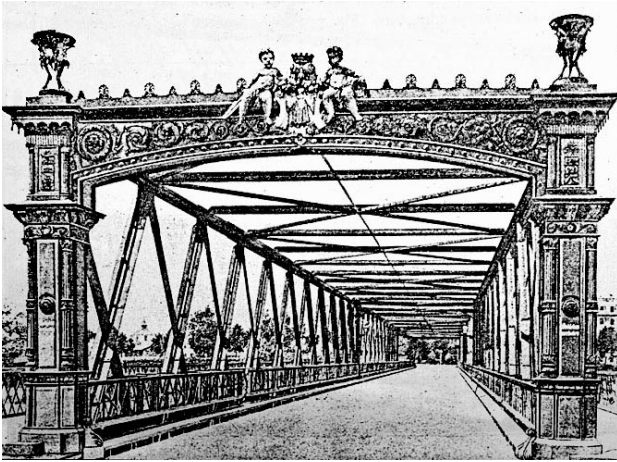
- Of ornaments are added to the portals of the 'Isar-Bridge' at Munich (1875) and to the trussed arch bridge at Bonn (1899).
- The architectural design of singular bearing elements and
- Polychrome design of the construction. The Thames bridges are interesting efforts to beautify constructions with polychrome paintwork. Although it is not sure if today's paintwork complies with the originals.

3. The first half of the 20th century

Engineers Design Constructions by themselves

Advancement of technical devices e.g. the development of welded joints, enable new types of constructions. The Engineers create new bearing systems. Unfortunately the First World War causes shortages and increases the costs of steel. Karl Bernhard, structural steel work engineer from Ber-

lin, built industrial buildings and bridges, among others, the so called Behrens Turbine Hall at Berlin-Moabit, stood up for independence in matters of design. According to Bernhard engineers should be capable of designing buildings by themselves, following their own aesthetical principles, therefore Bernhard calls for suitable education.



River Isar Bridge in Munich 1875



Bridge on the Thames with polychrome paintwork



The AEG Turbine Hall,
Berlin 1910 by Karl Bernhard and Peter Behrens

Friedrich Hartmann and the II. Conference of the IABSE (International Association of Bridge and Structural Engineering)

One of the greatest proponents of engineers' independence is Prof. Friedrich Hartmann the constructional engineer from Vienna. In 1928 he writes a book about bridge design, titled the 'Aesthetics of Bridge Design with Special Regard to Iron Bridges'. This theme is anchored in his lectures at the Technical University at Vienna.

Friedrich Hartmann is one of the founders of the IABSE International Association for Bridge and Structural Engineering. The second conference takes place at Vienna 1928 upon his initiative. At this conference Hartmann tries to make engineers aware of the possibilities and of the responsibility they have for the design. Therefore, the first two lectures illustrate problems of constructional design.

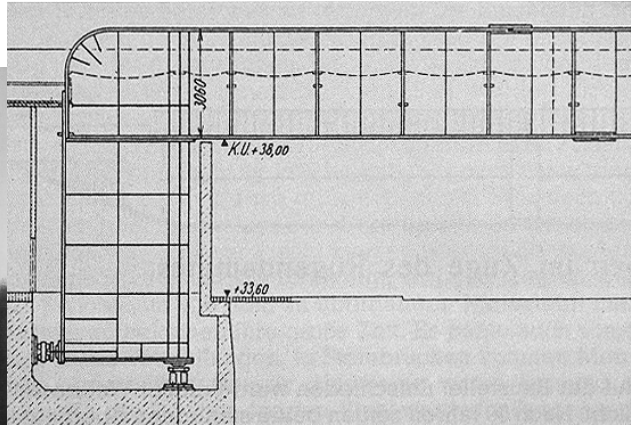
1920 - 1940 in Germany

The theoretical and constructional means of engineering, especially of steel construction are advanced during the first two decades of the twentieth century. Motorways above all provide multiple opportunities to test new bridge systems. Remarkable new bridge solutions are found for motorways.

Having been under criticism for decades, satisfactory designs do, eventually result from the teamwork between architects such as Paul Bonatz and engineers as Emil Mörsch, as well as construction firms such as Wayss and Freytag, Jucho, Klönne and MAN. These bridges are marked by careful integration into the landscape and careful detail design.



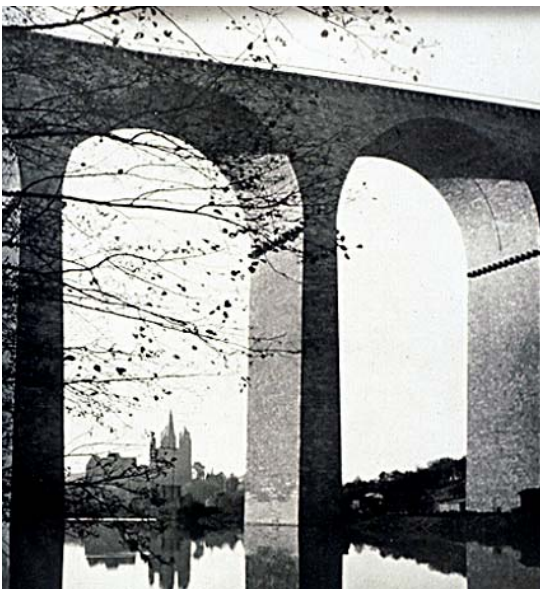
Bridge in Sulzbach by Stuttgart 1934



Welded Bridge at Berlin Zoo

Now instead of truss bridges, architects call for bridges, which correspond with the developments of the architecture of the twenties, which is, determined by large, flat surfaces. At the same time welding technology and the production of weldable steel are state aided. This development leads to increasingly, high solid web girders. The motorway bridge, crossing the Rhine at Frankenthal has a 6 m high continuous beam with a maximal span of 160 m.

In the course of the thirties another development has its breakthrough. Steel bridges are perceived as foreign bodies in town areas. Architects are of the opinion, that the old stone arch bridges fit much better into the townscape than filigree steel constructions. These beliefs make for the fact that steel bridges are replaced by masonry and concrete arches.



Motorway Bridge in Limburg by Paul Bonatz, 1939

4. Conclusion: today's situation or "who designs bridges now?"

Excellent bridge designers emanate from twentieth century. Here, to name a few without making claim of being complete: Robert Maillard from Switzerland, Othmar Ammann and Christian Menn, Riccardo Morandi and Pier Luigi Nervi from Italy, the Germans, Ulrich Finsterwalder, Fritz Leonhard and Jörg Schlaich and not to forget the engineer and architect Santiago Calatrava.

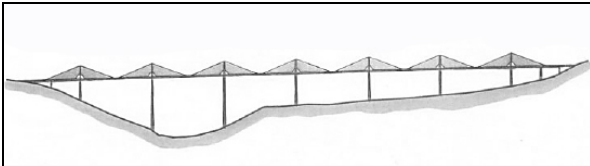


Salginatobel Bridge by Maillard 1928

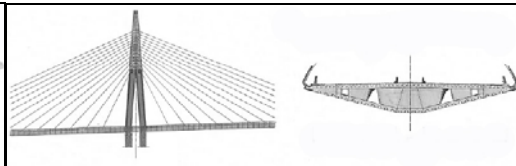
Footbridge in Kelheim 1987
Structural Engineer: Jörg Schlaich
Architect: Kurt Ackermann

All of these engineers distinguish themselves by the fact that they work well with architects, but are capable of and willing to design their buildings, on their own accord. They make a point of design and articulate such by spoken and written means. This leads to the fact that journalists and art historians often refer to e.g. Nervi and Maillard as architects.

As mentioned before, ever since the eighties architects, are being appointed not only to design foot bridges but also wide span road bridges. Therefore not only remarkably beautiful and interesting bridge constructions are being created, but also such, with bearing systems used in a way, which is foreign to the nature of bearing structures and inappropriate. The best designs develop from sensible teamwork between engineers and architects, whereby each take share of work, depending on respective competence. This means, in case of wide span bridges, the engineers have to take over the management.



Viaduct de Millau, Project



Viaduct de Millau, Project

Frequently within such co-operations, bridges, mainly designed and built by the engineers are accredited to famous architects. One of the most prominent examples is the Millau viaduct, which is one of highlights of European bridge design. In the year 2004 the opening of the viaduct was stylized to a national event.

Even the French press such as "Libération" and "Le Figaro" acclaimed the British architect Norman Foster for his successful hit. The 'Viaduct de Millau' was designed by a team together with the engineer Michel Virlogeux, who had been working on this giant construction since 1989. This proves public need of famous names, which cannot be satisfied by engineers. Therefore, this viaduct will probably remain the work of Sir Norman Foster.

REFERENCES

- Hartmann, Friedrich. 1928. Ästhetik im Brückenbau. Franz Deuticke. Wien.
IABSE 1929. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien.
Leonhardt, Fritz 1982. Brücken-Ästhetik und Gestaltung. DVA. Stuttgart.
Mehrtens, Georg 1900. Der Deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert. Springer. Berlin.
Mehrtens, Georg 1908. Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften. Zweiter Teil. Leipzig.

LOS PILOTES ROSCADOS. UN SISTEMA REVOLUCIONARIO EN LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICAS LIGERAS EN EL SIGLO XIX.

Autores: Concepción González García de Velasco. Dra.Arquitecta.
Miguel González Vilchez. Dr.Arquitecto.*

*Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Dpto. de Construcciones Arquitectónicas.
Universidad de Sevilla. España.*

Resumen.

El ingeniero británico Alexander Mitchell patenta en 1834 un nuevo sistema de cimentación consistente en un disco metálico helicoidal, de dos o tres vueltas, de gran saliente que, fijado al extremo de un pilote de madera y al girar éste, hacía que el pilote se introdujera en el terreno con gran facilidad. Este sistema alcanzaría una gran aplicación durante el siglo XIX en los pilotes metálicos, al ejecutarse los elementos helicoidales de fundición o hierro forjado fundidos o roblonados en el propio pilote.

La mayoría de los muelles metálicos que se construyeron en la segunda mitad del siglo XIX en el mundo entero, se ejecutaron con cimentación de pilotes roscados Mitchell. También en nuestro país se construyeron numerosos embarcaderos y puentes, así como faros proyectados con estructuras metálicas ligeras, inspirados en los modelos diseñados por Mitchell.

El presente trabajo estudia este sistema de cimentación a través de las investigaciones llevadas a cabo por los autores en publicaciones técnicas de Inglaterra y España del siglo XIX, y analiza diversos ejemplos de estructuras metálicas cimentadas con esta tecnología que revolucionó la ingeniería civil en su época.

Palabras clave: Pilotes roscados, Mitchell, Embarcaderos, Faros Metálicos.

THE HELICAL PILES. A REVOLUTIONARY FOUNDATION SYSTEM FOR LIGHT METAL STRUCTURES IN XIX CENTURY.

Abstract,

The British engineer Alexander Mitchell in 1834 patented a new foundation system consisting of a metal disk disposed in helical spirals, attached to the end of a pile of wood, to turn it so the pile was inserted easily into the ground to the desired depth. This system of screw piles would reach a wide application in XIX century, when the helical elements, made of cast or wrought iron, were fitted to iron piles.

Most of the iron piers built in the second half of XIX century in the world, were carried out with screw pile foundations. Also in Spain, a big number of piers, bridges and metal structures for lighthouses, were built in cast and wrought iron, inspired by the models designed by Mitchell.

This work studies this foundation system through the authors research in publications in England and Spain. Also the authors discusse some examples of metal structures built in our country with this technology that revolutionized civil engineering in XIX century.

Keywords: Screw piles, Mitchell, Piers, Metal Lighthouses.
vilchez@us.es

1. Los métodos de cimentación de los embarcaderos de hierro en Gran Bretaña en el siglo XIX. El ingeniero irlandés Alexander Mitchell

Entre los mejores ejemplos de las estructuras metálicas que se construyen en Gran Bretaña en el siglo XIX, se encuentran los embarcaderos de hierro, tanto en su versión de cargaderos de mineral como en la de elementos dedicados al ocio y al embarque. El sistema de cimentación más utilizado hasta entonces en los embarcaderos de hierro era el de pilotes clavados, hasta que se impusieron definitivamente los pilotes de rotación, conocidos como pilotes Mitchell, un sistema revolucionario que se extendería por todo el mundo en pocos años.

La figura del ingeniero Alexander Mitchell, inventor de los pilotes de rosca, es todo un ejemplo de superación de la adversidad. Nació en Dublín en 1780 y desde su infancia padeció una grave afección visual que le dejó prácticamente ciego a los 20 años, pero para esa época ya había terminado sus estudios en la Politécnica de esta ciudad. Mostró un gran interés por todos los conocimientos, y diseñó y patentó, ayudado por su hijo, diversos inventos técnicos a lo largo de su vida, como consecuencia de su interés por la mecánica. En 1834 Mitchell patentó las roscas helicoidales para acoplarlas a pilotes de madera, y posteriormente a pilotes de hierro, quizás sin sospechar que con ello estaba realizando una auténtica revolución en el mundo de la cimentación de estructuras marítimas. Pronto, su invento se extendió como la pólvora y fue aceptado y utilizado por ingenieros de todo el mundo, fabricándose millones de pilotes de rosca para cimentaciones de puentes y embarcaderos en la mayoría de los países. Alexander Mitchell murió en Belfast en 1868, a la edad de ochenta y ocho años.

3. El invento de los pilotes roscados.

La invención de Alexander Mitchell consistía en unas punteras metálicas a las que se incorporaba un disco de espirales helicoidales, de dos o tres vueltas, de gran saliente y borde cortante que, fijadas a un pilote de madera y al girar éste, hacían que el pilote se introdujera en el terreno con gran facilidad y escaso coste. No obstante, sería en los pilotes metálicos donde este sistema alcanzaría una aceptación máxima. La ejecución de los elementos helicoidales de fundición o hierro forjado, fundidos en el propio pilote o roblonados fuertemente a él, permitía a los pilotes penetrar en los terrenos poco compactos con gran facilidad, empotrándose hasta la profundidad adecuada (fig. 1).

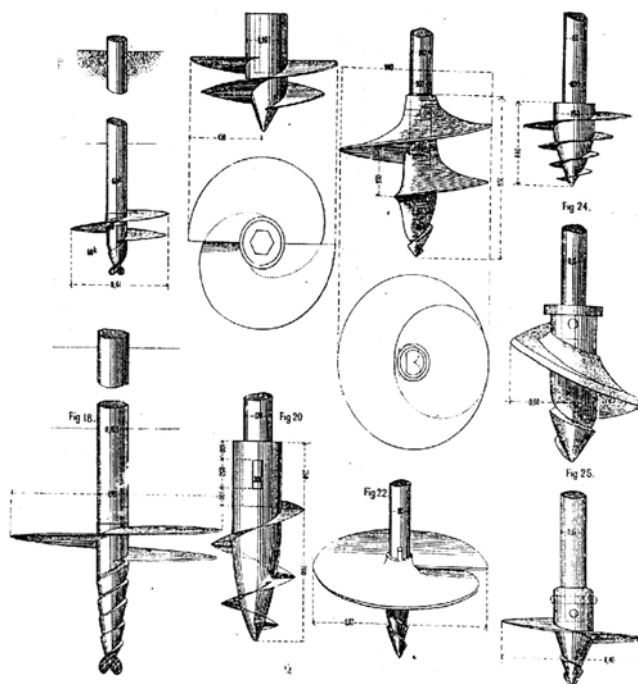


Fig. 1. Punteras metálicas de rosca, diseñadas por A. Mitchell, para acoplar a pilotes metálicos. (Mitchell 1848).

En el trabajo que presentó Mitchell a la Institution of Civil Engineers londinense al respecto (1), se exponía la importancia del invento, que servía sobre todo para las cimentaciones de estructuras de faros y muelles apoyados en terrenos bajo el agua. En principio, el atornillado de los pilotes se hacía a mano, mediante coronas de varios brazos que empujaban grupos de hombres andando sobre la cubierta de lanchones o almadías. El propio Mitchell inventó un ingenioso sistema manual de hincado por rotación de los pilotes en el muelle de Courtown, que él construyó en 1847, consistente en un artilugio a modo de corona, ubicado en la vertical del pilote a clavar, por el que hacían pasar unas cuerdas, de las que los hombres tiraban, consiguiendo la rotación del pilote (fig 2). Posteriormente se inventaron máquinas a vapor para atornillar los pilotes, que supusieron la mecanización definitiva del sistema.

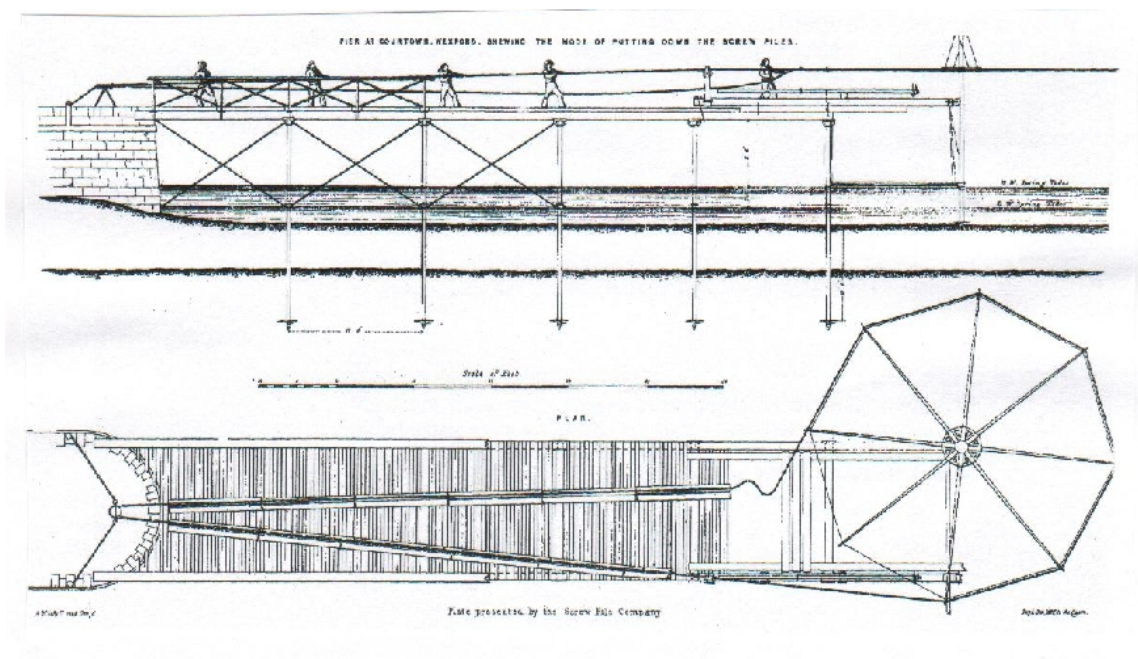


Fig. 2. Sistema de hincado de pilotes roscados empleado en el muelle de Courtown. (Mitchell, 1848)

Alexander Mitchell y su hijo constituyeron la empresa Screw Pile Company, que patentó los pilotes roscados por el Reino Unido y países extranjeros, apoyándose para ello en la fundición Ransomes and May. Los pilotes metálicos atornillados al subsuelo, conocidos como pilotes Mitchell, fueron la mejor solución en embarcaderos, faros, puentes y viaductos en casi todo el mundo, perpetuando el nombre de su autor e inventor.

4. Los primeros ejemplos de pilotes roscados.

Mitchell, en el año 1838, recibió el encargo de proyectar el faro conocido como Maplin Sand Lighthouse, que fue la primera estructura en la que se emplearon pilotes roscados. Mitchell diseñó un faro metálico ligero (fig. 3), formado por barras articuladas a modo de entramado espacial, a través del cual el oleaje pasaba sin dañar a la estructura, quedando instalado en medio del agua, cimentado sobre subsuelo fangoso mediante pilotes roscados a la profundidad adecuada, y a salvo de los estragos del temporal (2). Poco más tarde proyectó otros faros similares en Fleetwood y en Belfast Lough.

En pocos años, en toda Europa y América se conocía el sistema y se aplicaba con profusión por los ingenieros civiles. También en España el invento fue acogido con gran interés por los ingenieros de caminos, aplicándolo muchos de ellos como principal sistema de cimentación en terrenos blandos o inundables. Citamos al respecto un artículo de un prestigioso ingeniero español, J. Antonio Rebolledo (3) publicado en 1878, en el que pone de manifiesto las ventajas extraordinarias de este nuevo sistema de cimentación.

En España se construyeron con pilotes roscados los grandes embarcaderos ingleses de Tharsis, Riotinto, Marbella y Dícido. Pero también los ingenieros españoles proyectaron embarcaderos metálicos con pilotes de rosca, como los de Portugalete (Bilbao), La Ría del Burgo (La Coruña), Villagarcía de Arosa (Pontevedra), Cádiz (Muelle de Puntales), Huelva (Muelle Sur), La Rábida (Huelva), Vigo, Bayona (Pontevedra), y Huelva (Muelle Norte). La obligada brevedad de este artículo no nos permite hacer siquiera una somera referencia de ellos.

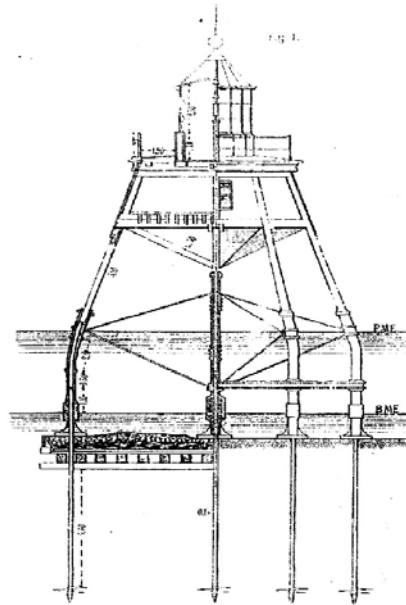


Fig. 3. Faro de Maplin Sand, proyectado por A. Mitchell. (Redman, 1842).

6. Ingenieros españoles que estudiaron los pilotes Mitchell en Gran Bretaña.

Muchos ingenieros españoles se interesaron por las estructuras metálicas que se ejecutaban en Gran Bretaña, y en especial por los pilotes de roscas tipo Mitchell. Entre ellos se encontraba Lucio del Valle, figura estelar española en la ingeniería civil del siglo XIX, que viajó a Inglaterra para estudiar los faros, los embarcaderos y los puentes metálicos. Valle dejó escritas numerosas colaboraciones en la R.O.P. en las que elogia los embarcaderos de hierro, de pilotes sobre roscas Mitchell, resaltando la resistencia que estos muelles ejercían frente al embate de las olas, por su cimentación profunda, la separación y ligereza de sus columnas, y la superficie cilíndrica de éstas.

Son interesantes los comentarios que hace al respecto de la carestía de los pilotes en aquella época inicial (4), como éste que elegimos: *“...sin desconocer la feliz aplicación de la rosca Mitchell al objeto que estoy tratando....cuya resistencia a tracción puede ser tan grande como se desee, el coste es excesivo, monopolizada su adquisición en manos de Mr. Federico(sic) Johnson, de Londres, a quien el inventor traspasó los derechos de su patente, y el cual exige hoy 5.500, 4.000 y 2.000 reales por los tornillos modelos 1, 2 y 3, precios bastante exagerados y a cuyo gasto hay que añadir el coste de las llaves y vástagos de la línea, que no bajarán de 15.000 reales cada juego completo..”*

En 1868, el ingeniero Eduardo Saavedra publica en la R.O.P. (5) un trabajo relativo al riesgo de rotura de las roscas de fundición de estos pilotes bajo las sollicitaciones a que estas piezas están sometidas en su trabajo como placas de cimentación. Al final de su trabajo cita un accidente acaecido en un puente en nuestro país, en estos términos: *“En 1862, todos los pilotes de una obra se rompieron y todos lo efectuaron dividiéndose la rosca en tres segmentos iguales”*. Acompaña a este trabajo un dibujo de la rotura de un helicoide que reproducimos (fig. 4). Interesados por este tema, descubrimos en investigaciones posteriores que el accidente ocurrió en un puente de dos vanos, con

apoyo central metálico, construido sobre el río Eo en Asturias y cimentado con pilotes de rosca, proyectado por el ingeniero Salustio G. Regueral. En una prueba de carga, el pilar central se hundió súbitamente más de 5 metros, al romperse por esfuerzo cortante todos los helicoides de los pilotes de rosca de su apoyo. Ello obligó a desmontarlo por completo y a cimentar el pilar central por medio de una gran zapata de piedra y hormigón.

También el ingeniero J.A. Rebolledo comenta en la R.O.P. cómo, en un viaje a Inglaterra, había conocido al ingeniero G. Preston White, que ejecutaba roscas de palastro de hierro forjado con mucha sencillez y economía, al fabricar en frío la hoja de hierro y cortarla por un radio para, calentándola después, presionarla sobre un molde de fundición, que le confería la forma de hélice necesaria. Estas hojas resistían a flexión y cortante mucho mejor que las de fundición (fig 5).

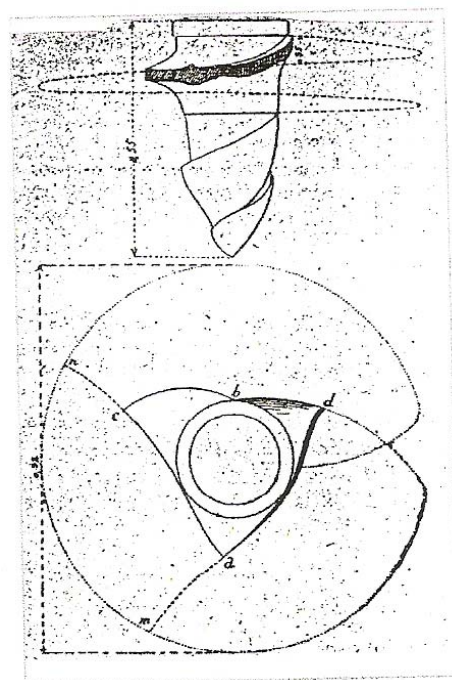


Fig. 4. Dibujo de rotura de roscas de fundición (E. Saavedra. Revista de Obras Públicas, 1868).

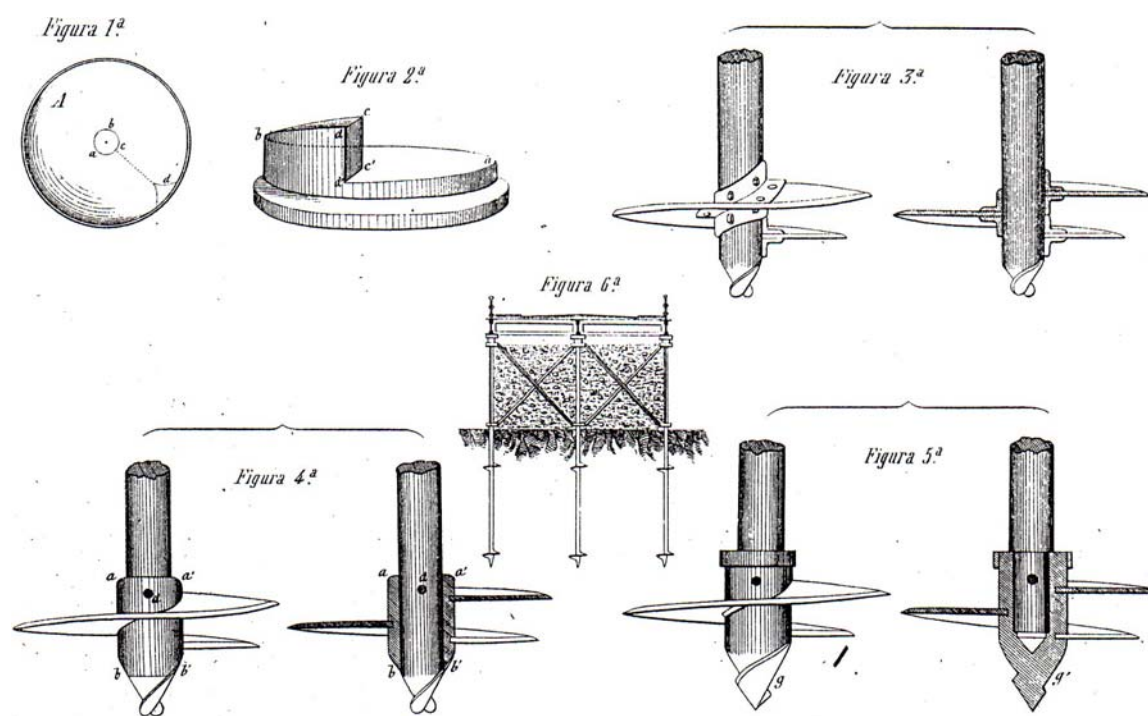


Fig. 5. Roscas de hierro forjado según J. Antonio Rebolledo (Revistas de Obras Públicas, 1870).

8. Conclusiones.

La técnica de los pilotes roscados invadió el mundo de la ingeniería del siglo XIX en el Reino Unido y se extendió a gran velocidad por Europa y el mundo. En la Exposición de París de 1855, Inglaterra expuso los diversos pilotes de Mitchell y dos modelos de faros metálicos con pilotes roscados contruidos por la casa británica Walker & Cooper. Todos los ingenieros de la época adoptaron el sistema como la solución de cimentación idónea en subsuelos blandos e inundados. Y multitud de faros, puentes y embarcaderos se ejecutaron, a partir de entonces, con los pilotes de rosca inventados por el británico Mitchell. En Europa se aplicó el sistema en España, Francia, Países Bajos, Alemania, Italia y otros países. Y en las colonias, tanto en las británicas como en las de otros países europeos, las innumerables realizaciones en esta tipología demostraron que el invento de Mitchell había revolucionado las cimentaciones en todo el mundo.

Fdo. Concepción González García de Velasco.
Miguel González Vílchez.

Textos de Referencia.

- 1) Mitchell A. 1848. On submarine foundations. particularly the Screw Pile and Moorings. 120-128. Institution of Civil Engineers. *Minutes of Proceedings*, Londres.
- 2) Redman, John Baldry. 1842. An account of the Mapling Sand Lighthouse, at the mouth of the River Thames. Institution of Civil Engineers. *Minutes of Proceedings*, Londres.
- 3) Rebolledo, J.A. 1870. Pilotes con roscas de hierro forjado. *Revista de Obras Públicas*. "En 1838 presentó Mr. Alexander Mitchell el proyecto de un faro que se había de situar en Mapling Sand, en el cual proponía el empleo de pilotes de rosca para establecer la fundación de esta obra.... Desde aquella época, y vistos los buenos resultados que producen en la práctica, se usan los pilotes de rosca o de Mitchell en las fundaciones de faros, muelles, embarcaderos, boyas, puentes y otras varias obras."
- 4) Del Valle, L. 1860. *Ideas Generales sobre las amarras para las boyas*. Revista de Obras Públicas. Año 8, Tomo I, Pag. 127.
- 5). Saavedra, E. 1868 *Rotura de la rosca de los pilotes de Mitchell*. Revista de Obras Públicas. Pags 28 y 29.

Bibliografía.

- Del Valle, L. 1860. *Ideas Generales sobre las amarras para las boyas*. Revista de Obras Públicas. Año 8, Tomo I
- Mitchell A. 1848. On submarine foundations. particularly the Screw Pile and Moorings. Institution of Civil Engineers. *Minutes of Proceedings*, Londres
- Rebolledo, J.A. 1870. Pilotes con roscas de hierro forjado. *Revista de Obras Públicas*.
- Redman, John Baldry. 1842. An account of the Mapling Sand Lighthouse, at the mouth of the River Thames. Institution of Civil Engineers. *Minutes of Proceedings*, Londres.
- Saavedra, E. 1868. *Rotura de la rosca de los pilotes de Mitchell*. Revista de Obras Públicas.

RECUPERACIÓN DE LA CELOSÍA EN LOS PUENTES DE FIN DE SIGLO

Bernabeu Larena, Jorge¹

(1) *ETSI Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
Fundación Miguel Aguiló*

La celosía fue la gran protagonista de las estructuras del XIX. La aparición del hierro supuso un cambio radical de la tradición constructiva y la irrupción de un nuevo lenguaje tipológico, procesos constructivos inéditos y la conquista de nuevos límites. La celosía se impuso como esquema resistente y constructivo perfecto al permitir conformar mediante piezas pequeñas grandes estructuras y descomponer el problema de la flexión en elementos comprimidos y traccionados.

Con la introducción de las chapas laminadas y el perfeccionamiento de la soldadura eléctrica, tras la segunda guerra mundial, se comenzaron a abandonar las soluciones en celosía. Aunque los americanos mantuvieron una mayor fidelidad, el puente en celosía desapareció prácticamente de Europa Occidental durante más de tres décadas. A la apuesta de la industria por la chapa laminada se unió probablemente una poco favorable percepción visual de la celosía que se entendía más como una solución industrial y confusa.

La comunicación aborda la recuperación y desarrollo de la celosía en los puentes después del dominio casi total del alma llena. Se analizan varias aproximaciones diferentes al empleo de la celosía a partir de los años 80: el caso alemán, a partir de las realizaciones de su red ferroviaria de altas prestaciones, y el caso francés, como una evolución de las secciones de hormigón pretensado. Estas experiencias redundarán en una actualización de la tipología de celosías en tableros de puentes con un amplio desarrollo internacional, asociado a su vez a una mayor libertad de combinación de materiales y la conquista de grandes luces.

Los puentes en celosía son idóneos para ensayar nuevas secciones transversales y nuevas posibilidades formales y expresivas. En la actualidad, la celosía ha arrebatado al alma llena su protagonismo como recurso formal y tecnológico.

Palabras clave: Celosías, puentes, diseño, tipología, historia de la construcción.

Email: jorge.bernabeu@upm.es

RECOVERY OF TRUSSES IN END OF THE 20TH BRIDGES

Trusses were the great protagonist of the 19th century structures. The appearance of iron was a radical change in the building tradition and the emergence of a new language, typology, processes and new limits in construction. Trusses offered a perfect constructive scheme allowing to form large structures by small pieces and decomposing the problem of bending in tension and compression elements.

After the Second World War, with the introduction of sheet plates and the improvement of welding bridges began to leave the truss solutions. While the Americans held a higher fidelity, the truss bridges virtually disappeared from Western Europe for over three decades. As the industry developed laminated plates, users had probably an unfavorable visual perception of the truss, like an industrial and more confusing solution.

The communication studies the recovery and development of the truss bridges after the almost total domination of the web plates. We analyze several different approaches to trusses from the 80's are analyzed: the German case, from the achievements of its high-performance rail network, and the French case, as an evolution of prestressed concrete sections. These experiences will result in an update of the type of trusses in bridge decks with a large international development, linked in turn to greater freedom of combination of materials and the conquest of larger spans.

Truss bridges are ideal for testing new cross sections and new formal and expressive possibilities. Today, trusses have taken the place of plate webs as formal and technological resource.

Keywords: Truss, Bridges, Design, Typology, History of construction

1. Introducción

La celosía fue la gran protagonista de las estructuras del XIX. La aparición del hierro supuso un cambio radical de la tradición constructiva y la irrupción de un nuevo lenguaje tipológico, procesos constructivos inéditos y la conquista de nuevos límites. Estimulada por el desarrollo del ferrocarril, la celosía se impuso como esquema resistente y constructivo perfecto al permitir conformar mediante piezas pequeñas grandes estructuras y descomponer el problema de la flexión en elementos comprimidos y traccionados. La primera generación de celosías la constituyen patentes americanas de carácter empírico, como las Town, Howe y Burr. El cálculo se introduce en la generación siguiente de patentes, entre ellas las Pratt, Whipple y Warren y la celosía se extiende también por Europa, mientras los sucesivos tratados analíticos: Bowditch, Ritter, Culman, Maxwell y Cremona, permiten su cuantificación resistente. Durante más de un siglo, la celosía se impone como lógica constructiva de la estructura metálica en todo el mundo.

Con la introducción de las chapas laminadas y el perfeccionamiento de la soldadura eléctrica, tras la segunda guerra mundial, se comenzaron a abandonar las soluciones en celosía. Aunque los americanos mantuvieron una mayor fidelidad, el puente en celosía desapareció prácticamente de Europa Occidental durante más de tres décadas (Massonet, 1979, 22). A la apuesta de la industria por la chapa laminada se unió probablemente una poco favorable percepción visual de la celosía que se entendía más como una solución industrial y confusa, en muchos casos tratadas con exceso de barras y diagonales. Eran también habituales los problemas de corrosión en los nudos y su necesidad de mantenimiento.

2. Recuperación de la celosía en Alemania

La recuperación de las estructuras en celosía en Alemania se produjo en los años 80, motivada por la construcción de las nuevas líneas férreas de alta velocidad. Como en el siglo XIX, los puentes en celosía venían nuevamente asociados al desarrollo del ferrocarril, recuperados en el XX en modernas configuraciones mixtas. La primera realización fue el puente de Nesenbach cerca de Stuttgart (Grüter, 1985), puesto en servicio en 1985 (Fig 1). La solución de celosía se introdujo como variante del proyecto original a propuesta del taller de estructura metálica *Johannes Dörnen Stahlbauwerk* de Dortmund (Roik, 1987, 290). A esta realización siguieron otras análogas como: el puente sobre el valle de Isar en Großhesselohe, de 1986 (Kobbner, 1985); el puente de Kragenhöfer, de 1987 y 72 m de luz máxima (Keller, 1988); o el puente sobre el valle de Neckar en las proximidades de Stuttgart, de 1987 y 90,2 m de luz máxima (Falke, 1992).

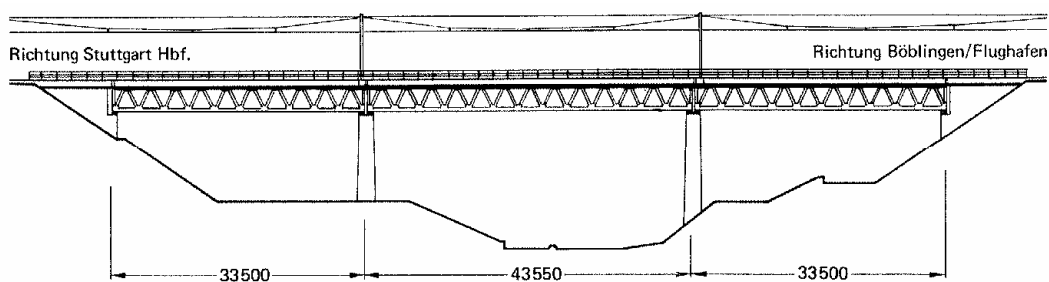


Fig 1. Puente de Nesenbach, 1985. [Grüter, 1985, S. 72]

Todas estas realizaciones tenían un esquema estructural y tipológico prácticamente idéntico:

- presentaban tableros discontinuos de varios vanos isostáticos de canto constante;
- ofrecían una plataforma de doble vía con un ancho de tablero entre los 10 y los 15 m;
- la losa superior de hormigón armado colaboraba como cabeza de compresión;
- transversalmente se disponía dos vigas en celosía tipo warren de paso constante;
- el doble cuchillo presentaba espaciamientos transversales entre los 4 m, coincidentes con los ejes de vía, y los 6 m;
- la construcción de la losa superior se realizaba mediante carro por lo que la estructura metálica recogía los pesos propios de hormigón y acero, mientras que las cargas muertas y sobrecargas se hacían frente con la estructura mixta.

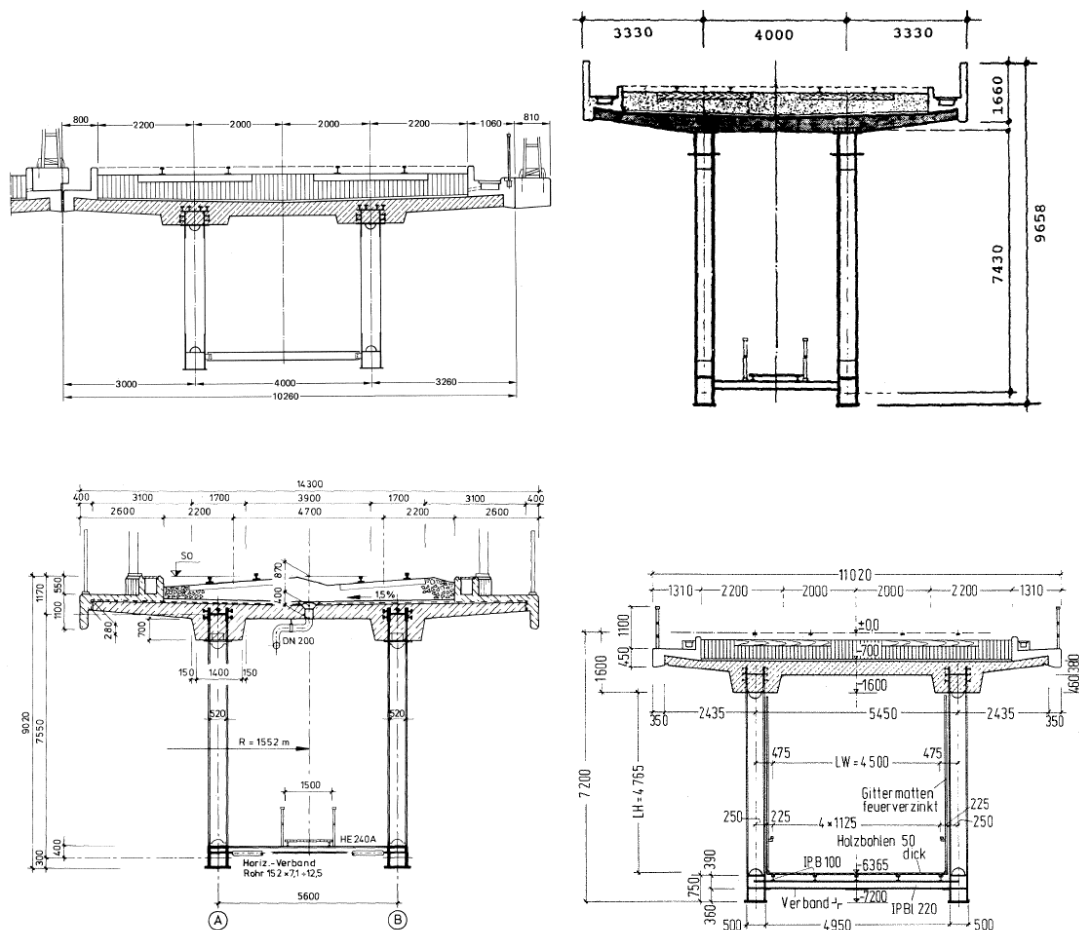


Fig 2. Secciones transversales de: a) Nesenbach (Grüter, 1985, 72) b) Neckar (Falke, 1992, 699); c) Kragenhöfer (Keller, 1988, 447); d) Isar (Kobbner, 1985, 324)

Para el cordón superior mixto se plantearon dos posibilidades de disposición relativa entre sus secciones parciales de acero y hormigón (Fig 3):

1. Sección de acero embebida en la losa superior, de forma que la fibra neutra de la sección metálica sea coincidente con la de la losa de hormigón. De esta forma se evitan las excentricidades del cordón superior cuya fibra neutra permanece en idéntica posición en la sección metálica y en la mixta, comprimida en la flexión principal positiva. Los ejes de las diagonales se cruzaran, pues, en dicha fibra neutra (Fig 3, izquierda).
2. Sección metálica situada bajo la losa de hormigón, por lo que los ejes neutros de las secciones metálica y mixta del cordón superior no son coincidentes. En este caso las intersecciones de los ejes de las diagonales se pueden situar en el eje del cordón superior metálico, por lo que se producirá una excentricidad para las solicitaciones de carga muerta y sobrecargas, o en la fibra neutra de la futura sección mixta, produciéndose las excentricidades únicamente en las fases metálicas (Fig 3, derecha).

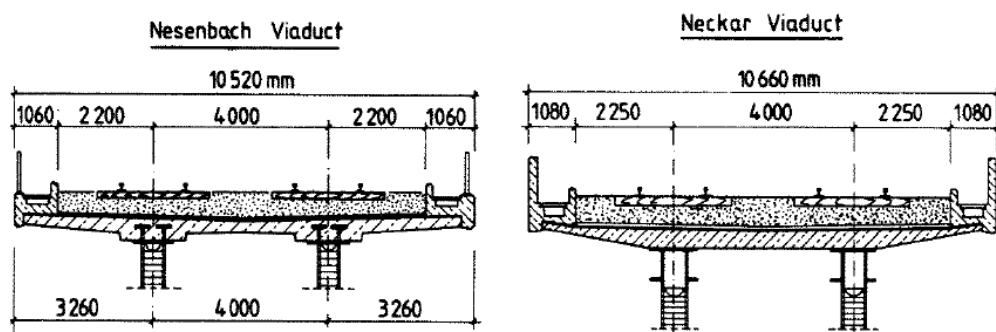


Fig 3. Detalle de los nudos de los puentes de Nesenbach y Neckar. (Roik, 1987, 291)

En el puente de Nesenbach, como en casi todas las realizaciones primeras, se optó por la primera de las opciones. Las flexiones locales entre nudos del cordón superior, debidas a las cargas muertas y a las sobrecargas, eran recogidas por la propia sección de hormigón armado de la losa a la que se dotaba de un espesor mayor en las proximidades del cordón superior, ofreciendo una sección resistente en T (Fig 3, izquierda). Dos años más tarde el puente de Neckar adoptó por primera vez la sección metálica inferior a la losa que, a pesar de las excentricidades de los nudos superiores que penalizaban las flexiones locales en el propio cordón y las diagonales, ofrecía mayor facilidad de ejecución (Fig 3, derecha). En este caso los ejes de las diagonales se cruzaban en la fibra neutra de la sección mixta del cordón superior.

El puente de Nantenbach sobre el río Main, cuyo proyecto del *Leonhardt, Andrä und partners* data de estos mismos años, retoma estos conceptos en una realización de mucha mayor envergadura. El salto del río se realiza con una celosía continua de canto variable y vanos de 83,2-208-83,2 m. Las secciones metálicas, cordones superior e inferior, diagonales y montantes, son cajones armados. Los nudos se resuelven mediante cartelas de alma que permiten la continuidad de las secciones de los cordones principales. El doble cuchillo está espaciado transversalmente 6,0 m. A lo largo de todo el tablero, el fondo está cerrado dotando de capacidad torsional a la sección; en el tramo central únicamente por una chapa rigidizada, mientras en los dos vanos laterales y los 41,6 m próximos a cada pila del central sobre la chapa se sitúa una losa de hormigón entre los dos cordones inferiores.

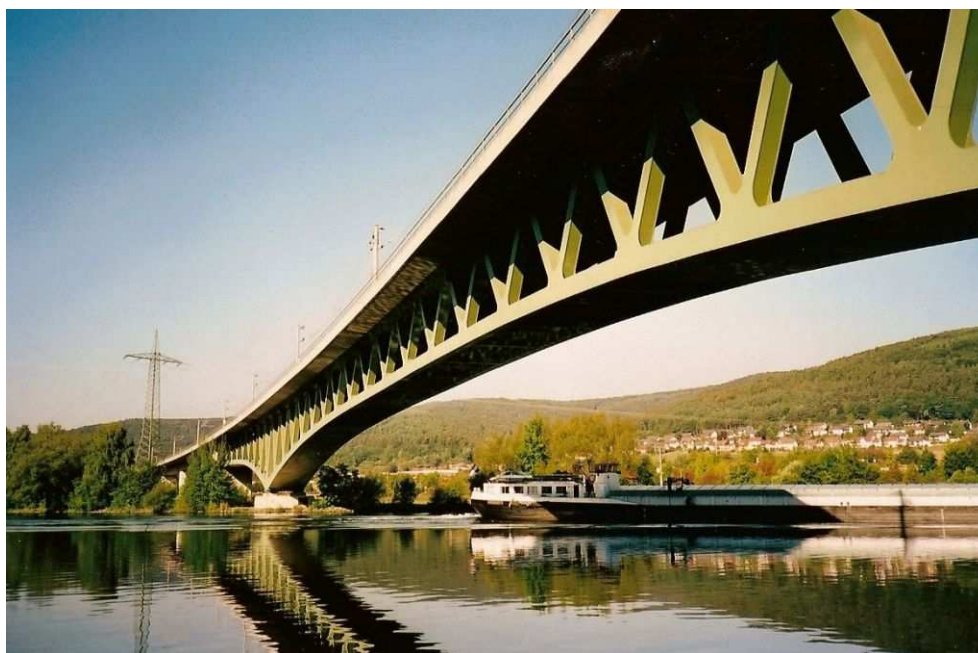


Fig 4. Puente de Nantenbach sobre el río Main. Leonhardt, Andrä und partners, 1994.

El cordón superior tiene una problemática diferente a los puentes de vanos isostáticos. En Nantenbach, que la losa se sitúa sobre los cordones superiores y la fibra neutra de la sección mixta presentará una posición diferente según la sollicitación principal dominante sea de tracción o compresión, se optó por hacer coincidir los ejes de las diagonales con la fibra neutra de la sección metálica, controlando debidamente las flexiones locales tanto de flexión entre nudos como las provocadas por las excentricidades de la estructura mixta en cada zona.

La estructura de Nantenbach recibió en 1994 el *Steel Innovation Award*, así como el prestigioso galardón alemán de ingeniería estructural *Ingenieurbau-Preis*. El puente se ha convertido en la estructura más divulgada e influyente de las celosías mixtas modernas.

3. Aproximación francesa a la celosía

La línea francesa de aproximación a la celosía comenzó igualmente a finales de los 80, a partir de las estructuras experimentales que aligeraban las almas de los cajones de hormigón pretensado (Bernabeu, 2011).

Para reducir los costes de los tableros de hormigón pretensado, ya muy optimizados a finales de los 70, se planteaban dos caminos en cierto sentido divergentes:

- una simplificación de las formas que redundara en el abaratamiento de encofrados y de mano de obra;
- un aligeramiento del peso del tablero.

En la segunda de las opciones, los espesores de la losa superior estaban determinados por las condiciones de flexión transversal, mientras la losa inferior había alcanzado ya espesores mínimos. La mayor economía de peso propio había que buscarla en las almas. Esta opción impulsó, especialmente en Francia, un conjunto de soluciones diversas del máximo interés. El pretensado exterior tenía en la reducción del espesor del alma una de sus motivaciones principales. Las celosías espaciales de hormigón pretensado puestas a punto por Pierre Richard para la estructura Bouygues a principios de los 80 –viaducto de Bubiyan en Kuwait, 1983; viaductos de Sylans y Glacières en Francia–, avanzaban un paso más en el aligeramiento de las almas y en el empleo del En la misma búsqueda de adopción de almas metálicas en los cajones de hormigón pretensado se inscriben una serie de soluciones en celosía. La primera de ellas, puesta en servicio en 1986 es el puente de Arbois sobre la Cuisance (Figs. 21 y 22), a la que siguieron otras realizaciones. Destaca el puente sobre la Roize de 1991, concebido por Jean Muller con una sección transversal triangular (Muller, 1992). En ambos casos se disponía un pretensado exterior, muy útil frente a la deformación por cortante. Volveremos sobre estas realizaciones nuevamente en los apartados 4.3 y 4.8.

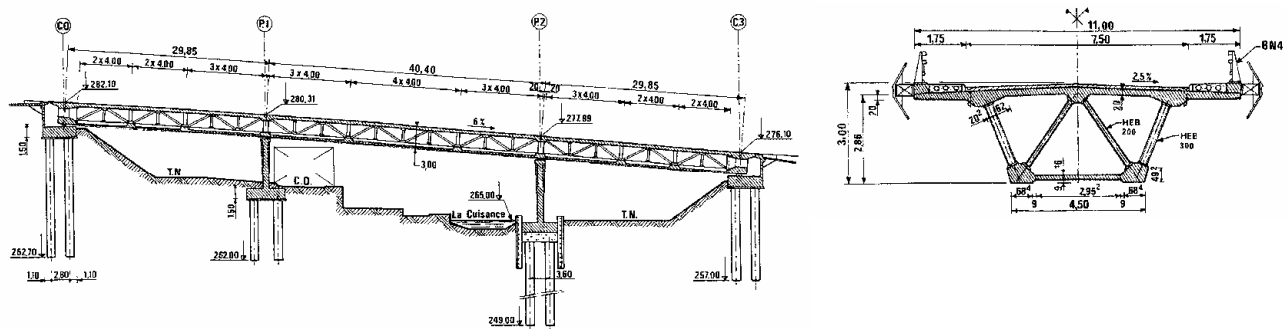


Fig. 5. Puente de Arbois, alzado y sección transversal. (Virlogeux, 1987: 19)

Con proyecto de *Jean Muller International* y construcción de *Bouygues*, entre los años 1996 y 1997, se pusieron en servicio tres viaductos de losas superior e inferior de hormigón pretensado y almas de celosía metálica tubular. Las tres estructuras permitían en paso de la autovía A16 en las proximidades de Boulogne sur Mer: el puente de Quehen y el de Herquelingue con vanos de 77 m de luz y 5,5 m de canto; el viaducto de Echingan con vanos de hasta 110 m de luz y canto variable entre 8 m y 5,5 m. Todos ellos construidos con dovelas prefabricadas mediante avance en voladizo y con pretensado exterior.

Herederio de este desarrollo es el puente de Bras de la Plaine en la Isla de la Reunión, puesto en servicio en diciembre de 2001 (Figs. 23 y 24). Se trata de una obra mayor, premio de la *IABSE Outstanding Structure Award*. La estructura salva un vano de 280 m sobre un impresionante valle tropical empotrado en sendos estribos de contrapeso. Construido por avance en voladizo desde cada uno de sus márgenes, el cajón está constituido por: una losa superior de sección constante de hormigón pretensado de alta resistencia, B60; dos planos de celosías Warren de tubos de acero pretensado con inclinación vertical constante y paso longitudinal constante de 12,70 m; una losa inferior de sección variable, en anchura al mantenerse la inclinación de las almas y en espesor para ofrecer menor sección en centro de vano, de hormigón armado de alta resistencia, B60. Las almas en celosía permiten dividir en dos los carros de avance, para la losa superior y para la losa inferior, simplificando los medios auxiliares y las operaciones de avance. Las realizaciones experimentales francesas de finales de los 80 mostraban su vigencia y posibilidades constructivas en esta realización excepcional a comienzos del 2000.



Fig. 6. Puente de Bras de la Plaine, 280 m, 2001

4. Desarrollo internacional de soluciones en celosía

En definitiva, tras su reincorporación tipológica en el mundo de los puentes a finales de los 80, las celosías se presentan, con su problemática específica, como una de las líneas de trabajo de mayor atractivo y posibilidades de investigación, expresiva y resistente. La celosía ofrece nuevas posibilidades de competitividad, de soluciones formales y de diafanidad del dintel junto a un nuevo terreno de investigación e innovación. Entre las diferentes tipologías de secciones transversales con celosías tenemos:

- Cuchillos verticales, que reinterpretan las tipologías de vigas, en especial el tablero de doble viga, sustituyendo el alma llena por triangulaciones de celosía.
- Secciones triangulares, introducen una sección transversal indeformable que supone una nueva geometría en las secciones ortogonales.
- Celosías espaciales.

Por citar algunas significativas, entre las soluciones de cuchillos verticales tenemos los conocidos vanos de acceso y el propio tramo atirantado del puente de Øresund entre Copenhage y Malmö del 2000. En España, los puentes sobre el río Sil en la autovía del Noroeste retoman la solución tipológica de la celosía ferroviaria de Nantenbach. Por cuestiones de plazo de ejecución se planteó aprovechar la estructura metálica de los puentes del Sil, en avanzado proceso de fabricación en taller, para la construcción de los viaductos paralelos de la autovía N-III a su paso sobre el embalse de Contreras. Los primeros puentes mixtos en celosía de Italia son los dos viaductos gemelos de Asciattizza y San Nicola que cruzan dos valles contiguos al promontorio de Gargajo de 1994. Actualmente en construcción, el viaducto mixto ferroviario sobre el río Ulla (Millanes, 2011) aborda con una solución en celosía un viaducto singular de grandes luces.

Una referencia importante en las celosías mixtas de sección triangular es el puente francés de Antrenas. A medio camino entre el arco y la viga en celosía espacial aporticada. En Alemania, en 1991, el puente de Linderhardt. En España, Javier Manterola y su equipo desarrollan desde 1990 una línea de proyecto de celosías en la que se presta especial atención a la estructura metálica constituida de tubos cilíndricos con nudos de unión directa o rigidizada, y a la sección triangular: “Como ventaja encontramos la eliminación natural de la distorsión del cajón y por tanto la simplificación de la sección transversal, así como la simplicidad visual. Como inconveniente vemos que tiene una menor rigidez a torsión que la que tendría una sección rectangular.” (Manterola, 1998: 27). De sección triangular y perfiles tubulares son también las realizaciones de Dauner. En el viaducto de Lully resuelve el apoyo de torsión en pilas vinculando transversalmente los dos dinteles de las plataformas paralelas. En los puentes frente a los túneles de Baregg, de tablero único, el ingeniero suizo saca del dintel un marco cuadrado en celosía para materializar dos apoyos sobre pilas

Entre las celosías espaciales, son de gran interés varios proyectos no realizados de Javier Manterola, que proponen celosías espaciales metálicas tubulares unidas a una losa inferior de hormigón pretensada longitudinalmente ofreciendo en conjunto una estructura isostática de sección cerrada y paso interior (Manterola, 1998). Un ejemplo español de estructura mixta combinada con pretensado exterior es el nuevo puente sobre el barranco de Cavalls en Valencia. El ingeniero belga Cremer, refiere dos celosías mixtas espaciales de interés: una en las proximidades de Boulogne, en Francia, y otra en Japón que alcanza los 119 m de vano (Cremer, 1997). Con el nombre de «Spaces», un sistema experimental británico en desarrollo plantea una celosía espacial de acero con losa superior de hormigón y una piel inferior de polímero resistente que recubre la triangulación metálica (Cadei, 1997). De reciente inauguración, la pasarela helicoidal sobre el río Manzanares de Madrid de Dominique Perrault y la ingeniería de MC-2, así como la celosía en construcción de Calatraba en Calgary, Canadá, permiten al usuario entrar en el interior de la sección ofreciendo en el cruce la experiencia de penetrar la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiló Alonso, M. 2008. Forma y tipo en el arte de construir puentes. Adaba editores. 399 pp.
- Bernabeu Larena, J. 2004. Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa. Doctoral thesis, Universidad Politécnica de Madrid,.
- Bernabeu Larena, J., Bernabeu Larena, A. 2011. "Beitrag zur Entwicklung der Querschnittsgestaltung im Verbundbrückenbau". Stahlbau 80, Heft 3, 2011, pp. 185-197.
- Dauner, H. G., Decorges, G., Oribasi, A.; Wéry, D. 1998. "The Lully viaduct, a composite bridge with steel tube truss". Journal of Constructional Steel Research, vol. 46, núm. 1-3, paper 55. Elsevier Science Ltd., Oxford.
- Falke, J. 1992. "Recent Developments in Composite Bridge Building in Germany". Composite Construction in Steel and Concrete II. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Missouri. Edited by W. Samuel Easterling and W.M. Kim Roddis. ASCE, 1992, pp. 694-703.
- Grüter, R., Kobbner, M. 1988 "Der Nesenbach Viadukt: Eine zukunftsweisende Lösung für Eisenbahnbrücken in Fachwerkverbundbauweise". Bauingenieur, núm. 60, 1985, pp. 71-75.
- Keller, N. Kahmann; Krips, M. Fuldataalbrücke Kragenhof. Bauingenieur, núm. 63, 1988, pp. 443-454.
- Kobbner, M. 1885. "Die Isarbrücke bei Großhesselohe. Eine Eisenbahnbrücke in neuartiger Verbundbauweise". Stahlbau, núm. 11, 1985, pp. 323-326.
- Manterola Armisen, J., Fernández Troyano, L., Astiz Suárez, M., Gil Ginés, M., Martínez Cutillas, A. 1998. "Puentes en Celosía". Revista de Obras Públicas, núm. 3373, Febrero 1998, pp. 7-49.
- Massonet, C.. "Ponts en acier des cinquante dernières années". Bridges, IABSE Symposium, Zürich, 1979, pp. 15-28.
- Millanes Mato, F. Matute Rubio, L., Ortega Cornejo, M., Martínez Agromayor, D., Bordó Bujalance, E. 2011. "Desarrollo de soluciones mixtas y metálicas para viaductos de las líneas de alta velocidad española". Hormigón y Acero, nº 259, Volumen 62, 2011, pp. 7-27.
- Muller, J., Lockwood, J. D. 1992. Innovations in Composite Bridge Structures. Modern Steel Construction, Septiembre 1992, pp. 47-52.
- Nather, F. 1990. "Verbundbrücken. Stand der Technik-Perspektiven für die Zukunft". Der Stahlbau 59, 1990, pp. 289-300.
- Placidi, M. 1987. "Le pont d'Arbois sur la Cuissance (Jura)". Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, núm. 459, Noviembre 1987: 127-139.
- Roik, K. 1987. "Composite road and railway bridges in Germany". Composite Construction in Steel and Concrete. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, New Hampshire, 1987. Edited by C. Dale Bucker and Ivan M. Viest. ASCE, 1987, pp. 286-301.
- Saul, R. 1992. "Longspan bridges with double composite action". Composite Construction in Steel and Concrete II. Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Missouri, 1992. Edited by W. Samuel Easterling and W.M. Kim Roddis. ASCE, 1992, pp. 608-622.
- Saul, R. "Bridges with double composite action". Structural Engineer International 1/1996, pp. 32-36.
- Tanis, J. M. 2003. "Bras de la Plaine, Reunion Island, France", Structural Engineer International 4/2003, pp. 259-262.
- Virlogeux, M. 1987. "Les ossatures mixtes métal-béton précontraint". Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, núm. 458, Octubre 1987, pp. 4-30.
- Virlogeux, M. 1992. "Les ponts mixtes associant l'acier et le béton précontraint". Bulletin Ponts Métalliques, núm. 15. OTUA, Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier, 1992, pp. 25-68.

MADRID ARCO SOLAR: “MAS”

Adell Argilés, J.M.^{1*} García-Santos, A.²

- (1) *Catedrático. Universidad Politécnica. Escuela Técnica Superior de Arquitectura (ETSAM). Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas (DCTA). Grupo Investigación Técnicas Innovadoras y Sostenibles de Edificación (TISE-UPM). Madrid. España*
 (2) *Catedrático ETSAM. Director del DCTA-UPM. Director del Grupo TISE-UPM.*

El **Madrid Arco Solar**, basado en la historia, surge ante la necesidad de crear un hito en la capital de España. Sería un arco alabeado de unos 323m de altura y muy esbelto de forma parabólica.

Arco Alabeado Volumétrico: Al alabear la geometría del Arco, se obtienen mayores prestaciones del acero al aumentar espacialmente su inercia. Un conjunto de dovelas similares de 12x3x3m y giradas 2° entre sí y postensadas, por donde discurren las escaleras de emergencia, permiten construir un original y esbelto arco con geometría de parábola volumétrica, con acabado de acero inoxidable, para que provoque los múltiples reflejos del sol sobre la ciudad.

Ascensores Autonivelantes: 8 ascensores panorámicos de 30 pasajeros y autonivelantes, recorren exteriormente el perímetro alabeado del Arco, logrando mantener siempre la vertical.

Noria en Arco: Accediendo al Arco por un subterráneo, se cierra su geometría, creándose una noria con el conjunto de ascensores panorámicos para poder subir a la clave del mismo.

Mirador Restaurante Giratorio: A 300m de altura en la clave, una esfera de 25m de diámetro, albergará 5 niveles con acceso, museo, mirador, servicios, cafetería y el restaurante giratorio.

Paneles Solares en su perímetro permiten funcionar al conjunto del Arco y sus instalaciones.

La Puerta del Sol convertida en “Puerta de España”, incrementará los visitantes a Madrid.

La **inversión** de 60 millones de euros, se amortiza en 3 años, pasando a dar grandes beneficios.

Palabras clave: Arco; Clave; Estructura Acero Postensada; Paneles Solares; Noria.

SOLAR ARCH MADRID: “SAM”

ABSTRACT:

The Solar Arch Madrid is developed from the historical need to create a landmark in the capital of Spain. It is projected to be a twisted slender arch 323m high in parabolic shape.

Volumetric Warped Arch: By warping the Arch's geometry, it is possible to get the most out of steel because its spatial inertia is noticeably increased.

A set of similar segments 12x3x3m, rotated 2° from the previous one would be post-tensioned, through which the emergency stairs will run. This will be a unique slender volumetric parabolic arch, with a stainless steel skin that will cause many reflections of the Sun to the city.

Self-leveling lifts: 8 panoramic lifts carrying 30 passengers each will walk through the outside perimeter of the Arch, maintaining the vertical automatically.

Wheel: The underground arch access closes its geometry to create a wheel. All the panoramic elevators move through it from the public access to the highest point.

Turning Restaurant: 300m high, in the key, a 25m wide sphere contains 5 floors including: access, museum, balcony showing city views, services, bar and a revolving restaurant.

Solar panels all around its skin will provide clean energy to the building and its facilities.

This building will increase the number of visitor to “The gate of Spain”, which reinterprets “Puerta del Sol” and the top city view.

Its **building costs**, 60 mill. € investment, is believed to be amortized in 3 years of full capacity services, so it will make big profits in a near future.

Keywords: Arch, key, post-tensioned Steel Structure, Solar Panels, Wheel.

www.madridarcosolar.es

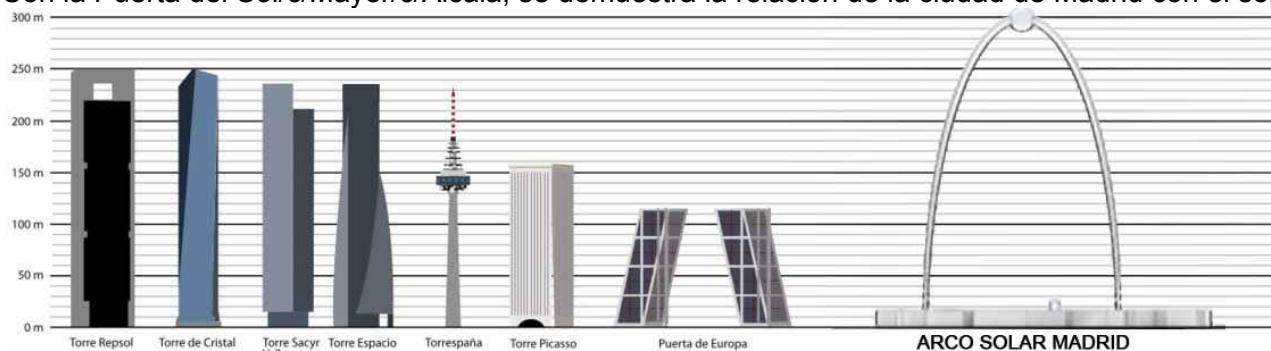
josep.adell@upm.es

1. RAZÓN

Madrid necesita una Puerta de España, para relanzar el turismo mundial a su capital y autonomías



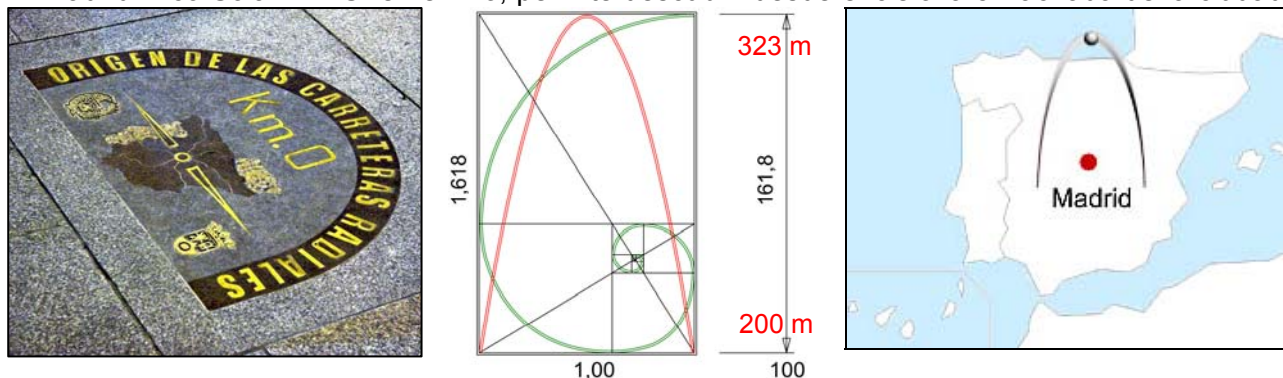
Con la Puerta del Sol/c/Mayor/c/Alcalá, se demuestra la relación de la ciudad de Madrid con el sol.



El Madrid Arco Solar consiste en un mirador sobre el casco histórico que funciona sólo con el sol.

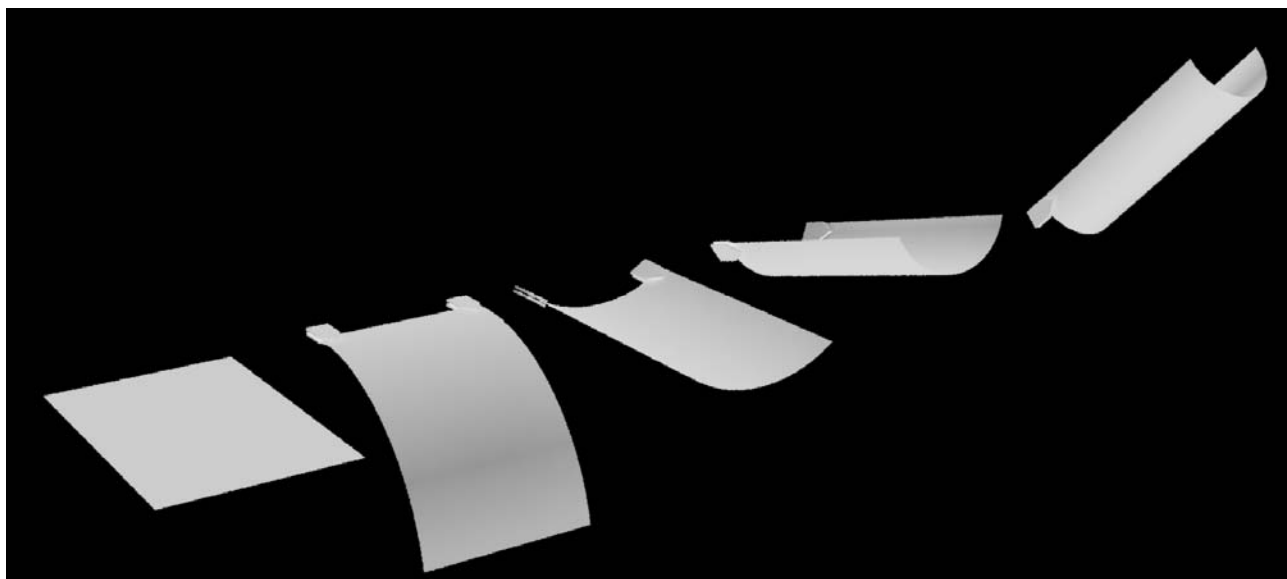


El Madrid Arco Solar "MAS" en el Río, permite descubrir desde el cielo la 5ª fachada de la ciudad.

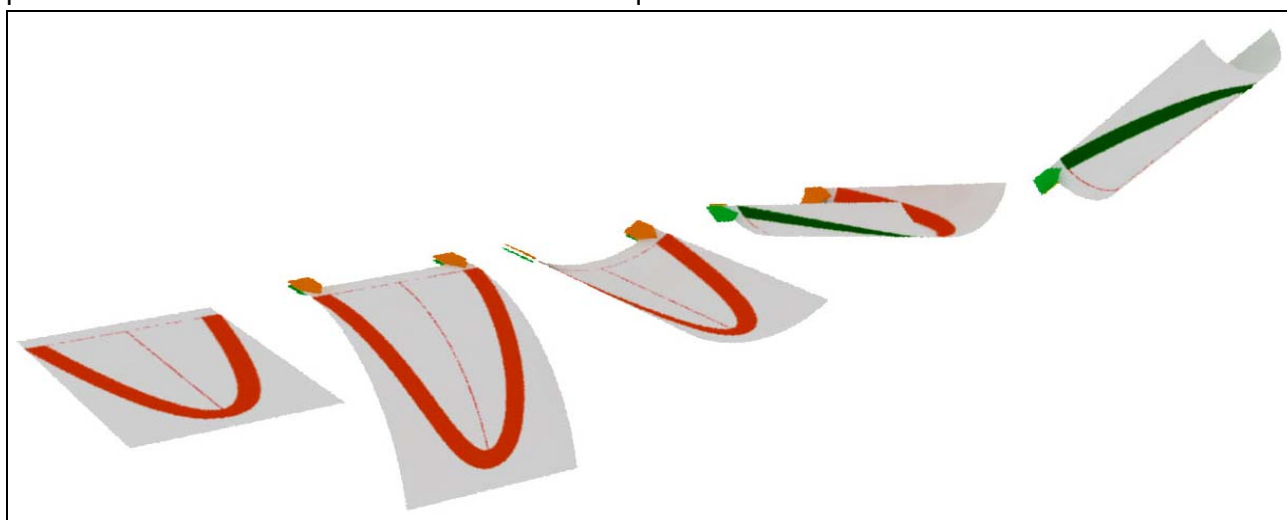


El "MAS" con sus 323m de altura y proporción áurea, atraerá hacia España y a sus Autonomías.

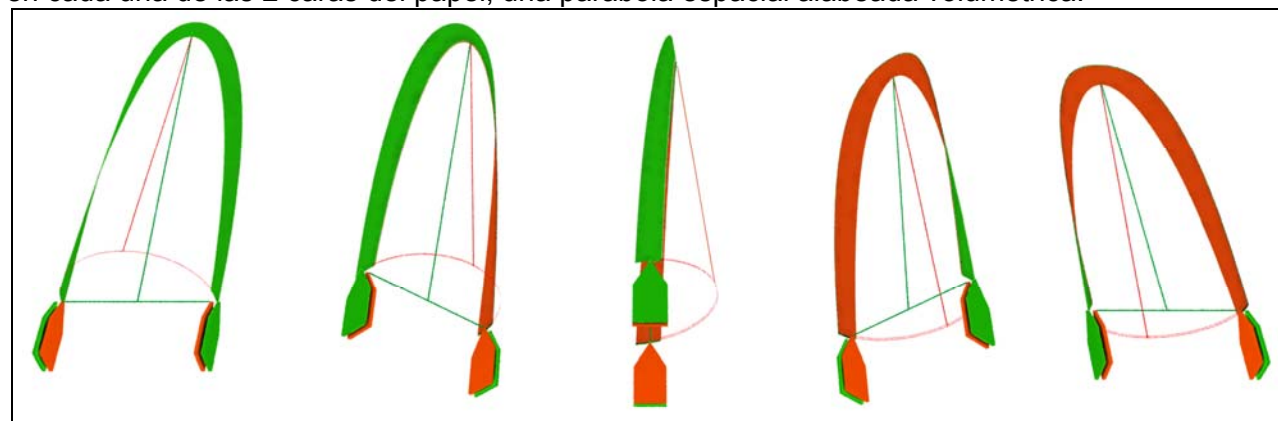
2. SER



Si partimos de un delgado papel dispuesto sobre una mesa y lo cogemos por un extremo con 2 dedos, veremos como se queda colgando por su otro lado dada su delgadez. Sin embargo, si se le ondula ligeramente con los dedos, se comprueba que adquiere una significativa rigidez que le permite incluso elevarse sobre los dedos hasta quedar vertical. Es una estructura laminar.

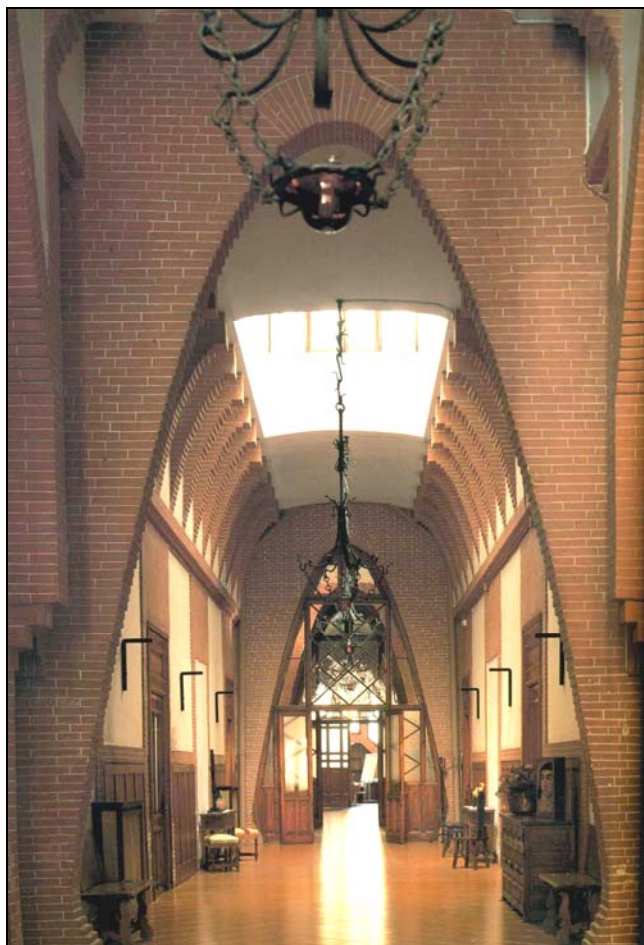


Dibujando un arco parabólico de proporción áurea por cada cara, al ondular el papel cogido con 2 dedos, veremos que adquiere la rigidez para levantarse y sujetarse verticalmente, generándose en cada una de las 2 caras del papel, una parábola espacial alabeada volumétrica.

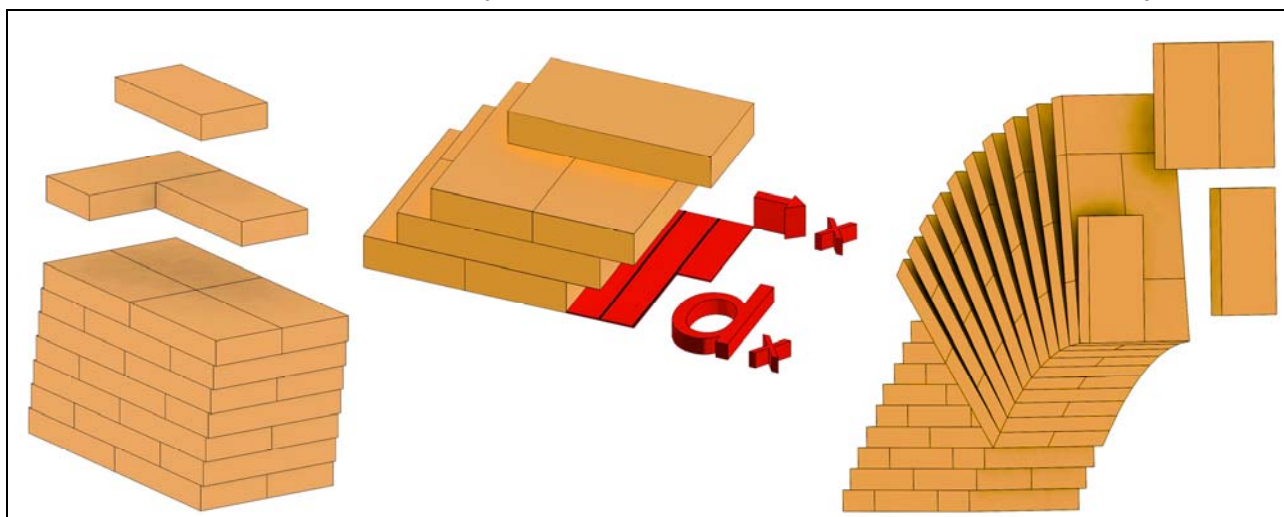


Sorprende que también ocurra con la parábola recortada, que al alabearla, adquiere gran rigidez con un mínimo grueso, lo que construido empleando acero y tensores, permitirá duplicar la altura de la estructura parabólica plana, empleando sólo la mitad de material postensado las dovelas.

3. TIPO



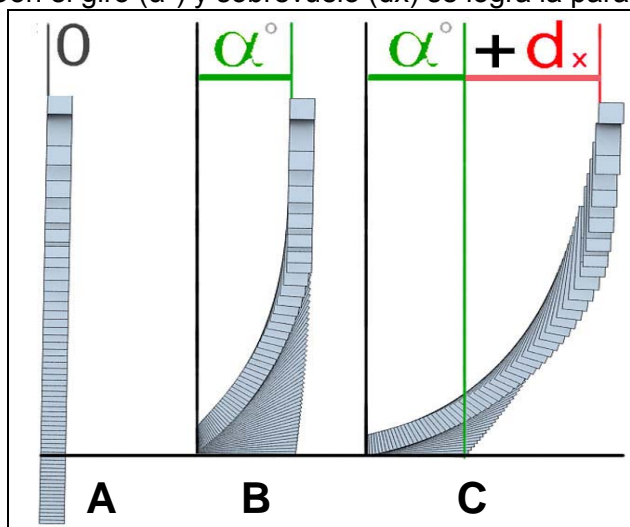
Gaudí, en el Colegio de las Teresianas en Barcelona (1888), logra levantar arcos parabólicos de ladrillo sin emplear cimbra, por el simple hecho de sobrevolar ligeramente unas hiladas sobre las otras en horizontal (X). Aunque sí haya que usarla para terminar la clave del arco aparejada.



Arco parabólico de ladrillo de 1 pie de grueso y 2' de ancho. Jamba del arranque del arco, con hiladas salidizas sobrevolando ligeramente unas sobre otras. Desplazamiento "X" en el plano del arco del voladizo de cada hilada respecto de la anterior. Aparejado de la clave del arco parabólico.

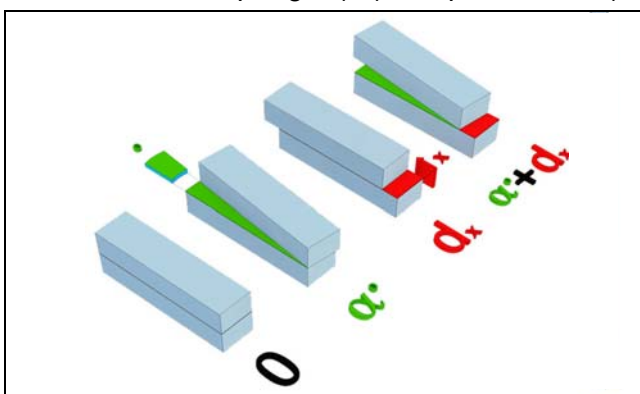
El tipo de arco parabólico a construir en el "MAS", de unos 323m de altura, sigue la técnica constructiva de Gaudí sobrevolando las hiladas sucesivas (dx) a lo que añadimos un pequeño giro (α°) entre dovelas consecutivas. Para economizar su prefabricación, todas las dovelas (excepto en la clave) serán iguales entre sí y del máximo tamaño transportable de forma estándar (12x3x3m).

Con el giro (α°) y sobrevuelo (dx) se logra la parábola volumétrica, empleando una misma dovela.

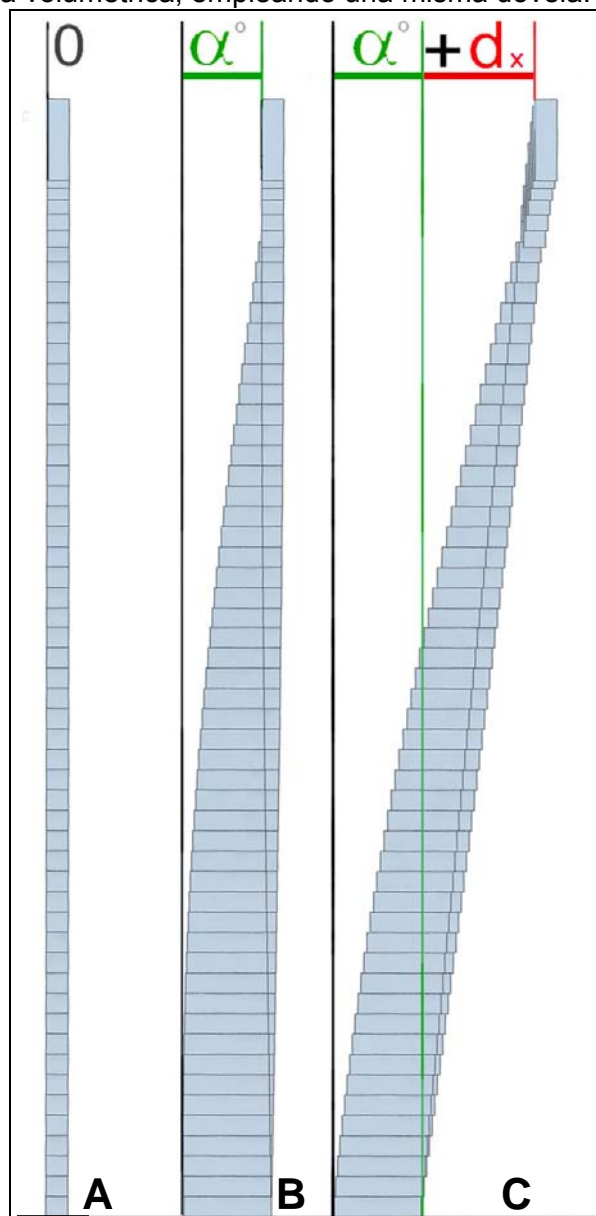


Planta de los Arcos parabólicos A, B, C.

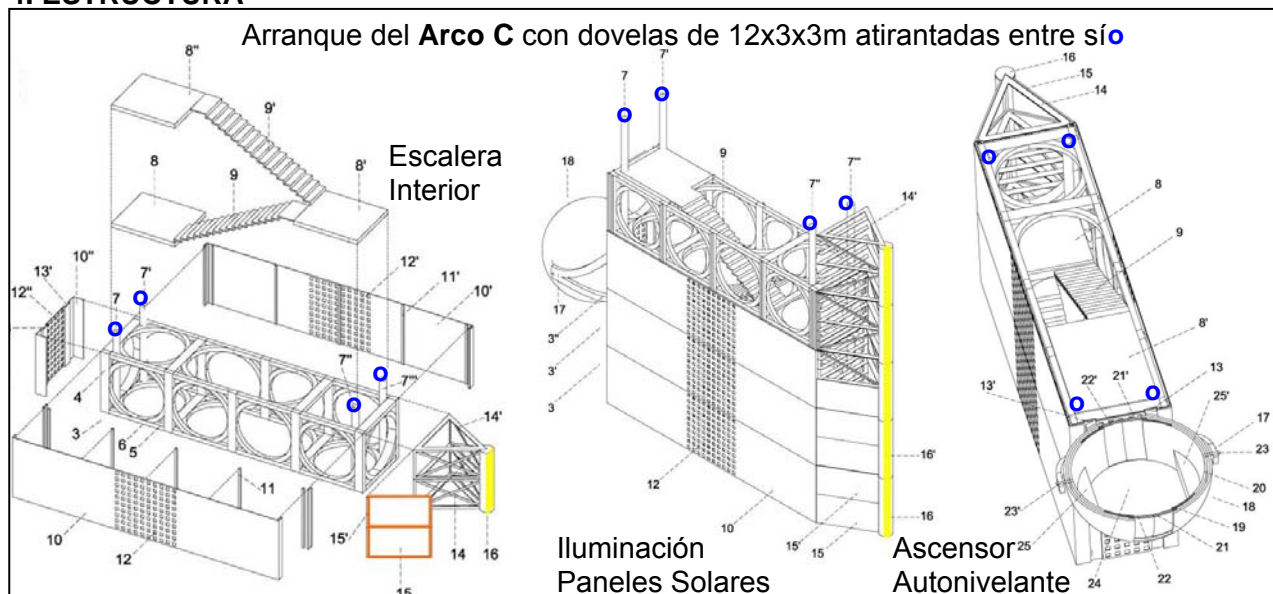
- A.** Arco con todas las dovelas en el mismo plano
- B.** Arco alabeado por el giro (α°) de sus dovelas.
- C.** Arco+alabeado por giro(α°)+desplazamiento(dx)



Descripción de los movimientos practicados en cada una de las dovelas del **Arco C** para que adquiriera la máxima inercia con una misma dovela.
 dx desplazamiento en "x" = perpendicular al arco.
 α° = giro de cada dovela en relación a la anterior.

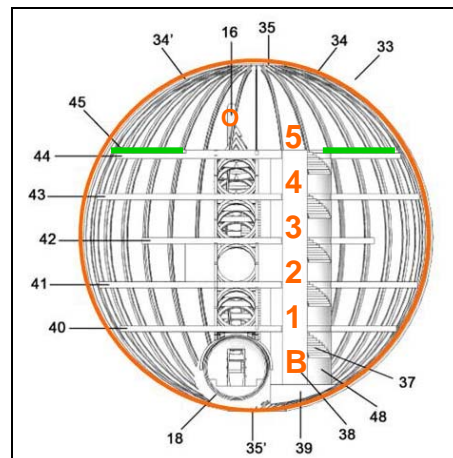
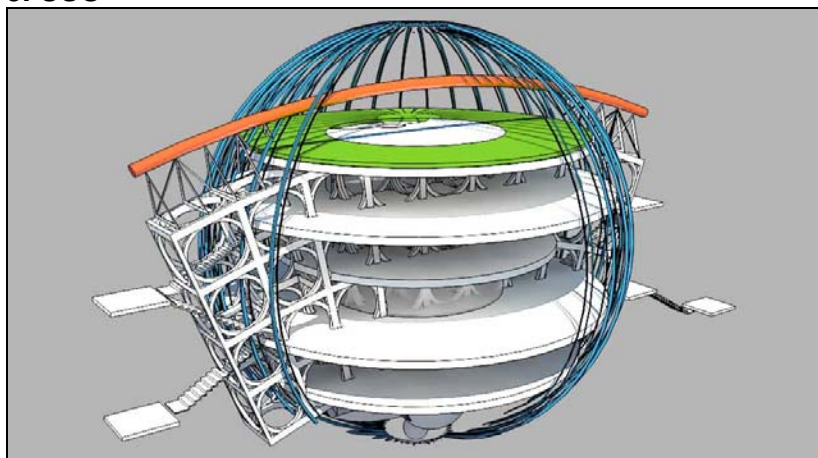


4. ESTRUCTURA



Grandes dovelas del Arco (12x3x3m), unidas y atirantadas entre sí. Escalera interior y envolvente continua de chapa con paneles fotovoltaicos en el perímetro exterior del arco para su iluminación nocturna. Ascensor autonivelante para 30 personas que constituye la noria del intradós del Arco.

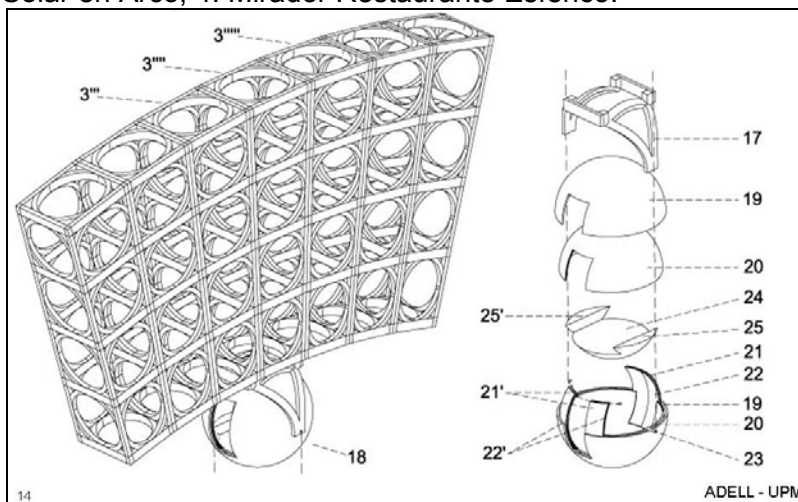
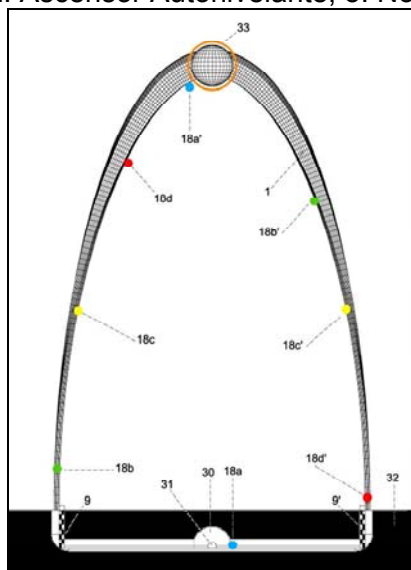
5. USO



B. Planta de Acceso por el nivel inferior; 1. Planta Madrid vista de su 5ª fachada; 2. Planta de las Autonomías reunidas en doble altura; 3. Servicios retranqueados; 4. Cafetería “Sol Español”; 5. Restaurante giratorio “El Cielo de Madrid”.

6. INVENCIONES

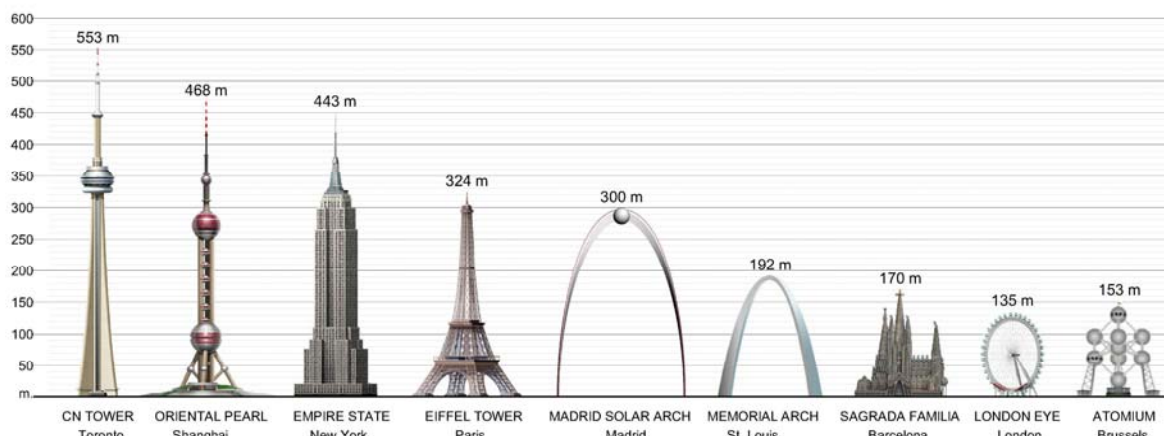
Para el desarrollo del “MAS” se han realizado 4 Patentes de Invención: 1. Arco Solar Alabeado; 2. Ascensor Autonivelante; 3. Noria Solar en Arco; 4. Mirador Restaurante Esférico.



Círculo de la noria cerrada bajo el terreno. Dovelas de la clave y ascensor autonivelante despiezado.

7. PRESUPUESTO

	Visitas Elevadas	Visitas Medias	Visitas Bajas	
TOTAL INGRESOS ARCO	138.024.000 €	71.172.000 €	46.555.200 €	
Margen beneficios	83.008.800 €	42.584.400 €	27.476.640 €	
Coste construcción	60.000.000 €			
Influencia ubicación en nº visitantes				
En el río				
Afluencia visitantes	80%			
Incremento costes ubicación	110%			
Total ingresos	110.419.200	56.937.600	37.244.160	€año
Margen beneficios	66.407.040	34.067.520	21.981.312	€/año
Amortización (Coste/Beneficios)	0.99	1.94	3.00	Años

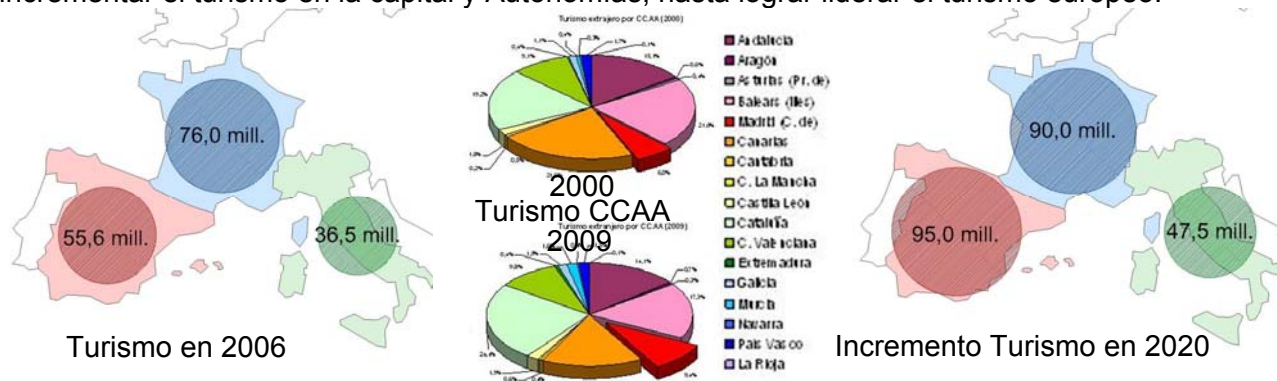


Comparación del Arco Solar con otros hitos internacionales similares y su evaluación económica.

	HORARIO	APERTURA	ENTRADA	VISITANTES	COSTE	AÑO
Torre Eiffel	9:30 23:45	365 días	13,10 € / 4,50 €	7 mill / año	~1'5 mill.\$ (2007)	1889
Empire State	8:00 2:00	365 días	\$20,00 / \$35,00	~3,5 mill / año	\$24,718,000	1931
CN Tower, Toronto	9:00 22:30	364 días	\$34.99 / \$27.99	~2 mill. / año	\$63 mill (300mill'98)	1975
London Eye	10:00 21:30	354 días	£17.95	~3,5 mill / año		2000
Shanghai Oriental Pearl			5,50 €			1995
Atomium	10:00 18:00	365 días	11 € / 22,40 €			1957
Sagrada Familia	9:00 18/20	365 días	12 € / 14 €	~2,5 mill / año		20...
Madrid Arco Solar	8:00 2:00	360 días	10 € / 15 €	3-7 mill/año	~60 mill €	2015

8. CONCLUSIÓN

La estructura de la parábola volumétrica del “MAS” es un hito estructural basado en la geometría. El Madrid Arco Solar “MAS”, pretende reubicar internacionalmente a Madrid como capital de España, constituyéndose en una atracción a visitar por los extranjeros y españoles, donde poder identificar las peculiaridades y valores de cada Autonomía del Estado. El objetivo es conseguir incrementar el turismo en la capital y Autonomías, hasta lograr liderar el turismo europeo.



9. BIBLIOGRAFÍA

Permanyer, L. 1998. *Antoni Gaudí*. Ed. Polígrafa. Barcelona.
 Torroja, Eduardo. 1957. *Razón y ser de los tipos estructurales*. CSIC. Madrid.
 Para elaborar el “MAS”, se han estudiado las distintas atalayas urbanas visitables del mundo.

LOS MUROS DE CARGA Y EL HORMIGÓN ARMADO

Muñoz i Soria, G*. *Universidad politécnica de Cataluña.*

Construcciones arquitectónicas II. Barcelona. España

RESUMEN:

En los años 30, la construcción europea empezaba a realizar un cambio. Países como Alemania, Suiza o Inglaterra, iniciaban un nuevo camino hacia la producción en serie. En cambio, en la España de principios de los 40, en gran parte debido a la Guerra Civil, la construcción seguía siendo fundamentalmente artesanal y se seguían utilizando tecnologías tradicionales de muros de carga de fábrica de ladrillo con soluciones autárquicas. Así pues a finales de los años 40, principios de los 50, la falta de materiales y el auge del hormigón armado en Europa provocaron la unión de dos tipos de materiales estructurales: la cerámica y el hormigón armado.

En esta comunicación se hablará de una época, los años 50, en la que aparecieron estructuras versátiles basadas en la mezcla de muros portantes de cerámica y estructuras porticadas de hormigón armado. De este modo surgió una nueva forma de construcción, que se basaba en la colocación de pilares, vigas, dinteles y uniones de hormigón armado, en lugares específicos para rigidizar la estructura frente a acciones horizontales, produciendo detalles constructivos especiales fuera de lo común.

El hormigón armado no solo produjo un cambio en la construcción sino que mejoró una de las técnicas más tradicionales de nuestro país. Solo así, conociendo las técnicas de nuestro pasado, llegaremos a saber cómo prosperar y podremos concluir soluciones adaptadas a nuestro tiempo actual.

Palabras clave: Muros, Hormigón armado, Años 50, España

MASONRY WALLS AND REINFORCED CONCRETE

ABSTRACT:

In the 30's, the European construction began to make a change. Countries such as Germany, Switzerland and England, initiated a new path to building production. In contrast, in Spain in the 40's, largely due to the Civil War, the building was still essentially handmade and traditional technologies still used masonry autarkic solutions. So in the late 40's, early 50's, the lack of materials and the concrete boom in Europe led to the union of two types of structural materials: ceramics and concrete.

This communication is about an era, the 50's, which appeared versatile structures based on the mixture between masonry walls and reinforced concrete structure. Because of this reason in Spain emerged a new form of construction, which was based on the placement in specific locations of columns, beams, lintels and concrete joints to stiffen the structure against horizontal actions, producing special construction details out of the ordinary.

The concrete was a change in construction but also improved one of the more traditional techniques of our country. Only then, knowing the techniques of our past, we will know how to conclude new solutions tailored to our times.

Key words: Walls, Reinforced concrete, 50s years, Spain.

* gemma.munoz@upc.edu

Introducción

Actualmente, las edificaciones con muros de carga de fábrica de ladrillo se limitan a viviendas unifamiliares. Pero cuando profundizamos en el campo de la rehabilitación en Cataluña, España, nos percatamos de que la mayoría de nuestras intervenciones consisten en esta solución constructiva.

De este modo, observando nuestro alrededor, encontramos un gran número de construcciones de fábrica resistente provenientes, en gran parte, de la época en que este material constituía el elemento fundamental de nuestra construcción, cuando el hormigón y el acero aún no habían experimentado la difusión actual como materiales estructurales principales.

La seguridad y estabilidad de tales construcciones constituye actualmente un motivo creciente de preocupación, especialmente ante acciones horizontales. Cuando nos introducimos en el estudio de la vivienda realizada en los años 50 en Cataluña, nos percatamos de la mezcla de materiales utilizados, y de sus progresos en el concepto estructural, obteniendo detalles constructivos de hormigón armado y cerámica, que mejoran el comportamiento de dichas construcciones frente a esfuerzos horizontales.

Es en esta línea de investigación donde tiene cabida el presente estudio, cuya finalidad consiste en explicar las tipologías edificatorias de la época y sus detalles constructivos, para que nos sirva de ayuda en el estudio de casos en rehabilitación y nos aporte ideas para futuras intervenciones en construcciones de muros de carga.

Antecedentes históricos

En los años 30 la construcción europea era fundamentalmente artesanal, pero ya existía una clara conciencia en la necesidad de conseguir la industrialización en el proceso de producción. Los países que, como Alemania, Suiza, Francia o Inglaterra, iniciaron en décadas anteriores su camino hacia la producción en serie de elementos, en 1937 habían conseguido racionalizar en gran medida la totalidad del proceso arquitectónico y, en algunos casos, incluso reducir sus costes en un 30% frente a la construcción artesanal por el ahorro efectuado en la encarecida mano de obra.

Además en estos países no solo los gobiernos sino también las propias empresas constructoras y productoras contaban con centros de experimentación que podían garantizar el progreso de la construcción con nuevos materiales, elementos estructurales y soluciones constructivas.

En cambio, en España, a principios de los años 40, en gran parte debido a la guerra civil, la construcción no solo seguía siendo fundamentalmente artesanal, sino que la falta de medios económicos y la mano de obra abundante y barata impidieron que se hiciera realidad el deseo de racionalizar científicamente el proceso arquitectónico.

Pero este contexto empezó a cambiar a principios de los años 50. En este periodo se produjo en España un aumento de la edificación debido principalmente al préstamo de los EEUU en el año 1951, al Pacto de Madrid en el 1953 y al Plan de estabilización del comercio exterior con el Programa de necesidades en el año 1959. Fue en esta época que en Cataluña se incrementó notablemente la producción de viviendas, causada además por una fuerte inmigración.

En la misma época, algunos especialistas intentaron tener un reencuentro con la cultura arquitectónica europea. En 1949, el trabajo presentado por Mitjans, Moragas, Tort, Sostres, Balcells y Perpinyà salió ganador del concurso “El problema de la vivienda económica en Barcelona”, convocado por el Colegio de Arquitectos de Cataluña y la Asamblea Nacional de Arquitectura.

En Madrid también aparecieron diferentes concursos que fomentaron el cambio en la arquitectura de la postguerra. A través de las propuestas del Concurso de Viviendas Experimentales realizado el año 1956, se pudo conocer hasta que punto había llegado la racionalización en la arquitectura española. En este concurso se observó un nuevo corriente arquitectónico, que insistió en mantener “los artesanales” muros de carga de fábrica de ladrillo, dado que en España aun era más económico este sistema por el bajo coste de la mano de obra y la necesidad de potenciar los materiales cerámicos en nuestra economía. Fue en él donde se experimentó con diversos tipos de muro: Oíxa, Fisac y Cassinello plantearon el arriostramiento transversal en el interior de las viviendas, liberando totalmente las fachadas de su función portante. En cambio Cubullo y Romay mantuvieron en gran parte tramos de fábrica estructural en la fachada.

Así pues es en esta década donde se constata un claro punto de inflexión referente a la utilización de los tipos tradicionales en el esquema estructural de los edificios, donde se adopta la disposición de muros de carga transversales a las fachadas. Este hecho coincide cronológicamente con un ambiente general más abierto a la aceptación de los principios de la arquitectura moderna, que comportaban como consecuencia más inmediata una mejor aceptación hacia las obras que se estaban llevando a cabo en otros países.

Y fue en esta época donde además de implantar un nuevo corriente arquitectónico, se estableció una nueva forma estructural y constructiva en las edificaciones de fábrica de ladrillo. El hormigón armado muy utilizado en toda Europa desde principios de siglo, se había implantado sobretodo en la época de entreguerras. Se utilizaba para la mayor parte de construcciones, aumentando la estabilidad de este tipo de estructuras frente a las acciones horizontales.

En los años de reconstrucción, los años 40, se fue implantando moderadamente en todo tipo de construcciones, alcanzando gran popularidad en la década de los 50. No solo se realizaban estructuras de hormigón armado, sino que las estructuras de fábrica de ladrillo se mezclaban con pórticos para aumentar la rigidez del conjunto edificatorio. Fue así como en Cataluña, se establecieron unas características básicas en las construcciones de muros de carga que persistieron durante más de dos décadas.

Las estructuras de hormigón armado y los muros de carga

Antes de empezar a describir esta combinación de materiales, es necesario recordar las tradicionales estructuras de muros de carga. La superposición de forjados simplemente apoyados sobre muros, fue el primer diseño realizado en la construcción de muros de carga. La construcción de la ciudad amurallada y las primeras edificaciones del Ensanche de Barcelona, fueron realizadas por este método, construyéndose forjados de viguetas metálicas o de madera isostáticas, bajo la inexistencia de zunchos de atado, ni continuidad entre forjados.

Este sistema conlleva varias limitaciones pero en especial dos remarcables. La primera, la falta de continuidad entre apoyos hace que este sistema sea muy vulnerable ante acciones fortuitas que pueden generar tensiones verticales o esfuerzos cortantes en la conexión; la segunda y principal limitación, es la escasa resistencia a cargas laterales, que deben ser resistidas por flexión normal al plano de los muros, siendo éste plano el más desfavorecido debido al poco espesor de estos.

Así pues, debido a las carencias de este tipo de soluciones, hubo un grupo de arquitectos que cambió la construcción en la cerámica. Así pues procedemos a enumerar sus características, que hicieron tan especial esta década:

a) Muros y forjados en forma cajón

Una configuración ideal para el diseño de muros de carga es un sistema tipo cajón tridimensional. El forjado se apoya en las dos direcciones con lo que su rigidez y resistencia ante cargas laterales aumentan notablemente. La ventaja más importante es que existen elementos verticales en las dos direcciones ortogonales, de esta forma las fuerzas laterales en una dirección cualquiera son resistidas por los muros mediante fuerzas en su plano. Este cajón tridimensional requiere que el

forjado forme un diafragma horizontal lo suficientemente rígido, a fin de resistir las solicitaciones en su plano, de manera que estas se puedan transmitir a los muros. Las conexiones forjado-muro deben ser capaces de resistir la fuerza cortante y en estructuras de altura notable, las tracciones generadas por los momentos de vuelco debido a las cargas laterales.

A través de estos muros que conformaban espacio y estructura se llegaron a alzar edificios de gran altura. Se introdujo un nuevo concepto de sistema de núcleos, formando cajones estables. Se dieron soluciones óptimas al problema de la estabilidad: concentrar los muros interiores – habitualmente de 0,15 – en unos machones de grueso importante – 0,30 – y le dará formas mucho más estables que las del muro lineal. Estos machones adoptaban formas de planta en L o en U, lo que implicaba un aumento considerable del momento de inercia y la posibilidad, por tanto, de resistir esfuerzos a flexión.



Figura 2. Edificio calle Lepanto. Arquitecto Lluís Nadal

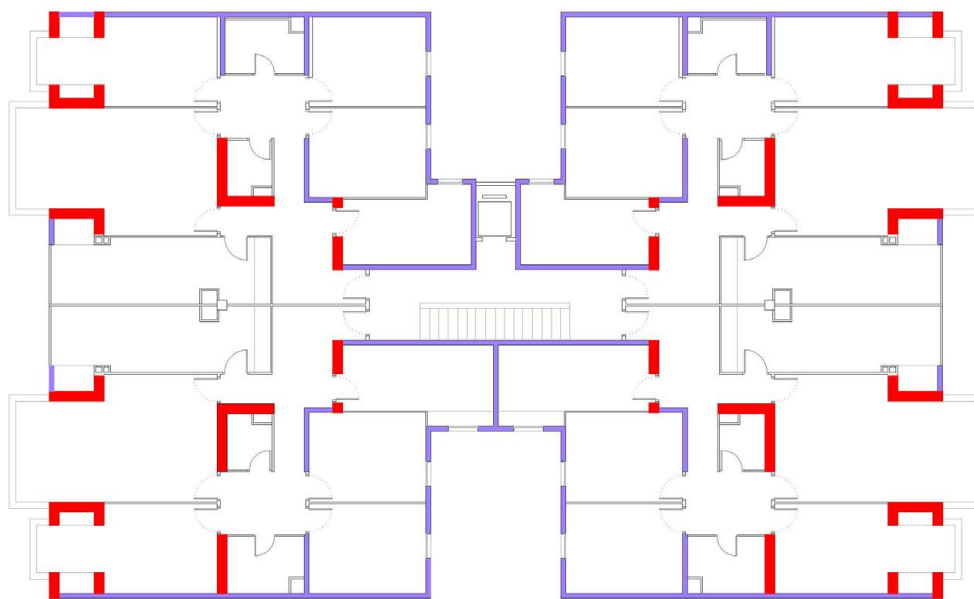


Figura 3. Esquema planta edificio calle Lepanto. Arquitecto Lluís Nadal

b) Sistema de forjados mixtos y dobles muros

La disposición doble de muros transversales está conformada por muros de carga paralelos a sus dos ejes principales, exceptuando los muros fachada a fin de permitir ventajas arquitectónicas en lo referente a la iluminación natural

c) Mezcla de pórtico de hormigón con paredes de carga

Colocación de pilares rígidos en la estructura, mezclando la fábrica de ladrillo resistente con otros tipos de estructura: acero u hormigón. A partir de ciertas dimensiones en planta, se colocaban pilares para rigidizar la estructura. A principios de los años 50 los pilares eran de hormigón armado, pero hacia los 70, cuando disminuyó el coste del acero, también se utilizaron pilares metálicos. Este hecho es muy importante, dado que se observa generalizadamente en varios autores. En algunos casos excepcionales la mitad del edificio se realizaba con paredes de carga y la otra mitad con estructura porticada. Esta técnica para rigidizar se conseguía colocando pilares metálicos o de hormigón armado en fachada o en patios interiores, y en algunos casos en ambos lados.



Figura 5. Esquema planta tipo del edificio situado en c/ Mallorca 94-98 de Antoni de Moragas

d) Plantas inferiores con estructura porticada de hormigón armado

Planta Sótano y Planta Baja con estructura porticada de hormigón armado para liberar la planta y poder situar las zonas comerciales o garajes en ellas. En ciertas zonas, algunos de estos pórticos se alargaban hasta las últimas plantas y formaban los anteriores pórticos rigidizadores.



Figura 6. Detalle estructura hormigón armado en Planta Baja en edificio La Vinya de Lluís Nadal

- e) Balcón de losa de hormigón armada in situ de 10cm de grueso unido al forjado

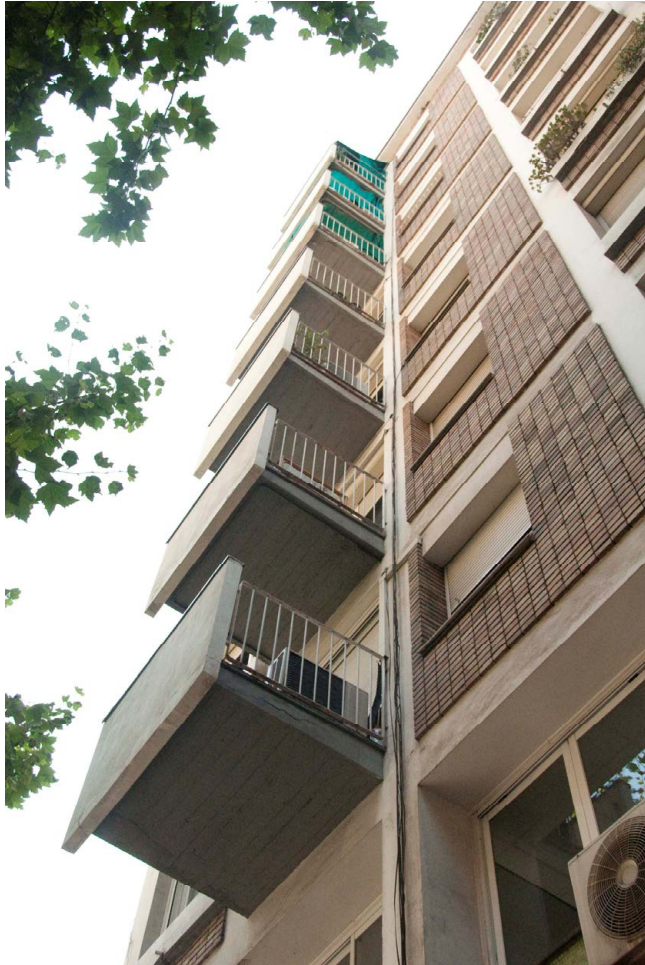


Figura 7. Balcones edificio situado en c/ Mallorca 94 de Antoni de Moragas

- f) Escalera de hormigón armado, ligada a las paredes de carga del núcleo central de comunicación.



Figura 8. Escalera comunitaria central Casa Osio de Antoni de Moragas

g.) Zuncho de atado bajo forjado

Generalmente el zuncho de atado de hormigón armado se colocaba por debajo del forjado unidireccional. Con la aparición de las normativas a finales de los años 60 aparecen ubicados a la misma altura del forjado.

h.) Los dinteles mayoritariamente también estaban realizados de hormigón armado y a veces el zuncho de atado y el dintel eran el mismo elemento.

Estos parámetros comunes en los arquitectos objeto de estudio fueron básicos para una construcción adecuada a esta técnica. Además para ellos el diseño interior fue muy importante, juntando técnica y diseño al mismo tiempo. La arquitectura es estructura y la estructura forma la arquitectura.

Las distribuciones estaban pensadas para resolver estructuras sencillas a la vez que el diseño interior de la vivienda, obteniendo luces no mayores de 5 metros y compensadas entre ellas.

El diagrama estructural no tenía momentos descompensados provocando una amortización de la estructura. La estructura no se imponía, si no que ayudaba a distribuir.

CONCLUSIONES

En un edificio la estructura determina unas dimensiones y da una escala, provee el orden y establece las principales proporciones. Define la forma básica de los espacios determinando la posibilidad de modificar o transformar diacrónicamente sus funciones. Dicho de otra forma, un buen proyecto arquitectónico ha de compaginar la definición espacial y la estructural desde el primer momento.

Las soluciones observadas anteriormente daban solución a esta mezcla de arquitectura y estructura y además nos enseñan nuevas soluciones constructivas de las estructuras de fábrica de ladrillo de nuestro país. Fue una época de estudio e indagación de nuevos materiales a la vez que de tradición a la construcción de nuestro país.

De este modo, aspectos fundamentales como la distribución de la carga horizontal entre las distintas paredes que forman la estructura del modelo y la contribución de cada una de ellas a la resistencia última del edificio, es básico para el buen funcionamiento del conjunto del edificio. Por este motivo, es necesario plantearse nuevos experimentos con modelos de edificio a escala reducida con estructura de muros de carga de obra de fábrica, cuya geometría y procedimiento de ensayo permitan estudiar los aspectos señalados anteriormente.

BIBLIOGRAFÍA

- Bohigas, O. 1951. "Posibilidades de una arquitectura barcelonesa". Destino, Barcelona.
 Coderch. J. A. 1962. "No son genios lo que necesitamos ahora". Arquitectura nº 38, Madrid.
 Domènech. Ll. 1970. "Arquitecturas marginadas en Catalunya". Cuadernos suma nueva visión.
 Moragas A. 1961. "Els deu anys del Grup R d'arquitectura". Serra d'Or, Barcelona
 Piñon H. 1977. "Nacionalisme i modernitat en l'arquitectura catalana contemporànea".

ESTRUCTURAS DE GRANDES LUCES EN EL PROYECTO MODERNO DEL ESPACIO PÚBLICO.

Clemente Magro, Roberto^{1.*}

(1) *Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, Departamento de Construcción; España*

RESUMEN:

Para comprender en profundidad el papel del Movimiento Moderno en la Arquitectura del siglo XX, resulta crucial recordar el interés que los arquitectos representantes de aquél prestan al desarrollo de la técnica y, en concreto, a los avances conseguidos en el campo de las estructuras de edificación. La posibilidad del empleo habitual de materiales recientemente creados como el hormigón armado y ciertos plásticos, unida al perfecto dominio del acero, constituye un fundamento esencial para plantear nuevos espacios arquitectónicos.

Así, es enormemente representativa la pieza que Mies Van der Rohe proyecta entre 1953 y 1954 para el consejo de planificación del South Side de Chicago. El maestro propone una cubierta monumental conformada por un entramado bidireccional de vigas en celosía salvando grandes luces sin apoyos intermedios (219,40m.). La megaestructura de cubrición, dispuesta sobre un espacio público continuo con la cota +0.00, procede de extrapolar modelos estructurales proyectados con perfiles de acero que el Arquitecto ensayó anteriormente.

La rotundidad formal y el potente sistema estructural del Convention Hall influenciaron el desarrollo de obras de arquitectos de reconocido prestigio por todo el mundo. Es reseñable el profundo seguimiento que de esta obra hace Francisco Javier Sáenz de Oíza. El resultado del aprendizaje conseguido por Oíza se manifiesta en el proyecto de la Capilla del Camino de Santiago, elaborado en coautoría con Romaní y Oteiza.

Palabras clave: Mies, vigas, acero, megaestructura, Oíza.

LARGE DIMENSION STRUCTURES IN MODERN PROJECTS FOR PUBLIC SPACES.

ABSTRACT:

In order to understand deeply the role that Modern Movement plays inside the Architecture of XXth century, it's crucial to remember the interest paid for Modern Movement's architects to developments in techniques, and to the advances achieved in the field of structures used in buildings. The possibility of using every day recently created materials such as reinforced concrete and certain plastics, joined to the perfect management of steel, constitutes an essential basis to plan new architectural spaces.

Thus, the building projected by Mies Van der Rohe on 1953-1954 for the planning council of Chicago's South Side proves to be enormously representative. The master proposes a monumental roof, built with a double family of triangular beams, which reaches great distances (219,40m.) without using supports inside the covered space. The mega-structure of Convention Hall is used for covering a public space that extends at the level of soil, and comes from some structural models planned with steel profiles that were used by the Architect before.

Convention Hall's formal clearness and its powerful structural system had a great influence on the development of famous architects' works all over the world. Francisco Javier Sáenz de Oíza paid deep attention to Convention Hall's project. The result of the apprenticeship aimed by Oíza is showed in the project for a Chapel in Santiago's Path that the architect made with Romaní and Oteiza.

Key words: Mies, beams, steel, mega-structure, Oíza.

* estudio.rcm@gmail.com

1. Introducción

Para satisfacer el objetivo de comprender en profundidad el papel del Movimiento Moderno en la Arquitectura del siglo XX, resulta crucial recordar el tremendo interés que los arquitectos más representativos de aquél demuestran en lo referente al desarrollo de los diferentes campos de la técnica. Durante la primera mitad del pasado siglo el ser humano consiguió llevar a cabo, con notable éxito, un alto número de éxitos en varios niveles de la producción industrial que derivaron en una continua eclosión de patentes e invenciones; así como en la democratización, en los países tradicionalmente inscritos dentro del "mundo occidental", de avances técnicos de enorme importancia.

La producción en cadena del automóvil iniciada en Estados Unidos gracias a la potentísima industria que comienza a emerger en este país, constituye el pistoletazo de salida que implica la veloz evolución de otros sectores vinculados, en mayor o menor medida, a la inversión en el transporte de pasajeros. Del mismo modo, las empresas encargadas de producir medios de locomoción a gran escala consiguieron trasvasar y adaptar una gran parte de los logros técnicos que habían sido puestos en práctica, en un alto número de ocasiones en grado experimental, como consecuencia de las demandas militares exigidas por las dos grandes Guerras Mundiales.

La generalización del aprendizaje mecánico y constructivo conseguidos en la realización de carros, barcos y aviones de combate; así como en la creación de ingenios radiofónicos que revolucionaron el mundo de las telecomunicaciones, propugnaron la fabricación en serie y a nivel internacional de bienes de consumo cuyo colofón habría de consistir en la implementación de electrodomésticos en las viviendas de la clase media norteamericana hacia mediados de los años cincuenta.



IMÁGENES INTERIORES DE "LA CASA DEL FUTURO"; DISEÑADA POR ALISON Y PETER SMITHSON EN 1955-56

El paradigma de la industrialización y la mecanización aplicadas al ámbito residencial lo representa el genial ingeniero e inventor estadounidense Buckminster Fuller. El extenso repertorio de patentes industriales generadas por este incansable creador tiene su reflejo en la arquitectura a través de la vivienda "*Dymaxion House*". El ímpetu innovador que caracteriza a Fuller, así como su afán por trasladar a la arquitectura los avances técnicos de los que hace gala la producción industrial en Estados Unidos, traspasa fronteras y alcanza a Europa. El viejo continente había albergado, ya durante los años treinta del siglo XX, a sobresalientes arquitectos completamente imbuidos de esa

necesidad de industrializar ciertos procesos de construcción. Le Corbusier y Mies Van der Rohe son los más claros exponentes europeos de esta voluntad técnica que permite afrontar el proyecto y la ejecución de las grandes obras del Movimiento Moderno.

2. Las estructuras metálicas de grandes luces en la construcción estadounidense de mediados del siglo XX.

Llegados a este punto, resulta conveniente eludir planteamientos reduccionistas de carácter formal y estilístico al modo de los expuestos por Philip Johnson y Henry-Russell Hitchcock en su exposición sobre el “Estilo Internacional” en Arquitectura, celebrada en el M.O.M.A. de New York en 1934. A los efectos de la presente exposición, trataremos exclusivamente los aspectos constructivos y estructurales de la Arquitectura Moderna; entendida esta como la que engloba a las obras que incorporan, durante los últimos cincuenta años del siglo XX, sistemas estructurales novedosos y vinculados a los avances conseguidos en los diversos procesos de construcción y montaje industrial.

En el marco descrito, cabe destacar que la posibilidad de empleo versátil de materiales recientemente experimentados como el hormigón armado y ciertos plásticos; al tiempo que el perfecto dominio del acero, constituyen una base de conocimiento esencial para el desarrollo de nuevos espacios arquitectónicos.



PABELLÓN DE INTERCAMBIO COMERCIAL DE LA EXPOSICIÓN NACIONAL DE SUIZA EN LAUSSANE (1964) DE HEINZ HOSSDORF; COMO PIEZA ARQUITECTÓNICA EN LA QUE SE EMPLEA POR PRIMERA VEZ UN PLÁSTICO (POLIÉSTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO) PARA CONFORMAR UNA ESTRUCTURA LAMINAR PRETENSADA.

Habida cuenta de que los procedimientos de industrialización aplicados a la producción de materiales de construcción durante la segunda mitad del siglo XX alcanzan una mayor eficacia en la manipulación de metales, el presente texto centrará su análisis en aquellas obras de Arquitectura e Ingeniería que hacen uso de perfiles y elementos prefabricados contruidos con acero estructural.

Con el objetivo de contar con una visión precisa del marco en que se desarrolló la ejecución de grandes estructuras metálicas para su empleo como esqueletos constituyentes de las principales obras de la Arquitectura Moderna, se hace preciso recuperar la figura de Konrad Wachsmann como arquitecto norteamericano netamente vinculado a la prefabricación industrial. Este arquitecto contaba, hacia los años sesenta del pasado siglo, con una dilatada experiencia en el diseño de estructuras estéreas de grandes luces conformadas por perfiles de acero y proyectadas para

constituir las cubiertas de enormes hangares de aviación. Wachsmann, autor de varias patentes de prefabricación (entre las que se encuentra la destinada a “General Panel Corp”, desarrollada en colaboración con Walter Gropius), se especializa en la definición de estas macro-cubiertas tridimensionales empleando para su ejecución perfiles tubulares de acero unidos entre sí por medio de la inclusión de nudos metálicos que posibilitan el encuentro de varias barras que ocupan diferentes posiciones en el espacio.

Mies Van der Rohe y Honrad Wachsmann son arquitectos coetáneos (Mies proyecta el Convention Hall durante los años 1953-1954; mientras que Wachsmann realiza sus proyectos de cubiertas para hangares durante el primer lustro de los años cincuenta, tal y como ilustra el número 55, de septiembre de 1954, de la revista “*L’Architecture d’aujourd’hui*”) y coincidentes en la localización geográfica de sus obras; ambos trabajan durante la década de los cincuenta en los Estados Unidos. El conocimiento mutuo, personal o indirecto, entre ambos arquitectos es incuestionable; y es el posible origen de la correspondencia existente entre las estructuras que plantean ambos profesionales en sus realizaciones y proyectos.

Ambos arquitectos son buenos conocedores de la cubierta proyectada y construida por Albert Kahn en 1937 para los hangares Glenn Martin Middle River en Maryland, Estados Unidos. En esta obra Kahn emplea un sistema unidireccional de pórticos paralelos entre sí que, gracias a la incorporación de vigas en celosía con notable canto constante, consigue cubrir una superficie de 91 x 137 metros sin necesidad de incluir pilares intermedios.

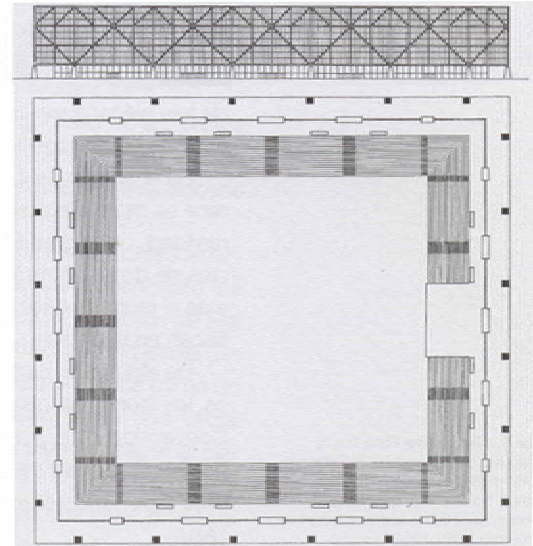
Wachsmann emplea el esquema estructural triangulado para configurar sus piezas como mecanos que admiten crecimiento continuo e indiferenciado. Sus estructuras constituyen, de esta forma, objetos inacabados, organismos abiertos; materializan un proceso de ejecución que puede originar elementos constructivos de muy distinta índole.

El funcionamiento de estas piezas estructurales de Wachsmann como elementos tridimensionales que superan las limitaciones de dimensiones libres de pilares impuestas por la bidimensionalidad de las estructuras porticadas es, junto a la triangulación completa que caracteriza a la posición de las barras dentro de la geometría de la cubierta, el aspecto principal que Mies consigue reinterpretar para la configuración de la cubierta del Convention Hall. Mientras que las cubiertas de hangares de Wachsmann se configuran como verdaderas “planchas” estéreas apoyadas sobre pilares tridimensionales interiores al perímetro de la pieza, funcionando con un trabajo estructural similar al de losas apoyadas sobre pilares internos que dejan su perímetro en voladizo; el esquema empleado por Mies para el Convention Hall se revela como una “losa – emparrillado” en la que la disposición homogénea de soportes en el perímetro posibilita la definición de una estructura de idénticas luces en todas las direcciones en las que se hallan sus perfiles constituyentes. Esta isotropía tridimensional es absolutamente coherente tanto con la concepción de Mies de cubrir un espacio indiferenciado, capaz de albergar multitud de usos diversos; como con el carácter regular y homogéneo que define al trabajo estructural de la totalidad de la cubierta.

3. El proyecto de Mies Van der Rohe para el Convention Hall de Chicago.

En la línea de investigación definida, se revela enormemente representativa la pieza que Mies Van der Rohe proyecta, sin lograr su materialización, durante los años 1953 y 1954 para el consejo de

planificación del South Side de Chicago. El maestro alemán decide proponer una cubierta monumental sobre un espacio público tendido directamente sobre el terreno; de manera que la megaestructura que conforma la cubrición procede de una extrapolación de modelos estructurales adintelados, y proyectados con perfiles de acero, ya ensayados por el Arquitecto en obras anteriores (en concreto, sobre la casa de 50x50 pies que Mies elabora en el período 1950-51).



CONVENTION HALL DE MIES VAN DER ROHE. CHICAGO. 1954.

Cabe recordar que el empleo de estructura metálica adintelada en esta obra de Mies no es casual: simultáneamente al proyecto del Convention Hall, el arquitecto alemán se hallaba ejecutando el Crown Hall. Del mismo modo, la utilización de un entramado bidireccional de vigas en celosía de grandes luces (219,40m. salvados sin apoyos intermedios) ejecutadas con perfiles de acero, así como la ubicación de la totalidad de los pilares de la estructura en el perímetro del volumen con el objetivo de conseguir un espacio interior absolutamente diáfano; permiten considerar al Convention Hall como una verdadera evolución formal, conceptual y dimensional de los preceptos que definen al Crown Hall.

La interpretación que elabora Mies de la obra de Albert Kahn redunda en la constitución de verdadera arquitectura: a van der Rohe le interesa la esencialidad de la estructura, la proporción, la cualidad espacial que lleva implícita un determinado sistema estructural. De esta libertad interpretativa, deriva la extrapolación bidireccional que Mies extiende a la cubierta del Convention Hall, partiendo del modelo estructural triangulado de Kahn. La isotropía que el maestro alemán proyecta para el espacio interior del Convention Hall ha de tener su reflejo directo en la homogeneidad de funcionamiento de la estructura que lo cubre. De esta manera, Mies elabora una pieza que desarrolla un avance notable sobre la estructura de Glenn Martin Middle River; habiéndola estudiado previamente con intensidad tal y como atestigua la utilización de la fotografía del interior de los hangares de Kahn en la propuesta que Mies elabora para una Sala de Conciertos entre 1941 y 1942.

En lo que respecta a la idoneidad de la solución estructural planteada por Mies para resolver la grandiosa cubierta del Convention Hall, resulta imprescindible señalar que su eficacia es notabilísima. Se debe recordar que la magnífica pieza salva una luz, libre de apoyos intermedios, de más de

doscientos metros: y ello, empleando un emparrillado conformado por una doble familia de vigas trianguladas, dispuestas ortogonalmente entre sí y dotadas de un canto homogéneo de 9,14m. Considerando que, como resultado de la necesidad de contar con una esbeltez razonable, una viga biapoyada en celosía que salve tal dimensión debería presentar un canto de entre 15 y 20m.; se evidencia que la inclusión de un sistema resistente de funcionamiento bidireccional similar al de una losa posibilita solventar el problema de la flexión de la cubierta con un espesor tremendamente controlado.

De esta manera, los momentos positivos que afectarían a una viga biapoyada con las luces descritas se ven reducidos hasta prácticamente la mitad de su valor, en caso de que dicha viga forme parte de un entramado estructural bidireccional como el que constituye la cubierta del Convention Hall.

La condición anterior consigue ofrecer la máxima garantía de trabajo estructural óptimo en caso de que el emparrillado descrito disponga sus apoyos homogéneamente repartidos en su perímetro. Y es esa la solución precisa que Mies adopta en el Convention Hall. El soporte completo de la grandiosa cubierta sobre los idénticos veinticuatro pilares perimetrales provoca las condiciones de apoyo más favorables para que los esfuerzos que actúen sobre el emparrillado homogéneo triangulado cuenten con valores similares en áreas equidistantes de su superficie; igualándose las solicitaciones que afectan a las mismas familias de perfiles de la estructura. Pese a que la disposición de las dos familias de vigas trianguladas en paralelo a sendos bordes de la cubierta no sigue las trayectorias de los momentos principales que se producen en el emparrillado, Mies limita la deformación que sufren los nervios-viga del emparrillado por medio del empleo de una geometría cuadrada en planta. Con ella, se elude la aparición de una segura deformación cilíndrica que afectaría a las vigas más largas del emparrillado de cubierta en el caso de que esta presentara una geometría rectangular con uno de sus lados considerablemente mayor a su ortogonal.

En adición a lo anterior, la configuración arbórea que Mies realiza para los pilares del Convention Hall resulta tremendamente beneficiosa para el trabajo estructural de la cubierta. Gracias a la ramificación ascendente de dichos soportes se consigue que la totalidad de los nervios-celosía que conforman el emparrillado de la cubierta cuenten con apoyos en sus extremos. Con esta acertada disposición, se logra generar en estos extremos unos momentos de empotramiento que suavizan el enorme valor que alcanzan los momentos positivos en el centro de los vanos de las vigas que componen las dos direcciones del emparrillado.

El carácter absolutamente apropiado que conlleva la definición de una estructura homogénea bidireccional para resolver la cubrición del interior del Convention Hall se manifiesta, en otro sentido, en el eficaz control de los momentos torsores que pudieran surgir en un elemento unidireccional aislado salvando luces de tal envergadura y contando con una esbeltez similar a las de las vigas de la cubierta de Mies. El hecho de proyectar dos familias de vigas trianguladas ortogonales entre sí posibilita el arriostramiento mutuo de la totalidad de las piezas, permitiendo que las vigas que componen el emparrillado de cubierta trabajen eficazmente a flexión; así como posibilitando la absorción solvente de los momentos torsores que, indefectiblemente, afectan a los nudos de la estructura. Del mismo modo, la definida ortogonalidad existente entre las vigas de la cubierta consigue disipar los esfuerzos horizontales generados por la acción del viento sobre las distintas fachadas del volumen edificado.

4. Estructuras metálicas de grandes luces en obras de Arquitectura Moderna española durante la segunda mitad del siglo XX. Influencia del Convention Hall de Chicago.

La rotundidad formal del Convention Hall, unida a su potente sistema estructural, influyen en el desarrollo de obras de arquitectos de reconocido prestigio en otros lugares del mundo. Entre los arquitectos españoles que representan el desarrollo de la Arquitectura Moderna a partir de 1950, es reseñable el profundo seguimiento que de esta obra de Mies hace Francisco Javier Sáenz de Oíza. El resultado del aprendizaje logrado por Oíza tiene su manifestación en el proyecto de la Capilla del Camino de Santiago, elaborado en 1954 en coautoría con José L. Romaní y el escultor Jorge Oteiza.

Pese a que el proyecto de la Capilla incorpora multitud de facetas resultado tanto de la colaboración con Oteiza y Romaní, como del influjo que ejercen sobre Oíza otros arquitectos e ingenieros (desde Utzon, Breuer y Le Corbusier; hasta Le Ricolais y Nervi); se hace especialmente patente la deuda que esta propuesta no construida mantiene con el Convention Hall de Mies. La cubierta de la Capilla del Camino de Santiago se configura como una estructura tridimensional, construida con perfiles metálicos, y soportada sobre pilares dispuestos, exclusivamente, en el perímetro de la pieza.

Siendo tan distantes las escalas de los espacios cubiertos por la estructura superior del Convention Hall y la de la Capilla del Camino de Santiago, ambas piezas consiguen materializar la necesaria homogeneidad e isotropía estructurales demandadas para constituir la cubrición de espacios públicos de la modernidad que cuentan con un alto grado de posibilitismo funcional.

En adición a la obra de la Capilla descrita, resulta digna de mención la familiaridad existente entre el Convention Hall y el Pabellón que Francisco de Asís Cabrero construye en la Casa de Campo de Madrid para albergar la Feria Internacional del Campo en 1964. En este caso, Asís Cabrero conforma la cubierta de un espacio público indiferenciado mediante la inclusión de pórticos triangulados contruidos con perfiles metálicos. A pesar del carácter unidireccional de la estructura planteada por Cabrero para cubrir la enorme luz requerida, se pone de manifiesto el conocimiento y respeto demostrados por este arquitecto español hacia el Convention Hall miesiano.

Finalmente, merece una mínima consideración la extrapolación que, a finales del siglo XX y a principios del XXI, se ha realizado de las estructuras metálicas de grandes luces a la ejecución de cubiertas de espacios dedicados al trabajo; constituyendo las naves industriales, de esta manera, las verdaderas catedrales de fines del milenio.

BIBLIOGRAFÍA

- Blaser, Werner. 1996, 4ª Edición. "Ludwig Mies Van der Rohe; obras y proyectos". Editorial Gustavo Gili, S.A.; Roselló, 87-89. Barcelona. España.
- Cassinello, Pepa. 2006. "En Memoria de Heinz Hossdorf". Revista "Informes de la Construcción", Vol. 58, Nº 502.; C.S.I.C. Madrid. España.
- Sáenz Guerra, Javier. 2007. "Un mito moderno: Una capilla en el Camino de Santiago. Sáenz de Oíza, Oteiza y Romaní, 1954". Fundación Museo Oteiza; Calle de la Cuesta, 7; Alzuza. Navarra. España.
- Seco, Enrique; y Araujo, Ramón. 1994. "Construir con acero: Arquitectura en España". Publicaciones ENSIDESA; Manuales para la construcción con acero; TOMO 5.
- Smithson, Alison y Peter. 2001. "Cambiano el arte de habitar". Editorial Gustavo Gili, S.A.; Roselló, 87-89. Barcelona. España.

NUEVA PASARELA BANDA TESA SOBRE EL RÍO JÚCAR

Clemente Ortega, L.R.^{1*}, Rodado López, J.^{2*}

(1) *Dirección de Innovación Tecnológica. ACCIONA Infraestructuras. Alcobendas (Madrid). España*

(2) *División de Estructuras. ACCIONA Ingeniería. Alcobendas (Madrid). España*

RESUMEN:

Los avances en la construcción se consiguen, entre otras maneras, con la utilización de materiales innovadores en elementos estructurales, destacando los composites (materiales compuestos de fibra en una matriz de resina polimérica) por sus excelentes prestaciones mecánicas y de durabilidad.

ACCIONA ha diseñado y ejecutado una pasarela peatonal tipo banda tesa con tres vanos de 72 m de longitud cada uno, resultando una longitud total de 216 m, para cruzar el río Júcar en Cuenca. El tablero se compone de dovelas prefabricadas de hormigón armado de 3 m de ancho y apenas 25 cm de espesor que apoyan sobre 16 cables de fibra de carbono anclados a los estribos.

Palabras clave: pasarela, banda tesa, Júcar, composite.

NEW STRESS RIBBON FOOTBRIDGE OVER JUCAR RIVER

ABSTRACT:

The progress in construction is achieved, among other ways, by using innovative materials in structural elements, highlighting the composites (composite materials of fibre in a polymeric resin matrix) due to its excellent mechanical and durability properties.

ACCIONA has designed and built a stress ribbon pedestrian bridge with three spans 72 m long, resulting a total length of 216 m, to cross Jucar river in Cuenca. The deck consists of reinforced concrete precast segments 3 m wide and only 25 cm deep that are supported by 16 carbon fibre cables anchored at both abutments.

Key words: pedestrian bridge, stress ribbon, Júcar.

luisrodolfo.clemente.ortega@acciona.es

juan.rodado.lopez@acciona.es

1.- Introducción

La nueva pasarela cruza el río Júcar y sirve como elemento de conexión entre el Campus de la Universidad de Castilla la Mancha y el Parque de los Moralejos junto al Centro Urbano de Cuenca. Dado el emplazamiento de la misma, el Ayuntamiento de Cuenca especificaba como requisito que los materiales que se emplearan en la construcción de la pasarela fueran materiales innovadores, así como que la tipología con la que se diseñara fuera singular. Con estos condicionantes ACCIONA Ingeniería en estrecha colaboración con la Dirección de Ingeniería de ACCIONA Infraestructuras y con el Centro Tecnológico de ACCIONA I+D+i, planteó una solución de pasarela de tres vanos con tipología de banda tesa y con cables de sustentación de fibra de carbono.

2.- Descripción de la pasarela

La pasarela proyectada tiene tres vanos de 72 m de luz y una longitud, por tanto, de 216 m entre ejes de estribos. Se han utilizado como elementos de sustentación 16 cables de fibra de carbono distribuidos en un mismo plano a lo ancho del tablero que es de 3,0 m. La pasarela tiene una pendiente media de $2/216 = 0,93 \%$ desde el estribo E1 al E2, sin embargo, dada la tipología

adoptada que hace que la plataforma de paso tenga el perfil de una sucesión de catenarias, la pendiente es diferente en todos los puntos, fijándose como pendiente máxima el 8 %, que se alcanza en el primer vano junto al arranque del estribo E1 y en el extremo inicial de cada uno de los vanos.

Se ha dispuesto un total de 16 cables de fibra de carbono de 41 mm de diámetro como elementos portantes anclados en los estribos y continuos sobre los capiteles de las pilas. Cada uno de los cables se compone de cinco tramos de 43,70 m dada la imposibilidad de fabricarlos y transportarlos con la longitud total de 218,5 m que tienen entre anclajes en estribos (antes del tesado). Las uniones entre los tramos de cables se hacen mediante una pareja de placas de acero inoxidable de 30 mm de espesor en forma de "8" y bulones o pasadores también de acero inoxidable de 65 mm de diámetro.

El anclaje y tesado de los cables en los estribos se hace por medio de barras pretensadas de 47 mm de diámetro que se unen a la terminal de los cables mediante piezas especiales. La barra se ancla en el muro de reacción del estribo mediante placas de anclaje y tuercas esféricas.

El tablero está compuesto por una sucesión de losas de hormigón prefabricado o dovelas de 3 m de ancho y 3,50 m de longitud que se disponen en el tablero con una separación longitudinal de 4,0 m de forma que la junta de 0,5 m que queda entre ellas se pueda hormigonar in-situ. Estas losas se prefabrican sobre un encofrado perdido de fibra de vidrio de 4 m de longitud que queda visto en su parte inferior.



Figura 1. Vista general y alzado de pila

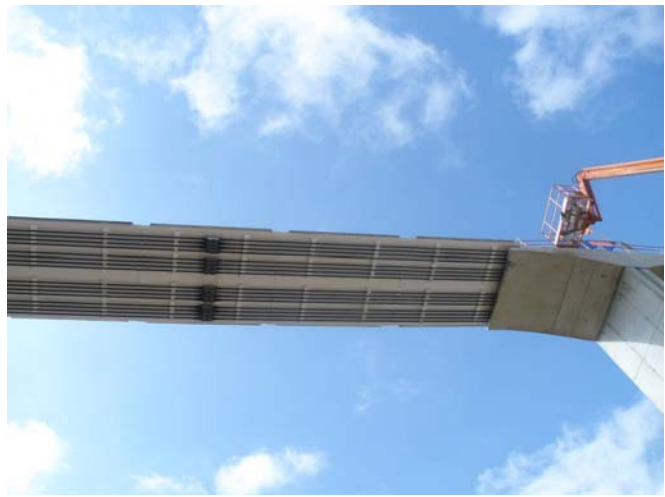


Figura 2. Vista inferior del tablero

La sección de la dovela tiene un espesor que varía desde los 25 cm en los extremos, donde se ancla la barandilla, hasta los 19 cm en el eje del tablero con una pendiente del 2 % para facilitar el drenaje por los sumideros situados en dicho eje. La dovela se apoya en los cables mediante recrecidos transversales en los que se dejan unas acanaladuras semicirculares para el paso de los cables, que se fijan posteriormente con pletinas metálicas.

Las dos pilas de la pasarela están compuestas por un único fuste de sección rectangular con una dimensión transversal de 3 m, coincidiendo con la del tablero, y una dimensión longitudinal de 1,0 m. La pila es de hormigón armado y está rígidamente unida tanto a la cimentación como al tablero en su parte superior (Figura 1). La altura del fuste es de 21,65 m en la pila P1 y de 16,98 m en la pila P2.

Los cables de sustentación apoyan en la pila a través de un capitel con trazado circular de radio 56,7 m en su parte superior, donde se disponen unas acanaladuras semicirculares, de forma que los cables entran y salen tangentes a dicha curva (Figura 2). El capitel se prolonga 4,5 m hacia cada lado del eje de la pila y tiene el mismo ancho del tablero de 3 m. La zona superior del capitel, con un espesor igual al de las dovelas prefabricadas, se hormigona in-situ en la misma fase que las juntas del tablero.

Las pilas se han cimentado por medio de cuatro pilotes prefabricados hincados de sección cuadrada de 40 cm de lado y 17 m de longitud.

Los dos estribos se han diseñado con tipología de cajones visitables de hormigón armado. Cada uno de ellos está formado por cuatro muros perimetrales que cierran un recinto de 5,20x7,80 m. El muro frontal de 0,5 m de espesor está formado por tres tramos, el central, de 3 m de ancho,

dispone de una ménsula igual a la que forma el capitel de las pilas donde apoyan los cables para su entrada al estribo; los dos tramos laterales se abren en ángulo para alcanzar la anchura total del estribo. El resto de muros perimetrales tiene un espesor de 0,3 m. Además de estos muros el estribo dispone de un muro transversal de reacción de 1 m de espesor, donde se anclan los cables mediante barras pretensadas y un muro central longitudinal de 0,3 m de espesor a modo de costilla que sirve de apoyo central del muro de reacción. Tras el muro de reacción se localiza una galería visitable para acceder a las placas de anclaje de las barras pretensadas. Todo el estribo es visitable para mantenimiento e inspección de los anclajes y barras de tesado.

La cimentación de los estribos se ha proyectado con micropilotes inclinados debido a las fuertes cargas horizontales transmitidas por los cables, disponiendo dos filas delanteras y otras dos filas traseras de micropilotes. Las dos filas delanteras trabajan a compresión y para ello se han utilizado micropilotes tubulares de acero de 139,7 mm de diámetro y 10 mm de espesor rodeados de mortero hasta un diámetro total de 200 mm y con una longitud de 13 m en el estribo E1 y 36,5 m en el E2. Las dos filas de micropilotes traseros trabajan a tracción y para ellos se han utilizado barras huecas de 73 mm de diámetro, siendo su longitud de 17 m en el estribo E1 y de 44,0 m en el E2.

3.- Construcción de la pasarela

3.1.- Cimentaciones

Los micropilotes fueron ejecutados desde cota de terreno para evitar las excavaciones adicionales para la plataforma de la micropilotadora, especialmente en la zona del estribo E1 donde el espacio era más reducido. Posteriormente se realizó la excavación para el descabezado de los mismos. Debido a la presencia de una capa de relleno de unos 20 m en el estribo E2, las inyecciones de los primeros micropilotes presentaron un alto consumo de lechada que redundaría en una mejora en la capacidad del suelo.

Al encontrarse una de las pilas en una isla del cauce, fue necesario hacer un acceso provisional para realizar la hinca de los pilotes. Este paso fue aprovechado también para las siguientes fases de construcción.

3.2.- Pilas y estribos

Las pilas fueron ejecutadas con encofrados trepantes y hormigonadas mediante bombeo dejando esperas para la posterior colocación del capitel.

Los muros de los estribos fueron hormigonados de manera tradicional, destacando el muro de anclaje, el cual requirió un importante control topográfico para nivelación y alineación de los tubos pasantes que alojarían las barras de tesado para el anclaje de los cables.

3.3.- Ménsulas y Capiteles

Tanto los capiteles de las pilas como las ménsulas de los estribos se hicieron prefabricados para garantizar la geometría de ambos elementos. Los puntos críticos eran los radios de curvatura superiores e inferiores, además del posicionamiento de las camas de fibra de vidrio que forman las acanaladuras semicirculares, sirven de apoyo, dan alineación y mantienen la debida separación de los cables.

La ejecución de estos elementos se planificó hormigonándolos con una cara lateral hacia arriba, aprovechando la precisión que pueden dar los encofrados curvos y permitiendo que las camas de apoyo de los cables quedaran completamente embebidas en el hormigón sin dejar espacios vacíos (Figura 3).

Los capiteles contaban con unas vainas pasantes para las esperas que se dejaron en las pilas, el ajuste de la posición se hizo mediante chapas de acero de diferentes espesores colocadas en 4 puntos sobre la cabeza de la pila. La unión entre la pila y el capitel se materializó mediante una inyección de mortero epoxy, rellenando simultáneamente la junta y las vainas hasta el rebose del mortero. Por su parte, las ménsulas contaban con unas esperas que entraban en el armado del muro frontal del estribo el cual sería posteriormente hormigonado.

En ambos casos, fueron montados mediante grúas y posicionados con apoyo de la topografía, verificando principalmente la alineación y nivelación de las camas de apoyo de los cables.

3.4.- Tablero

El procedimiento de fabricación del tablero de la pasarela está dividido en las siguientes fases:



Figura 3. Fabricación de capitel y vista de camas de apoyo



Figura 4. Detalle de junta entre tramos de cables

Tendido y tesado inicial de cables

Cada uno de los cables de fibra de carbono está formado a su vez por 5 tramos unidos mediante juntas de acero inoxidable diseñadas especialmente para este fin (Figura 4). Para su colocación se contó con una tirolina auxiliar de dos cables de acero paralelos sujetos a dos estructuras metálicas auxiliares ubicadas una en cada estribo. De los cables de la tirolina colgaban unas camas de apoyo deslizantes en forma de “U” separadas 4m que servían para suspender los cables de fibra de carbono y “lanzarlos” desde un estribo tirando desde el estribo opuesto (Figura 5).



Figura 5. Lanzamiento de cables con tirolina auxiliar



Figura 6. Detalle de junta entre cables y barras de anclaje

Cada vez que un tramo de cable se encontraba totalmente suspendido se procedía a colocar la junta para unirlo con el siguiente y seguir con el avance, así hasta completar los 5 tramos que formaban un cable. Con el cable completo y en su posición se anclaban a los estribos con una tensión mínima inicial (Figura 6). La operación se hacía por cada cable individualmente, desplazando la tirolina en sentido transversal sobre la estructura auxiliar para los siguientes cables.

Una vez colocados los 16 cables se hacía el tesado simultáneamente desde ambos estribos mediante gatos hidráulicos, por escalones de carga. Los cables se tesaban de manera alternada de ambos lados de los estribos para evitar esfuerzos desequilibrados.

Fabricación y Colocación de dovelas

Un total de 48 dovelas prefabricadas de hormigón armado sobre un encofrado perdido de fibra de vidrio forman el tablero de la pasarela propiamente dicho. Los encofrados perdidos miden 4m de longitud de los cuales se hormigonan sólo los 3,5m centrales, quedando 0,25m de encofrado sin hormigonar en cada extremo, que, junto con la siguiente dovela forman una junta de 0,50m que es hormigonada in situ.

En estas juntas la armadura de cada dovela solapa con la de la siguiente. Para asegurar que el solape se lograra sin inconvenientes, fueron fabricadas con un sistema similar al de dovelas conjugadas, realizando el solape de las armaduras durante el proceso de fabricación y manteniendo la posición final de la dovela colocada de acuerdo al orden de fabricación.

El montaje de las dovelas sobre los cables se hizo siguiendo un estricto orden de colocación para evitar disequilibrios entre vanos, colocándolas de manera que no existiese una diferencia de más de cuatro dovelas entre vanos, comenzando por los centros de vano hacia los extremos (Figura 7).

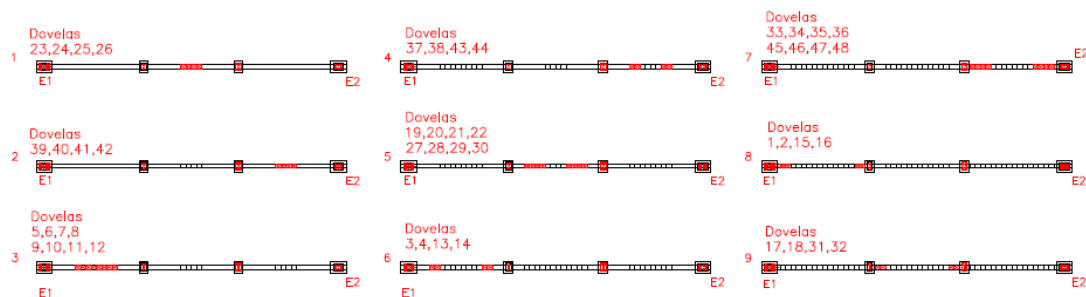


Figura 7. Orden de colocación de dovelas

La posición de todas las dovelas estaba predefinida, por lo que era importante la correcta colocación principalmente por dos razones, por un lado las cuatro uniones intermedias entre cables debían coincidir entre los dos apoyos de las dovelas correspondientes y por otro lado el encuentro de las dovelas finales de cada vano con los capiteles y ménsulas tenía que ser preciso. El montaje de las dovelas requirió el uso de medios de elevación importantes especialmente para cubrir la zona entre el estribo E1 y la isla. El orden de colocación requirió definir con precisión las diferentes posiciones de las grúas para optimizar el uso de éstas y para ubicar los acopios de las dovelas. Después de la colocación de cada dovela, eran sujetadas a los cables mediante unas pletinas con pernos anclados en uno de los dos tacones de apoyo de las dovelas sobre los cables (Figura 8).

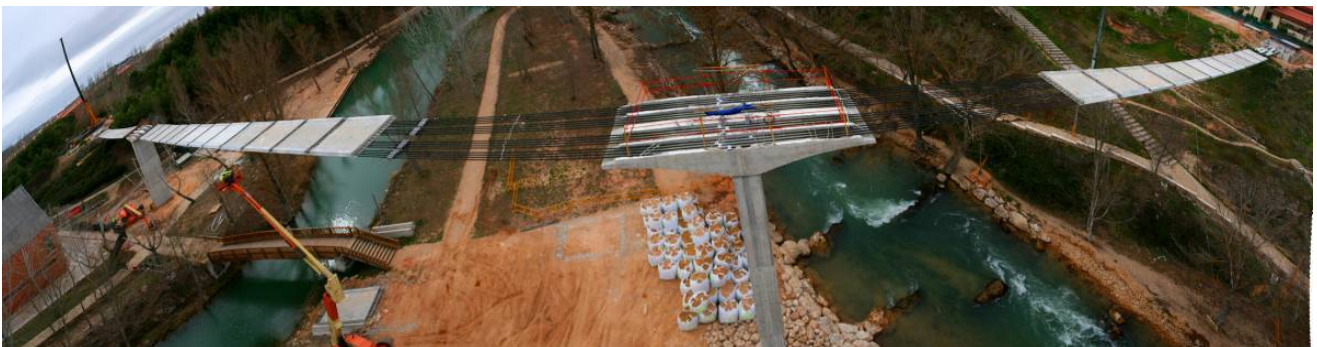


Figura 8. Fase de colocación de dovelas sobre los cables.

Sobrecarga y hormigonado de tablero

Para lograr la precompresión del tablero se cargó con sacos de arena de 1m³ dispuestas a lo largo de la pasarela hasta completar la carga requerida de 17KN/m. Se usó un total de 240 sacos de arena repartidos en 5 sacos por dovela.

La colocación de los sacos se realizó de manera análoga a la colocación de las dovelas, manteniendo un orden por cuartos de vano para evitar desequilibrios de carga (Figura 9). Una vez que la carga había sido completada se procedió al hormigonado del resto del tablero. Para la zona de juntas, se aprovechó el encofrado de fibra de vidrio de las dovelas, completando con tapes laterales. En la zona de capiteles y ménsulas se cubrieron los cables con láminas rígidas de fibra de vidrio para completar un cajado que evita que el hormigón entre en contacto con los cables y deja espacio suficiente para tener la posibilidad de sustituir algún cable en caso de ser necesario.

Esta sobrecarga sirvió al mismo tiempo para realizar la prueba de carga estática de la pasarela. Durante el proceso se consiguió una carga un 40% superior a la sobrecarga de uso para carga vertical descrita en el apartado de acciones variables del proyecto de cálculo de la pasarela.



Figura 9. Fase de carga de la pasarela

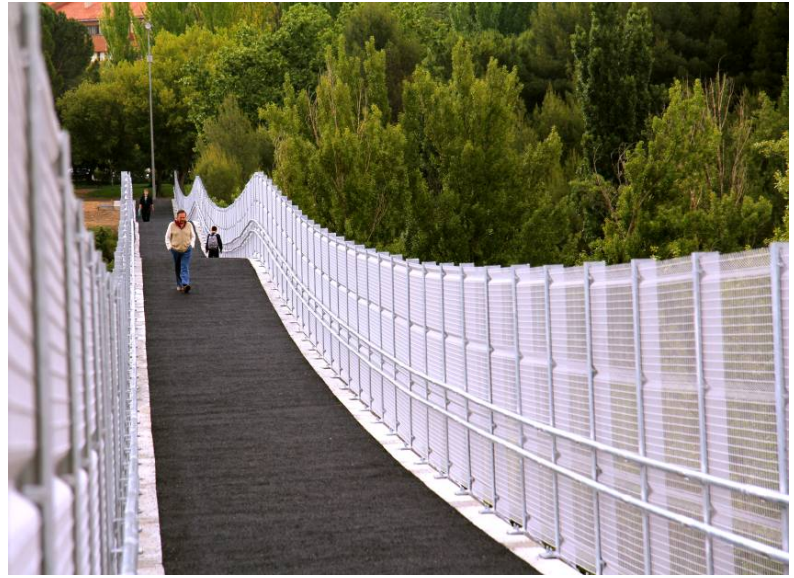


Figura 10. Vista de la pasarela finalizada

Acabados

La barandilla metálica de 2 m de altura y malla de acero se colocó con anclajes de fijación química para evitar las soldaduras que pudieran afectar el galvanizado de los postes. Las perforaciones en las dovelas se hicieron previas a su montaje para facilitar la operación. El pavimento fue el último paso en la pasarela, se hizo con neumáticos fuera de uso mezclado con resina (Figura 10).

4.- Cálculo estático de la pasarela

Una vez decidida la tipología de banda tesa y la configuración de vanos, la primera labor de encaje o prediseño de la misma consiste en determinar la fuerza máxima de dimensionamiento de los cables para alcanzar la flecha exigida por las pendientes de diseño con las cargas que se van aplicando en cada fase. Las expresiones que relacionan la flecha (f) en el centro de un cable de longitud en proyección horizontal (L) y su alargamiento elástico (Δs) con la fuerza horizontal de tesado (H) y la carga aplicada (q) son:

$$f = \frac{qL^2}{8H} \quad (1)$$

$$\Delta s = \frac{H}{EA} \left(L + \frac{16f^2}{3L} \right) \quad (2)$$

Siendo EA la elongabilidad del cable, producto de su módulo de elasticidad por su sección, cuyo valor fue de 173 MN.

Sin embargo la flecha final de diseño es la que adoptará el cable una vez que haya sido hormigonado todo el tablero y hayan sido retirados los contrapesos; en esta última fase interviene ya la composición de dos estructuras resistentes que trabajan conjuntamente, por un lado los cables de fibra de carbono y por otro la losa de hormigón. Al retirar los contrapesos ambos

materiales se comprimen, en el caso de los cables reduciendo su tracción. Por tanto, la carga de prediseño estimada anteriormente como suma de las fases en las que la única estructura resistente son los cables debe corregirse una vez haya sido calculada la estructura conjunta, mediante modelos de cálculo no lineal.

Para el análisis global de la pasarela se han realizado dos modelos de cálculo diferentes:

- Modelo 1: la estructura resistente del tablero es únicamente el conjunto de los 16 cables, de forma que este modelo sirve para analizar las fases de construcción hasta el hormigonado de las juntas entre dovelas.
- Modelo 2: en este modelo se considera la estructura resistente del tablero compuesta por los cables y por la losa de hormigón trabajando solidariamente, por tanto, este modelo sirve para analizar las fases de construcción desde la retirada de los contrapesos y la estructura en servicio. Los modelos realizados se han analizado por medio del programa de cálculo matricial Gtstrudl, desarrollado por el Instituto Tecnológico de Massachusetts, mediante un análisis no lineal. Para ello los cables han sido modelizados mediante elementos IPCABLE que no tienen rigidez a flexión realizando un análisis paso a paso para tener en cuenta la no linealidad geométrica debida a la consideración de grandes deformaciones.

Tras la retirada de los contrapesos y la colocación de las cargas de acabados la pasarela consigue la geometría definitiva inicial; la consideración de los efectos diferidos de retracción y fluencia nos conduce a la geometría definitiva final. Esta geometría debe ajustarse a las pendientes de diseño consideradas y a las flechas correspondientes en centro de vano. Es por ello que es necesario realizar un análisis iterativo ajustando la carga de tesado inicial de los cables para que al final se alcance la geometría buscada y volviendo a repetir el análisis del modelo 1 y del modelo 2. Es un proceso que converge rápidamente.

5.- Cálculo dinámico de la pasarela

El cálculo dinámico de la pasarela se ha realizado para estudiar aceleraciones y deformaciones máximas ante el paso de peatones. Para realizar este análisis se ha utilizado el mismo modelo no lineal descrito como modelo 2 en el apartado anterior incorporando las acciones dinámicas una vez se ha alcanzado la geometría definitiva en servicio. Del análisis modal de la pasarela se deduce, como es habitual en este tipo de estructuras tan esbeltas, que tiene frecuencias propias de vibración vertical muy bajas y próximas a la frecuencia que tiene los peatones al andar, unos 2 Hz.

Además se ha realizado el análisis dinámico considerando varios coeficientes de amortiguamiento diferentes dada la incertidumbre que presente la estimación correcta de este parámetro. Las aceleraciones obtenidas se han comparado con la aceleración máxima admisible con el criterio de confort de los peatones, $0,7 \text{ m/s}^2$, obteniendo un resultado adecuado.

Asimismo también ha sido realizado un análisis complementario de vibraciones por el departamento de Estructuras de la Universidad Politécnica de La Coruña obteniendo conclusiones similares. Este departamento ha desarrollado también los ensayos aeroelásticos de la pasarela con resultados igualmente satisfactorios.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] EN 1991-2. "Eurocódigo 1. Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes – Anexo X: Dynamic models of pedestrian loads, pp. 127-131.
- [2] E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de La Coruña. 2011. "Estudio de Confort peatonal de la pasarela de Cuenca".
- [3] E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de La Coruña, 2011. "Estudio aeroelástico de la pasarela de Cuenca y del régimen de viento en su emplazamiento".
- [4] Fib Guide to good practice "Guidelines for the design of footbridges", CEB-FIP, Bulletin 32.
- [5] SCHLAICH, Mike; BAUS, Ursula. 2008. "Footbridges. Structure Design History", Springer, p102.
- [6] STRASKY, JIRI, 2005. "Stress Ribbon and cable-supported pedestrian bridges", Thomas Telford, pp. 36-40.

INFLUENCIA DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES ANTISISMICOS DE LAS CATEDRALES GÓTICAS ESPAÑOLAS EN LA DISTRIBUCIÓN DE SU LUZ INTERIOR.

Medina, JM.^{1*}, Cassinello, P.²

(1) EUATM, UPM. Departamento de Construcciones Arquitectónicas y su Control, Madrid, Esp.

(2) ETSAM, UPM. Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Madrid, Esp.

RESUMEN:

La historia de la construcción de las catedrales góticas es la historia de la búsqueda de la luz. La desmaterialización de los muros y la introducción de la luz en los templos como hecho físico modelador del espacio definen la transición del románico al gótico y se considera uno de los grandes hitos estructurales de la historia de la Arquitectura.

Las catedrales españolas presentan dos tipos estructurales muy diferenciados: el tipo “francés” y el tipo “sísmico”. Estos dos tipos conllevan configuraciones formales distintas que a su vez derivan en distribuciones luminosas muy singulares.

La presente ponencia estudia como se distribuye, cuantifica y cualifica la luz en dos catedrales españolas de gran singularidad estructural, la Catedral de Toledo, de tipo “francés” y la Catedral de Sevilla, de tipo “sísmica” o de “caja cerrada”, a través de una recreación en tres dimensiones de las mismas y su posterior análisis cuantitativo.

El novedoso método de estudio que se presenta aplicado a catedrales nos permite alcanzar un conocimiento global la iluminación gótica y que nos aporta un valor añadido al entendimiento de las mismas, capaz de evitar, en muchas ocasiones, intervenciones que adulteren uno de los logros esenciales del gótico: Su luz.

Palabras clave: Catedral, Gótico, Luz, Estructura, Sísmico.

ANTISEISMIC STRUCTURAL DESIGN INFLUENCE IN THE DISTRIBUTION OF LIGHT IN SPANISH GOTHIC CATHEDRALS

ABSTRACT:

The history of Gothic cathedral construction is the history of light searching. The massive wall disappears and the light crosses through into the temple as an architectural shaper; this fact defines the transition from Romanic to Gothic and it is considered one of the greatest structural milestones of architectural history.

Spanish cathedrals show two different structural designs: the “French” and the “seismic”. These two designs offer different interior shapes and light distribution all over the cathedral.

This presentation includes a study and an analysis on how the light spreads around the different areas of the cathedral. It also quantifies the light of two Spanish temples: Toledo’s cathedral (French design), and Seville’s cathedral (Seismic or “closed box” design). This is achieved through a three dimension modelling of both cathedrals and its further analysis.

Introducing this new method to analyse and study cathedrals (specifically applied to Gothic cathedrals) will allow us to have a global understanding of Gothic lighting and enhance the appreciation of its singular value.

It also enables us to rehabilitate these special buildings while respecting one of the most important milestones of Gothic architecture: the light.

Key words: Cathedral, Gothic, Light, Structure, Seismically.

* jmedina@arquired.es

1. Introducción

“La historia de la construcción de las catedrales góticas es la historia de la búsqueda de la luz”.

Esta afirmación casi metafísica es algo asumido por casi todos los estudiosos de la arquitectura antigua. La búsqueda de una estructura etérea y libre que permitiera introducir luz manipulada en el templo fue motor de cambio del románico al gótico y se considera uno de los grandes hitos de la historia de la Arquitectura.

Conocer, por tanto, el efecto que la luz tiene sobre los espacios del gótico resulta de extremada importancia para entenderlos adecuadamente y sin embargo los estudios que existen hasta el momento han quedado reducidos a afirmaciones simbólicas, no cuantitativas.

Existen clasificaciones y teorías centradas en valores fundamentales del gótico como son la forma, la estructura o las técnicas constructivas pero, al no tener datos de luminosidad comparables, ninguna de ellas se refiere a la cantidad ni calidad de la luz entre distintas catedrales.

Del estudio de una de las clasificaciones estructurales de las catedrales góticas españolas existentes, se desprende que existen dos grandes grupos de catedrales góticas definidas por su capacidad de respuesta frente a sismos. Esta diferenciación estructural modifica definitivamente el comportamiento lumínico de las catedrales por lo que el presente estudio la toma de base para su análisis.

Por otro lado, la investigación parte de la problemática de la ausencia casi total de fuentes escritas de la época que acentúa el vacío de investigación sobre el tema.

La presente ponencia muestra una metodología creada a partir de una casi total ausencia de fuentes escritas y que nos permite cuantificar la luz en el interior de una catedral gótica de manera sistemática con una única fuente principal: “la propia catedral”.

Esta metodología, centrada en el caso español, nos permitirá comparar dos catedrales de características estructurales muy diferentes: la catedral de Sevilla y la catedral de Toledo.

2. Objetivos

Dentro del escenario planteado en la introducción, en el que no existen datos cuantitativos previos de cómo es la distribución de la luz dentro de las catedrales, y para profundizar en el estudio de la misma se plantean los siguientes objetivos:

- **Comprender y cuantificar** la distribución de la luz en dos catedrales góticas, Sevilla y Toledo, en sus condiciones iniciales de iluminación (proyecto gótico).
- **Comparar los datos** obtenidos para las dos catedrales a lo largo de los distintos puntos singulares de los espacios interiores.
- **Proponer unas líneas de investigación futuras**, que profundicen en el camino que debe seguir la investigación acerca del conocimiento de la luz en las distintas catedrales españolas.

3. Fuentes de la época

En primer lugar, la presente investigación hace una inmersión en las **fuentes escritas de la época** de las catedrales, para intentar descifrar hasta que punto el maestro medieval adoptaba decisiones de proyecto que buscaran obtener cualidades luminosas.

Aunque esta primera búsqueda tiene escasos resultados por la práctica inexistencia de documentos escritos originales, es interesante apuntar dos casos concretos: En primer lugar, las conclusiones de la “Junta de Gerona”, donde 12 afamados arquitectos opinan sobre como debe continuarse la construcción de la catedral de Gerona que se encontraba parada, y en segundo lugar, el caso de los arbotantes de la Iglesia de Castello D’empuries, templo que cambió el diseño original francés, muy luminoso (primera crujía) por un diseño “a la catalana”, sin arbotantes y mucho más oscuro por razones de estabilidad sísmica. (Fig.1).

En ambos casos se obtienen datos sobre cómo las decisiones de proyecto eran tomadas en función de distintos condicionantes de primer orden, como eran la proporción la forma o la estabilidad estructural, pero mostrando a su vez una especial sensibilidad por ese otro valor modelador del espacio: la luz.

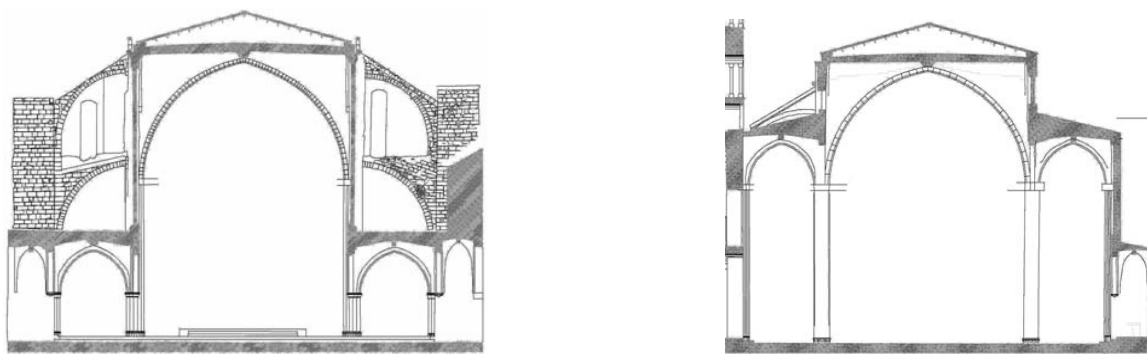


Fig.1 Pórtico estilo francés con grandes ventanas y pórtico sísmico “a la catalana” sin apenas iluminación.

Si nos intentamos apoyar en otras fuentes, como son los documentos gráficos de la época, hemos de conformarnos con los del Palimpsesto de Reims (1240-1260), la planta del monasterio de Sant Gall (820), los dibujos de Luis de Villanueva (S XIII y XIV) y las láminas de Villard de Honnecourt (S XII). Todos ellos son de gran valor formal, pero no arrojan datos útiles que permitan entender como se distribuye realmente la luz en los templos, ni tampoco, como es lógico, cómo cuantificarla ni calificarla.

4. Estado de la cuestión.

Muchos han sido los autores que han estudiado la iluminación gótica y su simbología, así como la escenografía generada por sus vidrieras. Autores como **Erwin Panofsky** explican el uso de la luz dentro del principio de “clarificación de las artes” y el “principio de transparencia”¹, según el cual, el arquitecto director de la construcción de la catedral explicitará todos los conceptos a diseñar, por lo que se entiende que así hará con la cantidad y calidad de la luz a emplear. El mismo autor describe al Suger de Saint Denis (1081-1151) como el precursor del gótico del que dice que fue “Administrador hábil, político influyente, amigo de los reyes de Francia, fue también quien ordenó la reconstrucción y decoración de la basílica de la abadía a fin de que la luminosidad material de la obra de arte iluminase el espíritu de los fieles.”² **Otto Von Simson** es aún más explícito definiendo los dos principios modelizadores de la arquitectura gótica, estos son, “la utilización de la luz y una relación original entre la estructura y la apariencia”³ y definiendo la luz como “principio activo que antes quedaba oculta por la materia”⁴. En la búsqueda de adjetivar la luz gótica a través de sus cualidades intrínsecas mejoradas por las vidrieras, **Wolfgang Schöene** aseguraba que, “elevan la luz a una alta potencia, con un color igualmente exaltado a esa potencia en sus matices intensos, claros y sombríos”⁵. Pero es sin duda, y dentro del panorama nacional, **Víctor Nieto Alcaide** el que con más ahínco profundiza en la idea de la luz gótica como luz no natural traslúcida y su simbolismo religioso a través del estudio de las vidrieras medievales: “los muros de vidrio no son transparentes, sino traslúcidos y la idea espacial que me parece más adecuado, en relación con la contextura material del edificio gótico clásico, hablar de arquitectura traslúcida y en lo espacial, de iluminación no-natural, coloreada y simbólica”⁶. Su aportación descriptiva en torno a las cualidades de la luz gótica marca una clara diferenciación entre “iluminación natural”, más propia de la época humanista posterior en el tiempo, y la “iluminación traslúcida”, matizada y coloreada del gótico.

Robert Mark, sin embargo, se acerca más al principio de la luz como hecho físico cuantificable, a través del análisis de esquemas en sección del comportamiento de la entrada de la luz en las catedrales (Fig.2), obteniendo reglas de comportamiento en función de la forma y volumen de la misma.⁷

El autor asegura que estos esquemas eran los planteados por los maestros góticos, y que, conocedores de las relaciones entre la altura, la incidencia solar y el aumento de superficie afectada, podrían controlar la cantidad de luz dentro de parámetros pretendidos, “As will be shown regarding the development of the Gothic cathedral, the medieval designers did indeed experiment with building sections in order to maintain adequate levels of interior Light”.⁸

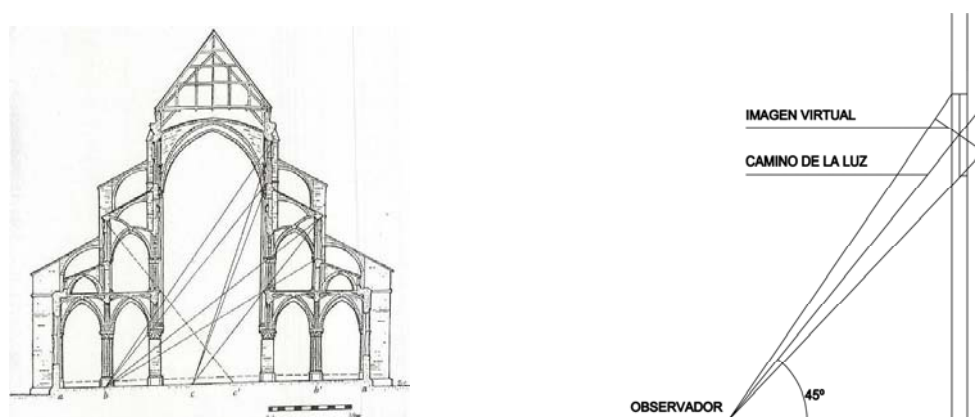


Fig.2. Esquema que ilustra la incidencia de la luz el interior de una catedral según Robert Mark.

Por último, y dentro de este breve resumen de corrientes derivadas del estudio de la luz en lo medieval, no debe faltar la interpretación de la profesora **M^a Josefa Cassinello**. Según la autora *“los templos góticos tenían que aprender a hablar a través de la luz”* y sin embargo se pregunta *“¿porqué existen en España tantas catedrales góticas oscuras, mudas?”*⁹. La respuesta a su pregunta es contextualizada dentro de un problema de tipo estructural (resistencia del conjunto a los esfuerzos horizontales provocado por sismos). Los resultados de sus investigaciones en torno a estas *“catedrales sísmicas”* le llevarán a clasificar las mismas en función de su tipología estructural, diferenciando fundamentalmente dos grupos, las de tipo francés y las de tipo sísmico. Esta clasificación es de vital importancia a la hora de interpretar el comportamiento lumínico de las catedrales, ya que de su definición estructural derivan sus relaciones formales y volumétricas, y por tanto sus cualidades lumínicas.

Una vez analizado el espectro corrientes que rodean la iluminación del gótico, y comprobado que estas son ineficientes para un acercamiento científico al entendimiento de la distribución de la luz, la investigación desarrolla un método que utiliza una **fuentes principal, la propia catedral**.

5. Descripción del método.

Obtención de las condiciones iniciales de iluminación.

En primer lugar, y debido a que lo que se pretende es conocer las condiciones de iluminación iniciales góticas, se realizó una **toma de datos *in situ*** de las condiciones geométricas de las dos catedrales, en primer lugar analizando las plantas primitivas y después de una toma de datos de alturas, se generaron las correspondientes secciones longitudinales y transversales de la catedral, necesarias para acometer el siguiente paso: **la recreación de un modelo 3D** del conjunto.

Para completar la toma de datos necesarios para la recreación de nuestros modelos 3D, nos faltaba dibujar, replantear y definir todos y cada uno de los huecos que existen en los muros de las catedrales con sus dimensiones, formas y ubicación dentro de los mismos, así como un detalle pormenorizado de sus tracerías y vidrieras.

Una vez obtenido los modelos 3D (Fig. 3), se les aplicó un **programa de soleamiento** en cuatro días del año, los correspondientes a los solsticios de verano e invierno y los equinoccios de otoño y primavera.



Fig.3. 3ds de las dos catedrales.

Se definió para ello una retícula de 500 puntos en el interior de las catedrales sobre los que obtener datos de iluminación concretos, a una altura relativa de 1,50 metros del suelo (iluminación recibida por el espectador). El programa, una vez calculados los ángulos horizontales y azimut de cada día y hora exactas arrojó valores numéricos de iluminación (luxes por punto) en los puntos censados, y gráficas coloreadas que representaban en una escala de azules a rojos el espectro de valores de iluminación de cada momento y lugar de la catedral, desde 0 a 4500 luxes (Fig.4).

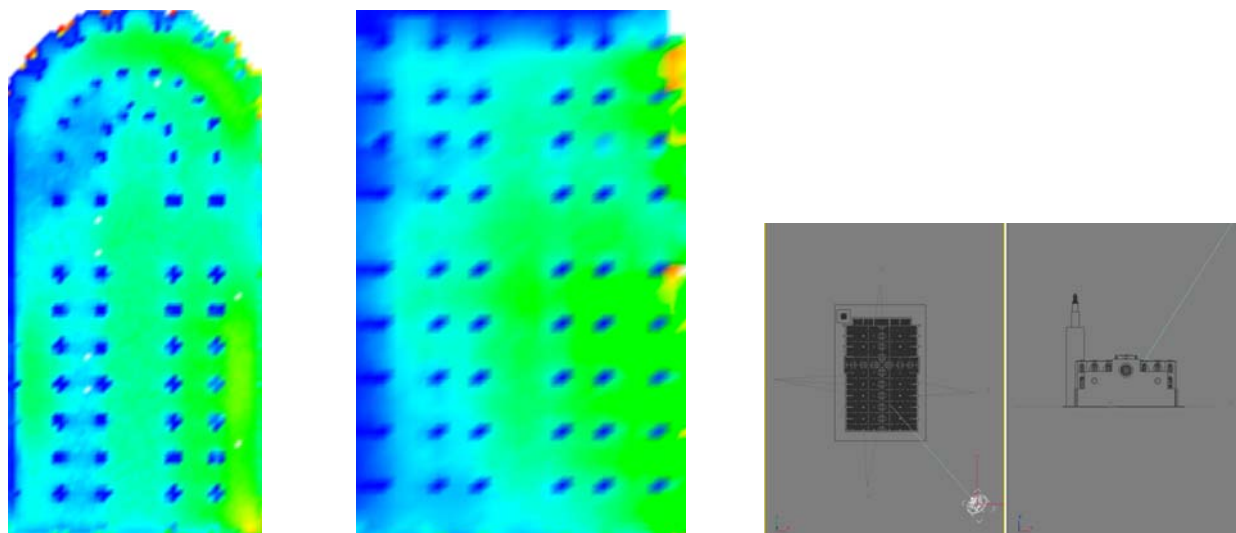


Fig.4. Ejemplo de gráficas iluminación (21 de marzo de 1600 14:00 horas) y esquema de ángulos solares.

Las gráficas correspondientes a los cuatro días del año nos muestran cómo varía la iluminación de los distintas naves de la catedral en función del tiempo y definen, como también harán los gráficos comparativos posteriores, patrones de iluminación sensiblemente constantes y homogéneos en las naves principal y transepto, mientras que las naves “exteriores”, la sur la norte y las girolas, sufren mayor variación de intensidad luminosa, mostrando por tanto, y como era previsible una **escenografía cambiante** según el espacio que se trate.

Traslación de datos a gráficos comparativos:

Junto con las gráficas de colores, y con los datos de iluminación obtenidos en los 500 puntos censados, obtenemos una serie de gráficas comparativas del comportamiento global de cada nave. De ese modo y tal como muestra la **gráfica de iluminación global** de las dos catedrales podemos observar como el 21 de Junio la catedral de Sevilla tiene una mayor iluminación sobre todo en las horas tempranas y de mediodía, mientras que el 21 de diciembre la iluminación global se invierte, siendo la catedral de Toledo la más iluminada en todas las horas del día (Fig.5).

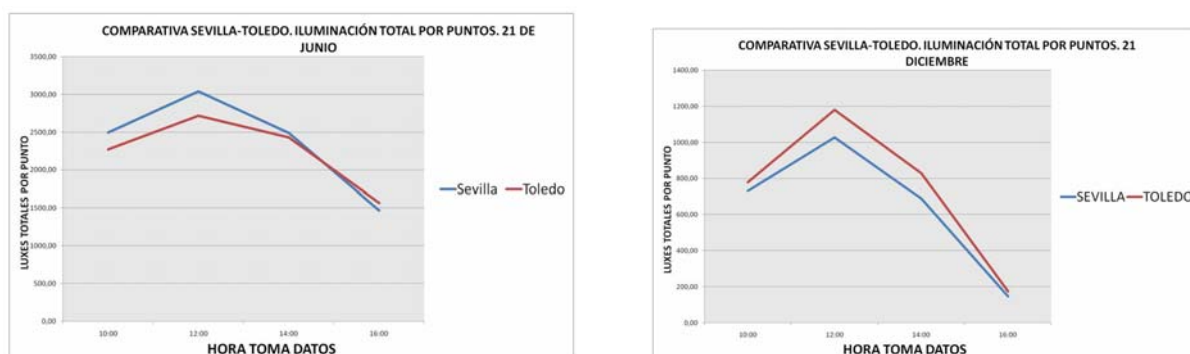


Fig.5. Comparativa Sevilla-Toledo. Iluminación total por puntos en invierno y verano.

Si nos centramos en el **día de mayor iluminación del año, el 21 de Junio**, vemos como Sevilla, obtiene datos superiores de iluminación en sus naves principal y transversal, siendo las naves exteriores, la norte y la sur, las que en Toledo tienen una mayor iluminación global. Se podría decir que Sevilla, en verano, magnifica su escenografía en las naves principales mientras que Toledo lo hace con las naves más exteriores, la norte y la sur (Fig.6)

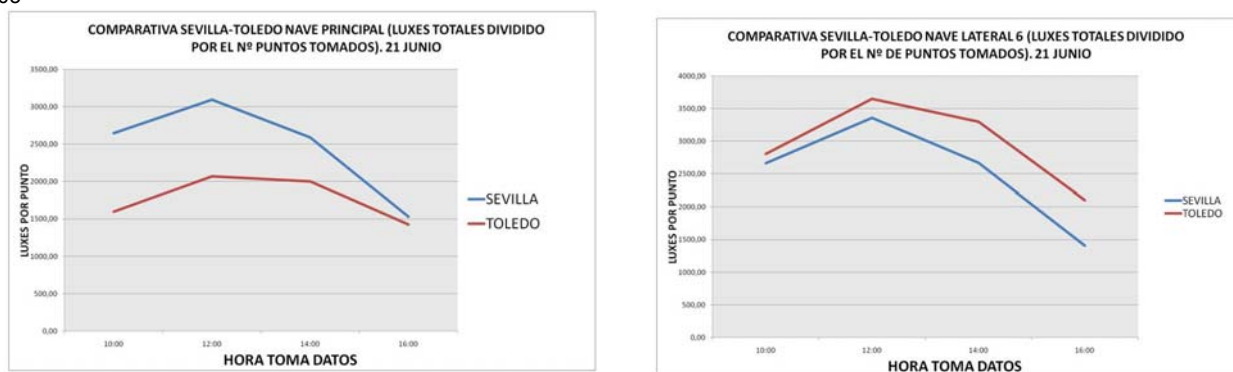


Fig.6. Comparativa Sevilla-Toledo. Iluminación por naves en verano.

En invierno, **el 21 de diciembre** Se invierten los valores y Toledo pasa a tener mayores valores absolutos en las naves principal y adyacentes mientras que en las exteriores se igualan, obteniendo valores muy similares para ambas catedrales. La escenografía luminosa en este caso será mayor para Toledo en las naves principal y transversal (Fig.7).

La comparativa descrita se corrobora en los puntos singulares de las dos iglesias como son el crucero y los pies de la iglesia. En ellos se ve como Sevilla está mucho más iluminada en verano y Toledo en invierno.

Todas estas gráficas se realizaron para los 4 días del año seleccionados y las 4 horas prefijadas (10:00, 12:00, 14:00 y 16:00), de tal modo que las comparativas sirvieron para un profundo análisis de la situación, tanto para los distintos espacios de las catedrales como para las distintas horas del día y estaciones del año.

Es del análisis cuantitativo profundo de estas gráficas de donde nacen los conceptos de generación de espacio escenográfico a través de la luz en las distintas naves de la catedral. La conclusión más interesante es que, en el origen, la distribución de **la luz en la catedral se desarrollaba de manera extremadamente constante** dentro de cada una de sus naves, pero con grandes variaciones relativas entre ellas. Por un lado, las naves laterales sur y norte, junto con las girolas (estas en el caso de Toledo), mantienen niveles de iluminación elevados y cambiantes a lo largo del día. La escenografía es en estos casos enérgica y sugerente, la luz traslúcida “no natural” penetra por las vidrieras con fuerza, imprimiendo sobre el espectador y los conjuntos constructivos un crisol de colores en movimiento, provocando un “recorrido de lectura” de vidrieras único y premeditado.

Sin embargo, la nave principal, el transepto y las naves laterales anexas mantienen niveles de iluminación mucho más baja, pero a su vez más constantes que las “exteriores”, dotando a estos espacios de una predisposición al culto más pausado, más sutil.

Podemos entonces determinar que una suerte de jerarquización luminosa aplicada a los espacios de las catedrales dividía los mismos en **zonas de evangelización** y enseñanza a través de la exposición a la luz transformada y coloreada, y **zonas de recogimiento** y concentración con luz baja y constante más adecuada para la oración y el culto.

6. Conclusiones.

Analizando el objetivo planteado de aproximación al **conocimiento y cuantificación** de la iluminación en una catedral gótica como son Toledo y Sevilla, podemos determinar que el método utilizado nos permite acercarnos al mismo desde la comparación de valores hoy inexistentes, y que estos valores muestran una iluminación tal como los distintos autores pronosticaban en sus teorías: una **luz filtrada, constante, baja y homogénea**. Una luz que matiza los ambientes y los cualifica, diferenciando cuáles han de ser de recogimiento y culto y cuáles de evangelización y exaltación de las Sagradas Escrituras representadas por los vitrales. Este método nos ubica dentro de un escenario extremadamente sensible al **momento preciso** en el que se toma la instantánea lumínica, siendo inútil toda caracterización que no defina con exactitud la hora y el día del los que se está hablando. Es, por tanto, especial protagonista de la iluminación la cuarta dimensión de la arquitectura: **“el tiempo”**.

En lo referente a la comparación entre las catedrales de Sevilla, de configuración estructural tipo **“sísmica”** con respecto a la de Toledo, de diseño **“francés”**, podemos asegurar que, contrariamente a lo que pudiera parecer, no siempre Toledo obtiene la mayor iluminación; ni global ni por zonas. En las épocas del año de mayor luminosidad (21 de junio) Sevilla mantendrá

valores de iluminación más altos, sobre todo en las naves principal y transversal, mientras que Toledo tendrá más luz el resto del año y de zonas de la catedral.

7. Importancia de la investigación

Todo lo anterior demuestra la **importancia de la investigación**. Es una realidad tangible que el conocimiento pormenorizado de la iluminación en las catedrales góticas es fundamental para el entendimiento del gótico en general. Conocer cómo era cualitativa y cuantitativamente la luz en las catedrales aportará un condicionante ineludible a tener en cuenta a la hora de rehabilitarlas, en un intento por que las intervenciones futuras no desvirtúen lo que en un inicio fue algo pretendido y buscado, que forma parte de la más relevante historia de la catedral gótica y que en la actualidad carece del conocimiento preciso: **“su luz”**.

8. Futuras líneas de investigación.

El método de acercamiento a la iluminación gótica empleado sobre estas dos catedrales podría ser extensivo en una **futura línea de investigación** al resto de catedrales españolas, y la comparación entre ellas, seguida de una clasificación según “tipos de iluminación gótica” según el mandato de Jantzen de 1978, *“se hace preciso, pues, examinar con mayor detenimiento cuál es la naturaleza de la luz de la catedral gótica. Para ello es necesario distinguir estilos de luz así como distinguimos estilos de arquitectura, algo que apenas se ha tomado en cuenta hasta ahora para las iglesias de Occidente.”*¹⁰. Esta clasificación las dotaría de valores inéditos hasta la fecha e iría ligada a su concepción estructural, ya que ésta define en todo momento las condiciones volumétricas interiores de los espacios, aportando un valor añadido a las mismas y determinando cómo, catedrales de concepción estructural tan complejas como son las que están sometidas a cargas dinámicas producidas por viento o sismo, han conseguido salvar un aspecto tan importante como es su iluminación interior, y cuáles lo han conseguido con mayor acierto.

9. Bibliografía destacada.

PANOFKY, Erwin, 1986, *“Arquitectura gótica y pensamiento escolástico”*, 1ª edición, Las ediciones de la Piqueta, Madrid, ISBN: 8474430410, ISBN-13: 9788474430417

ESCRIG PALLARÉS, Félix y **PÉREZ VALCARCEL**, 2004, Juan. *“La modernidad del gótico. Seis puntos de vista sobre la arquitectura medieval”*, 1ª edición, Secretariado de publicaciones, Universidad de Sevilla, ISBN: 9788447208371.”

CASTRO VILLALBA, Antonio, 1996, *“Historia de la construcción medieval. Aportaciones”* 1ª edición, Barcelona, ediciones UPC, S.L. Quaderns d'arquitectes, 15, ISBN: 8483011735.

GONZÁLEZ MORENO-NAVARRO, José Luis, 2007, “El caso de los arbotantes de la cabecera de la iglesia gótica de Castelló d'empuries (la llamada catedral del Ampurdán)”, en: *Actas del quinto congreso nacional de historia de la construcción, Burgos, 7-9*, ISBN 978-84-7790-446-5,

CASSINELLO PLAZA, Pepa, 2003, *“Trazado y estabilidad de la arquitectura gótica”*. Tesis doctoral inédita, Universidad Politécnica de Madrid.

MARK, Robert, 1990, *“Light Wind, and Structure: The mystery of the Master Builders”*, New Liberal Arts Series, Cambridge, Mass, and London: MIT Press, ISBN: 026213246X

CASSINELLO PLAZA, Pepa, 2005, “Influencia de los terremotos históricos en la construcción de las catedrales góticas españolas”, *Annnali di architettura*, nº17, ISSN: 1124-7169, pp. 9-20.

NIETO ALCAIDE, Víctor, 1978, *“La luz, símbolo y sistema visual. El espacio y la luz en el arte gótico y del renacimiento”*, 1ª edición, ediciones Cátedra (Grupo Anaya), Madrid

JANTZEN, Hans, 1979, *“La arquitectura gótica”*, 1ª Edición, ediciones Nueva Visión, Buenos Aires, ISBN: 950-602-110-4.

¹ PANOFKY, Erwin, “Arquitectura gótica y pensamiento escolástico.” p. 37, p.45, p.50

² PANOFKY, Erwin, “Arquitectura gótica y pensamiento escolástico.”, p. 22

³ SIMSON, Otto Von, “La catedral gótica”. Alianza forma. Madrid. 1982 (2ª). p. 25-42

⁴ SIMSON, Otto Von, “La catedral gótica”. Alianza forma. Madrid. 1982 (2ª). p. 25-42

⁵ SCHÖENE, Wolfgang, Über das Licht in der Malerei, Berlín, 1954. p. 55 y ss.

⁶ NIETO ALCAIDE, Victor, “La luz, símbolo y sistema visual, (El espacio y la luz en el arte gótico y del Renacimiento)”. p. 24.

⁷ MARK, Robert, “Light, Wind, and Structure: The mystery of the Master Builders” p.44 y 45

⁸ MARK, Robert, “Light, Wind, and Structure: The mystery of the Master Builders”. p. 46

⁹ CASSINELLO PLAZA, Mª Josefa, “Influencia de los terremotos históricos en la construcción de las catedrales góticas españolas”, artículo publicado en la revista Annnali di architettura, nº 17/2005. p.11 y 12.

¹⁰ JANTZEN, Hans, “La arquitectura gótica”. Buenos Aires. Nueva Visión, cop. 1979. p. 78

LAS CUBIERTAS DEL GÓTICO RADIANTE ESPAÑOL. LA BÚSQUEDA DE LA LUZ

Noguera, F.^{1*}, Cassinello, M. J.²

(1) Universidad de Castilla-La Mancha. Departamento de Arte. Cuenca, España.

(2) Universidad Politécnica de Madrid. Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas.

RESUMEN:

Las extraordinarias innovaciones estructurales de la arquitectura gótica evolucionaron con el estilo radiante hasta una armadura donde los muros de cristal podían entregarse a la exhibición de complicadas tracerías. Para alcanzar este logro fue necesario sustituir las cubiertas a un agua de madera, que impedían el paso de la luz, por otras planas, de doble vertiente o piramidales, como las utilizadas en la catedral de León, hasta la fecha la única catedral española donde se ha empleado alguna de estas soluciones, permitiendo el vaciado total del muro de su nave mayor.

El presente trabajo presenta evidencias documentales inéditas y nuevos hallazgos arqueológicos en la estructura de la catedral de Cuenca que demuestran que en su brazo mayor también se construyeron cubiertas de doble vertiente o piramidales. Estos descubrimientos -junto con otros que hemos publicado recientemente- permiten la reconstrucción total de la configuración primitiva del cuerpo de naves, que fue sustancialmente diferente de la actual. A la luz de estos datos, el templo conque se quedaría íntimamente emparentado con la catedral de León y el gótico radiante francés del siglo XIII.

Palabras clave: catedral, cubiertas, gótico radiante, Cuenca, León.

ROOFINGS IN THE SPANISH RAYONNANT GOTHIC STYLE. THE QUEST FOR LIGHT.

ABSTRACT:

The outstanding structural innovations brought in by gothic architecture evolved with the rayonnant style towards a trussing framework enabling glazed walls to exhibit intricate tracery patterns. To achieve such feat, it was necessary to replace the old wooden lean-to roofings, which blocked the passage of light, with new flat, double-pitched or pyramidal roofs, like those used in the León Cathedral, to date the only Spanish cathedral that used any of these solution, enabling to fully clear the nave wall.

This paper presents unpublished documentary evidences and new archaeological findings in the structure of the nave of the Cuenca Cathedral demonstrating that those pyramidal or double-pitched roofs were also built there. These findings -along with other discoveries we have recently published- make it possible to fully reconstruct the original configuration of the nave, which was substantially different from the currently existing layout. In the light of these facts, the Cuenca temple turns out to be closely related to the León Cathedral and the French XIII-Century rayonnant gothic style.

Key words: cathedral, roofings, rayonnant gothic, Cuenca, León

* Francisco.Noguera@uclm.es

1. Introducción

Viollet-Le-Duc (1869,1:225) señalaba que cada vez que los constructores del siglo XIII quisieron perfeccionar su modo de hacer arquitectura, tuvieron que enfrentarse al reto de alterar el sistema

constructivo, el de cubrición y el de evacuación de aguas. La desmaterialización de la arquitectura perseguida por el *Style Rayonnant* fue uno de esos grandes desafíos, y son diversos los estudios que analizan cómo se trabajó al límite de la tecnología medieval de la piedra. Sin embargo se ha prestado escasa atención al hecho de que, para alcanzar la conquista total de la luz, hubo que prescindir de las cubiertas a un agua de madera que oscurecían el triforio. Comenzó entonces la búsqueda de sistemas alternativos de cubierta y desagüe, lo que implicó la resolución de numerosos problemas compositivos, constructivos, de mantenimiento y durabilidad. Y en poco más de una década se alumbraron en la Francia Septentrional múltiples soluciones que, por fin, permitieron a estos constructores llevar al extremo los principios del gótico.

2. Estudio tipológico de las cubiertas del gótico radiante

Se han analizado los diversos tipos de cubiertas de las naves laterales utilizadas en el gótico radiante europeo, su distribución geográfica y la fecha aproximada de su construcción. Como hasta ahora no se ha conocido ninguna investigación sobre los procesos de difusión del gótico Francés de modo comparativo (Karge 2004, 116), esperamos que este trabajo suponga un primer avance en esa dirección. El ámbito de estudio incluye todas las iglesias o catedrales de tres o más naves donde se haya aplicado el *Style Rayonnant* en todo o parte del edificio. Como resultado se han encontrado 14 templos, de los cuales sólo 5 están fuera de Francia. Los diversos sistemas de cubrición utilizados se pueden clasificar en los siguientes cuatro tipos:

- Cubierta con doble vertiente que discurre paralelamente al edificio, empleadas en la iglesia abacial de Saint-Denis (1231), y después en Estrasburgo (1236) Troyes (1240), Le Mans (1240-50), León (1250-85) y en la iglesia de Saint-Urbain de Troyes (1262-1286).
- Cubiertas piramidales modulares que no entran en contacto con los estribos. Utilizadas en Beauvais (1240), Amiens (1250-60) y Rouen (1318+); no se han encontrado fuera de territorio francés.
- Cubiertas modulares a cuatro aguas, cuyo eje largo se dispone perpendicularmente al edificio, permitiendo salvar grandes distancias sin alcanzar una altura excesiva. Por eso se utiliza en catedrales de cinco naves: las de Colonia (1248+), Praga (1344+) y Sées (1270).
- Sistema de terrazas, utilizado en las catedrales de Famagusta (1248-1312) y Ratisbona (1273-1330).

3. La función de las enjutas

Se pueden extraer interesantes conclusiones de este estudio tipológico valorándose las ventajas e inconvenientes de cada solución. Pero por limitación de espacio sólo incidiremos aquí en el papel que, para estos sistemas, desempeñan las enjutas de las bóvedas.

La primera función que cumplen aquí estos elementos es canalizar el agua de lluvia. Esto se debe a que en los tejados a cuatro aguas, de doble vertiente y piramidales parte de ese agua, en contra del sentido natural, es arrojada hacia el interior del edificio. Allí, en la base del muro exterior del triforio, es recogida por un canal construido en las enjutas *formeras*, y en cada tramo es conducida por otro canal perpendicular, que discurre sobre las enjutas de los arcos fajones. Conectando finalmente con el canal situado sobre la cornisa de las naves laterales, el agua es desaguada mediante gárgolas. La segunda función de las enjutas es servir de apoyo de los estribos de las armaduras. Las cubiertas a dos aguas apoyan sobre las *formeras*, las modulares a cuatro aguas principalmente sobre las *fajonas*, y las piramidales sobre ambas.

4. Las cubiertas en el gótico radiante español

Entre la escasa media docena de catedrales que, fuera de Francia, utilizan alguno de estos sistemas propios del gótico radiante, encontramos dos españolas. Hasta ahora, en España sólo conocíamos el caso de la catedral de León, un templo que ocupa una posición única y excepcional dentro del gótico europeo, siendo el único fuera de Francia, construido en el siglo XIII, que se levantó íntegramente en estilo radiante (Karge 2004, 116). Como le corresponde por su estilo, sus naves bajas tuvieron cubiertas que permitían el paso de la luz a través del triforio, pero éste quedó

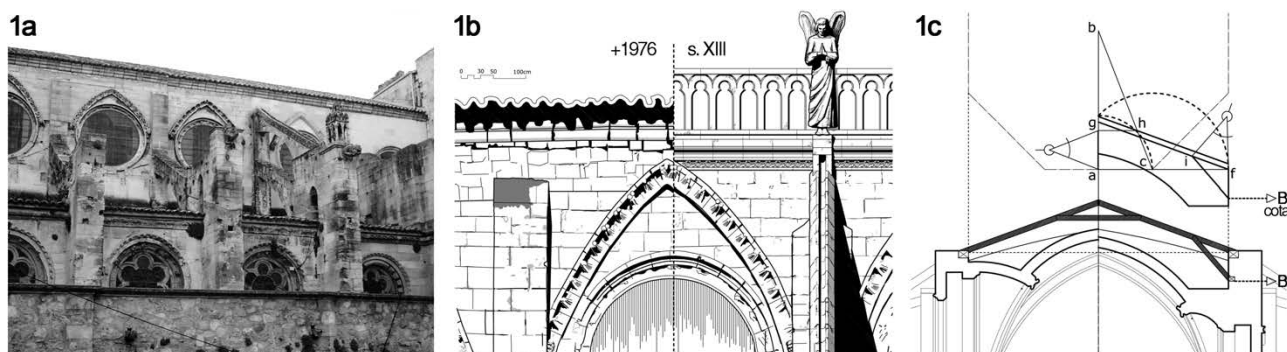
cegado tras la sustitución de los tejados originales por otros a un agua en el siglo XVII (González--Varas 1993, 236). Uno de los restauradores de la catedral en el XIX, Demetrio de los Ríos, y su sucesor, Bautista Lázaro, opinaban que esas cubiertas primitivas fueron de doble vertiente. Sería interesante conocer los datos en los que se basaron para llegar a esa conclusión y descartar los tejados modulares piramidales. En cualquier caso, sabemos que estos arquitectos repararon todo el sistema de desagües de estas naves colaterales, incidiendo especialmente en las enjutas de las bóvedas sobre los arcos fajones (González-Varas 1993, 431-432; 2001, 236-237).

Como se ha dicho, el caso leonés era el único conocido hasta la fecha, pero evidencias documentales, unidas al estudio de las fábricas de la catedral de Cuenca, han demostrado que en la nave bajas de su brazo mayor también se utilizaron estos sistemas, que posteriormente fueron reemplazados por cubiertas a un agua como también sucedió en León. De manera sintética vamos a contextualizar ahora esos hallazgos.

5. La catedral de Cuenca. Configuración original del siglo XIII

El primer impulso constructivo del templo conquense comprende la cabecera y el transepto, iniciados a finales del siglo XII y acabados con temprana eficacia en un estilo protogótico pionero en Castilla. A mediados del XIII se iniciaría el cuerpo de naves, finalizándose su fachada y la torre linterna sobre el crucero, probablemente, con los primeros compases de la siguiente centuria (Muñoz 2009, 96). Condicionado por la escasa altura de la cabecera, el brazo mayor posee un singular esquema compositivo y estructural. El maestro que lo ideó, buscando su máxima esbeltez, fundió en su diseño triforio y ventanales dando lugar a una configuración reconocida como única en Europa (Palomo 2004, 245), cuyas formas del gótico radiante se ven enriquecidas por escultura monumental y tracerías profusamente decoradas.

La ligereza de esta brillante y singular solución contrasta, al exterior, con lo masivo y tosco de un cerramiento totalmente anacrónico (fig. 1a). Carente la parte alta de un remate gótico, su pobre aspecto se acentúa por las cicatrices de incendios, derrumbes e improvisadas reparaciones. Además, a principios del siglo XX las restauraciones de Vicente Lampérez supusieron la demolición y posterior reconstrucción de la fachada y el primer tramo del larguero, en un estilo neogótico que poco o nada tiene que ver con el resto del edificio (Navascués 2009, 89). Todas estas acciones superpuestas impidieron a los especialistas distinguir en los muros los añadidos posteriores de la obra original del XIII (Ibáñez 2009, 32; Palomo 2002, 1:232; 2:220), cuya configuración era desconocida. En una anterior publicación (Noguera 2011), que en el momento de escribir estas páginas está en imprenta, se presentan los nuevos restos del XIII encontrados en las fábricas del cuerpo de naves. El análisis de estos restos y un levantamiento planimétrico detallado han permitido desentrañar el diseño primitivo de la nave mayor, que expondremos ahora brevemente.

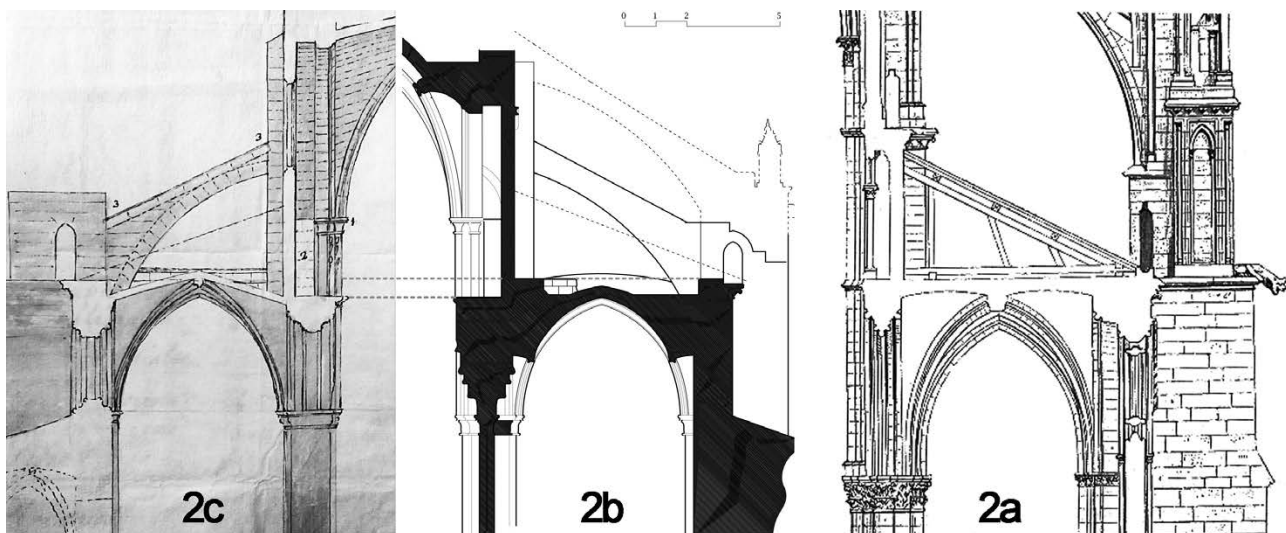


El derrumbe de las torres de fachada y el crucero, tras alguno de los reiterados incendios documentados que éstas sufrieron, fue la causa probable de la destrucción de la mayoría de los arbotantes altos y sus correspondientes estribos, gárgolas y pináculos. Se verificó su existencia mediante un análisis constructivo y estratigráfico, que también ha determinado que la cubierta central primitiva -que carecía de tirante- colapsó al desaparecer los arbotantes, pues era

apuntalada por éstos. A partir de la roza dejada por el tejado y los restos del empotramiento de la hilera y el estribo se han podido conocer la disposición y dimensiones de todos sus elementos, comprobándose que estaban modulados de manera precisa según la *vara de Burgos*, conformando una armadura de *par y nudillo* de cinco paños (fig. 1c). Se ha verificado también que su monte y dimensionado cumplía con las reglas de la carpintería de armar de los tratados del siglo XVII, que a su vez se sabe que recogieron los procedimientos de los maestros medievales. Al abrirse la cubierta se destruyó también el remate del muro de la nave, donde se ha comprobado que existió un canal de recogida de aguas, balaustrada y esculturas, aunque se desconoce la formalización concreta de estas últimas (fig. 1b). A continuación complementaremos este análisis de la nave mayor con el de las laterales, que también se vieron afectadas por estas alteraciones.

6. Evidencias de la construcción de cubiertas piramidales o a doble vertiente

Las cubiertas a un agua que vemos hoy en las naves laterales ya presentaban la misma disposición antes de su restauración en 1976. Si estudiamos su sección comprobamos que en el muro no se produce articulación alguna para recibir la cubierta (fig. 2b). Esta articulación es una constante ya en la primeras iglesias que adoptaron la típica sección para el triforio gótico, formándose un recrecido hacia el exterior cuya altura se corresponde con la de la cubierta. Así sucede en Reims, Amiens, Bourgues, Chartres o Burgos (fig. 2a). Este recrecido o articulación se mantiene, incluso, en los triforios iluminados del gótico radiante, como los de León o Troyes. También en el particular gótico borgoñón se produce este recrecido, esta vez hacia el interior de la nave, como en Saint-Martin de Clemecy (Viollet-Le-Duc 1869, 9:228). En esta región se encuentra la Iglesia abacial de Saint-Seine, de principios del XIII, que también presenta, salvando las distancias, la singular fusión de triforio y ventanales de Cuenca. Bajo aquel triforio el muro engorda hacia el intradós, a partir del punto de contacto con la cubierta. Sobre su cumbrera la fábrica genera un definido vierteaguas que también aparece en el contacto del faldón con los estribos. Este vierteaguas se repite en Clemecy y las demás iglesias de la región. Los constructores góticos siempre ponían especial cuidado en proteger del agua estos problemáticos puntos de encuentro, sin embargo, en Cuenca sus muros lisos y de grosor constante hasta su base no incorporan ninguna de estas protecciones ni articulaciones. La cubierta fue simplemente recibida mediante una roza practicada en los muros, contrafuertes y estribos, después de que éstos estuvieran ya finalizados. A tenor de estos datos debemos descartar que las naves laterales del brazo mayor conqueses estuvieran cubiertas con tejados de madera a un agua.



Otra solución que carece de articulación en el triforio es la utilizada, a principios del XIII, en Notre Dame de París (Viollet-Le-Duc 1869, 5:20). Allí se colocaron losas pétreas sobre arcos o enjutas inclinadas, contruidos sobre las bóvedas. Pero de haber existido estos arcos en Cuenca habrían dejado unas huellas claramente identificables, cosa que no sucede.

El catálogo de cubiertas góticas incluye también las terrazas resueltas mediante losas de piedra apoyadas sobre el trasdós de las bóvedas. Esta opción fue apuntada ya por Torres Balbás como

la utilizada en Cuenca, si bien en su apurado análisis del larguero no especificó si se refería a la nave central, las laterales o ambas. Tampoco aportó ningún dato adicional que soportara su opinión (Torres 1952, 54). En esta modalidad las losas se colocan directamente sobre el mortero de pendiente, como en el caso de la catedral de Ratisbona. De haberse utilizado esta solución en Cuenca habría sido necesario una gran cantidad de relleno y mortero para salvar la altura de la enjuta que discurre ininterrumpidamente por la cornisa (fig. 2b). Sin embargo no existe el menor rastro de aquellos, más bien al contrario, el recubrimiento de las bóvedas es perfectamente liso y sigue el perfil de las mismas. Además esta cubierta habría dejado huella en la base del muro del triforio; pero allí esas huellas no aparecen, y los sillares -acabados con un martillo trinchante de dientes *de peine*- fueron cuidadosamente labrados, hasta su base, para quedar vistos. Éstos presentan un tratamiento idéntico en su cara interior, la que da a la nave. Por todo lo anterior, parece evidente que esta modalidad de terraza también debe ser descartada.

Llegados a este punto las únicas opciones viables de cobertura serían las cubiertas de madera a dos aguas o piramidales, que no entran en contacto con el muro del triforio. Habría que desechar las modulares a cuatro aguas, pues son exclusivas de las iglesias de cinco naves. Como se ha visto, todas estas cubiertas necesitan del total enjutamiento de las bóvedas para poder apoyar la armadura y canalizar las aguas; y como se aprecia en la sección de la nave conquenses, las enjutas longitudinales se conservan allí íntegramente (fig. 2b). Están construidas mediante hiladas de sillares, rematados por una losa de unos 5 cm, que consigue que su superficie esté completamente nivelada, de forma que la cota superior de las enjutas interiores y exteriores es exactamente la misma. Pero para que el sistema funcione debieron construirse también enjutas sobre los arcos fajones, y efectivamente, se han encontrado restos de una de esas enjutas transversales en las naves del costado sur. Éstas conservan todavía su losa de remate de 5cm, de manera que su cara superior también está perfectamente enrasada con las enjutas *formeras*. La existencia de las demás enjutas transversales se ha podido verificar, al encontrarse representadas en una sección del brazo mayor de Cuenca, realizada por Ventura Rodríguez en 1768 con motivo de unas reparaciones ajenas al tema que nos ocupa (fig 2c). Este plano, conservado en el archivo catedralicio, aunque desajustado en cuanto a la altura de las bóvedas laterales, nos muestra fielmente el despiece de estas enjutas formeras, todavía intactas, con su losa de remate. Es interesante que este plano corresponde a las naves del lado norte, donde hoy no se conservan restos de esas enjutas.

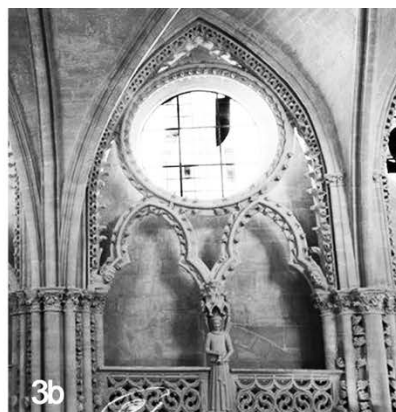
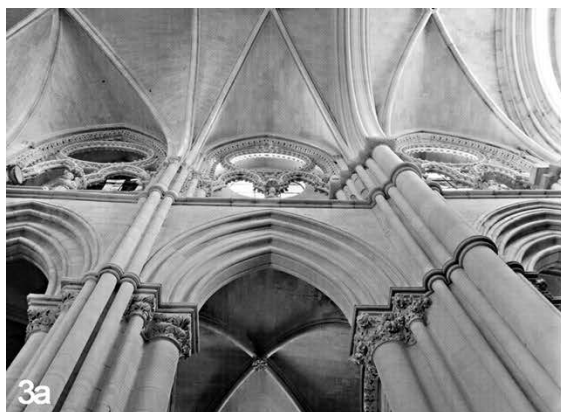
Aunque a la luz de este análisis ya podríamos asegurar que este tipo de cubiertas se construyeron, se puede exponer otro hallazgo que apuntala todavía más su existencia. En uno de los documentos más antiguos de los libros de fábrica que se conservan, fechado el miércoles 25 de mayo de 1401, el canónigo obrero Pedro Martínez de Chillarón relata cómo «reparó los andenes que circundan las cubiertas laterales» (Palomo 2002, 2:118). Conociendo la tipología de las cubiertas góticas, sabemos que las únicas que tienen *andenes que las circunden* son las de doble vertiente, las piramidales o las modulares de cuatro aguas.

7. Nuevas hipótesis sobre el triforio conquense

Podemos considerar que estos argumentos constructivos, históricos y documentales tienen solidez más que suficiente para asegurar, sin lugar a dudas, que sobre las naves laterales del brazo mayor conquense se construyeron cubiertas a doble vertiente o piramidales. Pero al alcanzar esta certeza la sombra de la sospecha se cierne entonces sobre el muro de cerramiento del triforio.

Como se ha visto, estos tipos de cubiertas se emplearon, precisamente, para iluminar el triforio hasta su base. Pero en nuestro caso tenemos un muro prácticamente ciego, de no ser por el óculo abierto en su parte superior, generando una solución propia del gótico más primitivo del norte de Francia, totalmente anacrónica para mediados del siglo XIII (fig. 1a). Esta tosca solución presenta, además, una muy deficiente construcción que contrasta de manera formidable con la creatividad y habilidad técnica necesaria para alumbrar y construir las tracerías caladas del triforio, cuya configuración *radiante* se ve además enriquecida por una profusa decoración vegetal y escultura monumental, entre la que destacan sus doce ángeles atlantes a modo de mainel (figs. 3a y 3b; el

quitamiedos es un añadido del s. XV). Esta contradicción *interior-exterior* se ve acentuada por el descubrimiento, en 2001, de otras tracerías caladas del *Style Rayonnant* en la fachada del palacio episcopal anexo a la catedral, correspondientes a una reforma promovida por el obispo Mateo Reynal en 1254 (fig. 3c). Estas tracerías, que presentan una disposición casi idéntica a la del triforio -salvo por los elementos destinados a recibir ventanales-, no tienen parangón en la arquitectura civil española gótica (Ibáñez 2006, 308) y hacen más evidente la anacrónica tosquedad del actual cerramiento del triforio. Es difícil pensar que, mientras éste se cerraba con una solución torpe, oscura y pobre, el palacio del obispo, obra secundaria frente a aquella, se cerrara con ricas tracerías, que además sólo se pueden contemplar desde un patio interior.



Por estas razones planteamos aquí la hipótesis de que originalmente el triforio se abriera al exterior mediante otras tracerías similares a las del interior, como sucedió en la catedral de Toledo, tal y como demostró Lampérez (Palomo 2002, 1:240). Para comprobar esta suposición se está realizando un análisis estratigráfico de los muros que todavía no se ha completado. Entre tanto, las primeras observaciones parecen apoyar la idea de partida, pues se ha comprobado que buena parte del cerramiento norte del triforio está construido *a la moderna*, mientras que sus tramos correspondientes al sur se levantaron *a la antigua*. Es decir, que a un lado se levantaron primero los contrafuertes para después cerrar los muros, no produciéndose traba entre ambos; en cambio, en el otro lado ambos elementos se construyeron simultáneamente por hiladas continuas horizontales. Dada la necesidad de levantar, en estas partes altas, los dos lados de cada tramo a la vez, este hecho demostraría que buena parte del cerramiento fue alterado, interviniendo en él distintos talleres en momentos diferentes. Será necesario profundizar en este estudio para conocer la magnitud y el sentido de estas alteraciones.

8. Filiación entre las catedrales de Cuenca, Burgos, León. El gótico radiante y el maestro Enrique

El hecho de que en Cuenca se utilizara una exótica solución de cubierta, propia del *Style Rayonnant*, que en España sólo podemos encontrar en León, genera un fuerte vínculo entre ambas catedrales. Esta sólida conexión encajaría con la teoría del arqueólogo Michel Muñoz (2009, 100), quien considera que la catedral conquense compartió maestro con las de Burgos y León. Esta sugerente hipótesis se originó a raíz del descubrimiento, en 2009, del dibujo de una girola con bóvedas quintopartitas tallado en los sillares del interior de la torre linterna conquense. En España estas bóvedas quintopartitas sólo se emplean en la girola de la catedral de Valencia y en la de Burgos; pero según Muñoz las trazas encontradas serían el diseño preparatorio de la girola de la catedral Burgalesa, pues se da la circunstancia de que dicha girola fue construida por el maestro Enrique a partir de 1261, recién iniciado el obispado de Mateo Reynal, quien precisamente fue, hasta 1257, prelado de la diócesis conquense. Según esta teoría, reforzada muy notablemente por los hallazgos de las cubiertas, Enrique o *Amric* habría participado entonces en la construcción de tres de las principales catedrales castellanas: la de Cuenca, la de Burgos y la de León, pues de ésta última también consta que fue «magister operis» (Palomo 2002, 1:57). Antes de que Muñoz enunciara su teoría, y antes de saberse que en León y Cuenca se utilizaron unas exóticas cubiertas *radiantes*, ya se habían reiterado los paralelismos escultóricos y decorativos entre la nave de Cuenca y las obras de Enrique en la catedral de Burgos (Karge 1995,

Palomo 2002, 1:245), sobre todo con la galería de estatuas de las tres fachadas burgalesas, el claustro y los ángeles de su cubierta. En León Enrique reprodujo, hacia 1270, los motivos de la catedral burgalesa de manera casi idéntica, operando en aquel taller un profundo cambio de concepción que afectó a la configuración escultórica y ornamental de las portadas meridionales, así como a la renovación arquitectónica del claustro (Karge 2004, 142). El profesor Henrik Karge describía así la obra de Enrique en un congreso internacional sobre la catedral de León:

«...corresponde al estilo radiante de raíz francesa, concretamente parisina, pero el sistema Francés se ve desarrollado aquí en una síntesis muy original de arquitectura y escultura monumental hacia una plasticidad más expresiva y abundancia ornamental que no se conocen en Francia. Se podría hablar de una corriente hispanizada del *Style Rayonnant* que tiene paralelos en la iglesia abacial de las Huelgas de Burgos y en la nave de la catedral de Cuenca» (Karge 2004, 143).

No puede demostrarse por completo su presencia en Cuenca, pero demasiadas piezas encajan como para no considerar que, detrás de todas estas obras (incluidas las tracerías del palacio episcopal conquense) estuviera la mano del maestro Enrique, o *Amric*. Un *magister operis* que, sin duda, dominaba también el arte de la escultura, y que posiblemente finalizó en lo sustancial tres de las catedrales góticas más importantes de Castilla. Lo que sí es seguro, a la luz de los hechos, es que la catedral de Cuenca fue doblemente pionera. En un primer momento fue protagonista, junto con la de Ávila, de la introducción de la arquitectura ojival en Castilla. Después volvió a estar en la vanguardia, al recibir la máxima expresión del gótico francés -el *Style Rayonnant*- probablemente mientras daba sus primeros pasos la catedral de León, que hasta ahora era la única exponente de ese estilo en España. Aunque castigada y desmerecida por ocho siglos de desgracias y vicisitudes, la Catedral de Cuenca merece ser considerada como una pieza clave en la aparición, desarrollo y difusión de la arquitectura gótica en España.

BIBLIOGRAFÍA

- Cassinello, M. J. 2005. Influencia de los terremotos históricos en la construcción de las Catedrales Góticas españolas. *Annali di Architettura*, 2005, nº. 17, p. 9–20.
- González-Varas, I. 2001. *La Catedral de León: El sueño de la razón*. León: Edilesa, 2001.
- . 1993. *La catedral de León: Historia y restauración: 1859-1901*. León: Universidad de León, Secretariado de Publicaciones.
- Ibáñez, J. «Transformaciones arquitectónicas.» En *La catedral de Santa María de Cuenca*. Tres décadas de intervenciones para su conservación, 19-32. Madrid: Fundación ACS, 2009.
- Ibáñez, P. 2006. *La vista de «Cuenca desde la hoz del Huécar» (1565) de Van den Wyngaerde*. Cuenca: Diputación Provincial de Cuenca. Departamento de Publicaciones.
- Karge, H. 2004. «La arquitectura de la catedral de León en el contexto del gótico europeo». En Congreso Internacional «La Catedral de León en la Edad Media», 113–144. León: Universidad de León.
- Muñoz, M. 2009. «Interpretación arqueológica de una catedral gótica». En *La catedral de Santa María de Cuenca*. Tres décadas de intervenciones para su conservación, 95-104. Madrid: Fundación ACS.
- Navascués, P. 2009. «Lampérez y la catedral de Cuenca». En *La catedral de Santa María de Cuenca*. Tres décadas de intervenciones para su conservación, 85-93. Madrid: Fundación ACS, 2009.
- Noguera, F. 2011. «La armadura de cubierta y el sistema de evacuación de aguas del brazo mayor de la catedral de Cuenca. Análisis constructivo y restitución teórica». En *Actas del Octavo Congreso Nacional de Historia de la Construcción*. En imprenta.
- Palomo, G. 2002. *La catedral de Cuenca en el contexto de las grandes canterías catedralicias castellanas en la Baja Edad Media*. 2 vols. Cuenca: Diputación de Cuenca.
- Viollet-le-Duc, E.E. 1869. *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe siècle*. 10 vols. París: A. Morel.
- Torres, L. 1952. *Arquitectura gótica*. Plus Ultra.

EL CONCEPTO DE PRETENSADO APLICADO AL EQUILIBRIO DE UN ROSETÓN GÓTICO. RESTAURACIÓN DEL ROSETÓN DE LA SEO DE MANRESA

Dr. Brufau Niubó, R^{1,*}, Martín Sáiz, D²,

(1) Doctor Architect, Professor at the Polytechnic University of Catalonia, Department of Structural Architecture, ETSAV, Sant Cugat del Vallès Barcelona.

Founding member of BOMA, Barcelona.

(2) Architect Managing Partner of BOMA Norte, Getxo, Vizcaya.

RESUMEN:

Dentro del comportamiento resistente de un rosetón gótico está implícito uno de los conceptos modernos que se aplica en las tipologías estructurales actuales: el pretensado o postensado para compensar las tracciones debidas a la flexión. En los manuales de construcción medievales, como el de Villard de Honnecourt, no se hacía referencia más que a cuestiones formales y geométricas. Sin embargo, este concepto era aplicado intuitivamente por los constructores de catedrales como mecanismo fundamental de estabilidad de la lámina del rosetón frente a las acciones de viento. Durante la restauración del rosetón de la Seo de Manresa, realizado por los autores, se ha puesto en práctica este método de análisis dándole un sentido científico a esa intuición a través de la Teoría de Resistencia de Materiales, desarrollada cinco siglos después de su construcción. Es por lo tanto uno de los muchos hitos estructurales que a pesar de tener gran importancia en la historia de la arquitectura, pasaron desapercibidos en su momento.

Palabras clave: Rosetón, Seo de Manresa, Pretensado, Restauración, Arquitectura gótica.

THE CONCEPT OF PRESTRESSED APPLIED TO THE BALANCE OF A GOTHIC ROSE WINDOW. ROSE WINDOW RESTORATION OF THE MANRESA CATHEDRAL.

ABSTRACT:

Into the resistant behavior of a Gothic rose window there is implicit one of the modern concepts applied in the current structural types: the pre or post-tensioned to compensate tensions due to bending moments. In the medieval construction manuals, such as Villard de Honnecourt, these refer only to formal and geometric issues. However, this concept was applied intuitively by the builders of cathedrals as a fundamental stability mechanism of the plate of the rose window under of the wind load.

During the restoration of the rose window at the Cathedral of Manresa, directed by the authors, this method was implemented giving to the analysis a scientific meaning through the Theory of Strength of Materials which was developed five centuries after its construction. This is one of the many structural events that went unnoticed despite of having great importance in the history of architecture.

Keywords: Rose Window, Manresa Cathedral, Prestressed, Restoration, Gothic Architecture.

* robert.brufau@boma.es

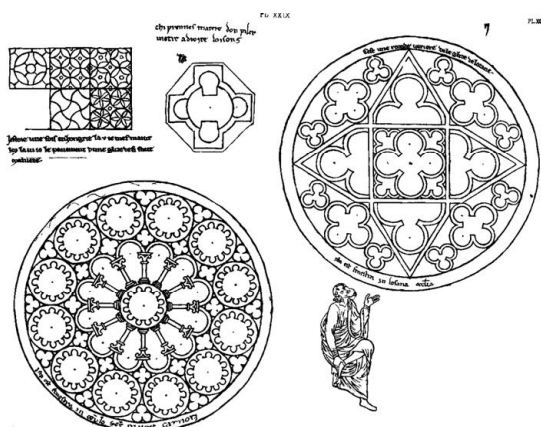
1. Introducción

Un rosetón está formado por una gran superficie circular configurada a partir de nervios de piedra tallada y sometida al empuje de viento, aplicado perpendicularmente al plano que los contiene. El espacio entre nervaduras se cubre mediante vidrieras de colores, generalmente haciendo alusión

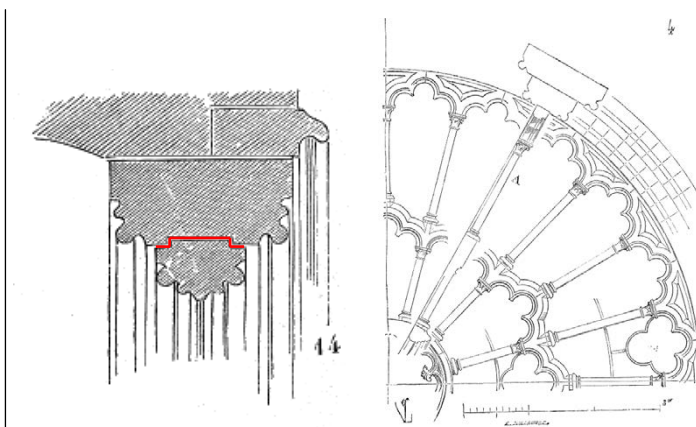
a la simbología religiosa¹. Al margen de la entrada de luz que esto supone en las catedrales construidas principalmente durante el período gótico, generalmente tienen también un cierto significado místico, como por ejemplo en el caso de la catedral de Palma, donde la proyección del rosetón oriental sobre el interior de la fachada occidental produce un efecto mágico de luces.

Apenas existe historiografía sobre la construcción de este tipo de elementos. Entre 1230 y 1240 Villar de Honnecourt escribió su álbum de arquitectura² donde se especificaban criterios geométricos y constructivos. Esta publicación recogía todo tipo de pautas para la construcción de catedrales, desde intersecciones entre bóvedas, estereometría de la piedra o el significado de las formas geométricas, hasta diseños de artilugios o máquinas que sirviesen como ayudas a la construcción. Sin embargo, el diseño de rosetones únicamente se cita puntualmente en el cuaderno³ y sólo se hace referencia a su simbología. No aparecen indicaciones sobre su construcción y comportamiento mecánico.

Posteriormente, en 1866, Viollet-le-Duc recogió en una recopilación sobre arquitectura francesa de los siglos XI y XVI diferentes aspectos técnicos referentes a la construcción de este tipo de elementos arquitectónicos⁴, como por ejemplo el encaje de la tracería del rosetón dentro del perímetro circular del hueco en el muro, mediante lo que hoy en día denominaríamos una llave a cortante. Desde un punto de vista mecánico moderno, uno de los pocos autores que ha abordado el problema ha sido Jacques Heyman⁵, apuntando hacia una analogía del comportamiento del rosetón con el de un arco plano, necesariamente precomprimido para conseguir su estabilidad.



Láminas del Álbum de Villard de Honnecourt donde se hace referencia al trazado de rosetones.



Esquemas de Viollet-le-Duc a propósito de la trabazón entre diferentes piezas que forman la tracería de un rosetón.

El mecanismo de estabilidad de un rosetón implica conceptos estructurales actuales de un cierto grado de complejidad. La carga de viento, uniformemente repartida y perpendicular al plano del rosetón, genera esfuerzos de flexión sobre la lámina formada por la tracería. El valor máximo se produce en el centro de la circunferencia y debe que ser asumido por un sistema de piezas de piedra unidas entre sí tan solo con juntas de mortero de cal y, en el mejor (o peor) de los casos, con alguna grapa de hierro abrazando la tracería. La sección de estas piezas en muchas ocasiones suele estar entre los 15 cm y 30 cm de espesor y, por supuesto, no existe ningún elemento continuo de unión que asuma las tracciones, como podría ser una armadura. Lo que ha motivado la realización de este estudio es que, al contrario de lo que cabría esperar de este razonamiento, existen numerosos ejemplos construidos que han perdurado hasta la actualidad,

¹ Según Viollet-le-Duc, la definición de rosetón es "el nombre que damos a las ventanas circulares que se abren en las paredes de las iglesias de la Edad Media"

² Le carnet de Villard de Honnecourt.

³ HONNECOURT, Villard. *Le carnet de Villard de Honnecourt*. Láminas 29 y 30

⁴ VIOLLET-LE-DUC, E. *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle*. Tomo I (definición de "Appareil"), págs. 32-33 y Tomo 8 (definición de "Rose"), págs. 38-68. Ed. Morell. Paris 1866

⁵ HEYMAN, J. *Rose Windows*. Capítulo dedicado a este tipo de estructuras dentro del libro *Essays on the History of Mechanics*, págs. 165-177

contradiendo la reflexión anterior⁶. Esto es debido a que en su comportamiento estructural hay implícitos una serie de conceptos no tan evidentes y que hoy en día pueden ser analizados desde el conocimiento científico actual. Esta situación tensional, aunque no cuantificada por los constructores de catedrales, seguro que era bien intuitiva. Habitualmente, según se iba completando la tracería, se retacaban unas piezas con otras. El efecto producido es el de una precompresión inicial en el conjunto que, aunque no se cuantificase, se suponía suficiente para afrontar el empuje del viento. El re-acuñamiento entre piezas, observado en varios ejemplos, se ha ido produciendo a lo largo de la historia del edificio, inicialmente con cuñas de madera y posteriormente con cuñas de hierro y de acero, con el objetivo de mantener siempre una compresión interna entre piezas que garantice su estabilidad.

Desde un punto de vista mecánico moderno, el comportamiento tensional de una sección de la tracería se asemeja a un elemento pretensado, donde la compresión inicial logra compensar las tracciones debidas a la flexión cuando éste entra en carga. El hecho de aplicar la compresión mediante el acortamiento elástico, debido al acuñamiento, sin ningún tipo de control cuantitativo, no afectaba a la seguridad del conjunto ya que, en estructuras de fábrica, el colapso no suele producirse por exceso de compresión, sino por la formación de diferentes rótulas debidas a la incapacidad de la fábrica de asumir tracciones, así hasta llegar al mecanismo. En otras palabras, mientras se garantizase la ausencia de tracciones en todas las secciones, se podía asegurar la estabilidad del rosetón. Es de suponer que en algunas ocasiones el acuñamiento no habrá sido suficiente para comprimir de manera eficaz la tracería y más de un rosetón habrá colapsado a lo largo de la historia.

El caso del rosetón de la Seo de Manresa no es de los de mayor diámetro que se hayan construido. El gótico francés cuenta con ejemplos de gran envergadura. El rosetón de la catedral de Estrasburgo, de Ø15,0m o Notre Dame de París de Ø12,9m son muestras de ello. En España también hay buenos ejemplos como el rosetón de la catedral de Palma, de Ø13,8m y los de las catedrales de Toledo, Burgos o León. Más cercanos a la Seo de Manresa, son buenas muestras los rosetones de la catedral de Barcelona, Santa María del Mar o Santa María del Pi y ya con menor dimensión, los de los monasterios de Sant Cugat y Santes Creus, de Ø8,2m y Ø6,35m respectivamente.

2. Rosetón de la Seo de Manresa

Durante el año 2005, dentro del Plan Director de Restauración de la Seo de Manresa, se abordaron los trabajos de intervención del gran rosetón de estilo gótico de la fachada principal. El Plan Director fue redactado por el arquitecto Francisco Javier Asarta junto al cual, los autores, pudimos abordar diferentes partes de la restauración del conjunto monumental.

Como se ha puesto de manifiesto, este rosetón no es uno de los ejemplos de mayor importancia dentro de su tipología, ya que tiene un diámetro de 6,2m. Esta dimensión difiere mucho de los 15,0m de la Catedral de Estrasburgo o los 12,8m de la Catedral de Palma. Sin embargo, su diámetro resulta suficiente como para manifestar un problema evidente en cuanto a la estabilidad. Esto es, la flexión que debe soportar la tracería debido a las acciones horizontales del viento.

La construcción de la Seo es del siglo XIV y fue llevada a cabo por Berenguer de Montagut. El rosetón fue construido durante la última época del periodo gótico, coincidiendo con la culminación de la construcción de la fachada principal del monumento, a finales del siglo XV, por el maestro de obras Martí d'Ibar. Como sucede en muchos edificios históricos, el monumento ha sufrido a lo largo de la historia numerosos cambios, afectando también al rosetón principal. A finales del siglo XIX, éste fue reconstruido ya que su tracería y vidrieras quedaron seriamente dañadas durante un incendio. Posteriormente esta tracería resultó también afectada debido a la voladura del *Pont Vell*, situado al pie de la Seo, durante la Guerra Civil. Como medida preventiva para evitar su derrumbamiento a causa del empuje del viento se colocó, no se conoce con exactitud el momento, una estructura metálica por la cara exterior a modo de apuntalamiento provisional, que se ha conservado hasta el momento de la restauración. Al abordar la intervención global del monumento

⁶ Es un claro caso de incompatibilidad entre esfuerzo y material, en esta ocasión la piedra, ya que ésta es incapaz de transmitir tensiones de tracción.

se ha considerado la posibilidad de restituir la imagen exterior original del rosetón, eliminando toda la estructura auxiliar colocada para evitar el desplome de la tracería.

En una visión cercana, se pudo observar que los problemas estructurales del rosetón resultaban ser fundamentalmente la oxidación de las cuñas o grapas de hierro colocadas para su montaje y un patente desajuste entre las diferentes piezas que formaban la tracería. Al margen de estos problemas, el contacto de la piedra con los elementos metálicos de apuntalamiento resultó ser también un problema debido a la oxidación. De este modo, el objetivo de la intervención ha sido el de, al mismo tiempo que se restituya la visión primitiva del rosetón, también se recupere su comportamiento estructural original, de manera que no requiera de ninguna estructura auxiliar para ser estable frente al viento. No hay mejor manera de restaurar que la de devolver su función y consolidar el papel estructural de los diferentes elementos de un monumento.

Este caso concreto ha permitido a los autores plantearse, desde un punto de vista mecánico-moderno, cuál es el funcionamiento de estos singulares elementos arquitectónicos, cuya evolución histórica evidencia su correcto funcionamiento frente a las acciones que lo solicitan.



Visión general del rosetón antes de la restauración.



Detalle de la estructura metálica de soporte provisional

3. Modelización

Para el análisis se han utilizado dos modelos mediante elementos finitos en régimen elástico lineal. En el primero, de inercias equivalentes, se analizan los efectos de viento sobre la tracería solicitada únicamente por esta acción y el peso propio. Posteriormente, se valora el estado tensional de las secciones más desfavorables, cuantificando cual debe ser el esfuerzo axial de compresión necesario para compensar las tracciones derivadas de la flexión. En un segundo modelo, de áreas equivalentes, se aplica el esfuerzo de compresión necesario que compense las tracciones. Esto se realiza mediante la introducción de una carga térmica virtual, verificando posteriormente que las tracciones de la cara interior quedan todas comprimidas.

▪ Parámetros de partida:

Datos del material:

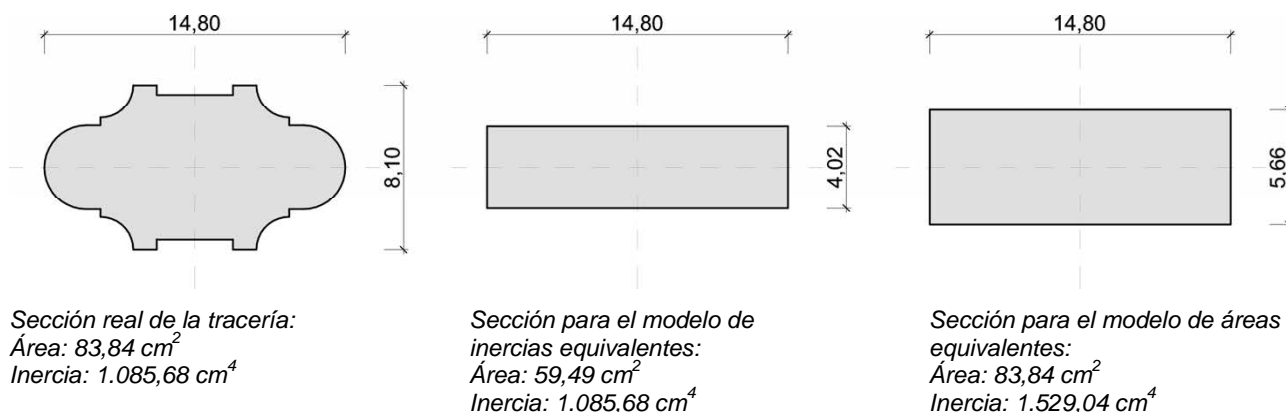
Existe numerosa bibliografía referente a las características de las fábricas de piedra análogas a la existente⁷:

Módulo de elasticidad: 150.000 Kg/cm²

Densidad: 2.000 Kg/m³

Tensión máxima admisible: 40 Kg/cm²

⁷ P.I.E.T. 70 Estructuras de fábrica

Sección considerada:Condiciones de contorno:

La conexión de la tracería del rosetón con el muro de fachada en el que queda embebido debe considerarse como una articulación, con libertad para el giro perpendicular al plano de la superficie, pero inmovilizando los desplazamientos verticales y horizontales. Sin embargo, en el modelo se ha articulado todo el perímetro diferenciando la mitad superior de la circunferencia de la parte inferior. Esto es debido a que el bloqueo del desplazamiento vertical en todo el contorno provocaría que el rosetón quedase virtualmente “colgado” de la semicircunferencia superior. De este modo, en la parte inferior se han impedido tanto los desplazamientos verticales - peso propio de la tracería - como los horizontales - viento -, mientras que en la parte superior sólo se ha impedido el desplazamiento horizontal - viento -.

Hipótesis de cálculo:

Se han considerado las siguientes hipótesis simples de carga:

Peso propio de la piedra: Según la densidad del material

Peso propio del vidrio: 20 Kg/m^2

Viento: $W=80 \text{ Kg/m}^2$ actuando perpendicularmente a la superficie del rosetón.

Como hipótesis combinada, para la evaluación del Estado Límite Último, se ha considerado la concomitancia de la carga de viento máxima con el peso propio de la tracería. En este último caso, al ser una acción favorable, se ha adoptado un coeficiente de aplicación de 0,9.

▪ **Análisis:**

Del primer modelo de inercias equivalentes se deduce que sin ninguna compresión previa en el sistema, las tracciones producidas en la cara interna del rosetón no quedan compensadas por el peso propio. Es evidente que tanto la piedra que forma la tracería como las juntas entre piezas, son incapaces de asumir los valores de tracción (ya que no se dispone de armadura). De esta manera, se produce una línea de articulación coincidente con la unión entre el círculo interior y los doce radios. Esto conlleva a un mecanismo de colapso al coexistir cuatro articulaciones, quedando necesariamente el sistema en desequilibrio.

En el diagrama de esfuerzos axiales debidos al peso propio se puede observar que los cuatro radios más horizontales son los menos cargados y, por lo tanto, los más sensibles a que se produzca el mecanismo de inestabilidad.

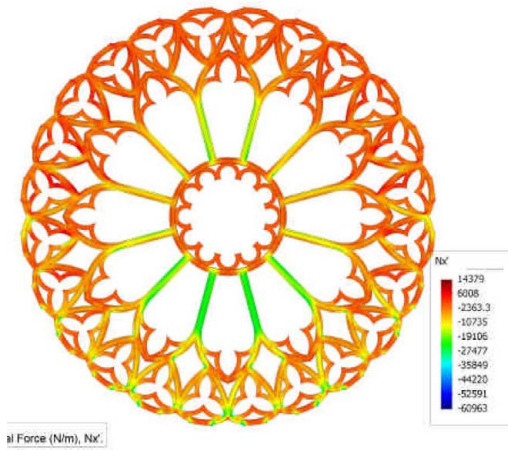


Diagrama de axiles debidos al peso propio.

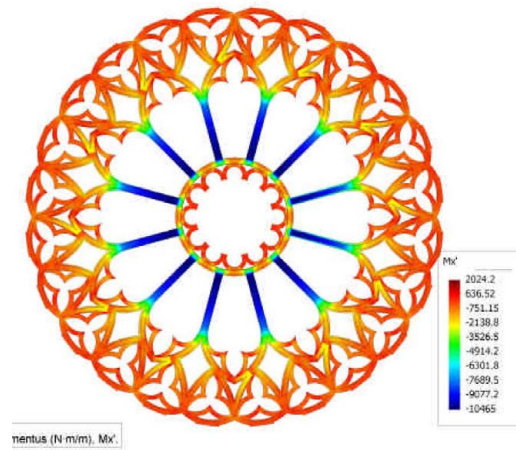


Diagrama de momentos debidos al viento

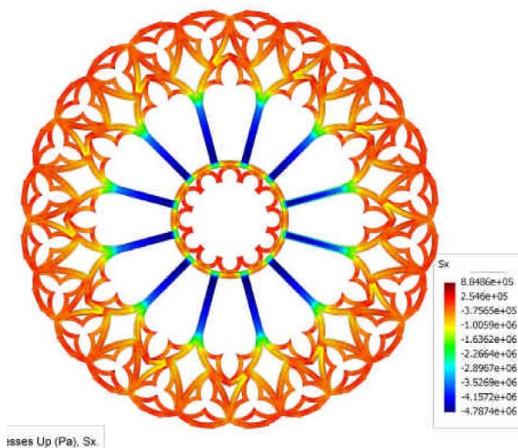
Esta misma situación también puede analizarse aplicando la teoría básica de placas desarrollada por Timoshenko para placas circulares sometidas a una carga uniformemente repartida. No obstante, la aplicación de esta formulación requiere la integración de esfuerzos según la separación entre radios.

$$M_{\max} = \frac{3+\nu}{16} qa^2 \quad M_r = \frac{q}{16} (3+\nu)(a^2 - r^2)^8$$

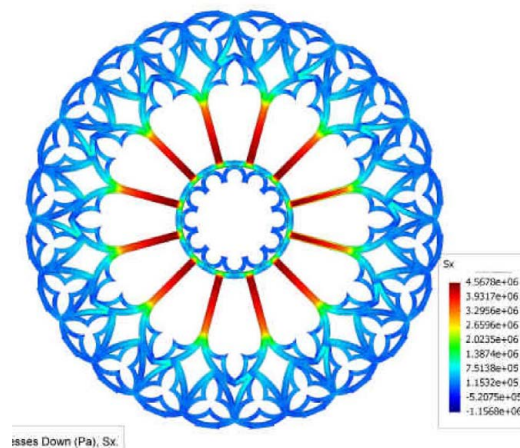
Donde:

- M_{\max} Momento máximo (radial y tangencial) en el cetro de la circunferencia.
- M_r Momento radial en un punto r (distancia al centro de la circunferencia
- ν Nu del material.
- q Carga uniformemente repartida perpendicular a la lámina.
- a Radio de la circunferencia.

Por lo tanto, a la hora de evaluar los resultados de tensiones en la cara interior (máximas tracciones debidas al viento), en estos mismos radios, en su intersección con el círculo interior, es donde se presentan las máximas tracciones.



Tensiones en la cara exterior



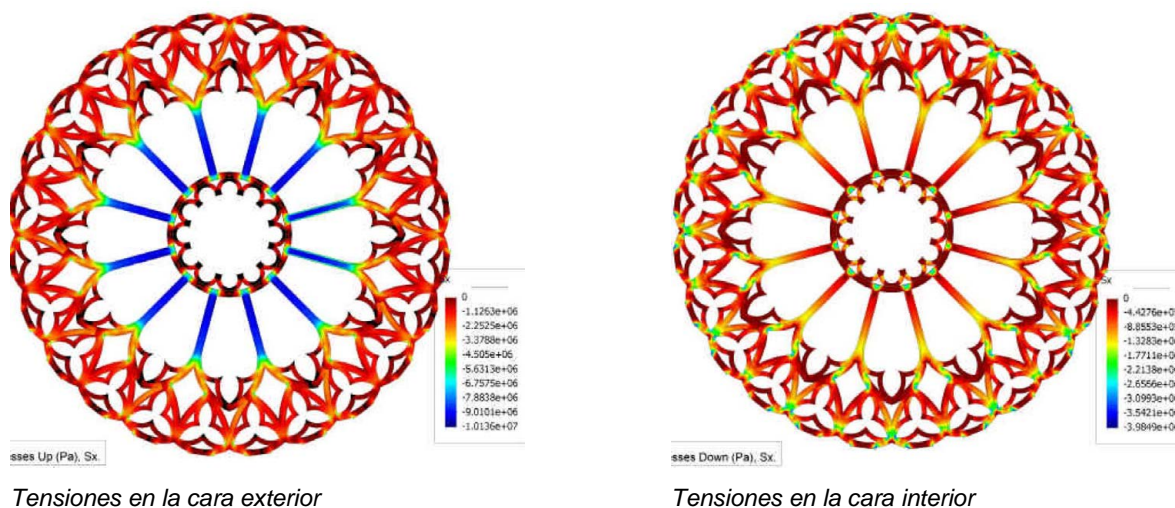
Tensiones en la cara interior

Es destacable que en ambos casos, a pesar de tener en cuenta en la evaluación de tensiones tanto el peso propio como el viento, prácticamente no hay diferencias tensionales entre los radios más verticales (los más cargados) y los semi-horizontales (menos cargados). Esto hace suponer que, en la estabilidad del rosetón el peso propio juega un papel poco relevante, dependiendo ésta

⁸ TIMOSHENKO, S. – WOINOWSKI - KRIEGER, S. *Teoría de placas y láminas*. Espasa-Calpe, Madrid 1957, Pág. 76

fundamentalmente de la compresión debida al acañado entre piezas. De esta manera, el esfuerzo axial de compresión mínimo se deduce de la compensación de la totalidad de las tensiones de tracción debidas a la flexión.

Este valor se ha introducido como una carga térmica en un segundo modelo (de áreas equivalentes) para verificar que las tracciones de la cara interior han desaparecido, obteniendo los siguientes resultados:



Como puede observarse, en la cara interior las tracciones han desaparecido y en la cara exterior las compresiones han aumentado proporcionalmente. De estos datos se puede concluir que lo que verdaderamente es relevante es la ausencia de tracciones y no el valor de las máximas compresiones y por otro lado, es de suponer que la existencia del rosetón desde su construcción a finales del S. XV hasta su reconstrucción en el S. XIX, avalan su estabilidad con un conveniente acañamiento entre las dovelas de la tracería.

Como última fase del análisis, para determinar un valor aproximado del espesor de las cuñas a introducir, aplicamos directamente la Ley de Hooke, de donde dedujimos que había que introducir cuñas de entre 3mm y 4mm en cada uno de los radios principales.

Para ello se utilizaron cuñas de acero inoxidable y se terminó de rejuntar la tracería con mortero de cal, intentando asimilar el color al de la piedra.

BIBLIOGRAFÍA:

- ERCADE-BRADENBURG, A. – PERNOUD, R. – GIMPEL, J. – BECHMANN, R. Villard de Honnecourt, Cuaderno. Ed. Akal, Madrid 2001.
- GASOL, J.M. La Seu de Manresa: monografia històrica i guia descriptiva. Ed. Caixa d'Estalvis de Manresa, Manresa 1976.
- HEYMAN, J. El esqueleto de piedra. Ed. Instituto Juan de Herrera, Madrid 1999
- HEYMAN, J. Estructuras de fábrica. Ed. Instituto Juan de Herrera, Madrid 1995
- HUERTA, S. Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica. Ed. Instituto Juan de Herrera, Madrid 2004
- TIMOSHENKO, S, Resistencia de Materiales Tomo II. Ed. Espasa-Calpe, Madrid 1967
- TIMOSHENKO, S. – WOINOWSKI - KRIEGER, S. Teoría de placas y láminas. Ed. Espasa-Calpe, Madrid 1957
- VIOLLET-LE-DUC, E. Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle. Tomos 1 y 8. Ed. Morell. Paris 1866
- V.V.A.A. P.I.E.T. 70 Estructuras de fábrica. Instituto Eduardo Torroja, Madrid 1970
- V.V.A.A. Essays on the History of Mechanics. Ed. Birkhauser, Basel 2003.

PUENTES ARCO ESPACIALES: EVOLUCIÓN Y TENDENCIAS

Jorquera Lucerga, J. J *

Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Politécnica de Cartagena. España.

RESUMEN:

Los puentes arco espaciales surgen primeramente como consecuencia de los nuevos planteamientos arquitectónicos y estéticos, tendentes al elemento icónico en entornos urbanos, en un contexto dominado por una actitud de falta de autocontención formal y de sobredominio de los problemas resistentes para los puentes de luces cortas y medias. Asimismo también nacen para satisfacer los requisitos funcionales que aparecen cuando estructuras en arco se vinculan al tablero de maneras no habituales, por ejemplo, en el caso de arcos que sostienen tableros curvos. El carácter espacial de un puente arco viene dado fundamentalmente por su configuración geométrica, como, por ejemplo, cuando el tablero o el arco son de planta curva, si los arranques del arco no coinciden con los estribos del tablero, si el arco está inclinado, girado (bien respecto de un eje longitudinal o vertical) o desplazado lateralmente fuera del eje del tablero, cuando la directriz del arco es una curva alabeada, etc. En estos, y en otros, casos, su comportamiento resistente se extiende del plano vertical original a una configuración espacial tridimensional. El presente artículo muestra una panorámica general del desarrollo del puente arco espacial, desde sus precursores como el puente de Schwandbach, de Robert Maillart, hasta los ejemplos más recientes, bien con soluciones centradas en la búsqueda formal, bien, como algunas realizaciones de Schlaich o Manterola, buscando aunar expresividad formal y ortodoxia resistente.

Palabras clave: Puente arco, espacial, tridimensional, antifunicular

SPATIAL ARCH BRIDGES: EVOLUTION AND FUTURE TRENDS.

Jorquera Lucerga, J. J

Civil Engineering Dept. TU Cartagena. Spain.

Spatial arch bridges arise firstly as a consequence of new architectural and aesthetic proposals, which tend towards iconic elements in urban environments, within a context dominated by an attitude of absence of formal self-control and over-mastery of structural problems for short and medium-span bridges. They have also arisen to meet functional requirements when arch structures are linked to deck in an unusual way, for example, when an arch supports a horizontally curved deck.

An arch bridge spatial status is mainly due to its geometric configuration, for example, if the deck (or the arch) is curved in plan, when the arch springings and the deck abutments are not at the same location, if the arch is leaning away from the vertical plane, rotated around a vertical (or longitudinal) axis, or placed out of the vertical plane of symmetry of the deck, if the directrix of the arch is a warped curve, etc. In these cases the structural behaviour of an arch bridge extends from the original vertical plane to a three-dimensional configuration

This paper shows a general overview of the development of the spatial arch bridge, from its predecessors, as Schwandbach Bridge designed by Robert Maillart, to the most recent examples. Some of them are focused on aesthetics, while others, like some outstanding examples of Schlaich or Manterola, unite aesthetic expressivity and orthodox structural behaviour.

Keywords: Arch bridge, spatial, three-dimensional, antifunicular

* jjorqueral@gmail.com

1. Introducción

El puente arco espacial se puede entender como aquél cuyo comportamiento no es asimilable al de un puente arco plano clásico, vertical, con tablero recto de directriz coplanaria a la del arco y atirantamiento centrado al eje [4-7]. El carácter espacial de un puente arco viene dado fundamentalmente por su configuración geométrica, que determina su comportamiento resistente. El concepto de puente arco espacial está por lo tanto muy vinculado a la excitación de los mecanismos resistentes transversales para cargas permanentes o sobrecargas exclusivamente verticales. Este hecho moviliza, tanto en el arco como en el tablero, esquemas resistentes que permanecen inactivos en el puente arco clásico (de tablero recto y arco plano y vertical), que puede entenderse, desde un punto de vista más general, como un caso particular de puente arco espacial. Por ejemplo, una estructura asimétrica respecto del plano longitudinal del puente arco tendrá, forzosamente, un comportamiento espacial en el sentido anterior, y lo mismo, ocurrirá, por supuesto, si su directriz es una curva alabeada.

2. Lo funcional: El arco espacial como consecuencia del trazado. Schwandbach.

Frecuente y recientemente, el trazado y la estructura son fases sucesivas de proyecto y no simultáneas. La moderna sobreabundancia de medios permite que el responsable del trazado se haya malacostumbrado a pensar que es posible sostener sin problemas cualquier plataforma sobre casi cualquier obstáculo. La estructura ya no es un condicionante del trazado, sino que queda condicionada por éste. José Antonio Fernández Ordóñez acuñó la feliz expresión *perder el respeto al río* para expresar esta despreocupación por lo resistente, por otra parte, tan deseada históricamente.

En ocasiones, la estructura más indicada para sostener una plataforma curva es un arco. La solución más utilizada y más cómoda es eludir el problema sosteniendo el tablero con un arco recto. Pero, incluso en este caso, el comportamiento estructural del arco pierde su planeidad, y se extiende a una configuración tridimensional.

Algunos de los primeros arcos espaciales nacen de esta manera como un modo de adecuarse a las necesidades funcionales del trazado, y son de Robert Maillart, uno de los mejores ingenieros del S. XX. La solución de Maillart evoluciona desde el puente de Valterschielbach (1925), en el que realiza dos quiebros en los vanos de aproximación para forzar la colocación de un puente recto, hasta la solución construida (fig.1) en el puente de Schwandbach (1933), en el que sostiene un tablero curvo, que se adapta suavemente al trazado en planta, mediante un arco laminar vinculado al tablero por delgados tabiques trapeziales en los quiebros de su directriz poligonal. Aunque el cálculo riguroso de esta estructura estaba más allá de las posibilidades de análisis estructural de su época, Billington cita [2] cómo Maillart aumenta el ancho del tablero hacia los arranques, como si fuera un puente de gran luz sometido a esfuerzos transversales de consideración, acaso intuyendo un cierto comportamiento fuera del plano. El autor no puede evitar compartir la opinión de Billington o la de la Lafranchi y Marti [8] cuando afirman que, con este puente, Maillart consiguió una verdadera obra maestra del arte estructural.

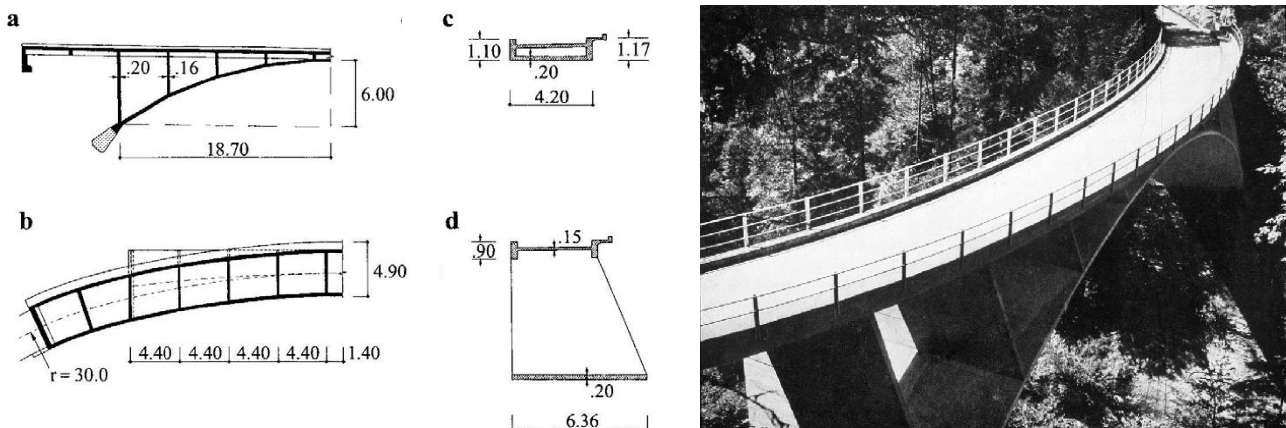


Fig. 1. Puente de Schwandbach [8]. Robert Maillart. 1933.

Otros puentes de tablero curvo de Maillart, y que jalonan la evolución entre los dos citados anteriormente [8], son los puentes de Ziegenbach (1924), Landquart (1930) o Bohlbach (1932).

3. Lo técnico: El arco espacial como solución. Fehrmansund.

Otro destacado puente arco espacial es el puente de Fehrmansund (1963), que busca en la configuración espacial la solución en este caso a un problema técnico (fig. 2). Los dos arcos situados en los laterales del tablero se inclinan para converger en clave [14], buscando arriostrar un arco contra otro y mejorar la resistencia a pandeo. El puente da servicio a cuatro carriles de circulación y dos vías de ferrocarril, con una luz de 250 m en su vano principal, bajo el que discurre la navegación. El arco es un tipo network, una evolución del tipo Nielsen, en el que el sistema de atirantamiento está formado por un conjunto de péndolas oblicuas en dos direcciones en el que cada una se intersecta con otra al menos dos veces. Este tipo estructural consigue reducir mucho las flexiones longitudinales en los arcos y produce arcos muy esbeltos.

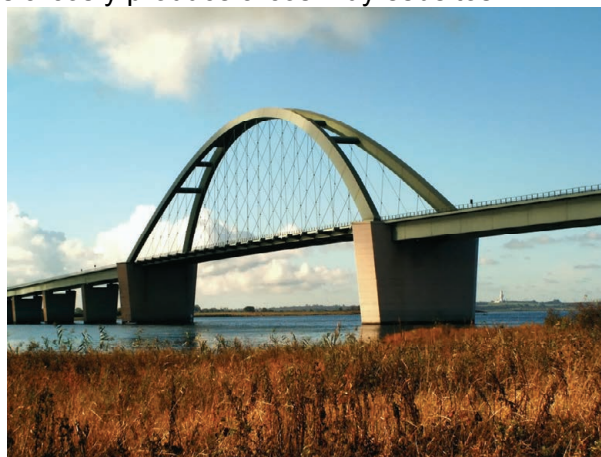
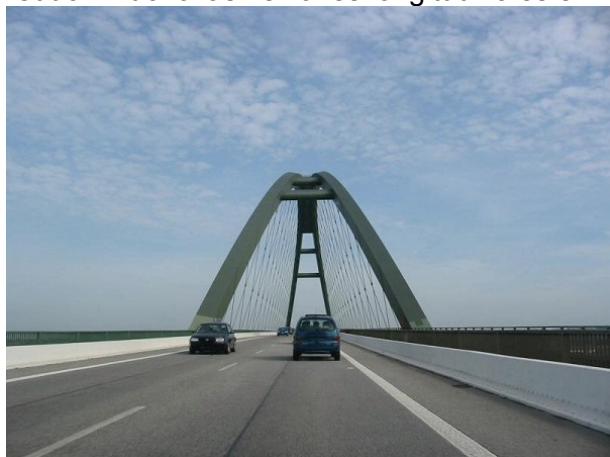


Fig. 2. Puente de Fehrmansund. 1963.

4. Lo original: El arco espacial como novedad formal. Calatrava.

Para cualquier observador asomado al convulso panorama de la ingeniería estructural contemporánea, resulta claro que la consideración estética de las obras se eleva como un factor de importancia creciente. De hecho, no es raro que sea la cualidad determinante que resuelve entre varias soluciones alternativas. Este fenómeno se agrava en las estructuras urbanas, donde se pretende frecuentemente establecer hitos arquitectónicos, en un contexto competitivo, tendente a lo icónico, complaciente con el alarde técnico y la falta de autocontención formal y adicto a una demanda, permanentemente insatisfecha, de originalidad.

Como afirmara Cocteau, *en el arte cualquier valor probado es vulgar*, y, como tales obras de arte, la economía y el rigor estructural de estas obras suelen relegarse a un umbrío segundo plano, oculto tras el brillo, tan deslumbrante como efímero, del último grito formal.

Por supuesto, tal libertad en las propuestas no puede aparecer si los condicionantes existentes impiden un abanico de soluciones lo suficientemente variado. Esto sólo es posible, pues, en un entorno de sobreabundancia, que es donde las sociedades desarrolladas modernas han colocado de lleno a los puentes de luces cortas y medias, en una clara desproporción de los medios respecto de los fines.

Escribe Javier Ruy-Wamba [10] que *“A finales de los años 80 irrumpe la figura de un hombre excepcional, con una extraordinaria formación de arquitecto e ingeniero: Santiago Calatrava. Sus obras tienen un enorme eco internacional [...]. Y en su estela nace, también, lo que podríamos llamar “el efecto Calatrava”, que conduce a obras concebidas por quienes no tienen, ni de lejos, su talento”*. (En esto coincide con Fernández Ordóñez, que sitúa el riesgo no tanto en Calatrava mismo, sino en sus epígonos). Y apunta, entre otros, que uno de los rasgos de este efecto es la *“... búsqueda de la originalidad y de la sorpresa visual. Implícitamente, en muchas de las obras a las que nos referimos, subyace la idea de que “la forma más segura de conseguir una estructura original es hacerla equivocada”. Porque, de esta manera, se consigue que no existan antecedentes con soluciones similares.”*

Por debajo de este juicio, durísimo en apariencia, subyace, sin embargo, la dolorida manifestación de resignación con la que los ingenieros estructurales reconocen su impotencia para impedir el desembarco, con armas y bagajes, de la originalidad como un criterio más de proyecto. La

originalidad, entendida como el intento de no repetir lo ya hecho, es un concepto absolutamente ajeno a lo ingenieril, aunque pueda parecer a primera vista lo contrario, y paradójicamente un fruto del sobredominio técnico aportado por la propia ingeniería. Es más: ha venido para incardinarse definitivamente en la práctica profesional, a la que previsiblemente transformará (ya lo está haciendo radicalmente en los puentes urbanos de luces cortas y medias), y con consecuencias todavía por acotar. De momento, que no es poco, ha conseguido demostrar que para hacer malas estructuras... hace falta muy buena ingeniería.

En 1987 Santiago Calatrava plantea su arco inclinado de Pont Gentil sobre el Sena (fig.3). La revista El Croquis escribe sobre esta propuesta ya en 1989, en su monográfico sobre Calatrava, que "... produce el efecto de algo nuevo, extraordinario, bello, técnicamente al borde de lo imposible". No hay, por tanto, en esta solución, ni se la espera, ninguna justificación estructural. La novedad formal, el voluntario desvío de la senda de la ortodoxia resistente, incluso la similitud de su sección transversal con un ave en vuelo, son argumentos suficientes.

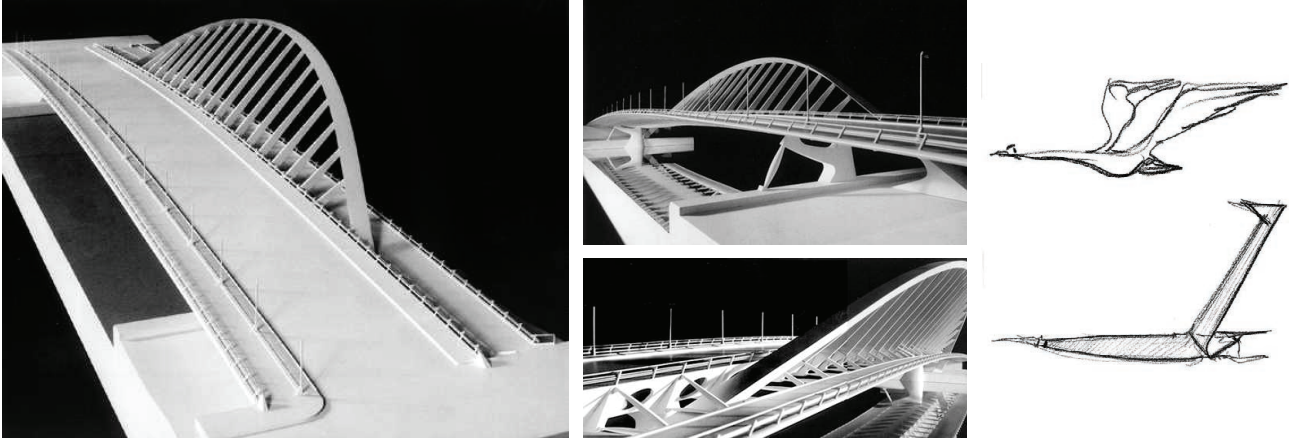


Fig. 3. Propuesta de Pont Gentil sobre el Sena. 1987.

Basándose en esta idea, Calatrava ha construido después muchos puentes rectos con arcos inclinados en posiciones excéntricas sobre el tablero (Ondarroa, Dublín, los del Hospital General en Murcia, el puente del Observatorio en Lieja, etc) Convertida esta tipología en una especie de marca personal, responde a diferentes preguntas con la misma respuesta, y, ajeno al contexto de cada obra, ignora la regla clásica de *a cada valle su propio puente* que acuñara Torroja. El sobrecoste o la complejidad de la ejecución dejan de importar, hasta el punto de que la solución no sólo se ha construido en pasarelas o puentes de poca entidad [13], sino en puentes grandes como el de Europa en Orleáns o el de la Alameda en Valencia (fig.4).



Fig. 4. Izquierda: Puente de la Alameda (Valencia). Derecha: Puente de Europa (Orleáns).

Los arcos inclinados han sido empleados mucho por otros proyectistas, en un solo arco como en la Pasarela del Milenio de York, o en ambos lados del tablero como en el Embakment Renaissance Bridge, de Bedford. También se han empleado con tableros curvos, como en el caso de la pasarela de Campo Volantín en Bilbao, del propio Calatrava, o el Merchants Bridge de Manchester.

5. Lo icónico: El arco espacial como foco de regeneración urbana. Gateshead y Manchester

Un puente que encuentra en lo espacial no sólo la solución a un problema funcional, sino que ha conseguido plenamente la cualidad icónica que buscaban sus promotores, es la pasarela de Gateshead. La idea de esta pasarela surge ante la necesidad de crear un vínculo permanente que permitiera a la decadente Gateshead participar de la pujanza de la vecina Newcastle (fig. 5).

Sin duda, lo más llamativo de esta estructura es que, para permitir el gálibo de navegación, toda la pasarela bascula alrededor de un eje longitudinal, mediante articulaciones en los apoyos, hasta que las péndolas quedan horizontales. La pasarela consta de un arco y de un tablero curvo. Los arranques del arco y los estribos del tablero son casi coincidentes y están vinculados por células de torsión.



Fig. 5. Pasarela de Gateshead. Izquierda: Fija. Derecha: en proceso de apertura.

El Hulme Arch (fig. 6), en Manchester, es otro ejemplo muy interesante de cómo un puente se plantea como un foco de regeneración urbana. El distrito de Hulme sustituyó sus insalubres barriadas decimonónicas a partir de 1960 por altos edificios de hormigón, hasta el punto de merecer el apodo de “Fort Hulme”. Surgieron todo tipo de problemas sociales y económicos, y en el distrito, venido a menos, aumentó enormemente la delincuencia. En una segunda fase de regeneración esos edificios se sustituyeron a principios de los años 90. Con el nuevo puente se intentó crear una entrada elegante y optimista a Hulme, y representa la aspiración del gobierno local por eliminar la mala reputación que ha perseguido a la zona en las últimas décadas. El puente está formado por un arco cruzado en diagonal sobre el tablero, al que atiranta en sus dos bordes. El arco se eleva algo menos de 30 m y tiene cerca de 50 m de luz. Se completó en 1990.



Fig. 6. Hulme Arch. Manchester.

El arco girado respecto de un eje vertical se ha empleado también en puentes como el Juscelino Kubitschek de Brasilia [12], o el Tiergarten Brücke en Dessau. El arco puede girarse hasta colocarse perpendicularmente al tablero como, por ejemplo, en el puente de acceso al museo Miho [11].

6. Lo canónico: El arco espacial y la vigencia de la ortodoxia. Schlaich y Manterola.

El contexto que se ha descrito en los apartados anteriores no significa que la solución de arco espacial implique la renuncia a los esquemas resistentes canónicos. Por ejemplo, en el puente de Endarlatza [9] de J. Manterola se sostiene el tablero curvo con un arco también curvo en planta (fig. 7). Dado que la curvatura no es muy acusada, las flexiones transversales se pueden corregir ajustando adecuadamente la rigidez transversal del arco.

En el puente sobre el río Galindo [9], del mismo autor, el primer puente arco superior de planta curva construido en el mundo, donde la curvatura es mayor, se resuelve el mismo problema construyendo dos juegos de péndolas (fig. 7). El primero es vertical por razones de gálibo y vincula el arco y el eje del tablero. El segundo es un juego de cables inclinados que unen el arco con un conjunto de ménsulas rígidas fijadas a la cara interior del tablero. Estos cables tienden a reducir la flexión transversal del arco, acercándolo a la antifunicularidad, al reducir la tendencia del arco de planta curva a desplazarse hacia el exterior [4,6].



Fig. 7. Izquierda: Puente de Endarlatza. Centro y derecha: Puente sobre el Río Galindo.

Sin duda, la solución más eficiente desde el punto de vista estructural es la representada por el arco alabeado antifunicular de la pasarela de Ripshorst (fig. 8), de J. Schlaich [1]. En esta obra, su directriz se obtuvo como la un cable invertido. Un método iterativo analítico para la obtención de estas geometrías ha sido desarrollado en [4-5].



Fig. 8. Izquierda: Pasarela de Ripshorst (1997). Derecha: Efecto de la posición transversal arco-tablero sobre la directriz antifunicular del arco [4-5,7].

La forma del arco, muy cercana al antifunicular, es alabeada como corresponde al hecho de que las cargas transmitidas por el tablero curvo no están contenidas en un plano. La determinación del antifunicular, espacial o plano, es siempre un proceso iterativo pues las cargas dependen de la forma, y viceversa. Variaciones en la posición relativa arco-tablero llevan a grandes variaciones en las acciones y en consecuencia, en las formas de la directriz (fig. 8, derecha).

Estas formas también se pueden obtener para configuraciones no simétricas. Por lo menos una pasarela similar al ejemplo superior de la fig. 9 (izquierda) ha sido propuesto por Schlaich, Bergemann und Partner [1], como se muestra a la derecha en la misma figura. El ejemplo inferior de la fig. 9 muestra cuánto depende la forma antifunicular de la posición relativa arco-tablero; aunque es un ejemplo de antifunicular para una hipótesis dada de carga, es demasiado sensible a las sobrecargas y no debería usarse en un proyecto real, pero sirve para ilustrar las posibilidades formales de este tipo de soluciones, a un coste por lo menos no exorbitante.

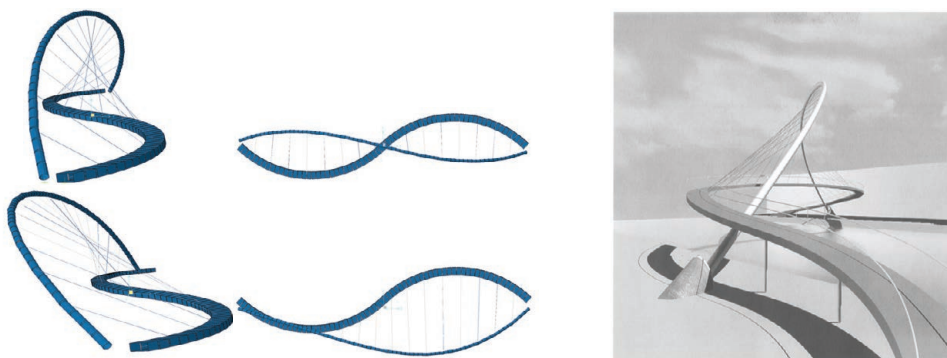


Fig. 9. Izquierda: Ejemplos de soluciones antifuniculares asimétricas [7]. Derecha: Diseño para un puente en Deizisau [1].

7. Conclusión.

Con un aumento del número de realizaciones que sólo puede calificarse de vertiginoso en los últimos años (y del que sólo se han mostrado contadísimos ejemplos), y sin poder situar una corriente clara de evolución tipológica a la hora de considerar el puente arco espacial, al menos dos planteamientos parecen surgir: El primero invoca la libertad formal y la originalidad al margen de las consideraciones resistentes. El segundo busca recoger cuanto haya de vigente en los esquemas resistentes canónicos en un intento de buscar la expresividad formal sin abandonar la ortodoxia resistente.

Agradecimientos.

El autor quiere agradecer al Prof. Javier Manterola, la dirección del trabajo de la referencia [4], del cual este artículo es deudor.

Bibliografía.

- [1] Baus U, Schlaich M (2008). Footbridges. Construction, Design, History. Birkhäuser Verlag.
- [2] Billington, DP (1979). Robert's Maillart's bridges. The art of engineering. Princeton University Press. Princeton, New Jersey.
- [3] Holgate, Alan (1997). The Art of Structural Engineering. The Work of Jörg Schlaich and his team. Edition Axel Menges. Stuttgart/London..
- [4] Jorquera Lucerga, JJ (2007). Estudio del comportamiento resistente de los puentes arco espaciales. Tesis Doctoral (dirigida por Manterola Armisen, J) Univ. Polit. Madrid. (Disponible en <http://oa.upm.es/812/>)
- [5] Jorquera Lucerga, JJ (2009). Structural behaviour of spatial arch bridges. Proceedings of the International Association for Shell and Spatial Structures (IASS) Symposium 2009, Valencia.
- [6] Jorquera Lucerga, JJ; Manterola Armisen, J (2011). Galindo-type bridges: A conceptual approach. Comunicaciones al Symposium de IASS-IABSE. Londres.
- [7] Jorquera Lucerga, JJ; Manterola Armisen, J (2011). Esquemas resistentes en los puentes arco espaciales. Comunicaciones al V Congreso de ACHE. Barcelona.
- [8] Laffranchi, M; Marti, P (1997). Robert's Maillart's concrete arch bridges. Journal of Structural Engineering, Vol.123, nº 10, pp.1280-1286.
- [9] Manterola, J; Gil MA; Muñoz-Rojas, J.(2011). Spatial Arch Bridges over the Galindo and Bidasoa Rivers. Structural Engineering International, 1/2011, pp. 114-121.
- [10] Ruy-Wamba, J (2001). Puentes españoles de hogaño. En "Algunos Escritos". Fundación Esteyco.
- [11] Robertson, L.; See, ST; Sesil, D (1998). The Miho Museum Bridge. Shiga-Raki, Japan. A post-tensioned steel space-frame. Comunicaciones al World Steel Bridge Symposium.
- [12] Tarquis Alfonso, F; Hue Ibargüen, P (2005). Puente Juscelino Kubitschek. Comunicaciones al III congreso ACHE de puentes y estructuras. Zaragoza..
- [13] Tzonis, A, Caso Donadei (2005). R. Santiago Calatrava. Los puentes. Electa.2005.
- [14] Wittfoht, H (1975) Puentes. Ejemplos internacionales. Editorial Gustavo Gili. Barcelona.

APLICACIÓN DE MALLAS DE TENSEGRIDAD COMO ESTRUCTURAS LIGERAS

Gómez-Jáuregui, V.^{1,*}, Otero, C.¹, Arias, R.¹, Manchado, C.¹

(1) Dpto. Ingeniería Geográfica y Técnicas de Expresión Gráfica, Univ.de Cantabria, España

RESUMEN:

Este trabajo está dividido en cuatro partes. La primera introduce el concepto de Tensegridad, que plasma la conversión del símbolo escultórico al hito estructural. Seguidamente, se presentan las diversas propuestas de mallas tensegríticas de doble capa (MTDC) que se han realizado a lo largo de su corta historia (60 años). Las MTDC son estructuras de Tensegridad que contienen dos mallas tensadas paralelas, conectadas por otra capa intermedia compuesta por elementos comprimidos y traccionados verticales y/o diagonales.

En la tercera parte, se expone una nueva metodología, llamada Manipulación de Rot-Umbela que, de manera eminentemente geométrica, sirve para la generación de nuevas estructuras tensegríticas. Las Manipulaciones de Rot-Umbela, aplicadas a las capas inferior y/o superior de las mallas de doble capa (MDC) convencionales o tensegríticas, consisten en la apertura de cada vértice en un cierto polígono al cual se le aplica una rotación o giro particular. Se consigue así un potente sistema para “tensegritizar” estructuras espaciales de distintos tipos y abrir una línea de investigación muy interesante en el campo de la Tensegridad.

Finalmente, se muestran algunas aplicaciones para este tipo de mallas tensegríticas, así como proyectos en los que han sido tenidas en cuenta. Se manifiestan de este modo sus propiedades más características, como son la ligereza, flexibilidad, eficiencia, facilidad de plegado, capacidad de absorber vibraciones, etc.

Palabras clave: Tensegridad, estructuras, mallas, doble-capas, Rot-Umbela.

APPLICATION OF TENSEGRITY GRIDS AS LIGHTWEIGHT STRUCTURES

ABSTRACT:

This paper is divided into four parts: Firstly, as an introduction, the concept of Tensegrity, which manifests the conversion of sculptural landmarks into structural milestones, is explained concisely. Following this, a perspective of the historical proposals for double-layer tensegrity grids (DLTGs) over their relatively short history (60 years) is presented. DLTGs are tensegrity spatial systems containing two parallel networks of members in tension forming the top and bottom chords, whose nodes are linked by vertical and/or inclined web members under compression and tension.

In the third part, a new methodology is described mainly in geometrical terms; known as Rot-Umbela Manipulation, it is used for generating DLTGs. Rot-Umbela Manipulations, applied to the upper and/or lower layers of double layer grids (DLGs), either conventional or tensegrity, consist of opening a vertex in the plane for obtaining a certain polygon, which is then rotated by a determined angle. This powerful operation opens an endless catalogue of different types of DLTGs and a very interesting line of research in the field of Tensegrity.

Finally, some applications for these kinds of tensegrity grids are shown, as well as some projects where they have been taken into account. In this way, the most characteristic properties are presented, like lightness, flexibility, efficiency, deployability, capacity of absorbing vibrations, etc.

Keywords: Tensegrity, structures, double-layer, grids, Rot-Umbela

* tensegridad.es@gmail.com

1. Introducción a la Tensegridad

Cuando fue preguntado por su opinión acerca de la Tensegridad, Jörg Schaich, el brillante ingeniero alemán, contestó: “Food for thought” ¹. Su traducción extendida al castellano sería “aquello que supone un estímulo mental para el pensamiento”. Pocas explicaciones más concisas y descriptivas se han dado sobre la Tensegridad, además de las míticas “compresión flotante” de Snelson y las “islas de compresión en un mar de tracciones” de Fuller. Sin embargo, estas definiciones no son válidas para ayudar a entender cómo se sostiene la “Needle Tower”, símbolo e hito estructural por excelencia en el campo de la Tensegridad, sino para sintetizarlos de modo metafórico y abstracto una vez comprendidos.

Es curioso que, transcurridos más de 60 años desde el controvertido descubrimiento/invencción de las estructuras tensegríticas (Gómez-Jáuregui, 2009), no exista un consenso acerca de su definición universal y unificada. A este respecto, hay numerosa literatura (Motro, 2003; Burkhardt, 2008a; Skelton y de Oliveira, 2009), pues en función de la definición que se quiera considerar, determinadas estructuras podrían formar parte de la familia de las tensegridades o podrían quedar fuera por no cumplir con alguno de sus requisitos. Es el caso de las cubiertas de radios de bicicleta, como la Georgia Dome, la más grande del mundo con sus 227x185 m. Pese a comulgar indudablemente con los principios de la compresión flotante, el hecho de necesitar anclarse a un anillo exterior de hormigón armado que trabaja a compresión, hace que muchos autores no la cataloguen dentro del catálogo de las tensegridades denominadas “puras”.

Pero, ¿qué es la Tensegridad? Se podría decir que la Tensegridad, en mayúsculas, es un principio estructural basado en el empleo de componentes comprimidos, aislados entre sí, que se encuentran dentro de una red tensada continua, de tal modo que los miembros comprimidos (generalmente barras) no se tocan entre sí y están unidos únicamente por medio de componentes traccionados (habitualmente cables o membranas) que son los que delimitan espacialmente dicho sistema, consiguiendo que el conjunto se encuentre en un estado de autotensión y autoequilibrio estable (Gómez-Jáuregui, 2007). Una tensegridad, en minúsculas, sería una construcción erigida según dicho principio estructural.

Entonces, ¿qué es lo que NO es Tensegridad? Volviendo al ejemplo de la Georgia Dome, dicha cubierta no sería tensegrítica puesto que no está delimitada por elementos traccionados, sino por un contorno perimétrico comprimido al que se tiene que anclar, sin el cual ni sería estable, ni estaría tensada, ni estaría en equilibrio. Evidentemente, habría que descartar también cualquier otro tipo de interpretación esotérica, biológica, sociológica o terapéutica que hoy en día se ha apropiado del término “tensegridad” con dudoso rigor científico-técnico.

Dadas las importantes limitaciones que nos ofrece esta definición, resultaría complicado diseñar una estructura de este tipo sin haber visto un ejemplo previo. La muestra más simple es, valga la denominación, el Simplex, o prisma tensegrítico triangular, compuesto por tres barras diagonales, tres cables “verticales” y tres cables en cada una de las bases (Figura 1). Es más, el trabajo de obtener una tensegridad nueva y diferente, después de haber visto este modelo o cualquier otro más complejo, tampoco es un asunto baladí. La idiosincrasia de las tensegridades tiene doble filo: por una parte, estas distribuciones espaciales no son intuitivas en absoluto, y requieren de

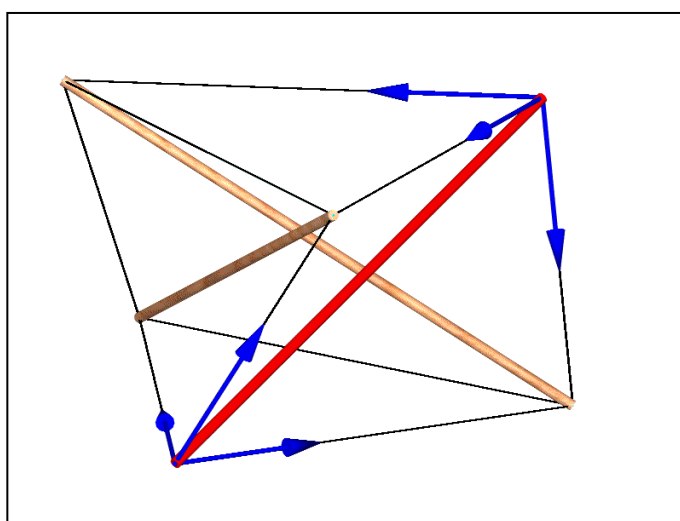


Figura 1. Equilibrio de fuerzas de una barra en un Simplex

¹ Correspondencia personal con Gómez-Jáuregui, V. 8 de julio de 2004.

mucho tiempo para analizarlas y, posteriormente, comprenderlas; por otra parte, y afortunadamente, es precisamente esa configuración escurridiza y casi inmaterial, la que les confiere un semblante mágico y misterioso, pues siempre es sorprendente ver cómo una barra se sostiene en el aire colgada mediante cables que no se agarran a ningún punto fijo, sino únicamente a los extremos de otras barras que, paradójicamente, también están flotando del mismo modo en el vacío. Todo ello le confiere una belleza y una plasticidad que, emanando desde la escultura, llega al campo de la ingeniería y la arquitectura.

Es precisamente en estos dos campos en donde la compresión flotante se ha convertido en un hito estructural especialmente en la última década. Más que probablemente, los últimos avances en las ciencias de la computación han sido un acicate y revulsivo en el impulso que la Tensegridad ha tenido recientemente. Esto puede ser debido no solamente a la (relativa) facilidad en calcularlas y analizarlas mediante programas especializados, sino porque, como dice Donald Knuth (1973), a menudo se ha dicho que uno realmente no entiende algo hasta que se lo tiene que explicar a otra persona, cuando en realidad la verdadera comprensión no se produce hasta que uno se lo tiene que explicar a un ordenador. Y si bien es cierto que dichos avances aún no se han materializado en aplicaciones óptimas y eficientes como las que se proyectan con otras estructuras ligeras de barras y cables convencionales, no es menos cierto que cada vez son más las investigaciones, estudios y publicaciones que se dedican a esta tarea. Sirva como referencia el hecho de que, en las bases de datos de Scopus y Web Of Knowledge, en la última década se han generado el 83% de todas las publicaciones aparecidas desde los años 70.

2. Mallas Tensegríticas de Doble Capa (MTDC)

De entre todas las tipologías desarrolladas hasta el momento en el campo de la Tensegridad, las mallas tensegríticas, junto con las torres o mástiles, son quizás las que más estudios y proyectos han acaparado. Las MTDC son estructuras de Tensegridad que contiene dos mallas horizontales paralelas tensadas, unidas por otra capa intermedia compuesta por elementos comprimidos y traccionados verticales y/o diagonales.

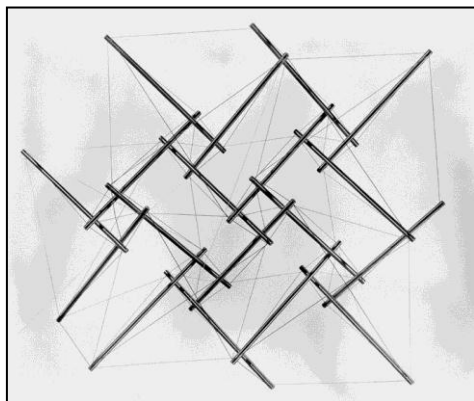


Figura 2. Square Planar Piece, Emmerich

Los primeros prototipos nacieron en los años 60, principalmente con las aportaciones escultóricas de Kenneth Snelson (Heartney, 2009). Algunos de esos diseños no fueron mostrados públicamente hasta fechas recientes (Burkhardt, 2008b), pese a que podrían haber resultado de indudable interés para su análisis y estudio. Un ejemplo concreto es la MTDC "Square Planar Piece" de la Figura 2, construida en 1961 (antes de que fuera concedida ninguna patente) y que curiosamente también aparecería posteriormente en el catálogo de Emmerich.

En los años 70, Pugh (1976) propuso otros tipos diferentes de mallas de Tensegridad desde un punto de vista eminentemente geométrico. No obstante, no sería hasta la siguiente década cuando se tomara una perspectiva más estructural y tensional, profundizando en otros aspectos como la búsqueda de forma, resistencia, eficiencia, rigidez, estabilidad, deformación, etc. Ariel Hanaor (1987; 1991; 1994), experimentó de modo más intensivo con la yuxtaposición de prismas tensegríticos (para mallas planas) y pirámides truncadas (para configuraciones abovedadas). Por su parte, René Motro (1987) estudió mallas compuestas por pirámides tensegríticas truncadas de cuatro barras, o semicuboctaedros tensegríticos (Figura 3.a). Estas composiciones son esencialmente las mismas mostradas por Emmerich (1964) en su primera patente, tal y como muestra la Figura 3.b), pero anexionándolos de tal forma que los extremos de sus barras se tocaran entre sí.

Los principales inconvenientes obtenidos entre ambos autores fueron la dificultad para la búsqueda de forma de la configuración pretensada inicial, las grandes deformaciones ante cargas verticales y la gran concentración de esfuerzos si se quiere que ningún cable deje de trabajar a

tracción. Sin embargo, estos dos últimos aspectos podrían ser minimizados radicalmente mediante el diseño de MTDC rígidas, es decir, con cables adicionales que eliminasen los mecanismos infinitesimales internos. Asimismo, se encontraron diversas ventajas, como la capacidad resistente aun cuando alguno de sus cables fallara, la distribución de esfuerzos en todos los elementos, la posibilidad de diseñar sistemas plegables y la relativa (dependiendo del tipo de contacto entre barras) disminución de peso comparadas con los mallas de doble capa convencionales para un comportamiento estructural similar.

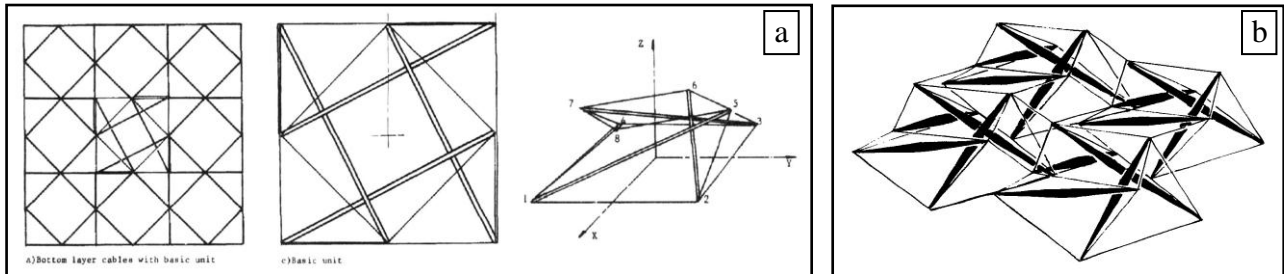


Figura 3. Mallas de semicuboctaedros tensegríticos propuestos por Motro (a) y por Emmerich (b)

Paralelamente, aunque desde un punto de vista meramente constructivista, Emmerich (1988) sacaba a la luz un completo catálogo de estructuras, modelos y proyectos llevados a cabo por él mismo y por sus estudiantes. Uno de los capítulos de su libro está dedicado exclusivamente a lo que él denominaba “redes planas autotensadas”, aunque de manera restrictiva, pues solo tendría en cuenta las MTDC compuestas por yuxtaposición de módulos estables. Curiosamente, algunas de dichas composiciones ya habían sido descubiertas por otros autores, como es el caso de la Figura 2 y la Figura 3.a.

A finales de los años 90, surgen nuevos estudios, como los de Kono et al. (1999), que abordan un tipo de malla ya investigado por Snelson y Emmerich, pero con fines teórico-prácticos. Suponen un hito estructural, puesto que culminan con la construcción de un prototipo de MTDC de 80m² de superficie y 9 m de luz, compuesta por trípodos interconectados, concluyendo que la construcción de este tipo de mallas no sólo es sencilla sino que además puede emplearse para cubrición de pequeñas luces. Desde un punto de vista más teórico, Wang comenzaría un profundo análisis comparativo que terminaría casi una década más tarde con un riguroso estudio de construcciones de barras y cables, así como de tensegridades modulares en forma de MTDC (Wang, 2004). En particular, diferenció dichas estructuras según fuera su módulo básico, la yuxtaposición y tipo de unión entre ellos, la conexión o aislamiento entre elementos a compresión, la rigidez o flexibilidad del conjunto, la ubicación y tipo de los apoyos, etc. Una de sus principales conclusiones fue que las estructuras en las que los elementos a compresión están en contacto, es decir, de barras contiguas articuladas, son mucho más eficientes a efectos de comportamiento estructural (resistencia, rigidez, ligereza, distribución de tensiones, etc.) que las de barras aisladas. Aunque las primeras se acercan en eficiencia estructural a las estructuras espaciales convencionales, como la Space Deck o malla de semioctaedros, no llegan a igualarlas del todo.

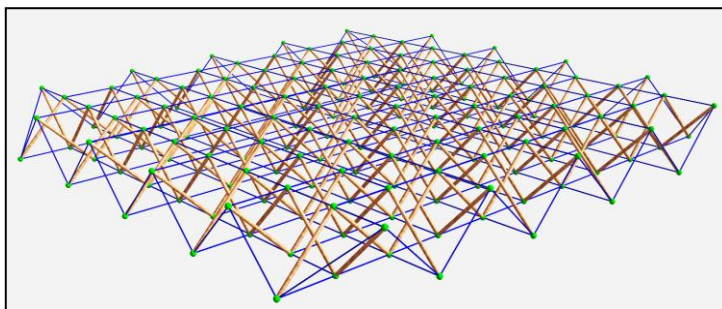


Figura 4. MTDC de Expanders V22 del LMGC de la U. Montpellier

El Laboratorio de Mecánica e Ingeniería Civil (LMGC) de la Universidad de Montpellier, liderado por René Motro, ha estado albergando, dirigiendo y supervisando numerosos proyectos dedicados a esta temática durante más de diez años. Su enfoque ha estado centrado en muy diversos aspectos, como metodologías de búsqueda de forma (form-finding), estados de pretensado, sistemas despleables,

técnicas constructivas, control activo del sistema, dimensionamiento óptimo, etc. Una de sus aportaciones más relevantes (Raducanu, 2001) fue el diseño, análisis y construcción de nuevas MTDC compuestas por varias alineaciones, entrelazadas y con simetría rotacional entre sí, en

donde sus barras se entrecruzan en zigzag (Figura 4), similares a alguna de las mallas planas que construyera Snelson en los años 60. Durante dicho proceso de estudio, se construyeron y testaron diferentes prototipos a gran escala (hasta 82 m²), y como resultado se desarrolló una patente.

Finalmente, y aunque en este breve resumen no se hayan podido exponer todas las experiencias realizadas con esta tipología estructural, es digno de reseñar el trabajo de investigación y análisis de Frank Biele (2010), que compara la realización de una estructura de cubrición para un hangar mediante cuatro alternativas. Analiza el comportamiento de una malla plana convencional, una cubierta de cables y barras y dos tipos de MTDC: con barras contiguas y con barras aisladas. Concluye que la solución más eficiente y ligera (aunque no la más económica) es la tensegrítica de 4 direcciones que propusiera Raducanu (2001) con cables de fibra de carbono.

3. Manipulaciones de Rot-Umbela

El presente concepto, ideado para “tensegritizar” mallas de doble capa (MDC) convencionales, se deriva de otro ya existente, pero que tan sólo se había aplicado a los poliedros. Gancedo (1988) definió manipulación en umbela a la operación que consiste en abrir una dirección dada en el espacio de tal modo que se obtenga un polígono regular con sus vértices ubicados en el plano perpendicular a dicha dirección. Análogamente, aplicado a mosaicos y MDC, definiremos como Manipulación de Rot-Umbela a una manipulación en umbela convencional en la cual la dirección dada es siempre perpendicular al plano en el que esté definida dicha red, pero con las salvedades de que los polígonos generados no tienen por qué ser regulares y que pueden girarse tomando como eje de rotación dicha dirección original (Gómez-Jáuregui et al., 2011).

Se dice que un vértice tiene valencia v cuando en él confluyen v aristas del mismo plano. Si tras sufrir una Manipulación de Rot-Umbela se convierte en un polígono de u lados, su “valencia de umbela” será u . Para aquellos vértices en los que la valencia de vértice coincide con la valencia de umbela ($u=v$), como sucede en los nudos A y B de la Figura 5 ($u=v=4$), se dirá que tiene una “valencia de umbela natural”. El nodo C, de valencia 4, sufre una Rot-Umbela de valencia 3, por lo que se genera un triángulo en vez de un cuadrilátero como en los otros casos.

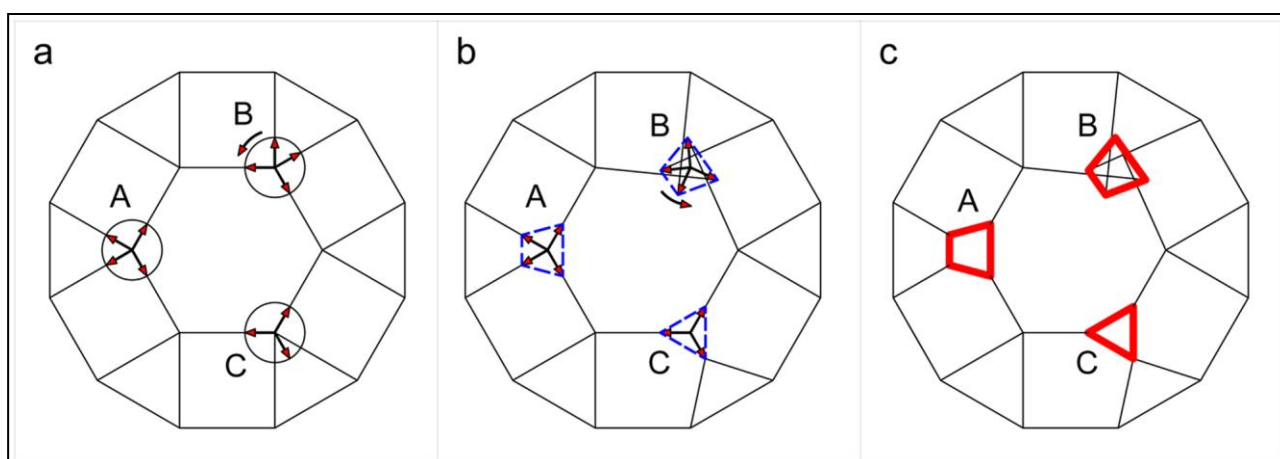


Figura 5. Manipulaciones de Rot-Umbela en un mosaico semirregular

Otro ejemplo, esta vez aplicado a MDC, es el que se ejecuta a la malla de la Figura 6.a: (4,6,12)-Ba1-Ta1, según nomenclatura de Gómez-Jáuregui et. al. (Accepted). Si se ejecuta la Rot-Umbela con valencia 3 ($u=3$) en las capa superior e inferior y a continuación se le aplica un determinado giro (en este caso 150°), se genera una MTDC en la que las barras están aisladas e inmersas en una red continua de elementos traccionados (Figura 6.b). La agrupación de barras, conformando trípodes tensegríticos, es similar a la que ya emplearan Snelson, Emmerich y Kono. Esta relevante circunstancia sirvió de impulso para colegir que podría haber una similitud apreciable y significativa entre estos tipos de mallas y dichos procesos constructivos.

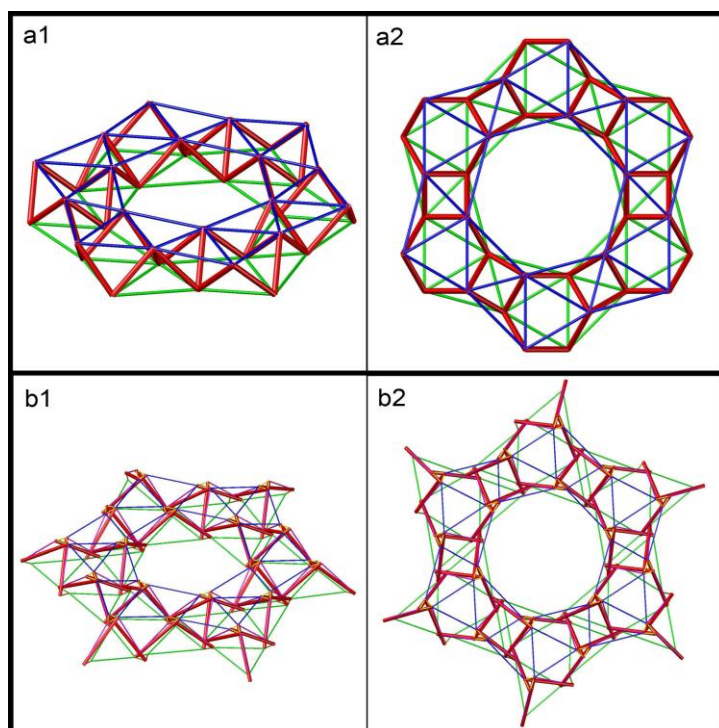


Figura 6. a) MDC (4,6,12)-Ba1-Ta1 2) Manipulación de Rot-Umbela (u=3) aplicada a sus dos capas

Así, diferentes mallas convencionales y tensegríticas han sido sometidas a Rot-Umbela para comprobar si eran capaces de generar otras MTDC. Como primer hito, se consiguieron resultados satisfactorios a partir de una malla de Le Ricolais. Aplicando una Rot-Umbela de $u=3$ con rotación media de 120° a ambas capas superior e inferior, el resultado final no es otro que la obtención de la MTDC de Kono et. al. Otro hallazgo importante se ha obtenido trabajando con la Space Deck o malla de semioctaedros (Gómez-Jáuregui, Submitted), a la que aplicándole en la capa superior una Manipulación de Rot-Umbela de valencia natural 4 ($v=u=4$) seguida por un giro de 145° en torno a cada vértice, se obtiene la misma malla tensegrítica de la Figura 3, compuesta por semicuboctaedros contiguos, con la que comenzara su

análisis de propuestas René Motro en los años 80.

Como se puede intuir, la geometría final depende de varios parámetros, a saber, radio de apertura de los vértices, ángulo de giro de los nuevos polígonos creados, estado de pretensado de la estructura, etc. Tanto en las tensegridades cilíndricas o prismáticas, como en las piramidales truncadas, existe un ángulo de giro (α) entre ambas bases que depende exclusivamente del número de barras de la estructura (n), según la fórmula $\alpha = 90^\circ - 180^\circ / n$. En las Manipulaciones de Rot-Umbela, como comentado previamente, también aparece un ángulo de giro dependiente de otros tantos factores, pero que no es el objetivo de este texto desarrollar ahora.

En definitiva, lo aquí mostrado apunta a que nuevas e interesantes configuraciones se pueden hallar eligiendo con tiento la malla espacial de origen y la Rot-Umbela adecuada, lo que permitiría generar un vasto catálogo de MTDC por explorar.

4. Ventajas y aplicaciones

No es arriesgado afirmar que una de las mayores propiedades que tienen las tensegridades son su intrínseca belleza y plasticidad. Decía Théophile Gautier que aquello que se hace útil deja de ser bello; y tomando esto como norma, las estructuras de compresión flotante deberían de carecer de aplicaciones. Son varios los expertos que así lo consideran, empezando por su inventor, Kenneth Snelson, que siempre ha mantenido esta postura desde su experiencia creativa. Comparten esta misma tesis incluso renombrados ingenieros que han dedicado ímprobos esfuerzos en su análisis, como Mike Schlaich, Arturo Ruiz de Villa o, incluso, Ariel Hanaor. Este último, en correspondencia personal con Biele (2010), afirmaba que hace falta coraje para reconocer que un tema al que le has dedicado buena parte de tu vida profesional tiene tan limitadas aplicaciones. Ahora bien, dejaba las puertas abiertas, como buena parte de los expertos en el tema, a soluciones tensegríticas en el espacio exterior, desplegadas o con fines estéticos.

Después de lo ya comentado, parece complicado pensar que merezca la pena emplear un mínimo de esfuerzo en una tipología estructural tan particular. No obstante, sigue habiendo numerosos profesionales de la ingeniería y la arquitectura que se empeñan en obtener resultados prácticos de estos sistemas constructivos. Intentan sacar provecho de su propiedades más características, como son la ligereza, flexibilidad, eficiencia, facilidad de plegado, capacidad de absorber vibraciones, etc. Algunos estudios de arquitectura (ABDR, Lift Architects, Orambra, Blue Office Architecture, etc.) incorporan elementos tensegríticos cada vez más a menudo. Las propuestas de

MTDC son principalmente para la cubrición de espacios públicos, desde pequeñas marquesinas, hasta cubiertas de más luz integradas en centros de exposición, bibliotecas, museos, etc. También hay proyectos en los que estructuras tensegríticas planas se habilitan como paredes técnicas o muros de separación sin requerimientos de función portante.

Pero sin embargo, donde más posibilidades y potencial están demostrando tener, junto con otras tipologías, como por ejemplo las estructuras lineales (mástiles, torres, etc.), es en el campo aeroespacial y robótico, donde las propiedades de ligereza y desplegado son esenciales. También se están incorporando a proyectos de ingeniería civil, en pequeñas pasarelas desplegables o apuntando maneras en grandes puentes pseudotensegríticos, como el Kurilpa Bridge de Brisbane.

BIBLIOGRAFÍA

- Biele, F.H., 2010. Alternate suspension system for space shuttle avionics shelf. Masters Thesis. California State University.
- Burkhardt, R., 2008a. A practical guide to tensegrity design, 2nd ed., Cambridge (USA).
- Burkhardt, R., 2008b. Snellson's Planar Pieces. Available at: <http://www.trip.net/~bobwb/ts/synergetics/photos/planar.html> [Accessed January 26, 2011].
- Emmerich, D.G., 1964. Construction de réseaux autotendants. French Patent FP1377290.
- Emmerich, D.G., 1988. Structures tendues et autotendantes, Ecole d'architecture de Paris la Villette, Paris.
- Gancedo Lamadrid, E., 1988. Estudio de propiedades métricas de las radiaciones centrales en poliedros convexos. PhD Thesis. Universidad de Cantabria, Santander.
- Gómez-Jáuregui, V., 2009. Controversial origins of Tensegrity. In: Symposium of the International Association for Shell and Spatial Structures (50th. 2009. Valencia). Evolution and Trends in Design, Analysis and Construction of Shell and Spatial Structures: Proceedings/Alberto Domingo and Carlos Lázaro, eds. Editorial de la Universitat Politècnica de Valencia.
- Gómez-Jáuregui, V., Submitted. Mallas tensegríticas de doble capa y manipulaciones de Rot-Umbela. Inf Constr.
- Gómez-Jáuregui, V., 2009. Tensegridad: Estructuras tensegríticas en ciencia y arte, Universidad de Cantabria, Santander.
- Gómez-Jáuregui, V., Arias, R., Otero, C. and Manchado, C., 2011. New configurations for double-layer tensegrity grids. Structural Engineers World Congress 2011. Como (Italy).
- Gómez-Jáuregui, V., Otero, C., Arias, R. and Manchado, C., Accepted. Generation and nomenclature of tessellations and double-layer grids. J Struct Eng-ASCE.
- Hanaor, A., 1994. Geometrically rigid double-layer tensegrity grids. Int J Space Struct, 9(4), pp.227-238.
- Hanaor, A., 1987. Preliminary investigation of double-layer tensegrities. In: Proceedings of International Conference on the Design and Construction of Non-conventional Structures. Civil-Comp Press., Edinburgh, Scotland.
- Hanaor, Ariel, 1991. Double-layer tensegrity grids: static load response. II: experimental study. J Struct Eng, 117(6), pp.1675-1684.
- Heartne, E., 2009. Kenneth Snellson: forces made visible, Hard Press Editions; In association with Hudson Hills Press, Lenox MA; Manchester VT.
- Knuth, D.E., 1973. Computer science and mathematics. Am Sci, 61(6), p.709.
- Kono, Y., Choong, K.K., Shimada, T. and Kunieda, H., 1999. An experimental investigation of a type of double-layer tensegrity grids. J Int Assoc Shell Spatial Struct, 40(130), pp.103-111.
- Motro, R., 2003. Tensegrity: Structural systems for the future, Kogan Page Science, London (UK).
- Motro, R., 1987. Tensegrity systems for double layer space structures. In: Proceedings of International Conference on the Design and Construction of Non-conventional Structures. Civil-Comp Press., Edinburgh, Scotland.
- Pugh, A., 1976. An introduction to tensegrity, University of California Press, Berkeley.
- Raducanu, V., 2001. Architecture et système constructif: Case de systèmes de tensegrité. PhD Thesis. Université de Montpellier II, Montpellier.
- Skelton, R. and de Oliveira, M.C., 2009. Tensegrity systems, Springer, Dordrecht; London.
- Wang, B., 2004. Free-standing tension structures: From tensegrity systems to cable-strut systems, Spon Press, London; New York.

EL PUENTE FERROVIARIO SOBRE EL ARROYO DE GOR (S. XX)

Castillo Martínez, A.^{1.*}

(1) *Departamento Expresión Gráfica Arquitectónica y en la Ingeniería, Universidad de Granada, España*

RESUMEN:

A principios del siglo XX, la provincia de Granada saludaba su tardío comienzo en el desarrollo de las grandes infraestructuras de transporte. Una de las más importantes, por su concepto técnico e impacto económico y de comunicación fue la línea de ferrocarril Guadix-Baza, germen de la que posteriormente uniría el levante andaluz con la región de Murcia.

Como parte del proyecto de esta línea, se construyó en 1906 el Puente sobre el Arroyo de Gor, de estructura metálica en voladizo, auténtico hito estructural en las obras públicas españolas del momento. Una posterior modificación de la línea dejó esta estructura fuera de servicio, y el puente fue desmontado, acortado y trasladado en 1922 a la localidad de Dúrcal, donde se volvió a montar con modificaciones sobre el río del mismo nombre para servir a las líneas tranviarias de la compañía Tranvías Eléctricos de Granada, contando finalmente con 188,23 m de longitud y salvando una altura máxima de 50,83 m.

El objeto de la presente comunicación es la documentación, estudio y difusión de este puente, poniendo especial énfasis en la estructura flotante con bulones que incorpora en esta versión final de Dúrcal, donde aún se conserva.

Palabras clave: Granada, ferrocarril, Patrimonio Histórico, estructuras singulares, puente.

THE RAILROAD BRIDGE OVER THE GOR STREAM (20th CENTURY)

ABSTRACT:

At the beginning of the 20th century, the province of Granada welcomed its late start in the development of large infrastructures for transportation. One of the most important from the technical, economical and communications points of view was the railroad Guadix-Baza, subsequently expanded to connect the Eastern Andalucía with the region of Murcia.

The Bridge over the Gor Stream -built in 1906- was part of the railroad project. It was designed as a metallic cantilever structure, a true structural hit in Spanish public works of that time. A subsequent modification of the railroad project left the structure out of service, and the bridge was dismantled, shortened and moved in 1922 to the village of Dúrcal, where it was rebuilt with some changes over the river with the same name. It served as part of the infrastructure for the tramway lines of the company Tranvías Eléctricos de Granada, with final measures of 188.23 m of length and a maximum height over terrain of 50.83 m.

The objective of this communication is the documentation, study and broadcasting of this bridge, with special attention to the floating screwed structure included in this final version of it in Dúrcal, where the bridge still stands.

Key words: Granada, railroad, heritage, singular structures, bridge

* agustincastillomartinez@gmail.com

1. Introducción.

A finales del siglo XIX, el sureste español se encontraba sumido en un grave déficit de infraestructuras. La mayor parte de las comisiones ingenieriles para el estudio del transporte coincidían en que el diseño radial ferroviario que se había mantenido tan monolíticamente

establecido en los planes estatales estaba comenzando a ser perjudicial para el desarrollo de la nación.

Así, el 23 de julio de 1870 se aprueba en el Congreso el I Plan Nacional de Ferrocarriles, que incluye la línea “transversal” Murcia-Granada para abrir una vía de comunicación entre Andalucía oriental y el área de levante.

Tras sacarse la concesión a subasta en 1884, y pasar su titularidad por manos de diversos inversores que no acabaron muy convencidos de la rentabilidad de la línea, ésta acabó en propiedad de “The Great Southern of Spain Railway”, que construyó una línea Lorca-Baza-Águilas, y renunció al tramo Granada-Baza en favor de la compañía “The Granada Railway”, que obtiene concesión según se publica en ley de fecha 29 de marzo de 1895.

El 7 de marzo de 1902 se autorizan diversos cambios en el trazado, y comienza a construirse el tramo Guadix-Baza.

En este contexto comienza la construcción del puente sobre el arroyo de Gor, no muy lejos de la población del mismo nombre. Sin embargo, pocas semanas antes de la inauguración del tramo en 1906, se produjo un deslizamiento de tierras en uno de sus estribos, exactamente el 29 de noviembre de 1905. Como puede verse, los problemas de cimentación del terreno no habían hecho más que comenzar.

El 10 de junio de 1906, y durante los trabajos de reconstrucción del estribo, que podemos apreciar en la figura 1, la cimentación sufrió nuevos movimientos, hecho que hizo al ingeniero director de obra, Sr. Basinsky, desestimar el uso del viaducto para construir otro más reducido a varios cientos de metros de distancia, cambiando el trazado de la línea, y dejando al puente objeto de este estudio sin futuro incluso antes de su inauguración. Como se puede observar, la estructura metálica estaba totalmente terminada, y tan solo permanecía arriostrada y apuntalada por seguridad.



Fig. 1. Reconstrucción del estribo, según fotografía titulada “Bridge and new abutment”, tomada el 9 de mayo de 1906 por Gustavo Gillman. Fuente: Colección privada *Herederos Gustavo Gillman*.

2. El puente sobre el Arroyo de Gor.

El diseño del puente metálico sobre el arroyo de Gor no era, sin embargo, de poca importancia estructural. Su gran peculiaridad es que fue el primer diseño de puente ménsula de la provincia de Granada, y sin tener en cuenta los fallos en la cimentación del estribo, estructuralmente estuvo totalmente terminado y operativo en su localización original.

En principio, era el diseño más ambicioso de toda la línea Granada-Murcia. Realizado en estructura metálica roblonada, salvaba una distancia de 252 metros en tres vanos. Los estribos contaban con 21 m de altura, y junto con la cimentación de las pilas metálicas, que se realizó en sillería, fueron ejecutados previamente en 1902. En la figura 2 se puede apreciar una fotografía con uno de los escasos trenes que llegaron a circular sobre él antes de quedar fuera de servicio definitivamente en 1912, al ponerse en servicio el nuevo viaducto. Cabe destacar que puede apreciarse en la imagen que el estribo afectado aún se encontraba apuntalado, dada la desconfianza geotécnica que proporcionaba la reconstrucción.

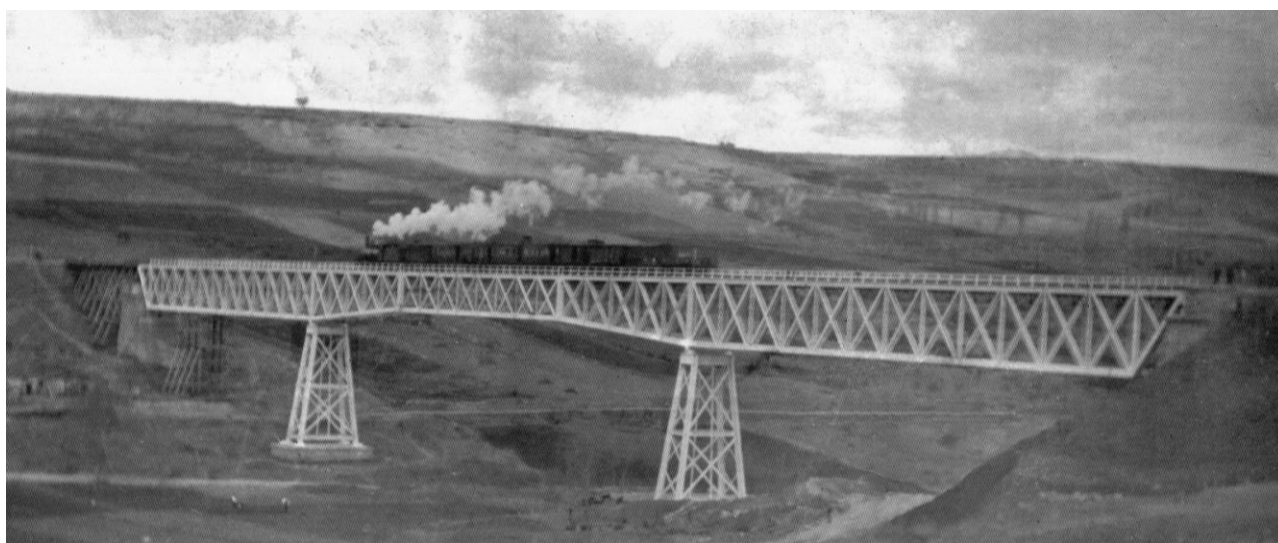


Fig. 2. Fotografía de uno de los trenes que llegó a circular por el puente. Fuente: *Sitio Web Ayuntamiento de Dúrcal*

Las investigaciones de la compañía, hechas públicas en la publicación “El Defensor de Granada”, apuntan al descubrimiento de niveles freáticos no esperados, y los trabajos de reconstrucción estuvieron relacionados con un intento de impermeabilizar o drenar los terrenos adyacentes al estribo afectado, el más próximo a la localidad de Baza. La estructura estuvo totalmente fuera de uso desde 1912 hasta 1922.

3. Rehabilitación estructural.

En 1922, la compañía Tranvías Eléctricos de Granada, SA (de ahora en adelante, TEGSA), se encontraba en período de gran expansión. Su línea interurbana proyectada Granada-Dúrcal no tenía una concepción meramente orientada al transporte metropolitano; tras los esfuerzos de su director e ingeniero, Alfredo Velasco, estaba el anhelo de unir Granada con el Puerto de Motril por vía ferroviaria.

El interés comercial de TEGSA para el transporte tranviario y ferroviario de pasajeros y mercancías entre Granada y su puerto natural hizo que la compañía se lanzase en 1922 al gran proyecto de salvar el río Dúrcal, adquiriendo el puente del arroyo de Gor para desmontarlo, modificarlo, acortarlo y transportarlo debidamente a aquella localidad, donde sería montado de nuevo como una estructura en voladizo, muy similar a la anterior y con tan solo 188,23 m de largo frente a los 252 m originales.

Comienzan los preparativos con la presentación ante el Ministerio de Fomento de proyecto suscrito por el propio Velasco el 10 de enero de 1922, para el desvío de la carretera de Motril en algunos tramos, instalación de algunos pasos a nivel y paso de aquella bajo uno de los nuevos

estribos del puente, titulado “Pasos a Nivel, Paso Superior y Variantes de la Carretera de Granada a Motril”.

Según la memoria del proyecto, el paso superior del tranvía “se halla situado en el punto kilométrico 27,147 de la carretera, unos 68 metros antes del cruce de ésta con el Camino viejo de Motril. Este paso conforme se ve en el plano correspondiente se efectúa por medio de un arco de tres centros de hormigón en masa de 10,00 metros de luz y 8,00 de altura en la clave, apoyados sobre estribos de mampostería, uno de los cuales forma cuerpo con el del viaducto que es objeto de otra variante que se tiene el honor de someter por separado a la Superioridad” (ver figuras 3 y 4).

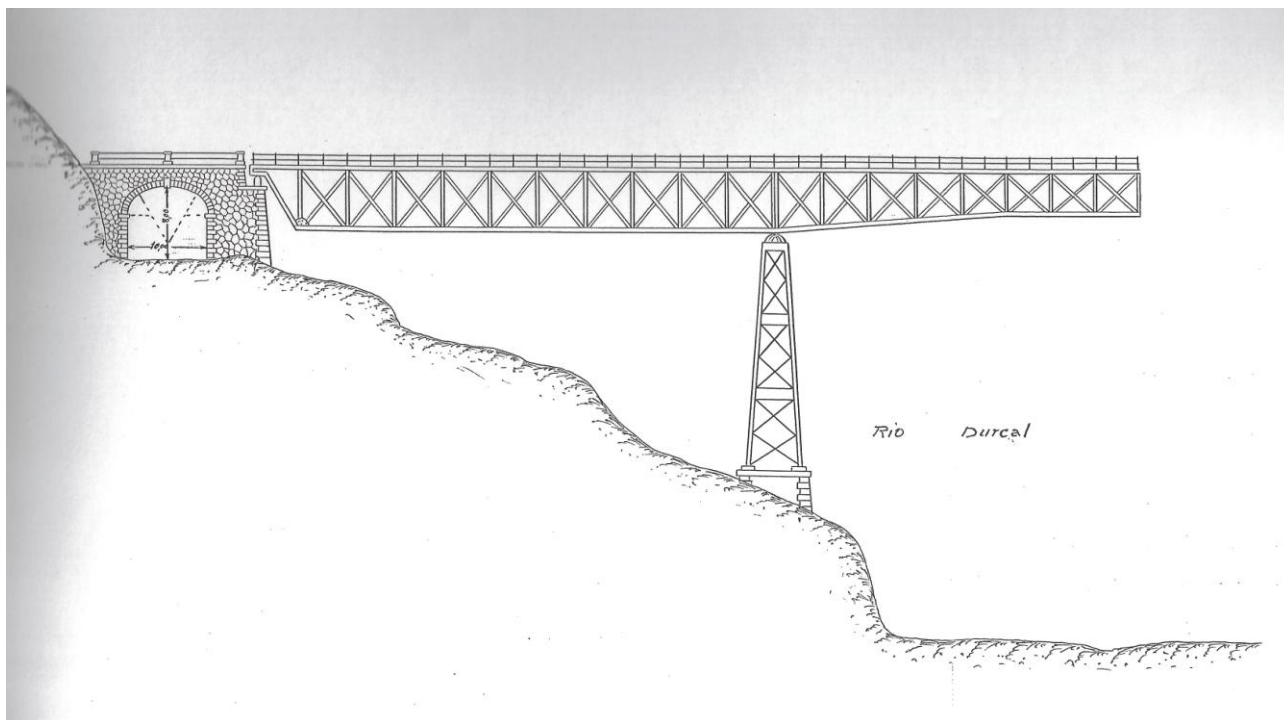
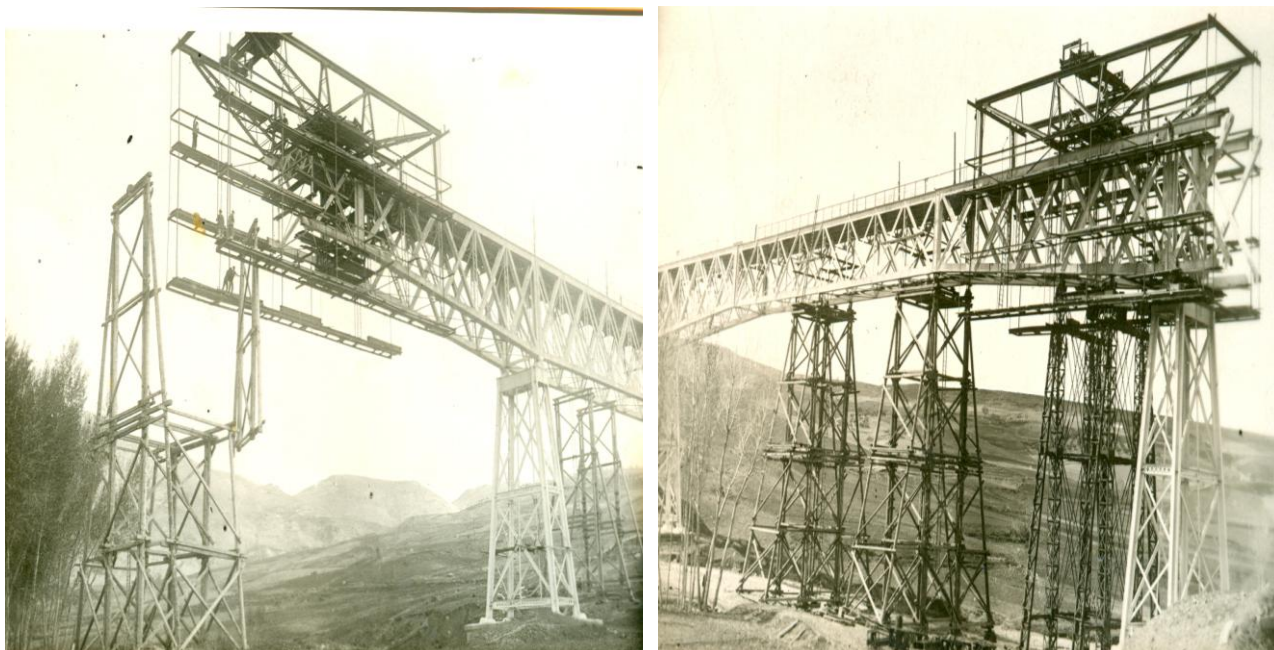


Fig. 3. Plano (originalmente a escala 1/500) del desvío de la Carretera de Motril, según el documento “Planos” del proyecto “Pasos a Nivel, Paso Superior y Variantes de la Carretera de Granada a Motril” de Alfredo Velasco. Fuente: Ministerio de Fomento.



Fig. 4. Fotografía de la construcción del desvío inferior de la Carretera de Motril, coincidente con el estribo norte del nuevo viaducto. Fuente: Colección privada Jesús Ferro.

Igualmente, comienzan los trabajos de desmontaje, acortamiento del diseño y traslado del puente por piezas. El desmontaje se realizó también en voladizo, como puede verse en las figuras 5 y 6. El transporte se realizó precisamente por vía ferroviaria, como observamos en las figuras 7 y 8, con ayuda de estructuras pórtico de soporte. Se estimó la masa de las estructuras transportadas en 300 toneladas.



Figs. 5 y 6. Fotografías del desmontaje en voladizo del puente en Gor. Fuente: Colección privada Jesús Ferro.



Figs 7 y 8. Transporte en vagonetas del material metálico del puente. Fuente: Colección privada Jesús Ferro.

4. El Puente sobre el río Dúrcal.

La construcción del puente sobre el río Dúrcal vuelve a mostrar la misma metodología; sin embargo, al tener que salvar mayor altura, las dos pilas han de construirse sobre estructura en celosía de hormigón, que sirve de suplemento y entronca con la cimentación en ambos casos.

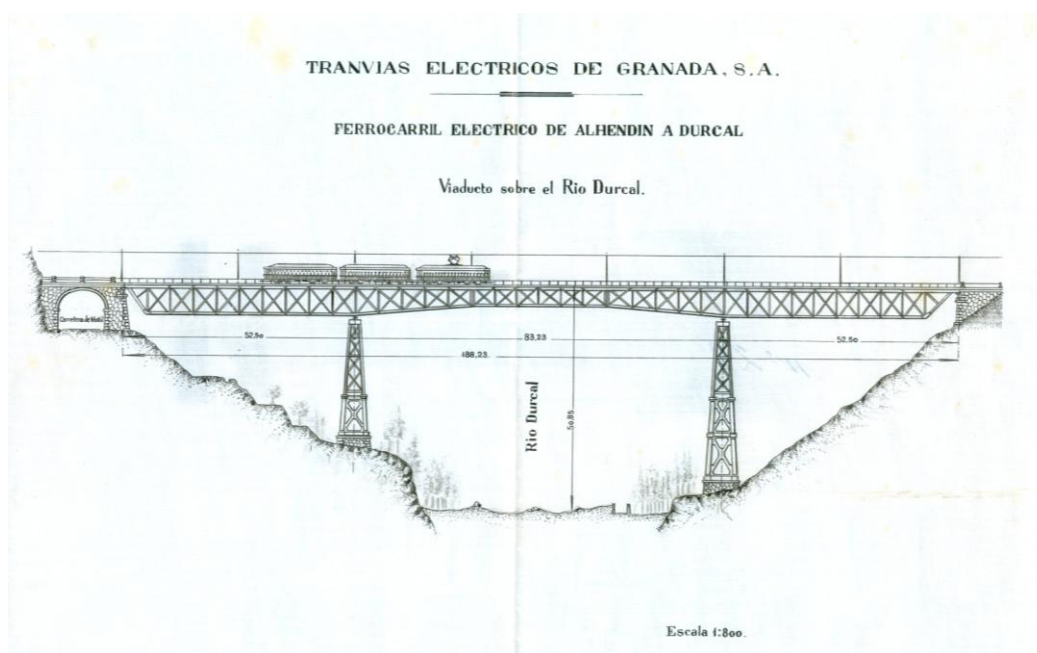


Fig. 9. Plano de TEGSA para el nuevo Puente de Dúrcal (originalmente, a escala 1/800). Fuente: Colección privada Jesús Ferro.

Como puede observarse en la figura 9, el puente salva una altura máxima de 50,85 m. Los vanos extremos tienen una longitud de 52,50 m, y el central 83,23 m, para un total de longitud de 188,23 m.

La estructura volvió a ejecutarse en voladizo, como podemos ver en la figura 10, con un cuidadoso proceso de roblonado y adición de placas de acero para reforzar el tablero en las inmediaciones del punto de unión de voladizos.



Fig. 10. Ejecución de las ménsulas. Fuente: Colección privada Jesús Ferro.

La inauguración del mismo se llevó a cabo el 18 de julio de 1924. Aunque la línea ferroviaria a Motril nunca llegó a construirse, sí se ejecutó un proyecto de transporte por cable de mercancías entre la estación tranviaria de Dúrcal y el Puerto de Motril, y que sobre todo realizó transporte de nitrato de Chile y remolacha para su procesamiento en la fábrica “La Purísima Concepción”, gran parte de cuyo capital llegó a adquirir la propia TEGSA, implicándose la propia compañía tanto en la ejecución de infraestructuras de transporte como en la generación de procesos industriales.

5. Conclusión.

Tras la desaparición del tráfico tranviario en Granada en la década de los 70, el puente queda definitivamente fuera de servicio en 1976. Hubo una tentativa por parte de FEVE de dinamitar la estructura, pero la Dirección General de Bellas Artes logra detenerla, por considerar el inestimable

valor histórico para las obras públicas que la estructura posee. En 1983 pasó a titularidad de la Diputación de Granada. En la actualidad (figura 11), reconvertido en viaducto peatonal y bajo la titularidad del Ayuntamiento, sirve a los habitantes de Dúrcal como vía verde y de relación entre ambas orillas de su preciado río.



Fig. 11. Estado actual del Puente de Dúrcal. Fuente: Elaboración propia, octubre 2011.

BIBLIOGRAFÍA

Colección fotográfica privada *Herederos Gustavo Gillman*.

Colección fotográfica privada Jesús Ferro.

Diario “El Defensor de Granada”. Ediciones 03/12/05, 05/12/05, 10/12/05, 20/12/05, 04/01/06, 25/01/06, 10/06/06, 24/06/06, 18/07/06, 08/12/10, 13/12/12.

Fernando F. Sanz, *Historia del Puente Grande de Gor*.

Proyecto “Pasos a Nivel, Paso Superior y Variantes de la Carretera de Granada a Motril” de Alfredo Velasco (TEGSA). Fuente: Archivo Ministerio Fomento.

Sitio web Ayuntamiento de Dúrcal. <http://www.adurcal.com>

EI HITO VERTICAL COMO TERMÓMETRO DE LA ECONOMÍA RASCACIELOS versus CRISIS

Pérez, M.C.¹ *

(1) *Universidad CEU San Pablo, Dto. de Ingeniería de la Edificación, Madrid, España.*

El hombre siempre ha anhelado alcanzar el cielo construyendo. Las torres se convierten en HITOS, paradigma de la capacidad tecnológica de su tiempo.

Desde finales del s. XIX hasta hoy la altura de los rascacielos refleja la capacidad económica del país donde se erigen. Como gigantes termómetros, miden dinero.

¿Qué lección se extrae de comparar *rascacielos* versus *crisis*?

Si se analiza la relación entre altura alcanzada y coyuntura económica, se detectan reveladoras coincidencias temporales: de los primeros rascacielos de Chicago al Empire State y el crack del 29; de las torres de postguerra racionalizadas por Khan a las Petronas y la crisis asiática de finales del s. XX; de la caída de las Torres Gemelas a la provocación del Burj Khalifa y la crisis financiera de 2008. El agotamiento por abuso del tipo lógico conduce a la crisis que a su vez se vuelve contra la torre por escasez de fondos... La crisis obliga a repensar el “para qué” y el “cómo” del rascacielos, convertido en icono visible de la “pérdida de Norte”. Igual que la molesta fiebre defiende al cuerpo contra infecciones, la incómoda crisis defiende a la sociedad contra el despilfarro.

¿Y viceversa? ¿Podríamos vislumbrar crisis reconociendo el inicio de una pugna irreflexiva por ser el más alto? ¿Es perversa la esencia del rascacielos?

Palabras clave: rascacielos, hito, crisis, economía.

VERTICAL MILESTONES as ECONOMY THERMOMETER HIGHRISE versus CRISIS

Pérez, M.C.¹

(1) *Universidad CEU San Pablo, Dto. de Ingeniería de la Edificación, Madrid, España.*

“The desire to reach for the sky runs deep in human psyche”. Towers become MILESTONES, part of the history of technological paradigms.

Since the end of the 19th century skyscrapers height stands for the economical power of the country where they are built. As giant thermometers, they measure its wealth.

Which conclusions could we draw comparing skyscrapers versus crisis?

Revealing coincidences are detected if we analyze the relationship between high rises and business cycles: the evolution from the first Chicago skyscrapers to the Empire State and the Depression of 1929; the evolution from postwar towers and the consequent structural rationalism to end up in Petronas and the end of 20th century Asian crisis; the challenging response to the Twin Towers collapse with Taipei 101 and the superb Burj Khalifa finished during the 2008 financial crisis... Overusing the logical building type leads to a crisis; and crisis prevent building high due to the resulting lack of confidence. Crisis force us to rethink the “how” and “what for” of skyscrapers, visible icons of an arrogant excess. As an annoying fever protects our body against infections, the uncomfortable crisis prevents society against the squandering of resources.

Furthermore, could we predict a crisis realising the beginning of a thoughtless race to be the highest? Is skyscrapers essence evil?

Key words: skyscraper, highrise, milestone, crisis, economy.

*cperez.eps@ceu.es

1.- Introducción.

Entre las definiciones que de la palabra HITO ofrece el diccionario de la RAE destacan:

“Mojón o poste de piedra, por lo común labrada, que sirve para indicar la dirección o la distancia en los caminos o para delimitar terrenos.”

“Persona, cosa o hecho clave y fundamental dentro de un ámbito o contexto.”

Vinculados a ambas acepciones se consideran HITO los rascacielos.

Uno de los propósitos para los que el hombre construía torres y actualmente continúa construyendo rascacielos es la visibilidad: su edificio debe destacar por encima del de los demás. Adquiere la capacidad de orientar al usuario en el paisaje urbano; y como objeto en el territorio cualifica el paisaje rural.

Además construir en altura requiere el desarrollo de técnicas específicas. No es evidente desafiar en exceso a la gravedad, al viento y al sismo. Las torres primero y los rascacielos después se han convertido en paradigma de la capacidad tecnológica de su tiempo. Cada edificio récord de altura establece un hito a superar. Enorgullece a todos los que lo convierten en realidad y nunca deja indiferente a las personas que conviven con él.

Sin embargo desde los orígenes parece que las torres están condenadas a preceder épocas de crisis. Ya la construcción de la torre de Babel narrada en el Génesis acabó con el enfado de Yahveh y la confusión de lenguas.

2.- Rascacielos versus crisis.

Según el diccionario etimológico, “versus” es un barbarismo deformado por los ingleses. La palabra fue tomada por su jurisprudencia en el sentido de “confrontación”, pero el significado real de su origen latino es “hacia a”, “ir hacia” es decir, “versus” indica hacia dónde nos dirigimos, hacia donde vamos.

La palabra crisis viene del griego. El verbo “krinein” significa separar o decidir. Crisis refiere algo que se rompe y porque se rompe hay que analizarlo.

Tal vez sea casualidad, pero los acontecimientos históricos revelan que la ejecución de los **rascacielos** más altos ha conducido a la sociedad que los alberga **hacia** las más profundas **crisis** económicas.

En 1978 Robert Prechter, analista de mercados americano, popularizó en la *newsletter* “The Elliot Wave Theorist” el “Skyscraper Indicador” con el que vinculaba la ejecución de los edificios más altos del mundo con los picos máximos de las bolsas de valores. En 1999 el economista Andrew Lawrence publicó el “Skyscraper Index”, una tabla en la que relacionaba la construcción de los rascacielos de altura récord con las épocas de depresión en el ciclo económico. Generalmente el proyecto del rascacielos se anuncia y se comienza a construir durante la última fase de la etapa de esplendor económico, cuando la economía está creciendo y el desempleo es bajo. A este periodo le sigue una brusca caída de los mercados financieros con recesión o depresión e incremento significativo del desempleo. El rascacielos se completa durante la fase de corrección económica (si es que no se pospone su construcción o se cancela).

Mark Thornton, también economista, en su publicación de 2005 “Skyscrapers and Business Cycles” defiende la capacidad de los rascacielos para predecir cambios severos en los ciclos de negocio. Demuestra la teoría de Lawrence citando el “efecto Cantillon”. Constituye el desencadenante del proceso de auge económico el descenso del tipo de interés o la inyección de dinero en el sistema, lo que conlleva el incremento, entre otros, del precio del terreno. El bajo tipo de interés además favorece que las empresas crezcan y demanden mayores espacios de oficina. También como consecuencia del bajo tipo de interés se invierte en tecnología de modo que los

promotores pueden superar records previos proyectando y ejecutando los rascacielos más altos y consiguiendo a su vez reducir el impacto del valor del terreno por metro cuadrado útil.

Referencia Thornton ejemplos estudiados por Lawrence y los complementa citando otros:

La finalización en 1892 del Masonic Temple de Chicago (primer edificio en superar los 300 pies, algo más de 90 m) fue precedida por el comienzo de una contracción económica en EEUU ligada al descenso de Producto Interior Bruto que derivó en el “pánico de 1893”.

La culminación del Edificio Park Row (Nueva York, 1899, 319 m) como más alto del mundo, fue precedida por otra caída del Producto Interior Bruto estadounidense y el pánico de 1897.

El pánico de 1907 precedió la finalización del Singer Building (Nueva York, 1908, 187 m) y del Metropolitan Life Insurance Building (Nueva York, 1909, 213 m). Ambos edificios fueron los más altos del mundo cuando se construyeron.

Asimismo la carrera por ser el más alto disputada entre 1929 y 1931 por los rascacielos 40 Wall Street, Chrysler y Empire State Building (Nueva York, 1931, 381 m) fue precedida por el crack de la bolsa neoyorquina de 1929 a la que siguió la Gran Depresión.



Imagen 1. Nueva York 1935. Las tres torres más altas del momento construidas al inicio de la Gran Depresión.

Cuando 41 años más tarde se superaba de nuevo el récord de altura con las Torres Gemelas (Nueva York, 1973, 417 m) y en seguida con la torre Sears, actualmente Willis (Chicago, 1974, 442 m) se acababa de desencadenar la crisis del petróleo de 1973.

La última recesión que cita Thornton es la asiática de finales del siglo XX, coincidente con la coronación de las torres Petronas (Kuala Lumpur, 452 m, 1998), 24 años después, como las más altas del mundo.

Se preguntaba el economista en su artículo de 2005 si el atentado contra las Torres Gemelas alteraría esta “capacidad de predecir crisis” de los rascacielos más altos. En 2005 el Taipei 101 (Taiwán, 2004, 509 m) se acababa de inaugurar y todavía no se intuía la crisis financiera que se avecinaba. Pero poco hubo que esperar. Como culminación al proceso de crecimiento superlativo de la economía de Oriente Medio, empeñada en demostrar su poderío, se coronó el Burj Khalifa (Dubai, 2009, 828 m), casi a continuación del estallido de la crisis financiera (situado por los expertos en agosto de 2007 cuando los bancos centrales tuvieron que inyectar liquidez al sistema bancario; y agravada en septiembre de 2008, con la caída de varias empresas importantes en EEUU).

La crisis financiera ha cobrado carácter global, igual que la euforia por la construcción de rascacielos que reinaba a finales de la primera década del siglo XXI. En Madrid se inauguraban las cuatro torres del CTBA. Al tiempo se pospusieron o cancelaron rascacielos de alturas casi imposibles, récord en cada zona: Chicago Spire en Chicago; Russian Tower en Moscú; Nakheel Tower en Dubai... ¿Cuánto tiempo esperaremos para superar los 828 m de altura? ¿Y para alcanzar los ya proyectados 1000 m?

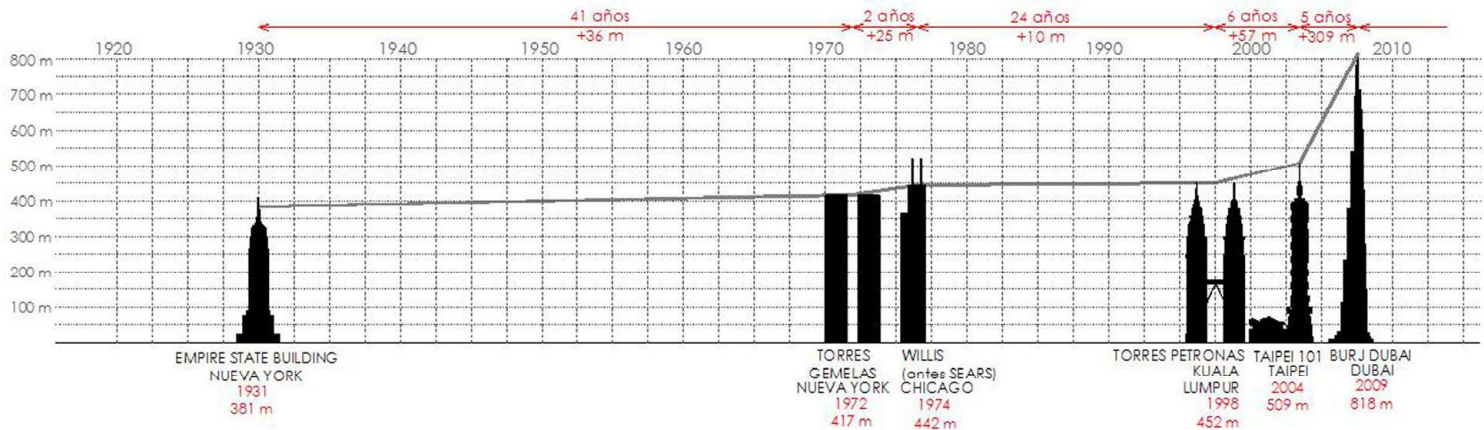


Imagen 2. Ciclos temporales de la ejecución de rascacielos. Coincidentes con los ciclos económicos.

Thornton detecta un patrón común en todas estas crisis:

- Dinero fácil, en particular obtención sencilla del crédito, lleva a la expansión de la economía y el auge del mercado de valores.
- El capital fluye hacia las nuevas tecnologías; se crea nueva industria y se transforma la estructura de la existente; se proyecta el edificio más alto del mundo de cada época.
- Entonces en algún momento, alguna información negativa siembra el pánico y produce la caída de la bolsa.
- Como consecuencia crece el desempleo, particularmente en empresas de capital y tecnología.

Constituye el rascacielos del siglo XX una manifestación del ciclo económico como los canales, vías de tren y fábricas lo fueron en tiempos anteriores. Se ha convertido en el nexo de la administración del capitalismo global y el comercio, donde las decisiones se toman y se transmiten; donde los mercados intercambian información y bienes; se interconectan.

De modo que efectivamente parece que los rascacielos se pueden considerar termómetros de la economía: parecen avisar con su altura de la “infección” que la sociedad está sufriendo.

3.- La herencia de cada crisis.

Cada crisis obliga a analizar sus causas. A todas las épocas de crisis les sucede una época de austeridad en la que se reflexiona a conciencia cada decisión. Se inician periodos en los que se actúa con cabeza más que de corazón.

Si se observa por ejemplo la evolución del tipo estructural “torre” desde finales del siglo XIX, se detectan fases en las que la estructura se racionaliza y fases de abuso del tipo y consiguiente derroche de material estructural.

Los inicios de la edificación en altura estuvieron marcados por la incorporación del acero en pórticos de vigas y pilares. El tipo fue perfeccionándose hasta desembocar en el abuso: incremento sustancial de altura sin modificación del tipo. El ejemplo más claro es el Empire State Building, que agota el tipo estructural pórticos de vigas y pilares metálicos. Se perfeccionaron las uniones roblonadas rigidizándose con barras inclinadas a modo de jabalcones o arriostramientos parciales. Pero no se incorporaba ningún elemento global específico para controlar los

movimientos consecuencia de las acciones horizontales. Las fachadas de materiales pesados tipo terracota características del revival gótico garantizaban la estabilidad global de estos rascacielos.

Tras la segunda Guerra Mundial se construyeron en EEUU los rascacielos soñados por los arquitectos europeos de entreguerras al tiempo que se internacionaliza el “menos es más” defendido por Mies van der Rohe. Aunque no evolucionó inmediatamente el tipo estructural tampoco se ejecutó ningún edificio de altura record y sí se cuidaban especialmente los detalles constructivos.

Con el fin de ahorrar material, en la década de 1960 Fazlur Khan abogó por la modificación del tipo estructural con la altura. Los edificios altos no podrían competir económicamente con edificios más bajos si no se llegaba a controlar el Premium por altura, es decir, el incremento de cantidad de estructura por metro cuadrado construido consecuencia de las mayores acciones horizontales a considerar. Por las circunstancias de la época y del personaje, pudo llevar la teoría a la práctica para obtener conclusiones. El tipo estructural “torre” experimentó un avance importante. Se comprobó que hasta 25 plantas es adecuada la estructura de pórticos de nudos rígidos. Hasta 40 plantas es necesario incorporar elementos verticales de arriostramiento en dos direcciones, como pantallas de hormigón o pórticos de cruces de San Andrés. O bien cinturones o núcleos rígidos interiores. Hasta 80 plantas conviene definir estructuras tubulares exteriores. A partir de 100 lo adecuado es rigidizar al máximo esos tubos exteriores y tratar de eliminar elementos verticales portantes interiores.

El edificio estrella de Fazlur Khan es el sintético John Hancock de Chicago (Chicago, 344 m, 1970). Con estructura de tubo exterior diagonalizado esta torre de 100 plantas logra una relación kg de acero/superficie construida similar a la de un edificio de estructura convencional de entre 40 y 50 plantas. Se convirtió en paradigma de estructura racional.

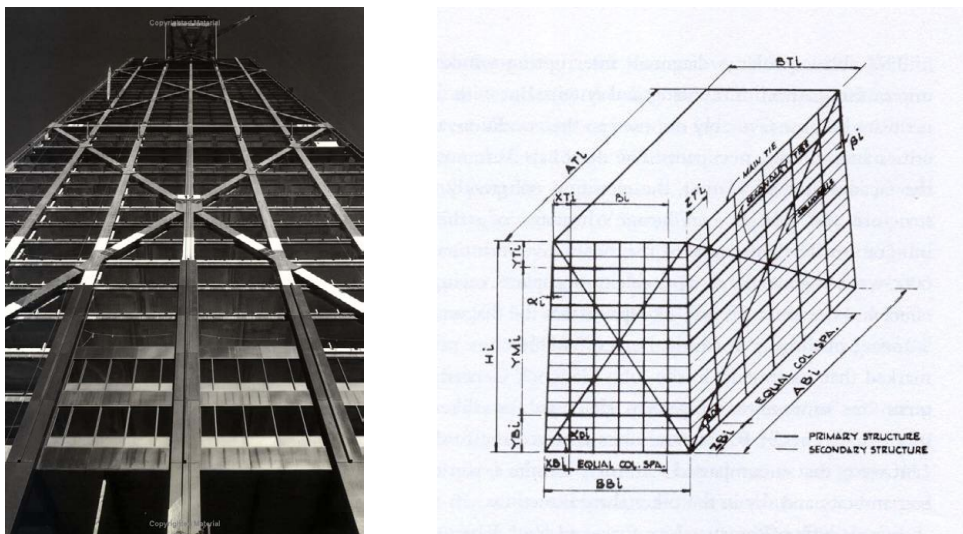


Imagen 3. John Hancock Building. Estructura en fachada. Esquema parcial de estructura.

La austeridad estructural del Hancock se comienza a desvirtuar en la torre Sears. Según el relato de Khan recogido en el libro escribo por su hija Yasmine, cuando se la encargaron a SOM, con condicionantes espaciales similares a la Hancock, su equipo ideó el sistema estructural de tubos ligados, algo menos óptimo que el tubo exterior diagonalizado, para no reproducir la característica imagen del Hancock. La torre Sears de Chicago, actualmente Willis Tower, se coronó como más alta del mundo superando a las Torres Gemelas, reinas por un año tras haber superado en altura al Empire State Building. Su estructura de tubo dentro de tubo fue diseñada por LERA. Fueron pioneras en incorporar elementos distribuidos de amortiguación del movimiento.

Adscritos a alguno de los tipos estructurales racionalistas definidos por Khan se diseñaron la mayoría de los edificios altos construidos en todo el mundo hasta los inicios del siglo XXI.

La crisis del petróleo de mediados de la década de 1970 frenó la construcción de rascacielos pero no la investigación. Le Messurier definió los índices de rigidez a flexión y a cortante para cuantificar la eficacia de la estructura de un edificio. Cuanto más alejada del centro de la planta se sitúe la estructura encargada de trasladar al terreno las acciones verticales, más colaborarán éstas para compensar el efecto de vuelco producido por las horizontales. Con el proyecto del Erehwon Center ilustró esta teoría. En el Citicorp Center (Nueva York, 279 m, 1978) la puso en práctica aunque se vio obligado a ubicar los soportes no en esquina sino en el centro de los lados por condicionantes del entorno. Incluyó además un elemento de amortiguación de movimiento en cabeza (tuned mass damper).

A partir de esta década EEUU perdió el protagonismo en la construcción de rascacielos. A los edificios de la colonia de Singapur le siguieron los gigantes de la colonia de Hong Kong. Por la necesidad de concentración de habitantes en muy poco terreno se ejecutaron allí torres muy esbeltas. Pocos rascacielos se ejecutaron con tipo estructural distinto a los definidos por Khan, pero sí los hubo. Ejemplo de racionalidad lo constituye la sede del banco de China (Hong Kong, 367 m, 1990), de Pei (Arquitectura) y LERA (estructura). Se materializó el concepto estructural propugnado por Le Messurier. La megaestructura llega al suelo sólo en las cuatro esquinas de la planta y está formada por una única viga espacial que soporta todo el peso del edificio más las acciones laterales sin necesidad de cruces de San Andrés al uso.

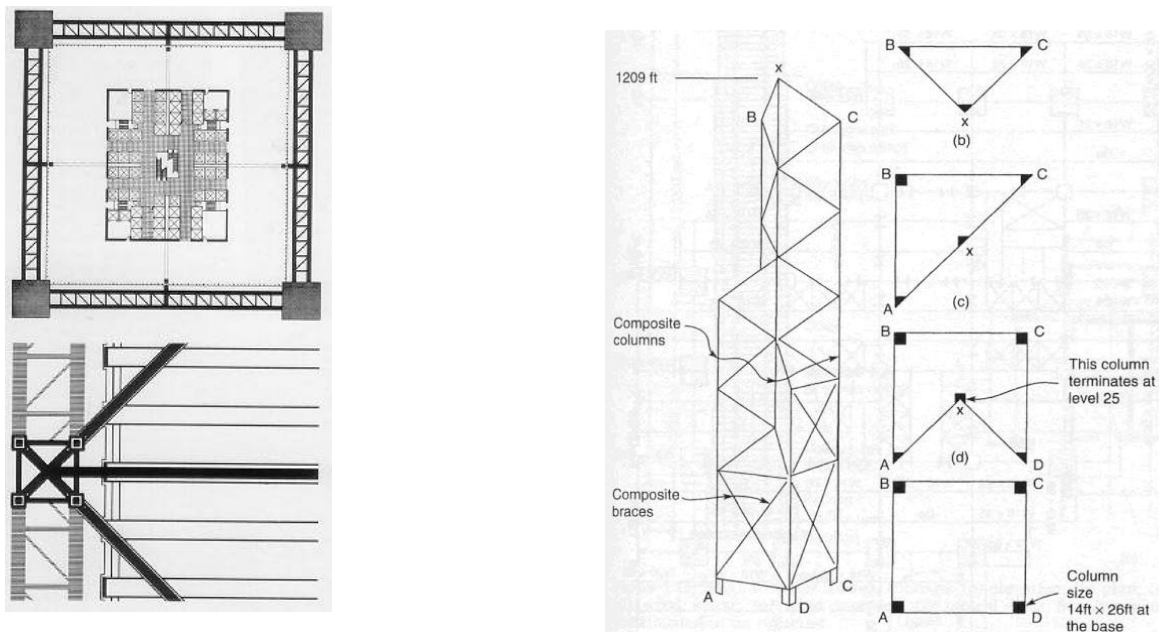


Imagen 4. Erehwon Center. Planta y detalle de sección. Banco de China. Esquema estructural.

Los rascacielos se convirtieron en símbolo del desarrollo económico de oriente. Se reprodujo en la zona la carrera por convertirse en el más alto que décadas atrás se había vivido en América. Se crecía en altura sin suficiente reflexión abusando del tipo estructural. Por pocos metros las torres Petronas, cuya estructura de núcleo todavía se adapta a uno de los tipos definidos por Khan, se coronan como las más altas del mundo. Con el objetivo fin de siglo se proyectaron numerosos edificios de gran altura que nunca vieron la luz algunos afectados por la crisis asiática pero la mayoría como consecuencia del pánico que siguió al atentado contra las Torres Gemelas del World Trade Center.

Recuperados del susto en occidente, y de la crisis de finales de la década de 1990 en Asia, se desembocó en una etapa de euforia que hizo creer al hombre capaz de conquistar el cielo. Se superó el medio kilómetro de altura con el Taipei 101. Su tipo estructural todavía se puede asimilar a uno de los esquemas definidos en la década de 1960: tubo exterior rigidizado más soportes interiores. Incorpora además una gran masa como amortiguador para controlar

movimientos horizontales. Tampoco se detecta evolución del tipo estructural en el Burj Khalifa, que con pantallas rigidizadas de hormigón armado superó en un 40% la altura de su predecesor en el trono de los gigantes del mundo. El Burj Khalifa se completó cuando ya muchas voces llamaban a la reflexión, a la necesidad de concebir edificios globalmente sostenibles. Y la sostenibilidad bien entendida, incluye la economía material y de medios.

La historia demuestra que las crisis reconducen tendencias. Al revival gótico de la Belle Epoque le sucedió, tras la crisis, y consiguiente periodo de reflexión, el racionalismo arquitectónico que derivó en el racionalismo estructural. A los Super Rascacielos de los primeros años del siglo XXI es posible que le sucedan torres cuyo condicionante principal sea su sostenibilidad en el más amplio sentido del término. En palabras de Julio Martínez Calzón, necesariamente la estructura de los edificios altos evolucionará hacia una mayor “racionalidad, severidad, tensibilidad”.

Lo positivo de las épocas de crisis es que obligan a “tomarse un tiempo” antes de “tomar una decisión ejecutiva”. Los periodos de austeridad se alargan hasta que de nuevo se olvida la crisis anterior y vuelven “las prisas por construir” echando mano de la “barroquización” del tipo.

John Berthelsen encabeza su artículo de noviembre de 2008 “The Return of the Skyscraper Index” en el Asian Sentinel con la frase: *“It may be a cliché, but yet again those who don’t read history repeat it”*. Esta afirmación invita a reflexionar: ¿Cuándo deben arquitectos e ingenieros decir “no”? ¿Qué parte de responsabilidad tenemos en la “barroquización del tipo” que lo lleva al absurdo? ¿También a nosotros “se nos olvida” la historia? ¿Trataríamos de reconducir propuestas descabelladas de inversores al terreno de lo racional?

4.- Conclusión

Parece que cuando el hombre se cree capaz de alcanzar el cielo, se excede y despilfarra, se produce el desastre. La relación Rascacielos (más concretamente, rascacielos record) versus Crisis más que casual se revela causal. Las causas que propician unos y otras coinciden.

¿Quiere esto decir que el hombre debe evitar construir en altura? Nada más lejos. Por una parte sería complicado erradicar esa esencia humana de “alcanzar el cielo”. Pocos arquitectos se resistirían a proyectar un rascacielos y pocos ingenieros a intervenir en el diseño de sus tripas si recibieran el encargo. Participar en una gran obra supone orgullo sano. Alimenta el ego y la seguridad en uno mismo. Por otra parte, se demuestra con varios de los ejemplos citados que la esencia del rascacielos no es perversa. Incentivan al hombre a desarrollar su técnica.

Se continuarán construyendo torres. Prueba de ello es que la investigación no cesa. Al menos de momento, con la experiencia cercana de la crisis, esa construcción se hará “con cabeza”. El reto está en tener presente la historia sin dejar de soñar planteando desafíos cada vez más interesantes (que acabarán convirtiéndose en hitos). El reto radica en equilibrar cabeza y corazón.

BIBLIOGRAFÍA

Downes, John and Goodman, Jordan Elliot. 2003. “Finance&Investment Handbook”. 6th Edition. pp 355-356 .Barron’s Educational Series. New York.

Khan, Yasmin Sabina, 2004. “Engineeing Architecture. The vision of Fazlur Khan”, Norton. New York-London.

Manterola, Javier, 2005 “La Estructura Resistente en la Arquitectura Actual” (continuación). En Informes de la Construcción nº 499-500. Madrid.

Pérez Gutiérrez, M. Concepción. 2010 “Evolución del tipo estrucutral torre en España. Madrid, Barcelona, Benidorm”. Tesis doctoral UPM. Madrid.

Thornton, Mark. 2005. “Skyscrapers and Business Cycles”. En The Quaterly Journal of Austrian Economics. Vol. 8, nº 1.

GEOMETRÍA, ESTRUCTURA Y FORMA. CENTRO GEORGE POMPIDOU

Anaya, J.^{1.*}

*(1) Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.
Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas. Madrid, España.*

RESUMEN:

Sin duda gran parte de la historia de la arquitectura y la ingeniería de construcción del s.XX y s.XXI, está ligada con el desarrollo y evolución de las superficies funcionales de grandes luces estructurales. La implantación de nuevas tecnologías y materiales de construcción en la segunda mitad del siglo XX, es también contemporánea, con las exigencias de aplicación de nuevos programas y la necesidad de desarrollar tipos de construcciones en altura, grandes luces, superficies de exigencias tecnológicas variables y características tipológicas no experimentadas hasta ese momento en el ámbito de la ingeniería y la arquitectura. Los ingenieros y arquitectos se han visto obligados a afrontar la resolución de tales retos, con nuevos conocimientos científicos, técnicos que se desarrollarán paralelamente a la evolución de las nuevas técnicas constructivas, revolucionando así las técnicas de producción de la propia Arquitectura.

El Centro George Pompidou (1971-1976) de los arquitectos Richard Rogers, Renzo Piano y los ingenieros Ted Happold, y Peter Rice, abre una innovadora visión de las superficies continuas de de amplia repercusión arquitectónica y social. La propia arquitectura se convierte en sí misma en el principal modelo experimental para ir definiendo y perfilando los más innovadores métodos de diseño de superficies continuas (Espacio flexible, transformable funcionalmente), cálculo y comprobación de estructuras (Mecánica de rotura), como los métodos de control y fabricación (Moldeo, fundición y centrifugación de precisión de grandes y pequeñas piezas de acero)

Esta ponencia aborda el estudio analítico del conjunto de soluciones estructurales y constructivas que han servido de base técnica y científica a los ingenieros y arquitectos de finales del siglo XX y principios del siglo XXI, que han acometido el profundo cambio de las bases de producción de la arquitectura, incorporando con el uso de un amplio catálogo de soluciones técnicas, nuevas caracterizaciones espaciales, que identificarán y significarán a tales estructuras como condiciones básicas y principio generador de la forma arquitectónica contemporánea.

Palabras clave: Centros Culturales, Grandes Luces, Estructura Acero, Moldeo, Tecnologías Avanzadas

GEOMETRY, STRUCTURE AND SHAPE. CENTRE GEORGES POMPIDOU

ABSTRACT:

There is no doubt that a great part of the history of architecture and construction engineering of the XX and XXI centuries is linked to the development and evolution of functional surfaces of great structural spans. The introduction of new technologies and construction materials in the second part of the XX century is also contemporary with the demands of applying new programs and with the need of developing new types of high-rise structures, great spans, surfaces of variable technological demands and typological characteristics not experienced until that moment in the fields of engineering and architecture. The engineers and architects have been obliged to face the resolution of those challenges with new scientific and technical knowledge that will be developed in

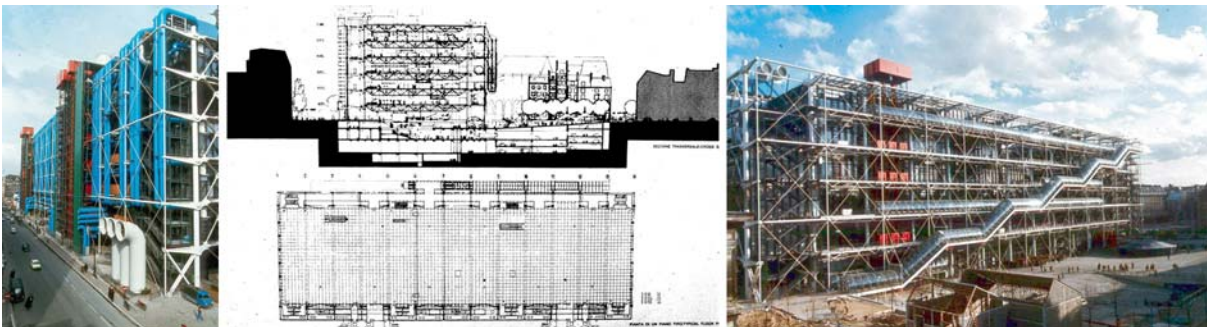
line with the new constructive techniques, hence revolutionizing the production techniques of Architecture.

The George Pompidou Center (1971-1976) made by the architects Richard Rogers, Renzo Piano and the engineers Ted Happold and Peter Rice, opens an innovative vision of the continuous surfaces with great architectural and social impact. Architecture itself becomes the main experimental model with which the most innovative methods of continuous surface design is defined and outlined (flexible space, which can be functionally convertible) calculation and checking of structures (fracture mechanics), like the control and manufacture methods (casting, smelting and precision spin of big and small steel pieces)

This paper tackles the analytic study of the collection of structural and constructive solutions that have been the technical and scientific base for the engineers and architects by the end of the 20th century and at the beginning of the 21st century. They have undertaken a deep change in the production bases of architecture, adding new spatial characterizations with the use of a broad catalog of technical solutions, which will identify and signify those structures as basic conditions and a generating principle of the contemporary architectural shape.

Key Words: Cultural Centers, Great Spans, Steel Structure, Casting, Advanced Technologies.

* jesusanayadiaz@gmail.com



1. Introduction

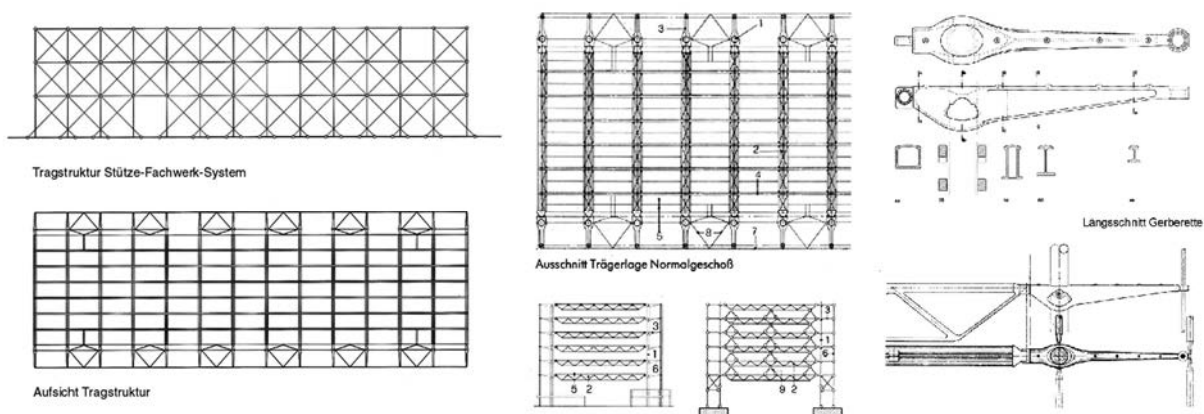
In the summer of 1971 a competition for the construction of a large cultural centre was about to be solved in the city of Paris. The centre had to include the creation of a public library, the transfer and reorganization of the National Museum of Modern Art, space for exhibitions, archives and research MAN and CNAC, the construction of the centre of industrial creation and the opening of polyvalent halls for theatre, music, cinema as well as the fitting out for the research of contemporary music. The centre should be able to take in 10000 people every day in a surface of 65000 m²

The jury, chaired by Jean Prouvé and with the presence of Philip Johnson and the architect Oscar Niemeyer, awarded the team formed by Renzo Piano, Richard Rogers and Gianfranco Franchini. The proposal stood completely aside from a monumental solution for the cultural centre. The winner project summarized a large part of the trends that had been inspiring the contemporary architecture, in contrast with the standards of the architecture of the modern movement. The adjustment to the design with an industrial base praised by Jean Prouvé, will see itself casted in the decision of the winner of the competition.

The references to projects such as the Pravda Building designed by the Vesnine brothers in 1921, as well as the more direct evocation to the Fun Palace by Cedric Price, 1961, collected the light metallic structures with which these projects are shown, identifying large structural scales, as well as a spatial transparency that would allow defining a flexible and continuous space. In the same style, we can also recognize the influence of the projects of Archigram and specifically the Plug-in-

city by Peter Cook, 1964, the Walking city by Ron Herron, 1964, the Instant City by Jhoana Mayer, firstly designed in 1950 but fixed in 1969; and finally the project Bournemouth-Steps by Archigram, 1970. These projects enact the idea of a new mobile and convertible city, constituted of solutions of habitable capsules, volumes of changeable dimensions depending on its functionality, which can be plugged in or exchanged on different supports.

From the point of view of the built works, the Centre Georges Pompidou summarizes the solutions developed by Albert Khan for the design of his factories in the United States, especially in the Glenn Martin Company's Factory, Middle River 1937, where he employed large lattice metallic beams. The solution of employing all the services, stairs elements, elevators, sanitary facilities and air conditioning plants on the outside and separate from the building (Ackermann 1985) will be an inheritance of the project of the architect Egon Eiermann "Neckermann Distribution Centre", in Frankfurt, 1970.



These ideological influences in the field of the functional criteria will be interpreted starting from the structural solution in which the engineer Peter Rice will work together with the architects. This solution will be based on the work for large structures developed by Kenzo Tange in the construction of the Reception Pavillion for the Universal Exhibition of Osaka, 1970. He constructively solved both the problems of the large scale knots by means of the elements casting process (Rice 1977). The other interpretation added by the engineer to his solution will be the one derived from the instruction that Rice received while working with Frei Otto and who had applied to the Olympic Stadium of Munich (1967) the researches in the field of the definition of solutions of lath knots. All of these lines of research are parallel to the work developed in the 50's by Buckminster Fuller. That will culminate in the design and execution of bar structures, and its stability will be solved by means of simple structural works.

The inheritance of Buckminster Fuller can be recognized in the degree of importance set out by the architect, in the definition of the line of force of the building, similar to the structures of the Gothic (Colquhoun 1978). The reference to the similarity between the ideas of Fuller and the structure of Renzo Piano and Richard Rogers was focused in the value of the ideal lattice lines which enclosed a volume, similar to the Gothic. The lattice defines the shape of the building and shapes its figure with the establishment of the directions of the forces, that is to say, the architectural shape.

The outlining process of the shapes is spatially summarized in the Centre Pompidou, in a uniform weave with an undifferentiated shape with its own structure. As an inheritance of past ideas, figures are inserted. As an example we find the Dymaxion House by Fuller or the Environment-Bubble by François Dallegret (Banham 1977). We need to remember that in the Pompidou project, the finishing of the roofs of the last floors were curved on the edges and transparent.

The building is completely glazed, but its appearance hides this reality. The vision of a continuous space cannot be perceived from the outside, from where we can only see a uniform structure with a spatially uniform triangular framework, it identifies an attempt of obtaining an isotropic space (Curtis, 1982). The transformation of the flexible and continuous space will have a bearing on the reconsideration of the wall as a technical shape. The coincidence between the resistant structure

and the structure of installations is quite significant, whether we consider the solutions of the equipment of the east front or the solution of the inclusion of the elements of circulation of the Place Beaubourg.

The idea of separating the installation structures from the resistant structures had been developed in the early 60's with the construction of buildings of large scale. We must remember that the Knights of Columbus (New Haven 1961), a project by the architects Kevin Roche and John Dinkeloo, planned precisely a strict differentiation between the behavior of the resistant structure and the environmental control equipment. It combined the possible movements of the general structure with the one of the installations.



The requirements of flexibility of the space also derived from the designs of the 60's regarding the building typologies for industry and situated the attempts of a solution for the complexity of the structures of large scale that could release the floor, in order to establish an isotropic space for work and which could therefore admit a spatial and variable layout according to the functional requirements. This situation that will be represented by means of a set of structural solutions solved starting from lighten deep beams, lattices or solutions of spatial tightened and hanging structures, implied the environmental control of the liberated space in which the placing of the structure will be specifically the description of itself.

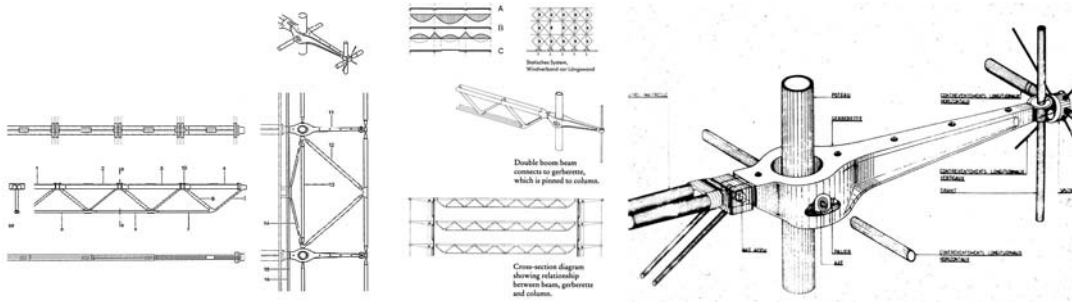
2. The problem of scale.

The interpretation carried out over the structure designed by Peter Rice, on the definition of the simple structural work and therefore on the behavior of the pieces exclusively under tensile or compressive stress will be a decisive step in the design of the structure of the Plateau Beaubourg. The most significant characteristic of large scale structures is the criterion of the control of the forces and the criterion of the control of the structural work. Therefore, the elements designed by Rice must not be interpreted as structural solutions with an improvement of the work performance. Instead, the control of forces and their layout will imply an improvement of the resistant section of the structural elements that can be adjusted to the resistant characteristics of the material. That explains the solution of the engineer defining hollow pipes as elements under compressive stress and solid bars under tensile stress.

Significantly, the structural analysis that will interpret these simple solutions of work could be described as a turn back on the development and design of structures. Since the XIXth century, the structural solutions on steel have set out formulas of isostatic behavior and, therefore, the recognition of simple forces due to the difficulty of interpreting the efforts produced on the components. The subsequent developments, especially the solutions provided by new joint methods (such as the welding after II World War), will facilitate the design of lighter and technically more complex steel solutions, that engineers will understand thanks to computational calculus systems.

Since the 60's, this development for large scales had had a specific formulation, fracture mechanics. This theory had been applied by Peter Rice, with Ove Arup & Partners, in the resolution of the models and the analysis of the wind behavior of the Sydney Opera House, created by the architect Jörn Uzon. The solutions provided by fracture mechanics are placed in the field of the ignorance of the processes of deformability of the structural elements, subject to extraordinary great loads or tensions.

Fracture mechanics let us find a solution consisting on establishing the final fracture on a model, that is to say, the physical-material gap after a state of continuous and high load and therefore to recognize the flaw lines as the principal directions of the final efforts, taken as one of the possible solutions in order to recognize the resistant behavior of the material in certain areas of the structure. Despite that, the behavior of the great possible bending efforts prevents establishing the deformability conditions equivalent to the Saint Venant criteria for local effects.



Fracture mechanics was employed in the wind models of the first solutions by Ove Arup for the Sydney Opera House structure. The identification of the shells as surfaces of a parabolic ellipsoid made it difficult to calculate the structural behavior and its behavior in front of the horizontal forces, which is why they carried out analysis on its deformability with physical models in a wind tunnel. It is meaningful that Arup ideas (which changed from solving constructively the shells with a simple surface to a triple surface, composed of two big concrete plates, joined with a spatial and metallic structure that lightened it) couldn't solve the complexity of the scale problem.

This means that great spans induce moments, demanding mass in order to dispel energy. At the same time, that starts great moments and as a consequence of the cyclical process, it produces a structural failure. The final result began with the architect's solution of the geometric definition of the shape, remote from the engineering answer, which had employed more than 300000 hours of engineers calculus. The final shape will behave with a simple structural work under compression. Using a technique of control of the force lines, the prestressed, they will develop a technology able to control the geometry of the shape.

Peter Rice employs again in the centre Georges Pompidou the fracture mechanics, in order to establish the quality conditions of the molten steel units. The analysis put the units under big loads as well as under fatigue effects of the material. This way, it was possible to determine the relation between the local efforts practiced in a fracture point, the dimension of the initial flaw and the force applied. The tests over big pieces finally allowed establishing the nature of all the factors affecting the units: dimensional precision, geometric shape, fault detection, nature of the efforts and fracture load.

As a supplementary precaution, all the essential units were tested at the 120% of its maximal payload. This matter was also imposed because there was no concord between the French, German and British regulations for metallic structures. The one finally employed was the British one, because it had developed widely the analysis and systems of steel structure testing.

3. The structural solution.

The structure of the centre Georges Pompidou contradicts the model that modern architecture had sponsored as a prototype, that is to say, the grid. The concept of lattice, whose patronymic model, the rigid knot, constituted the definition of the geometric base of the shape of the modern movement, disappears in front of a conception in the line of the structures of the engineering of great spans, such as the one of the bridges, on which they employ solutions such as the Gerber beam (by the German engineer from the XIXth century), the articulated and tightened solutions. In conclusion, structures with a stabilization of variable geometry (a mast tightened by winds).

The idea of functional freedom set out by the model of the floor grid, will be substituted for a recovery of the structure in the edges- It is significant the fact that the relation between the inside and the outside, which had also been associated to the flexibility and the freedom of the floor of the modern movement, will be confronted at the centre Georges Pompidou with the presence on the front of a structure characterized by the architectural shape. If the formal base of the architecture of the modern movement employed in the solution of Piano and Rogers is the geometry and the volume derived from the use of lattice, the structure will envelop the space and therefore will interpret again the nature of the front leaving it in an internal plane necessary to keep its freedom of definition. That is why when we say that the front is completely glazed; we understand that the glass plane is a condition restricting the internal space except from the ends (that is to say, on the outside, where we find the structural mechanism).

The identification of the main structure in the project shows a solution of supports different from the one of the execution. On one hand the pillars where made up of a lattice of two pipes apparently welded, forming a Vierendeel beam. That solution had been introduced in the development of the pillar in the suspension bridges by Steinman. On the other hand, the unfolded pillar permits leaning a deep beam that will have its meeting point on one of the ends of those lattices. It is obvious that the solution would have forced to interpret the structural behavior of the pillar as a solution with flexocompression work due to the eccentricity of the point of support on the pillars. The behavior of that structure with the bending had probably been solved by combining the compression effect of the internal pillar of the lattice and the tension of the external one. We must not forget that the lattice pillar would play as a Vierendeel beam, and that therefore the moments produced in its knots would have lead general moments in the lattice pillar and in the end the effect of flexocompression of the support.

Peter Rice will develop again the approach to the pre-compression in the solution of the pillars of the Centre Georges Pompidou, simplifying the lattice or the Vierendeel beam of flexocompression leaning, in a single pillar of 80 cm of diameter, with a centrifugated steel pipe with variable thickness (from 40 to 85 mm). The support will be precompressed by the Gerber beams of molten steel of 10t. (Rice 1978). This mechanism of wide span portico with the Gerber's 6.0 m. articulated in the support of the pillar, receiving the beam of 48.5m of span over the support cuboid-cylindrical console, will be balanced thanks to the stressed anchorage to earth, by means of solid steel bars of 220 mm, from an element, from molten steel in a mould, the satellite, fundamental in the design of Beabourg. This mechanism, fixed at the end of the Gerber, will expand the system of superficial stabilization of the plane of the portico to the three spatial directions, shaping by means of triangulation the system of transmission of loads and of spatial bridging of the set by means of 45° bars working in tension.

The steel and glass super-structure as a whole, 166x76.45x42 m. is articulated over 14 porticos with a distance of 12.0 m. between them. The floor structure pans lean on the porticos, releasing a space of 7.0 m. over the hollow pillars, loaded with water as a system of protection against fire and structural refrigeration. This prevention is improved with the transformation of the isostatic system into a temporary hyper-static one, given the predictable collapse of ties, putting the cuboid-cylindrical support between Gerber and the pillar, shooting the water tanks and refrigerating the structure without putting in contact the equipments and the electric installations isolated on the outside.

4. A laboratory of new technological experiences

The value of the Centre Georges Pompidou as a structural milestone, is that it has significantly interpreted the value of the architectural shape through the development of its constructive elements. In that sense, the establishment of a new value of the architectural production will be the precision, a characteristic that will consolidate the new capacities of manufacture of new and complex shapes, logics of industrial manufacture where the geometries of a high degree of indetermination will start being validated with the impulse of the new computational systems.

The new interpretation of the relation between structure and shape, that the Beabourg inaugurates introducing concepts such as the structural hierarchy, that is to say the structural control, starting from the constructive design of its parts and constructive details, will prepare architects and engineers to experiment innovative relations and structural and constructive appreciation of materials, that will summarize the character of the new shapes in architecture. Some projects heirs of that milestone are the pyramid of the Louvre, by I.M. Pei, the Museum of Science and Technique at la Villete, by A. Faisenbilder and in general all the new crystalline shapes which have taken in the structural glass as the master material at the origin of the shape.

The work of Piano, Rogers and Rice means a significant advance in the development of the definition of the architectural shapes as logics of force fields, placing themselves in the direction of the structural shapes as an aspiration, which in our century is recognized as something natural, for the solution of the shapes at large scale, of digital production.

BIBLIOGRAPHY

- AAVV. 1977. "La parole est aux architectes". *L'Architecture D'Aujourd'hui*, n.189, Paris
- AAVV. 1969. "Trusses and Space frames". *Progressive Architecture*, october 1969, pp.147-157.
- AAVV. 1969. "Cable-Supported Structures". *Progressive Architecture*, october 1969, pp.158-162.
- Arup, O. 1978. "Centro Beabourg". *Informes de la Construcción*. n.299, Abril 1978, Madrid.
- Ackermann, K. 1985. *Industriebau*. Deutschen Verlags-Anstalt, Frankfurt.
- Banham, R. 1976. *Megastructure*. Thames and Hudson, London.
- Banham, R. 1977. "The Pompidoliun". *The Architectural Review*. n.963, 1977.
- Bub, j., Messing, W. 1977. "Interview mit Renzo Piano und Richards Rogers". *Bauen + Wohnen*. n.4, 1977, München.
- Buchanan, P. 1993. *Renzo Piano Building Workshop*. Phaidon Press Limited, London.
- Casati, C. 1977. "Nuovo oggetto a Parigi". *Domus*. N.566, gennaio 1977, Milano.
- "Centre Beabourg, Paris. An information entertainment and cultural centre". 1975. *Architectural Design*. n.5, 1975.
- Colquhoun, A. 1978. *Arquitectura moderna y cambio histórico*. Editorial Gustavo Gili, Madrid.
- Drew, P. 1972. *Die dritte generation*. Verlag Gerd Hatje Stuttgart. Ed. española, 1973. Tercera Generación. Editorial Gustavo Gili.
- "La resistible ascension du Centre Georges Pompidou". 1977. *L'Architecture D'Aujourd'hui*, n.189, Paris.
- Manterola, J. 1987. "High Tech". *Informes de la Construcción* Vol.38, n. 387, 1987. Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid.
- Marlin, W. 1978. "A Building in Paris". *Architectural Record*, february 1978.
- F.B. 1977. "Le rêve et la fonction". *L'Architecture D'Aujourd'hui*, n.189, Paris.
- F.K. 1977. "Behälter für information, kultur und unterhaltung". *Deutsche Bauzeitung*. N.4
- Otto, F. 1965. *Frei Otto: Spannweiten*. Verlag Ullstein GmbH, Berlin.
- Piano, R., Rogers, R. 1977. "L'histoire du projet". *L'Architecture D'Aujourd'hui*, n.189, Paris.
- Prouvé, J. 1977. "La permanence d'un choix". *L'Architecture D'Aujourd'hui*. n.189, Paris.
- Rice, P. 1994. *An Engineer Imagines*. Ellipsis London Ltd, London.
- Rice, P. 1978. "Centre National D'Arts et de Culture Georges Pompidou, Paris". *The Architectural Review*. n.963, 1977.
- Rice, P. 1977. "La structure metallique". *L'Architecture D'Aujourd'hui*, n.189, Paris.
- Rice, P. 1991. "Building as craft, building as industry". *Bridging the gap*. Reinhold, New York.
- Rogers, R. 1991. "The artist and the scientist". *Bridging the gap*. Van Nostrand Reinhold, New York

¿INTERVINO UN PITAGÓRICO EN EL DISEÑO DE LAS TAULAS DE MENORCA? (MONUMENTOS DE LA CULTURA TALAYÓTICA SIGLOS V-IV AC)

Ibáñez Orts, V.*

Sociedad Educación Matemática Comunidad Valenciana *Al-Khwarizmi*

RESUMEN:

Las taulas de Menorca constituyen un monumento único y característico de la cultura talayótica. Están formados por dos grandes bloques de piedra puestos el uno sobre el otro en forma de "T". Su fecha de construcción es incierta, oscilando según los autores entre el año 1500 aC al 350 aC.

En este trabajo hemos estudiado directamente estos monumentos, ya que provistos de escaleras, metros y niveles hemos medido las taulas principales. Como resultado, descubrimos que las dimensiones de su piedra capitel siguen determinadas reglas geométricas, ya sea una proporción aritmética, geométrica o armónica, y por tanto su constructor debió pertenecer a la escuela pitagórica. Como Pitágoras falleció en torno al año 500 aC, se debieron construir en fecha posterior.

También se muestran diversos grabados rupestres de carácter geométrico que aparecen en cuevas de enterramiento menorquinas, que pertenecieron a la cultura talayótica, y a los que nunca se ha prestado atención desde un punto de vista matemático. Entre ellos destacan varias estrellas de cinco puntas, así como un enigmático triángulo surcado de rayas y otros dibujos.

Palabras clave: taulas, Pitágoras, escuela pitagórica, geometría. *capblanch@ctv.es

ABSTRACT

DID THERE EXIST A PYTHAGOREAN AT THE FOUNTAINHEAD OF THE "TAULAS" OF MENORCA? (Monuments of the Talayotic culture dating from V—IV B.C.)

The "taulas" of Menorca make up a characteristically unique monument of the Talayotic Culture. They consist of two great stone blocks placed one on top of the other in the form of a "T". The date of construction is uncertain but could be thought to oscillate between 1500 and 350 B.C.

While undertaking this project we have studied these monuments unequivocally and being in possession of ladders, measuring devices and spirit-levels we have measured the principal "taulas". As a result we suggest that the dimensions of the capital stone of these "taulas" follow certain geometric patterns whether they be in arithmetic, geometric or harmonic proportion and therefore those who built it must have belonged to the Pythagorean School. Taking into account the fact that Pythagoras died c. 500 B.C., these monuments must have been constructed at a later date.

A variety of rupestrian engravings of a geometric nature are also to be found in Menorcan burial caves which pertain to the Talayotic Culture; these have never been studied from a mathematical point of view. Among these several five-pointed stars are prominent as well as a mysterious triangle which is furrowed with lines and other drawings.

Key words: taulas, Pythagoras, pythagorean school, geometry. *capblanch@ctv.es

1. La cultura talayótica

La cultura talayótica se desarrolla en las islas de Mallorca y Menorca a lo largo de un extenso período histórico que abarca desde el 1.600 aC hasta el 200 dC. El nombre de esta cultura procede del término "talayot", atalaya o torreón circular que presidía el poblado y servía de vivienda a la familia más poderosa.

La cultura talayótica se caracteriza por un cierto primitivismo, debido a que desconoce el aceite de oliva, la elaboración de vino y el torno de alfarero, por lo que sus vasijas están hechas a mano, de manera tosca y mal cocidas. A esta realidad hay que añadir que no usan moneda en sus intercambios comerciales y desconocen la escritura. La vida media de estas personas rondaba los cuarenta años.

En esta cultura tan peculiar, la taula es un monumento único y específico de la isla de Menorca, y encarna la manifestación arquitectónica más singular de la isla, ya que no hay nada similar en Mallorca. La taula se compone de dos grandes bloques de piedra perfectamente tallados. La inferior, denominada piedra soporte o vertical, es un paralelepípedo estrecho y gigante que llega a medir más de cuatro metros de altura, dos o tres de anchura y apenas de cuarenta a sesenta centímetros de espesor. Suele estar hincada en la roca madre del terreno o descansa directamente sobre el suelo. La piedra superior, colocada transversalmente sobre la anterior, recibe el nombre de piedra capitel u horizontal y también llega a medir cerca de los cuatro metros en las taulas mayores. Tiene la forma de un tronco de pirámide invertida ya que está biselada. Ambas piedras conforman una especie de letra "T" colosal y de alguna manera recuerdan a una mesa de pie central, de donde procede su nombre, ya que en catalán "taula" significa mesa. Ambos bloques están tallados en la roca caliza propia de la isla, que aparece formando estratos horizontales de fácil labra que se denomina "marés".



Foto 1. Vista frontal y lateral de la taula de Torre Trencada. Está muy deteriorada. Las dimensiones de su piedra capitel siguen una progresión aritmética. La anchura de esta piedra tiene tales dimensiones que sus constructores la dotaron de una columna posterior de apoyo para asegurar su equilibrio.

En Menorca existen actualmente treinta y una taulas y de ellas once están completas. Se encuentran distribuidas de manera aleatoria en la parte sur de la isla, siempre en el interior de un poblado y en situación próxima al talayot mayor. En tiempos prehistóricos la parte norte de Menorca era pantanosa e insalubre, y por ello poco habitada.

La taula es el monumento principal del denominado “recinto de taula” de forma absidial o de herradura, especie de basílica en la que se realizaban determinados ritos de carácter religioso que nos han llegado envueltos en un halo de misterio. El “recinto de taula” nunca sirvió como lugar de enterramiento. Este lugar estaba cerrado por un doble muro de piedras bien colocadas, relleno de ripios y tan alto como la propia taula. En su interior, gruesas columnas delimitaban capillas.

Desde un punto de vista arquitectónico, la taula, junto con su recinto, conforma una unidad de diseño, de modo que hay una relación directa entre la taula y su recinto, ya que cuanto mayor es la taula más grande es el recinto, llegando a medir en algunos casos más de cien metros cuadrados. Del mismo modo, debe de existir una relación entre el tamaño de la piedra soporte y el de la piedra capitel.

El hecho de que la parte posterior de la piedra soporte esté sin pulir indica que el recinto de taula se dividía claramente en tres espacios: la entrada con su pequeño corredor, generalmente adintelado, por el que se pasaba agachado para encontrarse seguidamente ante el monumento, aumentando de este modo el efecto que la taula debía de provocar en él espectador. El recinto en sí, frente a la taula, dedicado al culto y a los sacrificios rituales junto a la hoguera, donde el pueblo celebraba los banquetes y ofrendas, y el espacio posterior a la taula, cuyo acceso no estaba permitido a los feligreses y estaba dedicado íntegramente a los sacerdotes y a los menesteres del culto. Como la taula sólo se veía de frente, la parte posterior, por ahorrar un trabajo inútil de cantería, quedaba sin pulir.

El arqueólogo Fernández-Miranda, siguiendo las ideas de la arqueóloga británica Margaret A. Murray, propone que fueron construidas alrededor del siglo IV aC, ya en época tardía, cuando esta cultura había iniciado su decadencia, siendo utilizadas hasta el siglo II dC, plenamente romanizada la isla. Este investigador apunta la posibilidad de que la propia taula pudo haber sido objeto de culto en sí mismo, y que el recinto de taula no estaba cubierto, excepción hecha de la capillas que circundan las paredes, que podían tener una cubierta a base de falsa bóveda de lajas de piedra. No todos los investigadores son de la misma opinión. Algunos son partidarios de que las taulas se construyeron al comienzo de la cultura talayótica, hacia el año 1500 aC, y de que los recintos de taula estaban cubiertos. Estas cuestiones por el momento están abiertas y sin resolver. A lo largo de este trabajo nos decantaremos claramente por la primera opción.

Las taulas que existen completas se pueden dividir en cuatro grupos: taulas cuya piedra capitel tiene una anchura tan desmesurada que sus constructores se vieron forzados a dotar a su piedra soporte de una columna posterior de apoyo, al que corresponden Torre Llafuda, segunda taula o capitel en forma de taula P4 de Torre Llafuda y Torre Trencada (Foto 1). Taulas cuyas piedras capitel tiene una anchura mínima y cuyas piedras soporte presentan lo que se conoce como resalte o espina posterior, a este grupo corresponden Torralba d'en Salort y Torreta de Tramuntana, el grupo formado por las taulas cuya piedra capitel presenta una anchura intermedia y que incluye las taulas de Torre d'en Gaumés, Na Comerma de sa Garita, Binisafullet y Trepucó. Finalmente quedan en otro grupo las taulas de Talatí de Dalt y Torre Llisà Vell.

En diversos trabajos hemos propuesto que las dimensiones mayores de las piedras capitel del primer grupo siguen entre sí una sucesión aritmética, las del segundo armónica y las del tercero geométrica. Ello tras descartar modelos basados en números irracionales o tríadas pitagóricas. Para las taulas de Torre Llisà Vell y Talatí de Dalt no hemos encontrado un modelo adecuado.

De ser ciertas estas proporciones que apuntamos se tratarían de un caso claro de relación entre matemáticas y arquitectura, ya que su constructor empleó conocimientos geométricos para fijar sus medidas. Hay que tener presente que durante ese período histórico tanto Babilonia como Egipto estaban sometidas al poder persa, y por ello, muy alejadas de su época de esplendor matemático, mientras que Grecia, al enfrentarse y vencer al imperio aqueménida en las llamadas guerras médicas, iba a conocer un florecimiento extraordinario de su cultura y especialmente de las matemáticas.

Sin embargo, hay que añadir que en Menorca son abundantísimos los restos talayóticos, púnicos y romanos, pero son escasos los vestigios griegos. Con menor frecuencia aparecen los restos egipcios, aunque también los hay. Véase la pequeña estatuilla sedente, en bronce, del dios Imhotep encontrada en la taula de Torre d'en Gaumés. Para Fdez-Miranda es de época tolemaica, es decir, del último tercio del siglo IV aC. Los vestigios mesopotámicos son escasísimos. Por tanto, sin desmerecer de los matemáticos de esas civilizaciones, parece plausible pensar que sus constructores vinieran del mundo heleno.

2. Taulas

En este apartado se dan las dimensiones de la piedra capitel de dos de las principales taulas: Torre d'en Gaumés y Torralba d'en Salort.

2.1. Torre d'en Gaumés

El poblado talayótico de Torre d'en Gaumés se desparrama por una suave colina. Es el mayor de la isla, con una extensión aproximada de 60.000 metros cuadrados. La cima de esta elevación se encuentra presidida por tres talayots en ruinas, cuyas siluetas se divisan desde los alrededores. El recinto de taula se encuentra adosado al mayor de ellos.

La piedra soporte está enhiesta, pero quebrada, y parte ha desaparecido. Está muy deteriorada. La piedra capitel, de gran calidad, se encuentra caída, vuelta del revés y situada sobre un paramento de piedras junto a la entrada del recinto, tal como la dejó el notario Flaquer i Fàbregues tras la excavación que realizó a principio de los años cuarenta. Él fue quien levantó la piedra soporte que estaba abatida. El recinto de taula se terminó de excavar por R. Bordoy y P. Massanet en los años setenta. Es interesante destacar que en la excavación de Flaquer, al sustituir poco a poco la tierra que se encontraba debajo de la piedra capitel por las piedras que hay actualmente, pudo constatar *“que su cara superior es de perfecta lisura”*. Ello nos indica que las piedras capiteles se tallaron como perfectos troncos de pirámide. Su desgaste actual se debe al efecto de la erosión.

Seguidamente se dan las dimensiones de la piedra capitel en metros, según diversos investigadores. Al estar caída es muy fácil de medir. Aparecen dos medidas para la longitud y la anchura, ya que la piedra capitel está biselada y, como ya hemos mencionado, tiene forma de artesa o tronco de pirámide invertido. En todas las taulas se presenta el problema de medirlas con precisión en sus dimensiones actuales e inferir las que deberían tener cuando se erigieron. Seguidamente se dan sus dimensiones (Tabla 1):

Tabla 1. Medidas de la taula de Torre d'en Gaumés

	Longitud	Anchura	Grueso
Martorell	2.45 / 2.32	1.25 / 1.18	0.65
Flaquer	2.50	1.25	0.60
Mascaró	2.50 / 2.32	1.25 / 1.18	0.65
Ibáñez	2.56 / 2.33	1.30 / 1.17	0.67

Si nos fijamos en las dimensiones mayores se puede constatar a simple vista que, salvando errores de medida, la anchura es el doble que el grueso y la longitud el doble de la anchura. Ahí están las medidas del notario Flaquer, 0.60; 1.25 y 2.50 o del conspicuo estudioso de las taulas Mascaró Pasarius, 0.65; 1.25; 2.50. Sus dimensiones están en progresión geométrica. No deja de sorprender que un hecho tan evidente no haya sido descrito por ninguno de sus investigadores ni de sus numerosos visitantes.

Dado que el grueso de esta piedra fluctúa entre 0.60; 0.65 y 0.67 metros, que parece coincidir con 9 palmos helenos ($9 \times 7.4 = 66.6$ cm), se puede conjeturar que sus dimensiones debieron de ser 36, 18 y 9 palmos. La medida del palmo griego común era de 7.4 cm y correspondía al espesor de los cuatro dedos centrales de la mano, aunque puede variar en función de cada ciudad-estado.

En la cultura talayótica no cabe hablar de progresión geométrica. Alguien tuvo que llegar a la isla con suficiente formación matemática como para construir las taulas: ¿quién fue?, ¿Cuándo llegó?, ¿Fue un seguidor de la escuela pitagórica? A favor de esta hipótesis está el hecho de que los miembros de la secta que fundó Pitágoras en el siglo VI aC eran capaces de dominar las leyes matemáticas y, por tanto, podían introducirlas en sus construcciones. También hay que considerar la proximidad de Sicilia y de las ciudades de la Magna Grecia a Menorca, frente a Egipto o Mesopotamia. Hay que recordar que tras la muerte de Pitágoras hacia el año 500 aC, la escuela se sigue extendiendo por las ciudades griegas de la Magna Grecia como Crotona, Sibaris, Tarento, etc, pero en el año 450 aC estas ciudades se levantan contra los pitagóricos, que en su huida se refugian en Metaponto. Allí son cercados y aniquilados, poniendo fin a la escuela. En la desbandada que se produce tras la toma de Metaponto, el matemático Filolao de Crotona se refugió en Siracusa. Parece que él fue quien se llevó consigo los libros sagrados de la escuela pitagórica y los vendió al Tirano de Siracusa para poder sobrevivir. Un discípulo suyo fue Arquitas de Tarento. El pitagórico Lysis buscó refugio en la ciudad de Tebas. En esta huida, algún miembro de la secta pudo desembarcar en Menorca. En aquella época Menorca estaba fuera de las rutas comerciales, inmersa en la cultura talayótica, y sería un refugio ideal para pasar desapercibido. Esta fecha, 450 aC, es la que proponen para el inicio de la construcción de las taulas los arqueólogos Fdez-Miranda y M. Murray, y nos explica porque no hay taulas en Mallorca, siendo la cultura talayótica similar en ambas islas. Dado lo avanzado de la misma, coincide con el período final de la cultura talayótica, que viene provocado por el incremento de los contactos comerciales con el mundo cartaginés a través de la vecina Ibiza, portaviones de Cartago en el Mediterráneo, y que culmina con la conquista de la isla por Roma (123 aC). La imposición de estas culturas foráneas a la talayótica pudo impedir ese trasvase.



Foto 2. Taula de Torre d'en Gaumés. La piedra capitel está caída, vuelta del revés y situada sobre una base de piedras. Sus dimensiones siguen una proporción geométrica.

2.2. Taula de Torralba d'en Salort

Taula excavada durante los años 1973-81 por Fernández-Miranda y W. Waldren. Tanto la taula como su recinto están muy bien conservados e impresionan por su grandiosidad. Se trata de una taula muy bella, que transmite una sensación de equilibrio y armonía. Las medidas que hemos obtenido para esta taula, junto con las propuestas por otros investigadores, se dan seguidamente (Tabla 2):

Tabla 2. Medidas de la taula de Torralba d'en Salort

	Binimelis	Mascaró	F-Miranda	Tolós	Ibáñez	ETSAV
Longitud	3.80 - 3.56	3.80 - 3.70	3.75 - 3.32	3.83 - 3.60	3.86 - 3.66	3.83 - 3.69
Anchura	1.10 - 0.90	1.20 - 1.05	1.60 - 1.46	1.20 - 1.05	1.24 - 1.10	1.18 - 1.05
Grueso	0.72	0.70	0.71	0.72	0.73	0.73

Llama la atención la falta de precisión en las medidas dadas por el arqueólogo Fernández-Miranda, sobre todo el 1.60 de anchura, que de haber consultado las publicaciones de Binimelis o Mascaró, con quien colaboró en diversas ocasiones, podría haber corregido. Por ello no las tendremos en cuenta.

Seguidamente se calcula la media armónica (H) a partir de la longitud y el grosor de la piedra capitel, y su resultado se compara con la anchura (a) (Tabla 3). Dadas dos longitudes A y B, la media armónica se obtiene mediante la fórmula: $H = 2AB/(A+B)$. La media armónica era una medida empleada por los geómetras y arquitectos griegos. Para el siglo IV aC su cálculo era difícil y suponía avanzados conocimientos matemáticos. Hay que pensar que su cálculo se debía realizar mediante una elaborada construcción geométrica (Acotamos que este método gráfico no se cita en “Los Elementos” de Euclides).

Tabla 3. Cálculo de la media armónica taula de Torralba d'en Salort

	Binimelis	Mascaró	Tolós	Ibáñez	ETSAV
Longitud	3.80	3.80	3.83	3.86	3.83
Grueso	0.72	0.70	0.72	0.73	0.73
Anchura (a)	1.10	1.20	1.20	1.24	1.18
Media arm (H)	1.211	1.177	1.212	1.228	1.226
Dif. H - a	-0.011	0.023	-0.012	0.012	-0.046

Prácticamente coinciden los valores calculados para la media armónica y los medidos en el campo, dado el lógico desgaste de la piedra debido al paso del tiempo. Las diferencias han sido las siguientes: 11.1; 2.3; 1.2; 1.2 y 4.6 cm. Estos resultados confirman la idea de que el diseño de la piedra capitel se hizo de acuerdo con esta proporción.

Las medidas del espesor de la piedra capitel son muy parecidas entre si, 0.72; 0.70; 0.71; 0.72 y 0.73. Este valor parece corresponder a 10 palmos griegos (74 cm), y nos indica el grado de erosión que ha sufrido la parte superior del monumento, que debido a la gran calidad del material estimamos en tan solo uno o dos centímetros,. Si dividimos las dimensiones de Ibáñez por 7.4, y seguidamente redondeamos, obtenemos 52; 16.76 y 10. La media armónica entre 52 y 10 es 16.774, que no es un número entero.

La piedra soporte está ligeramente vencida hacia atrás 3.2° y es algo más ancha en su parte superior (2.44 m) que en la inferior (2.40). Además está biselada hacia atrás (85.5°). Estos detalles se podrían considerar como refinamientos ópticos de carácter heleno con el fin de evitar al espectador la sensación de que la taula se le viniera encima, ya que al observarla estaba muy próximo a ella debido a la pequeñez de este espacio.

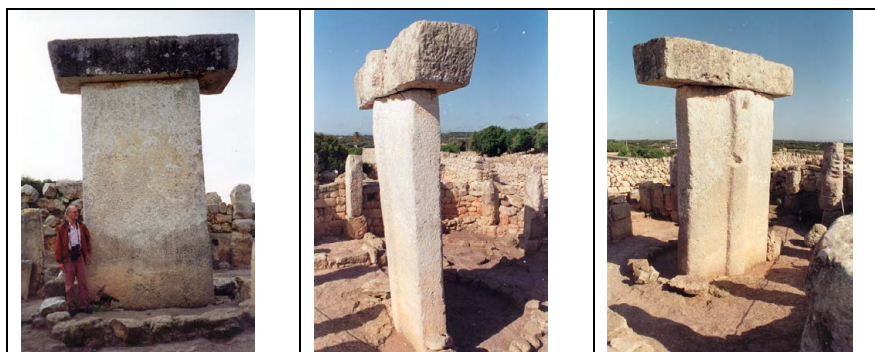


Foto 4. Vista frontal, lateral y posterior de la taula de Torralba d'en Salort Alayor). Las dimensiones de su piedra capitel siguen una proporción armónica. En su parte trasera se observa la espina posterior de apoyo para mejorar la superficie de sustentación.

3. Bibliografía

Ibáñez Orts, V. 2000. Reflexiones sobre el diseño de las “taulas” de Menorca y su relación con el mundo pitagórico. SUMA no. 35, 75-86.

Ibáñez Orts, V. 2002. El grabado prehistórico de la cueva de Calafí Vell (Menorca) y la rectificación del círculo. SUMA no. 39, 95-96.

Ibáñez Orts, V. 2002. Les gravures rupestres de l'île de Minorque. Tangente no.89. Paris, 42-45.

Ibáñez Orts, V. 2002. Un exemple d'architecture pythagoricienne? Les Taulas de Minorque. Tangente Hors-série no.14, “Mathématique & Architecture”. Paris, 74-79.

Mascaró Pasarius, J. 1953. Las cuevas prehistóricas y los grabados rupestres de Menorca. Ampurias XV-XVI. Barcelona, 345-349.

Mascaró Pasarius, J. 1953. Otros grabados de las Caves de s'Encantaments. Revista Monte Toro no.98. Menorca.

Mascaró Pasarius, J. 1983-a. Los grabados rupestres. Geografía e Historia de Menorca Vol. IV. Menorca, 55-63.

Mascaró Pasarius, J. 1983-b. *Las Taulas*. Ateneo de Mahón. Menorca, p.330.

INTERNET

Ibáñez Orts, V. 2006. ¿Hay un pitagórico detrás de las taulas de Menorca? www.matematicalia.net, I.- Taulas: análisis geométrico. Vol 2, nº 2 (abr. 2006). II- Grabados rupestres. Vol 2, nº3 (jun. 2006).

ASIMETRÍAS, TORSIONES, ZIG-ZAGS EN DISEÑO DE PUENTES: MUTACIONES CONTEXTUALES DE MODELOS ESTRUCTURALES GENÉRICOS

Arroyo Alba, Pedro Pablo

*Departamento de Proyectos, Escuela de Arquitectura, Universidad Europea de Madrid, España
Director, CA-Design, Shanghai, China*

Las herramientas informáticas de análisis nos permiten simular, de manera casi ilimitada, las variaciones geométricas de una estructura genérica. El interés y el reto del diseño de estructuras contemporáneo reside en la customización de esquemas estructurales tipo a un contexto determinado, interpretando todo tipo de condiciones locales, no solo físicas, sino también culturales, económicas, sociales...

El diseño de puentes, entendido como la creación de espacios suspendidos sobre las aguas, más que la solución a un problema de accesibilidad, es especialmente interesante para el desarrollo de esta idea, que el autor ha podido explorar durante las obras completadas en China los seis últimos años. Entre ellos se encuentra el Puente Peatonal de Pucang Road (finalista de la X Bienal de Arquitectura Española), y el Puente Xidayinggong (Premio Nacional Chino de Construcción Metálica 2010), ambos situados en el distrito de Qingpu, en Shanghai, China.

El primero es una celosía tubular poliédrica apoyada-empotrada, de cincuenta metros de largo, deformada en planta y sección para recoger las direcciones visuales del emplazamiento, como los puentes de los jardines clásicos chinos. El segundo está formado por dos familias de arcos que saltan sin cruzarse a un lado y a otro del tablero, de tal manera que se crea la ilusión de una topografía artificial de montañas permeables.

Palabras clave: modelo, contexto, simulación, asimetría, espacio.

ASYMMETRIES, TORSIONS AND ZIG-ZAGS: CONTECTUAL MUTATIONS OF GENERIC STRUCTURAL MODELS

Arroyo Alba, Pedro Pablo

*Department of Design, School of Architecture, Universidad Europea de Madrid, Spain
Director, CA-Design, Shanghai, China*

Analysis software tools allow us to simulate, in an almost unlimited way, the geometrical variations of a generic structure. The interest and challenge of contemporary structural design is the customization of structural types due to an specific context, interpreting all sort of local conditions, not only physical, but also cultural, economic, social...

Bridge design, understood as the creation of floating spaces over the waters, more than the solution to a problem of accessibility, is especially interesting for the implementation of this idea, which the author has explored during the development of the works completed in China over the last six years. Among them are the Pucang Road Pedestrian Bridge (finalist in the X Spanish Biennale of Architecture), and the Xidayinggong Bridge (Chinese National Award of Metallic Structures 2010), both located in Qingpu District, Shanghai, China.

The first one is a polyedric tubular truss, with rigid and flexible supports, with a span of fifty meters, deformed in plan and section in order to integrate the visual vectors within the site, as bridges of Chinese classical gardens do. The second is formed by two families of arches that jump over the sides of the deck without intersecting each other, so they create the illusion of an artificial topography of permeable mountains.

Keywords: model, context, simulation, asymmetry, space.

pedropablo.arroyo@uem.es

1. PUCANG RD. PEDESTRIAN BRIDGE: CE N'EST PAS UN PONT (THIS IS NOT A BRIDGE)



Location:	<i>Qingpu District, Shanghai, China</i>
Date:	<i>2004-2008</i>
Site Area:	<i>1000 m2</i>
Client:	<i>Shanghai Qingpu New Town Construction Development (Group) Co. Ltd.</i>
Arquitect:	<i>Pedro Pablo Arroyo Alba (CA-Group)</i>
Collaborators:	<i>Yki Fo (project leader), Chen Junquan, Yang Yixiu, Wang Fan, Wang Xin, Pablo Sendra Fernández, Eva Jiménez del Río, Luo Wei.</i>
Structural Eng.:	<i>The Architectural Design & Research Institute of Tongji University</i>
Contractor:	<i>Shanghai Greenland Construction (Group) Co. Ltd.</i>

A bent path over the water

The bridge would connect the two sides of the Dianpu canal, separated 50m, and thus linking Hebin road on the north bank, with a new housing development on the south bank. Next to the bridge, inside the new development area, the new master plan defines the location of a catholic church, later designed by the Spanish office Sancho-Madrirdejos. The strategy of interpreting the physical variables of the site and local historical references, together with the objective of expressing and optimizing the structural performance of the bridge, will generate the final form of the project.

Learning from the wonderful bridges of the great water town of Zhujiyajiao, or those from the exquisite gardens in Suzhou, we decided to link both sides of the canal with a bent path, indirectly, instead of using a common direct line. The winding axis integrates the different flows of access and visually emphasizes the surroundings. To the north, one landing direction is aligned with Pucan road. To the south, the other end is pointing to the entrance of the public square in front of the church. Both axes extend from each bank 12.5m over the waters, and a middle sector of 25m connects them. Since the central part of the bridge is facing the church, users will have a privileged vantage point of the building from the bridge. This perceptual relation creates a very strong spatial tension between the two structures, which activates the public area in between.

The load-span ratio recommends the use of the metal truss as structural model. In order to resist the strong torsion stresses associated with the support-less zigzagging shape of the bridge, we need to structurally activate all the planes of its distorted volume. Together, the vertical and the horizontal surfaces of the bridge behave like a three-dimensional beam, working as a whole, like a tube that is deformed along the direction of its axis.

Both shores of the river have contrasting character. At the north bank, the bridge lands perpendicularly to a narrow and busy street. At the south bank, the public space is wide and quiet, free of vehicles. This situation is underlined via the design of an asymmetric system of structural constraints. The bridge has a simple support on the transversal ramp that faces the northern access. On the contrary, there is a rigid connection with the longitudinal ramp that welcomes the bridge towards the large southern square. Conceived initially in stone, both ramps are finally built with reinforced concrete. Although they belong conceptually to the ground, their relation is again, different. The northern ramp seems to be lying over the stone riverside, while the southern ramp advances towards the river, breaking and altering the layout of the bank, from which it emerges energetically.



Structural performance determines formal expression

Because of these very different supports, the resulting diagram of bending momentum of the overall structure is therefore asymmetric. This condition is translated to the design of the bridge's elevation, so the distance between the upper and lower profiles varies according to the structural requirements. Therefore, users walk inside the bridge through a sequence of spaces that contract and expand, emphasizing even more the alternating movement of the structure.

After the general profile and structure has been defined, we continue optimizing the amount of different steel sections needed for the construction of the bridge. Thus, we can lower the cost and ease the manufacturing of the beam. Following this general strategy, the design of the bars that form each surface expresses the results of another important structural analysis: the diagram of shear stress. Instead of using a regular pattern whose bars increase their section as the stress is higher, we prefer to make the pattern denser, and still use the same structural section. This method is very common in structures we can find in nature. Also, it is the same concept used in the structural design of the CCTV building in Beijing. However, this solution has a long tradition in structural design, which we can trace back to the iron bridges of the XIXth century, for example.

What is most important in our case is the rhythm of the geometric pattern on the elevation, made of rhomboids. The cells are shifted one half the largest module, offset the folding lines, so the geometrical rhythm can doubled seemingly. This evolution is most evident at the longest fold of the bridge, 9m, which doesn't need the structural contribution of a vertical bar, and where the transition nodes can be observed most clearly.

Besides some square tubes that we had to use in the critical locations of the structure, most of the steel components are "open" structural profiles, H-type section. After painted white, the open profiles of the structure will cast self-shadows that would make visitors to perceive the width of the bars thinner. Slimmer proportions will virtually alleviate the weight of the bridge, even if only perceptually, and will contribute to the final effect of "lightness" and "magic equilibrium" of our twisting, jumping structure.

A room over the canal

It is very common in Chinese tradition of bridge construction, especially in Southern China, to find cases, normally made in wood, where the structures become a certain type of complete buildings that are hovering over the rivers. Indeed, we also understand that our bridge should provide for a dedicated space over the canal, becoming a room over the water, more than merely acting as an engineering device that solves a problem of physical connectivity.

Originally, we planned to envelope both the roof and deck with wooden skins. But after seeing the metal primary structure finished, its delicate craftsmanship and general beauty, we opted for leaving the steel exposed and then lift the wood covers above the steel beams. The wood we chose is heat-treated pine. Compared with other methods for protecting wood, heat treatment is more environmentally conscious since it doesn't apply metal components. Moreover, the exposure of the wood only to temperature preserves the original brown color of the material, controlled by the length of exposure, and thus avoids undesired blue-green hues. The orientation of the wooden sticks follows the direction of maximum slope within each surface, in order to achieve the rapid drainage of rainwater, which pours directly over the river. The concave area of the wood cover next to the southern entrance needed a special detail. Taking the artworks of the Italian artist Lucio Fontana as inspiration, the wooden surface is cut, sharply, and water is drained out through the "wound".

The relation of the bridge with the different lighting conditions is one of the most important characteristics of the project. During the day, the inner surfaces of wood will screen the glittering rays of the sun reflected from the waters of the canal. At night, the sloped ceiling serves as a large diffuser for the artificial lighting that is embedded onto the structure. A double, sometimes triple, line of low-power fluorescent lamps is built over the diagonal beam that crosses the entire bridge. We use the space between the primary structure and the wood ceiling to disperse a cloud of indirect light.

The design of the lighting in this way will obviously render a very different image of the bridge during the day or at night. This effect is intentional. In general terms, we believe that trying to reproduce with artificial light the same visual conditions as with the sunshine, besides being impossible, is not as interesting as giving the construction a new appearance after the sunset, where we can underline other formal and spatial aspects of the project.

Under the sun, the most important feature of our bridge is the vertical surfaces, the elevation of the strong metal tracery, the play of self shadows within the structure, and shadows that the structure casts inside the bridge, over the deck's wooden floor, duplicating the geometric container. Under the moon, the attention is directed towards the wooden ceiling, which is in permanent shade during the day. The ambient light created by all multiple reflections will transform the bridge into a large lamp over the water.



2. XIDAYINGGANG TWIN BRIDGE. THE MOUNTAINS OF LIGHT



Location: Qingpu District, Shanghai, China
Date: 2005-2010
Site Area: 25000 m²
Client: Shanghai Qingpu New Town Construction Development (Group) Co. Ltd.
Architect: Pedro Pablo Arroyo Alba (CA-Group)
Collaborators: [design phase] Yki Fo;
 [construction phase] Li Ning (project leader), Montse Zamorano Gañán
Structural Eng.: The Architectural Design & Research Institute of Tongji University
Contractor: Shanghai Greenland Construction (Group) Co. Ltd.

The Xidayinggang Twin Bridges will be the most important landmark of the future expansion of Qingpu city town, within a comprehensive master plan that regulates the connection of the district with the ancient town of Zhujiajiao. The objective is to provide the city for a symbolic structure, feasible both technically and economically, and avant-garde at the same time.

In the West, mountains are culturally conceived as prominent platforms where to execute and offer sacrifices to the deities who dwell in the heavens. On the contrary, in the Chinese culture mountains have soul themselves. For China, mountains are not a medium for rituals, but sacred environments of primary importance, which reproduce structure of the cosmos and establish a relation of man and landscape based on mutual interdependence, rather than the one of geometrical domination which is more common in the occidental tradition.

The site of the project is very rich in water, but its topography is very flat. Inspired in the cultural reference explained before, our objective is to provide Qingpu for a new landscape, two systems of artificial mountains, which would become the main iconographic reference in the territory. Our bridges have to save a 50 m wide canal sided by two roads of 21 meters width. Given the scale of the structure, we propose the arch + cable suspension arch as the most suitable solution. In order to simulate the mountains, we decided to rotate the planes of the arches, so it is possible to have a view of their curved profiles from any angle.

Taking advantage of the angle formed by the river and roads with the axis of the bridges, we designed the arches jumping from side to side of the deck. Since their heights are proportional to their different spans, the arches don't touch each other. The stiffeners thus rotate and generate a series of virtual surfaces of double curvature, which emphasize the dynamism of the structure's

inner space. More in detail, it is crucial to control the continuity of the arches at the ground level, and the connections with the deck. Because the parabolas are both tangent and intersecting the road depending on their location, the cables vary the location of their anchoring points, sometimes aligned, sometimes set back in relation to the edge of the deck. This effect also accentuates the asymmetry of the bridge, and makes the road to appear more slender, weightless.

The sun plays the strings of this white orchestra of light, and transforms the strict rhythm of the structure into a melody of infinite and surprising affects. In parallel, the “balanced asymmetry” of the project resembles a chain of DNA. This is an excellent metaphor for the vitality of a new city.



3. AWARDS

Pucang Pedestrian Bridge

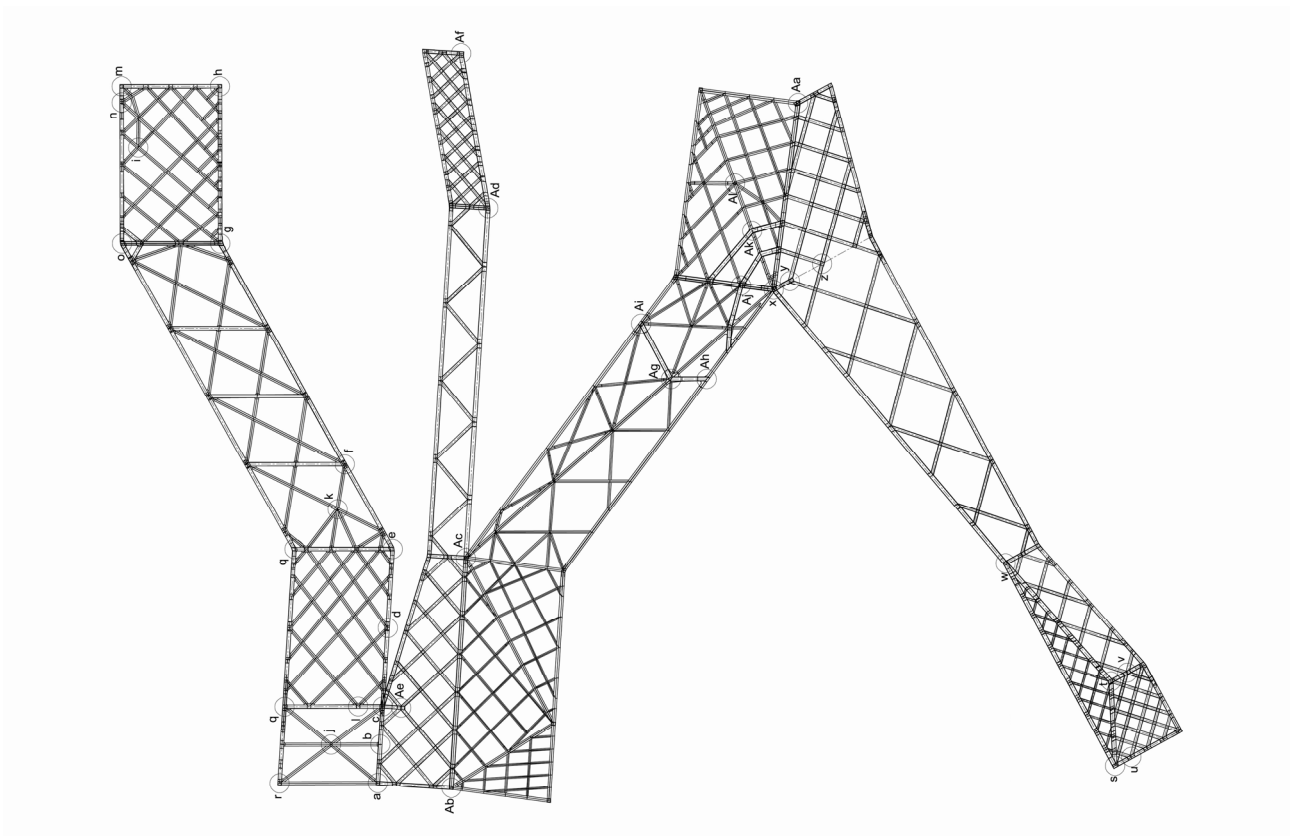
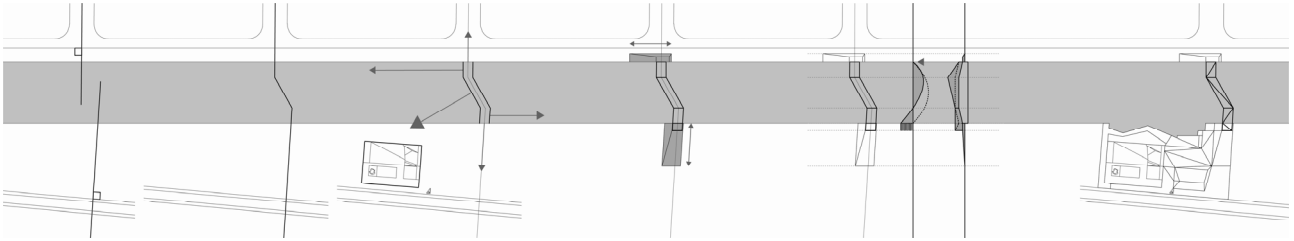
- 2009 WAF. World Architecture Festival. Shortlisted
- 2009 JAE. Exhibition “Young Architects from Spain”
- 2009 Leonardo Award. 1st Prize Construction of Public Services and Industrial Facilities
- 2009 Madrid 100%. Exhibition Madrid 100%
- 2009 X Biennale of Spanish Architecture and Urbanism. Finalist

Xidayingang Twin Bridge

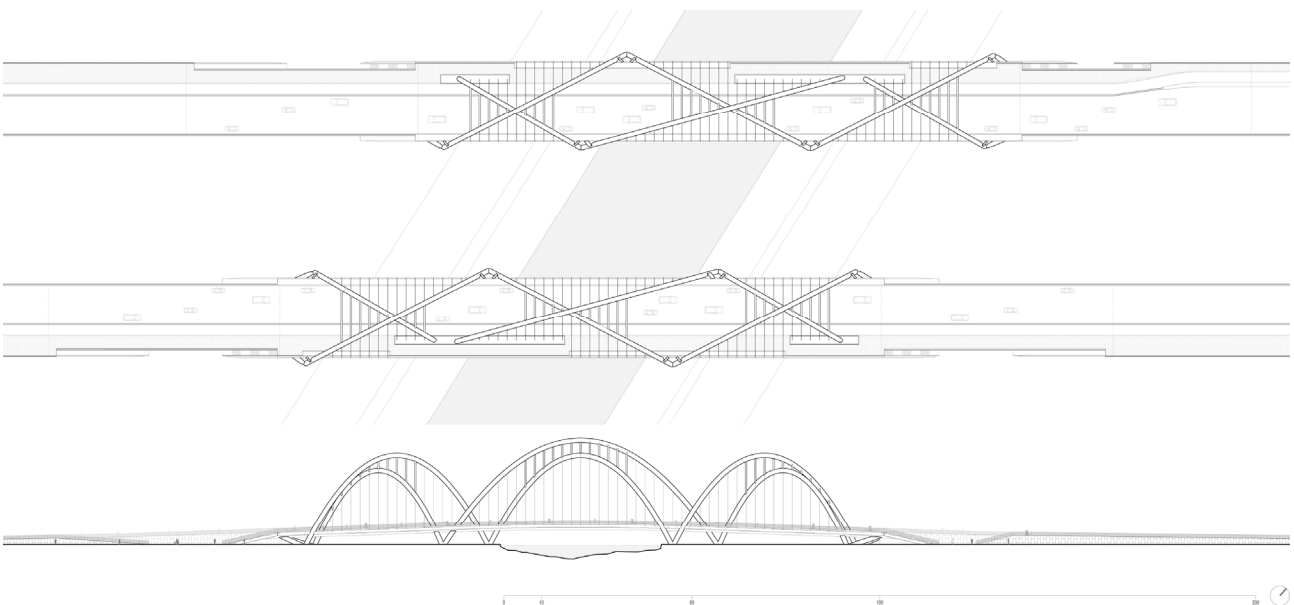
- 2009 Steel Structure Award of Shanghai (1st prize), from the Shanghai Steel Structure Ass.
- 2009 Steel Structure Award of China, from the China Construction Metal Structure Association.
- 2010 Magnolia Award of Shanghai, from the Shanghai Construction and Management Ass.
- 2010 Municipal Award of Shanghai, from the Shanghai Road Engineering Association.
- 2010 Outstanding Achievement in Construction Management Award, from the CIOB.

4. DRAWINGS

Pucang Pedestrian Bridge



Xidayinggang Twin Bridge



DISEÑO DEL PUENTE ST. PATRICK'S EN CALGARY, CANADÁ

Blassel, J.-F., McDonagh, M.*, Garcia, D., Royer de Vericourt, R.

RFR, Paris, France

RESUMEN:

En 2009, "Calgary Municipal Land Corporation" convocó un concurso internacional de diseño para un nuevo puente peatonal sobre el "Bow River" en Calgary, Canadá. RFR, en colaboración con un equipo de diseño internacional, ganó la competición con una elegante estructura de tres tramos de 180 metros. El puente consta de tres arcos continuos de acero, que evocan el rebote de una piedra sobre el río. Los tramos exteriores disponen de arcos inclinados con red de cables que soportan el tablero de hormigón postensado. En el vano central, sobre la isla St. Patrick, los arcos quedan por debajo del tablero, permitiendo a los usuarios un contacto más estrecho con el entorno.

El diseño del puente se ha llevado a cabo teniendo en cuenta tanto la integración de la estructura en su entorno, como su diseño arquitectural y su concepción estructural. Resulta una estructura integrada, elegante y, potencialmente, un futuro emblema para la ciudad. El diseño se ha finalizado y la construcción comenzará en otoño 2011.

El diseño del puente será explicado, incluyendo los retos específicos del lugar, la tipología estructural, la calidad del diseño, y la atención a los detalles. Podrán apreciar cómo el proyecto ha evolucionado con el tiempo y las razones de las decisiones tomadas, desde las fases preliminares para el concurso hasta su próxima construcción.

Palabras clave: Arco atirantado, Red de cables, Arquitectura, Estructura, Acero, hormigón postensado

DESIGN OF THE ST. PATRICK'S BRIDGE IN CALGARY, CANADA

ABSTRACT:

In 2009, the Calgary Municipal Land Corporation held an international design competition for a new pedestrian bridge over the Bow River in downtown Calgary, Canada. RFR SAS, in partnership with an international design team, won the competition with an elegant three-span 180-metre long bridge. The bridge consists of three continuous steel arches, evoking a stone skipping across the river. The two exterior spans feature inclined network arches. The centre span over St. Patrick's Island keeps the arches below the deck, putting the users in closer contact with the surroundings with unobstructed views of downtown. A continuous post-tensioned concrete deck serves as the arch tie.

The design of the bridge has been carried out in an integrated environment, with simultaneous consideration of both architectural and structural concerns, resulting in a project that will be an elegant landmark for Calgary for years to come. The design is now complete and construction will begin in autumn 2011.

The design of the bridge will be discussed, including all the challenges unique to the site, the chosen typology, and the high finish quality. Readers will gain insight into how the design has evolved over time and the reasons behind decisions made, as the design team guided the project from competition entry through to construction.

Key words: Tied arch, Network arch, Architecture, Steel design, Post-tensioned concrete

* michael.mcdonagh@rfr.fr

Introduction

In August 2009, an international two-stage pedestrian bridge design competition was launched by the Calgary Municipal Land Corporation (CMLC), a wholly owned subsidiary of the City of Calgary (Alberta, Canada) charged with the redevelopment the Rivers District neighbourhood located east of downtown. The pedestrian bridge is to link the new East Village development on the south bank of the Bow River with the river's north bank and St. Patrick's Island, providing enhanced access to the park on the island and to the walking and bicycling paths located on both river banks.

A total of 35 entries from North America, Europe, and Australia were received during the first round of the competition, where entrants were required to submit qualifications plus a conceptual design. CMLC posted all of the entries to a website and solicited comments from the public before selecting three entries to proceed to the second stage. The second stage required a complete preliminary design which was again commented on by the public. Finally, in early March 2010 CMLC selected as the winner the design team led by RFR, a Paris, France based structural engineering firm founded by the late Peter Rice, specializing in the integration of engineering and architecture. RFR partnered with the Calgary office of Halsall for supplementary engineering support, Edinburgh-based Speirs + Major for lighting design, Janet Rosenberg + Associates in Toronto for landscape design, and Mulvey + Banani in Calgary for electrical engineering.

The design proposed by RFR is a 182-metre three-span continuous arch, touching down and reflecting back up from each side of St. Patrick's Island, evoking the image of a stone skipping across the river. The two spans over each reach of the river are network bow-string arches while the span over the island is a decked arch with radial support struts.



Figure 1 - Rendering showing proposed design in the summer, © 2010 RFR

RFR's design philosophy is that the bridge plays many roles, including that of a functional civil structure providing connectivity; an environmental instrument acting as a landmark and enhancing its surroundings – natural and man-made – through intelligent and conscientious design; and finally a destination where people come to experience the structure, take in the views of the city, and appreciate the seasons as expressed by the changing river and vegetation. Thus the design must be functional but also inviting and in harmony with its surroundings.



Figure 2 - Aerial view of bridge location (centre-right) with view toward downtown Calgary indicated in orange

Preliminary Design

The St. Patrick's Bridge was designed to be an efficient yet elegant structure. The three-span arch solution is well adapted to this goal and to the site. The arches rise protectively over the deck on the two river spans, leaning inwards to facilitate bracing between the tops of the tall arches, while the open cable network permits views through the structure. On the island the arches stay below the widened deck, allowing users to pause and experience a completely open viewing platform looking over downtown and the island.

The inclined intersecting hanger cables linking the arch and deck form a network arch, a very efficient structural form (Tveit 2011). This enables the arch and deck to work together to resist concentrated loads and thus each can be quite slender.

The arch ribs are each composed of a pair of steel tubes offset and welded together via top and bottom plates to form a wide section with rounded sides. The horizontal offset of the tubes increases the moment of inertia of the section to resist out-of-plane buckling while maintaining a slender appearance in profile.

The deck is continuous between each abutment and also serves as a single continuous tie for all three arch spans. It is composed of high-performance post-tensioned concrete. The designers chose to precast the deck in order to achieve a high quality finish and facilitate deck fabrication during the winter, however initial feedback from contractors indicates this is a costly choice, so the option of casting the deck in-place is currently being reviewed.



Figure 3 - Section of bridge from competition entry

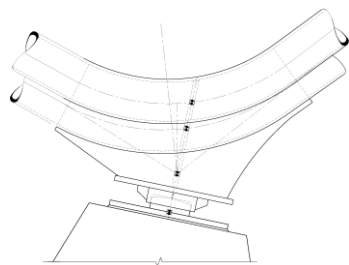


Figure 4 - Detail at arch support

The continuous arch ribs, which are part of the architectural design, are not structurally optimized inasmuch as they don't pin the arch ends to reduce moments and thereby reduce material demands at the intermediate supports. However, with a bearing detail that directs the axial forces linearly to the bearings, as shown in Figure 4, and a cross-section already sized for axial loads and localized bending moments at the hangers, no augmentation of the arch cross-section was required due to this detail. In fact, the continuous arches introduced a slight positive effect by increasing the rigidity of the arches.

The design includes lighting integrated in the balustrade to illuminate the deck without the use of visually disruptive light poles. The lighting is a controllable LED system creating opportunities for an interactive or programmable lighting scheme.

Access to St. Patrick's Island is provided by an access ramp that departs from the midpoint of the centre bridge span and is designed to have only a light touch on the island so as to preserve the island's natural environment as much as possible and to not visually compete with the main bridge.

Site Constraints

The site presented many constraints to the design. Primarily, the bridge had to provide connectivity between the north and south bank pathways and the island. It also had to be designed for flooding of the river. The surface of the island is below the 100-year flood level, so the bridge deck could not touch down on the island, necessitating the access ramp.

In addition to providing clearance over the 100-year flood level, the bridge also had to address river ice, as significant ice can build up on the Bow River in the winter, as shown in Figure 5. The maximum ice level, being similar to the 100-year flood level did not impose a serious increase in



Figure 5 - Ice build-up on Bow River in Calgary, arrow indicates flow, © 2010 Matrix Solutions

deck elevation, however it did add a notable lateral load condition, as all parts of the structure at or below ice level had to withstand an ice load of 400 kPa with ice up to 3 metres thick, due predominantly to frazil ice formed by super cooled water accumulating ice crystals where it slows.

The client required that storm water on the deck not fall directly into the river, but be directed to a collection system. This, combined with clearance requirements, led to a deck profile that gently rises and falls from one end to the other with its highest point over the island and with shallow open gutters integrated onto the deck surface.

Finally, the construction will be restricted by winter weather conditions and regulatory restrictions limiting in-river work to a 1-month period in the spring and a 2-month period in the summer.

Design Basis

The design of St. Patrick's Bridge was carried out in conformance with the *Canadian Highway Bridge Design Code* (CSA 2006). However, guidance for pedestrian bridge design is somewhat limited in the code, particularly with respect to vibration of lightweight structures. For this reason, the procedures of the guide *Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading* (SETRA 2006) were followed to ensure there would not be any vibration problems.

The City of Calgary also required that the bridge support a uniform pedestrian loading of 3.0 kPa across the entire bridge. This is above the code required load whose intensity varies between 1.6 kPa and 4.0 kPa according to the loaded length, with a 3.0 kPa load normally only applied over a maximum length of 60 metres.

Design Refinement

After the award of the design, RFR first undertook a series of studies to refine the structure. This was to ensure that the general layout and proportions of the bridge were efficient and to avoid having initial architectural decisions drive the cost of the project. This was carried out through an innovative process making use of some of the latest computer design software available today.

Structural analysis of the bridge was carried out using Oasys GSA software. Three-dimensional modelling of the structure, for both visualization and analysis needs was performed using Rhinoceros (Robert McNeel & Associates) modelling software. To facilitate the testing of various structural forms and layouts, the software Grasshopper was employed, which acts as a plug-in to Rhinoceros. Selected parameters can be established as variables which, when modified in the graphical user interface, are instantaneously reflected in an updated 3D model. By carefully choosing the most important or uncertain parameters to be variable, multiple scenarios were quickly tested.

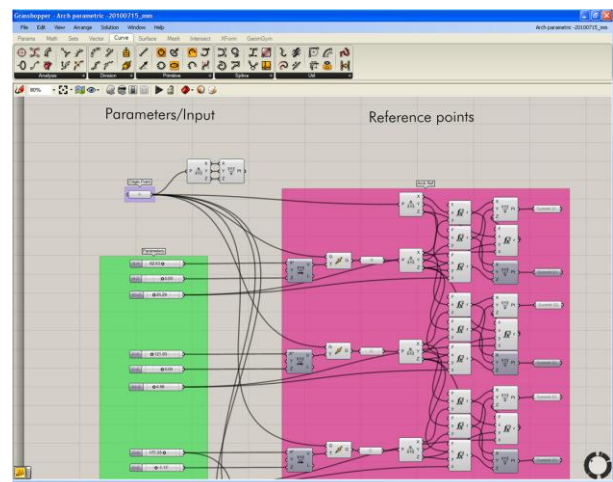


Figure 6 - Screenshot of Grasshopper parameters

While Grasshopper enabled quick changes to the 3D model, by itself it did not facilitate changes to the Oasys GSA model, as changes to the model in Rhinoceros typically require load cases and member numbering to be recreated or updated manually, an often time-consuming process. To

bridge this last gap in efficiency, the SSI (Smart Structural Interpreter) plug-in from Geometry Gym was used. This enabled the designers to make quick changes to the three-dimension model using the pre-established parameters and then nearly instantly see not only the visual impacts of the change but also the impacts to the structural behaviour. Through this process, the designers were able to quickly test numerous parameters for both architectural and structural influences and thereby determine the most efficient layout possible.

Numerous parameters were studied to ensure structural efficiency, including arch thrust versus arch height; buckling tendency versus arch height, number of points of arch cross-bracing, and arch shape (circular or parabolic); arch lateral inclination versus buckling, lateral displacement, and stress; and number of hangers versus stress and buckling. While the bridge was initially laid out using simplified hand calculation procedures, this process allowed the designers to study the complete structural model with all its complexities with a high degree of accuracy. The majority of these studies validated the initial decisions or suggested only minor geometry changes to ensure structural efficiency, thus confirming the appropriateness of the structural scheme to the site configuration and giving confidence moving forward that the structure was intelligently laid out. Figure 7 and Figure 8 show the results of two of these studies, with a vertical red line indicating the value of the horizontal axis at the time of the studies.

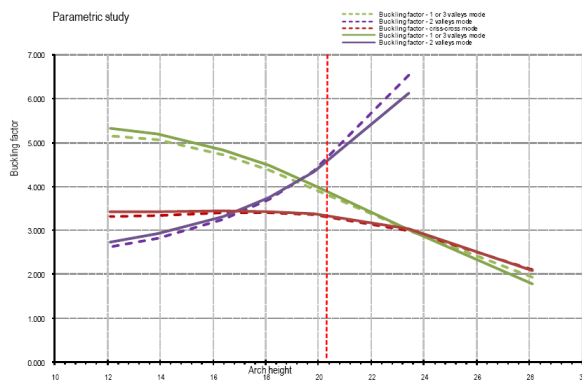


Figure 7 - Study of buckling factors (three buckling modes shown) of south arch versus height of south arch (circular arch in solid lines, parabolic arch in dashed lines)

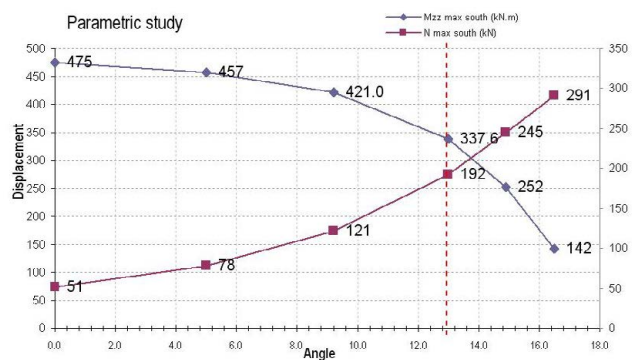


Figure 8 - Study of axial force (red) and bending moments (blue) versus arch inclination for the south arch under lateral wind loads

Finally, after the parameters of the bridge layout were fixed to the satisfaction of the designers and the client, the design team entered into final analysis and design of the bridge.

Design Challenges

As the design work progressed, it became clear that there was a problem with the fixity of the arches at the north and south extreme ends. The initial structural scheme had the arch pinned to the foundations at all four piers, with the deck ends free to expand and contract, and with the deck serving as a horizontal arch tie, as shown in Figure 9. This, in effect, created a structure that was a hybrid between a true arch and a tied-arch or bow-string arch. The result was that the structure behaved as a true arch under balanced loads with the arches taking the loads in thrust, and the deck and cable network only contributed to the structural resistance for unbalanced loads.

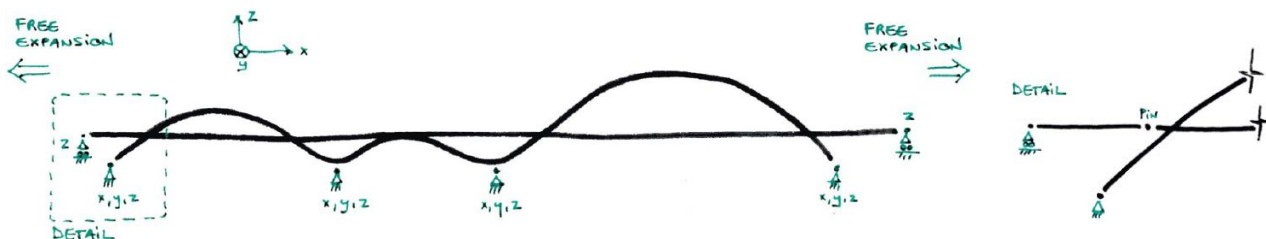


Figure 9 - Initial structural scheme showing fixity of arches, detail at right

The main problem with this layout was that expansion or contraction of the deck caused by uniform loads or temperature loading caused the arches to deflect towards the bridge mid-point due to the

deck-arch connection, resulting in a de-tensioning of a significant number of hanger cables under many ultimate limit state load cases, as shown in Figure 10 and Figure 11. This de-tensioning leads to non-linear behaviour of the bridge and reduces the global stability of the structure since the truss formed by the network arch is no longer active, thus bending moments are only resisted by the inertia of the arch itself. Therefore this option was generally considered unacceptable.

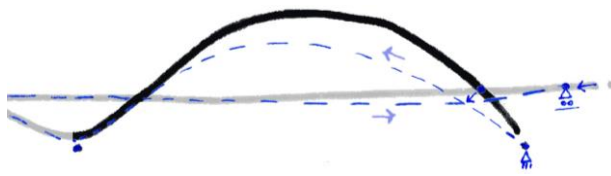


Figure 10 - Arch deflection due to deck movement

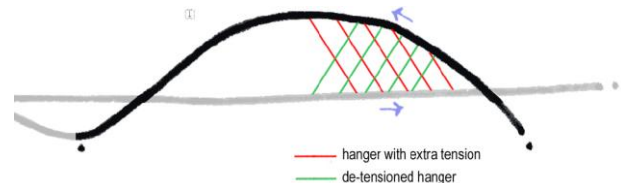


Figure 11 - Hanger de-tensioning due to arch deflection

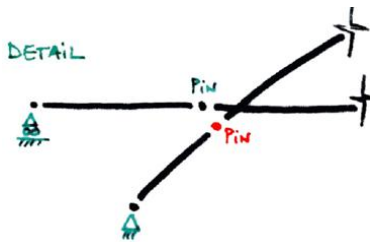


Figure 12 - Arch hinge added to attempt to resolve de-tensioning problem

One attempt to resolve this problem involved adding a hinge to the arch just below the first and last deck-arch connections, as shown in Figure 12. This reduced the bending moment in the arch at the connection with the deck and allowed for freer thermal expansion. This improved the structural scheme but was not sufficient to eliminate all instances of hanger cable de-tensioning. Also, the hinge reduced the overall stability of the arch as compared to a continuous arch, losing out on the residual resistance provided by continuity. Thus this solution was also considered unacceptable.

A second attempt to resolve hanger de-tensioning involved anchoring the deck to the abutments. This prevented the arches from moving away from the abutments. While this approach was very effective in eliminating hanger de-tensioning, it did not allow the deck to expand and contract under thermal movements. With 182-metres of continuous deck, the stresses generated by this condition were too much and this solution was also abandoned.

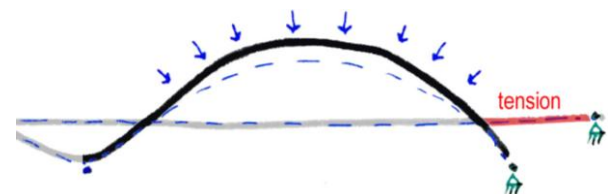


Figure 13 - Anchoring deck to abutment to attempt to resolve de-tensioning problem

Finally, a solution was found which eliminated all cases of hanger cable de-tensioning. This solution in essence clarified the structural scheme to eliminate the hybrid behaviour of true arch plus tied-arch. This required the addition of a strut linking the extreme ends of the arches with the extreme ends of the deck, with all abutment-area bearings acting as sliding supports. In this manner, the deck is free to expand and contract under thermal movements and the arch is also free to expand and contract and thus engage the deck as its only horizontal resistance, thus behaving entirely as a tied-arch. The one variation from a classical tied arch is that, because the ends of the deck must be held down vertically to prevent overturning of the end frames formed by the new struts, as shown in Figure 14, the ends of the arches are not free to rotate. This is a beneficial effect which increases the rigidity of the arches.

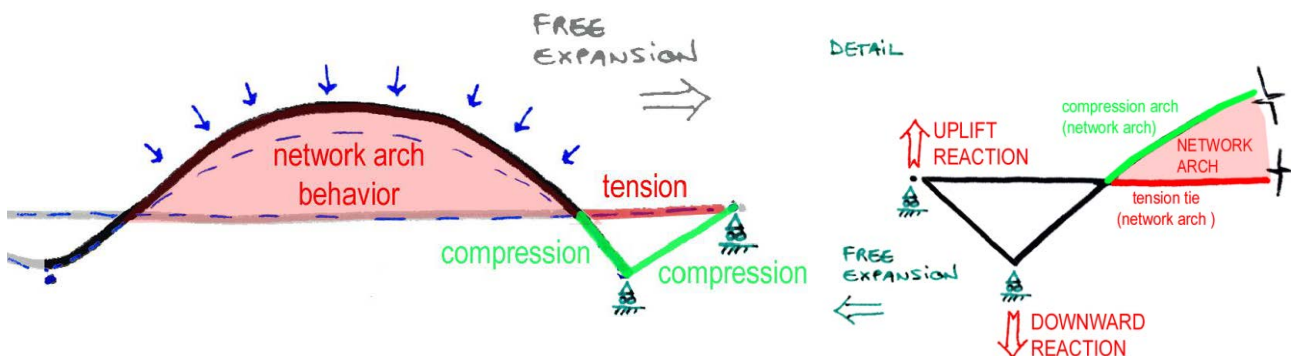


Figure 14 – Final structural solution and behaviour at bridge ends to resolve de-tensioning problem, detail at right

Construction

How the bridge will be constructed will be decided by the contractor chosen to build it. However, the designers have determined a scheme whereby the steel structure and the concrete deck are assembled separately on falsework. Once each subassembly is complete and the post-tensioning is applied to the deck, the falsework supporting the deck would be gradually lowered across the entire length of the bridge, or at least on a span-by-span basis, so that the hanger cables are uniformly loaded. The objective is to avoid tedious situations where each cable is tensioned one-by-one, which inevitably leads to secondary effects in adjacent cables which must then be readjusted repeatedly.

Installation of temporary supports will be facilitated by a regulatory agency approved temporary gravel berm across two-thirds of the river. The primary conditions for the berm are that it be installed and removed during the approved in-river work periods and that it be monitored and repaired if needed during high flows. Small temporary bridge structures will be required to span the openings in the berms if deemed necessary.

In order to ensure a quality built project, CMLC held a public prequalification process for potential contractors. Prequalification categories included General Contractor, Steel Fabricator, Precast Concrete Fabricator, and Bridge Erector. On the basis of this process, four general contractors were prequalified along with a range of subcontractors for the other three categories. Once the design was complete, a call for tenders was initiated, with the restriction that only prequalified contractors could be on the bidding teams. The results of the tender process will be made public shortly with construction expected to begin in late 2011 and to be finished in 2013.



Figure 15 - Photograph of physical model; model courtesy of Replicate Designs, photo courtesy of Mike Palmer



Figure 16 - Rendering showing proposed design in the winter, © 2010 RFR

BIBLIOGRAPHY

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA) 2006. "CAN/CSA S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code". 733 pp.

SETRA (Technical Department for Roads and Highways, French Ministry of Transport and Infrastructure) 2006. "Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridges under Pedestrian Loading". 127 pp.

TVEIT, Per 2011. "The Network Arch – Bits of Manuscript in February 2011 after Lectures in 50 Countries" [on line]. Available from World Wide Web: <<http://home.uia.no/pert>>

AMPLIACIÓN DEL FERNANDO BUESA ARENA EN VITORIA

Catón, J. L.^{1*}, Martínez, J. I.², Sánchez, R.², Gurutzeaga, M², Aja, P².

(1) *Diputación Foral de Álava, Servicio de Arquitectura, Vitoria, España.*

(2) *LKS Ingeniería, Vitoria, España.*

RESUMEN:

El pabellón multiusos Fernando Buesa Arena ha sufrido durante los últimos treinta y cinco años diversas transformaciones desde su origen como mercado municipal de ganado hasta albergar quince mil espectadores.

En el año 1998 uno de los autores de la comunicación, J.L. Catón, realizó una reforma del edificio hasta 9.200 espectadores elevando 11 m la cúpula.

Ahora se plantea una nueva estructura de cubierta de tipo espacial con canto constante de 2,40 m y 106 m de luz entre apoyos, suspendida de tensores que se afirman a nuevas torres construidas con el mismo sistema estructural de nudos y barras. Se aumenta la altura interior del espacio consiguiendo un nuevo graderío por encima de los existentes. La nueva estructura es capaz de soportar las solicitaciones que se exigen en estos edificios destinados a grandes acontecimientos públicos que implican la aparición de cargas puntuales significativas como videomarcadores, decorados, altavoces, iluminación, etc.

La cúpula existente, que pesa 1980 kN se ha retirado en una única maniobra mediante una grúa Liebherr LR11350 de 13.000 kN de capacidad y se ha trasladado a un nuevo emplazamiento próximo para cubrir un espacio público. Con esta misma grúa se ha elevado y colocado en posición el elemento principal de la nueva estructura de cubierta que pesa 2110 kN y cubre 5.500 m².

Palabras clave: Buesa, Arena, estructura, espacial, patrimonio.

* *jlcaton@alava.net*

FERNANDO BUESA ARENA ENLARGEMENT

ABSTRACT:

Fernando Buesa multipurpose Arena, a building owned by Diputación Foral de Álava (Regional Council), has undertaken a number of transformations over the years. It was conceived as a cattle market 35 years ago and, following its latest refurbishment project, it will be able to accommodate 15.000 basketball fans.

In 1998 JL Catón (one of the authors of this synopsis), developed a refurbishment project which achieved a capacity of 9.200 seats by raising the dome 11 m.

The new design includes a new space frame roof structure, with a uniform depth of 2,5 m and a 106 m span, suspended by tensors fixed to new towers that are built with the same rods and joints system. The aim is to increase the height of the internal space, in order to achieve sufficient height for new seating tiers above the existing ones. The new structure is able to meet all the requirements currently expected of a building which may hold large public events. These include large point loads such as scoreboards, sets, speakers, lighting and so on.

The existing dome weighs 1980 kN and was removed from its original setting to its new location by a single manoeuvre of a 13.000 kN Liebherr LR11350 crane. This same crane was then used to raise and place the main body of the new roof structure. This structural element has a 5.500 m² area and weighs 2100 kN.

Key words: Buesa Arena, space frame, heritage

1. Introducción

La ampliación del Fernando Buesa Arena, un edificio multiusos propiedad de la Diputación Foral de Álava, situado en Vitoria es el resultado final de una serie de intervenciones sobre un edificio de 1975 construido para una función absolutamente diferente al uso que en la actualidad tiene. Efectivamente, en su origen el edificio era un mercado municipal de ganado que fue proyectado en 1973 por el arquitecto Ángel Esteve Jaquotot. El edificio se cubría mediante una estructura espacial de barras y nudos con geometría de casquete esférico prácticamente isostática, de 81,93 m de diámetro máximo y 14,87 m de altura de clave con una superficie de 5.842 m². con treinta y seis apoyos en un círculo de 76 m de diámetro, sobre la que se disponía una cubrición monocapa de poliéster reforzado con fibra de vidrio.

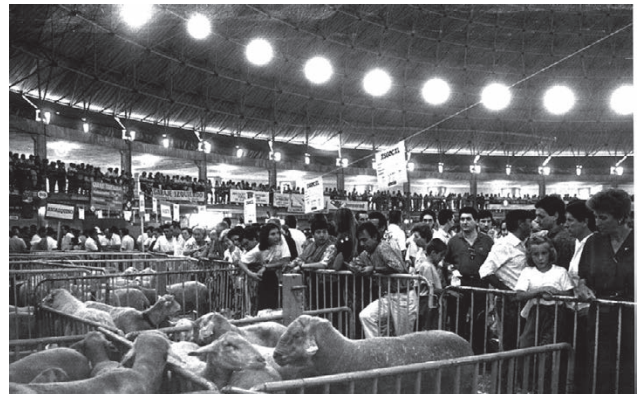
La estructura fue calculada por los Prof. Dres. Arquitectos D. Joan Margarit y D. Carles Buxadé y se utilizó el sistema de Perfrisa con el nudo de patente PALC. Está compuesta por 2.161 nudos y 9.072 barras.

En el año 1978 el edificio pasó a ser de propiedad provincial y en 1990 la Diputación Foral lo reformó interiormente con el fin de que el equipo de baloncesto local, el Baskonia, pudiera jugar sus partidos de la liga ACB con un aforo de 5.000 espectadores.

Algo más tarde, en 1998, se decidió que el edificio fuera ampliado hasta 9.000 espectadores transformándolo definitivamente en un local multiusos. El proyecto de esta



Estructura sin cubrir 1975



Feria de ganado en 1986, (El Correo)

ampliación fue encomendado al arquitecto foral José Luis Catón perteneciente desde 1978 al Servicio de Arquitectura de la Diputación que contó con la colaboración de los mismos arquitectos que calcularon la cúpula en su origen. Estructuralmente se planteó, como solución al aumento de aforo requerido, una elevación en vertical de 11 m de la cúpula ya que en aquél momento se consideraba que su conservación era necesaria por ser un elemento de gran importancia patrimonial en la ciudad. Para la elevación se utilizaron 12 unidades de gato hidráulico quedando la cúpula finalmente apoyada en 36 puntos en los extremos de unas celosías cantilever de acero sobre torres exteriores de hormigón armado que, al mismo tiempo, servían como elementos verticales de acceso al edificio. En esta ocasión se realizó un nuevo cálculo de la cúpula, dado el nuevo estado de cargas, mediante el programa Ansys de elementos finitos.



Ampliación de 1998

2. La nueva estructura.

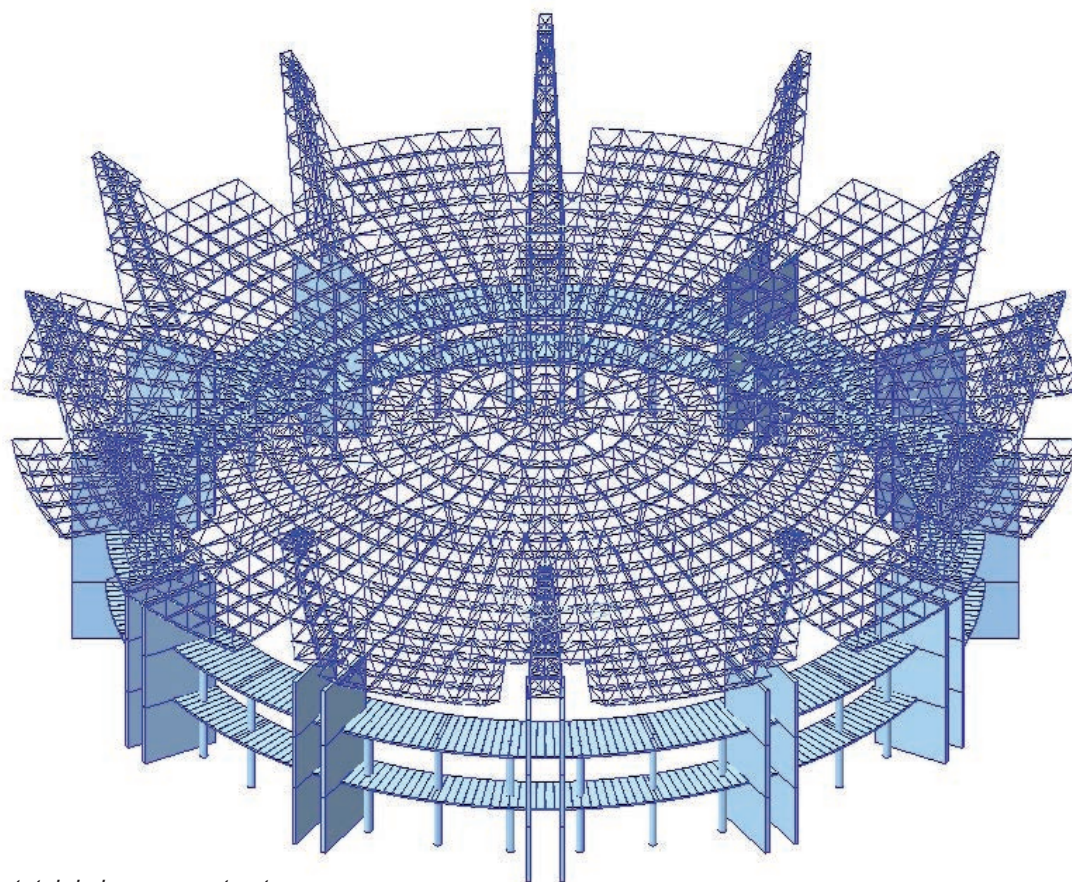
Finalmente en 2010 las autoridades provinciales requirieron un nuevo aumento de la capacidad del pabellón hasta los 15.000 espectadores cuyo proyecto se encomendó asimismo al arquitecto de provincia José Luis Catón. El concurso de ayuda técnica para el desarrollo de los proyectos básico y de ejecución fue ganado por la ingeniería LKS, que asimismo colabora en la ejecución de la obra.

En esta ocasión el planteamiento del proyecto ha sido completamente diferente al de la anterior ampliación. Ahora a la vista de la experiencia del funcionamiento del edificio en los pasados diez años se ha considerado que, puesto que una ampliación del aforo requiere una elevación de los graderíos, no se podía seguir manteniendo la cúpula original. Por una parte una nueva elevación implicaba un sistema de soportes en voladizo del doble de la luz de los existentes, pero aún más crítico era lo que sucedía con la cúpula, que se encontraba al límite de su capacidad portante. Esto significaba que no era posible la instalación de toda la serie de elementos técnicos que en la actualidad son demandados para la celebración del tipo de eventos públicos que se requiere en recintos de gran capacidad.

Por otro lado, la cúpula planteaba otra serie de problemas relativos al mantenimiento que no eran en absoluto desdeñables. Se trata de una estructura de difícil acceso con lo que todos los trabajos de instalaciones o simple mantenimiento debían ser desarrollados por escaladores. Presentaba problemas de movimientos térmicos que ocasionaban el rasgado de las chapas de aluminio de la cubierta, problemas de acondicionamiento acústico, de nidificación de aves, etc.

Sin embargo no es menos cierto que la cúpula es un hito de singular importancia en la propia historia reciente de la ciudad de Vitoria, por lo que en ningún caso era planteable su demolición y conversión en chatarra. Al mismo tiempo era presumible que resultaría sumamente difícil desmontarla dado el tiempo transcurrido desde su construcción, y más sabiendo que el nudo de acero con el que estaban unidas las barras hace tiempo que dejó de fabricarse.

Se planteó por consiguiente su traslado a un emplazamiento próximo en terreno público para que cubra un espacio de 5.500 m² destinado a los usos que las autoridades quieran imaginar.



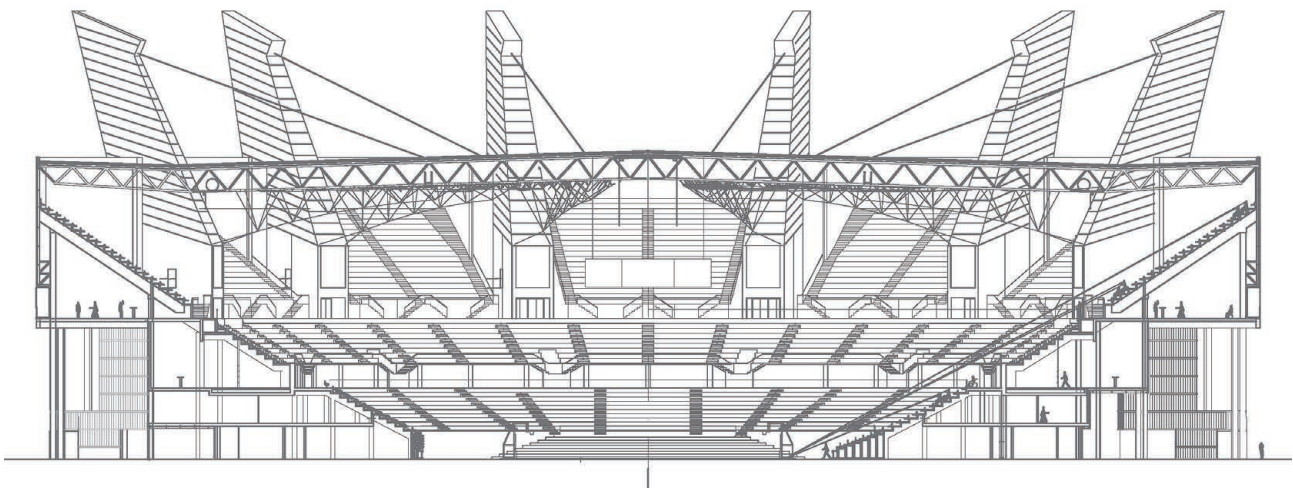
Esquema total de la nueva estructura

Se ha proyectado una base formada por treinta y seis pilares de hormigón armado de sección elíptica y ocho metros de altura unidos por un arquitepe del mismo material en el que se apoyan los nudos de la cúpula. Ésta queda en una posición que reproduce de una manera casi literal la visión original que de ella se tenía cuando se edificó el mercado de ganado.

La nueva estructura de cubierta se ha proyectado con el mismo tipo estructural de malla espacial y ha sido ejecutada por la empresa LANIK, pero en esta ocasión se ha optado por un diseño

que se pretendía con esta configuración era aumentar la inercia de las mismas frente a los esfuerzos de flexión provenientes de la nueva cubierta al mismo tiempo que se mantiene el mecanismo de circulación del público. Se intenta así que el público no vea alterado el recorrido de acceso al que está acostumbrado.

Sobre las pantallas de hormigón se afirman en continuidad las torres de anclaje de los tensores que se han construido con el mismo tipo estructural de barras y nudos de la cubierta



Sección longitudinal del proyecto de ampliación

de cubierta plana con canto constante de 2,40 m que disminuye hasta 1,80 m en los bordes exteriores. Toda ella tiene una superficie de 11.647 m² y mantiene la simetría polar del edificio. Se apoya en doce torres situadas en los mismos lugares que las anteriores y cuelga de ellas mediante 12 tensores Halfen de Ø 60 mm y 33 m de longitud. El canto de la estructura permite que en su altura se puedan disponer pasarelas anulares para el acceso de mantenimiento a las instalaciones que de ella cuelgan: focos de iluminación de la cancha, polipastos de elevación del videomarcador, detección de incendios, cámaras de televisión, etc.

La malla es de retícula semiocetaédrica con un diámetro exterior de 130,48 m y se ha planteado en doce sectores radiales con una modulación radial media de 3,925 m. En la capa inferior se forman doce nervios que le confieren capacidad ante inversiones de carga por succión y en las hipótesis previas a la colocación de los tensores. Las torres de apoyo son pares de pantallas paralelas de hormigón armado HA-40 autocompactable separadas 3,60 m que continúan la geometría de las existentes. Lo

quedando forradas mediante paneles de chapa plegada de acero Corten. Estas torres tienen una altura de 24,87 m a partir de la losa de hormigón y una modulación y canto variable de 4,1 a 1,5 m y se fijan a la primera en seis apoyos, tres por pantalla.

El resto de la estructura portante de la ampliación, vigas, soportes, zancas de escaleras y forjados se han realizado mediante elementos prefabricados de hormigón y losas alveoladas.



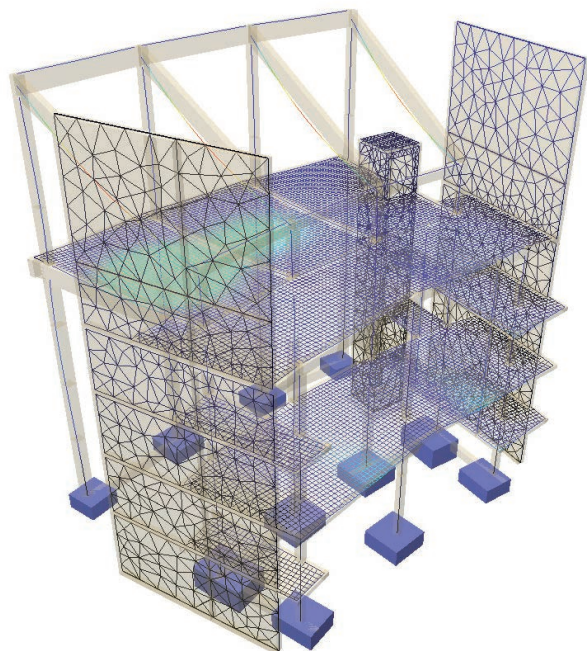
Uzado de la primera sección de la nueva estructura

3. Características del cálculo

La nueva estructura de cubierta ha sido calculada mediante un programa de cálculo estructural avanzado de elementos finitos Sofistik.

Está formada por 3031 nudos, 11220 barras y doce tirantes. Las características elásticas de la unión han sido consideradas en el modelo de cálculo ya que las conexiones entre los nudos y las barras son atornilladas y, consiguientemente, no pueden ser modelizadas como infinitamente rígidas.

En el conjunto estructural considerado concurren tres elementos de distinta naturaleza. Por un lado está una malla espacial de grandes proporciones que está a su vez formada por piezas de diferentes dimensiones. Por otro doce tirantes que soportan la estructura desde las torres que a su vez están proyectadas en malla espacial y que deberán ser pretensados para evitar que se produzca su destensado para cada uno de los estados de carga considerados. Finalmente se debe plantear el funcionamiento ante importantes esfuerzos de flexión de las pantallas de hormigón, cuya elasticidad influye en la deformación de las torres, por lo que deben ser incorporadas al modelo de cálculo.



Esquema de elementos finitos de las pantallas

El trabajo en conjunto de todos estos elementos resulta ser más complejo de lo que suele darse en una estructura de estas dimensiones por lo que es preciso un análisis más riguroso que incluye, además de los elementos citados,

la sustentación flexible horizontal y angular. Por ello se han considerado en el cálculo las características elásticas de la unión nudo-barras en la malla espacial con sus valores específicos. Por otra parte se ha considerado que los tirantes solamente pueden trabajar a tracción, procediéndose a un análisis de segundo orden que ha permitido conocer con la debida precisión el valor de su carga de pretensado para impedir que se produzcan inversiones de esfuerzo.

Los nudos de la estructura se han considerado a efectos de cálculo como articulaciones puras, de modo que se han establecido tres grados de libertad para cada uno. Todas las cargas exteriores se han considerado aplicadas a los nudos lo que queda garantizado por las soluciones constructivas de conexión de la cubierta a la estructura.

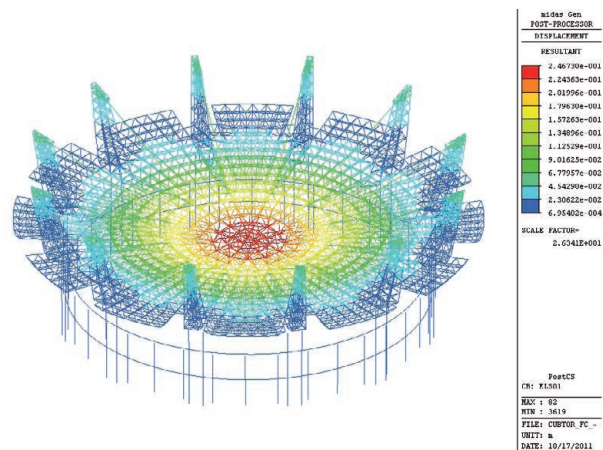


Diagrama de desplazamientos

El dimensionamiento de las barras de la estructura se ha realizado automáticamente por re-ejecuciones consecutivas. Se ha considerado que las barras solamente están sometidas a esfuerzos axiales, tracciones o compresiones. En el diseño de las barras comprimidas se ha considerado como longitud de pandeo equivalente la separación entre centros de los nudos que unen la barra y se han empleado los coeficientes de reducción χ por pandeo que incluye la Tabla 6.3 de Curva de Pandeo "C" del CTE DB SE-A en función del coeficiente de imperfección y de la esbeltez.

Para la evaluación de cargas no solamente se han tenido en cuenta las habituales, cerramiento, nieve, viento, etc., sino que se ha considerado la posibilidad de que puedan producirse diferentes cargas suspendidas de los nudos de la capa inferior por la instalación de decorados, altavoces, focos o cualquier otro elemento de los utilizados en conciertos o espectáculos.

Se han considerado todas la hipótesis de combinación de cargas para estados límite de servicio y estados límite últimos.

4. El traslado de la antigua cúpula

Como anteriormente se ha dicho se consideró que no era pertinente plantear el derribo de la antigua cúpula ya que se trata de un elemento patrimonial de gran interés. Al mismo tiempo se consideró que era preciso descartar reducirla a trozos manejables ya que las posibilidades de fallo por deterioro de las uniones roscadas en los nudos eran altas debido a la edad de la estructura y no era posible su sustitución.

De esta manera se analizaron las condiciones de partida en las que sería posible realizar un traslado de la cúpula a su nuevo emplazamiento en única maniobra sabiendo que su peso sería del orden de los 2500 kN.

Se realizó un modelo 3D para analizar el estado tensional y de deformaciones en las diferentes fases de la maniobra partiendo de los planos originales y las sucesivas reformas que ha sufrido la estructura. El cálculo se ha llevado a cabo considerando efectos de segundo orden en régimen elástico, con diagramas de tensión-deformación constantes para las barras, tanto en la comprobación de estados límites últimos como de servicio

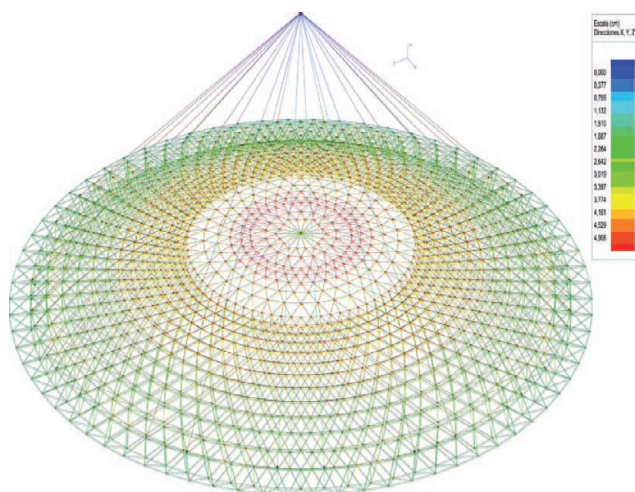


Diagrama de deformaciones en el izado

Los parámetros de partida eran una carrera de izado de 9,00 m, una de traslación de 171,00 m y una de descenso de 18,60 m. Se consideró una cota de ganchos de 65,00 m de altura y un radio de giro de las grúas de 37 m.

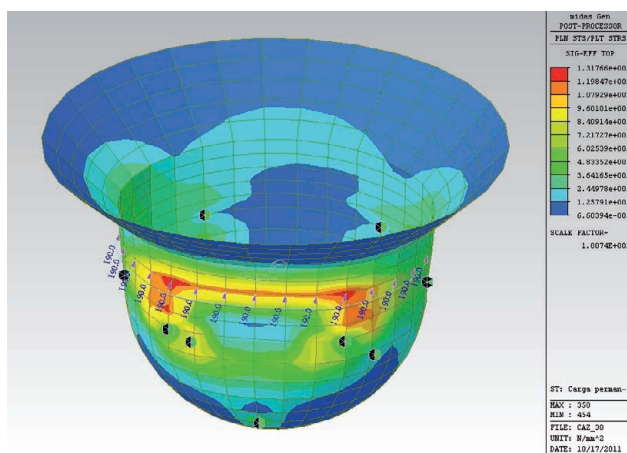
En fase inicial de proyecto se plantea la maniobra con una grúa única. Una planificación muy restringida por los plazos fija la fecha de la

operación a mediados de julio, sin margen. Ante la hipótesis de no disponibilidad de una grúa de estas características, se adopta la decisión conservadora de proyectar la maniobra con dos grúas de menor capacidad y, a priori, mayor disponibilidad.

Con estas premisas la realización de la maniobra se planteó mediante dos grúas sobre orugas que soportaban cada una tres parejas de eslingas de diferentes longitudes y carga nominal de manera que el izado se realizaba en doce nudos de la malla superior. De las consultas efectuadas a los especialistas se dedujo que las máquinas adecuadas para la realización de la operación de traslado serían del tipo TEREX DEMAG CC2800-1 en configuración SWSL o bien LIEBHERR LR 1600-2 en configuración SDBW.

Una vez adjudicada la obra, la UTE que la desarrolla planteó realizar la operación mediante una única grúa LIEBHERR LR11350 que tiene una capacidad nominal de carga de 16.000 kN utilizando 24 eslingas de acero de 70 m de longitud y 10 Tm de capacidad nominal. Las 24 eslingas se afirman mediante grilletes de tipo lira a las orejetas de un anillo de izado de acero diseñado específicamente para esta maniobra que se une al gancho de la grúa mediante un bulón pasante.

Las eslingas de izado se unieron mediante otros grilletes a estrobos de transferencia de acero de 1,10m de longitud, provistos de guardacabos que se pasaron alrededor de las cazoletas de los nudos desde los que se izó la estructura.



Estado tensional del nudo en el izado

Se comprobó el estado tensional de las cazoletas sometidas el efecto de estrangulamiento del cable de transferencia, mediante modelización con elementos finitos.

Para monitorizar el estado de deformaciones de la cúpula en el momento del izado se dispusieron

dos estaciones totales LEICA en el centro de la pista bajo la vertical de la clave y se fijaron prismas en los nudos de apoyo y en el anillo de soporte.

El izado se desarrolló en escalones de carga haciendo lecturas secuenciales de ambas estaciones en cada uno de ellos. De esta manera se pudo controlar en tiempo real la deformación de descarga del anillo y las diferencias de cota en vertical en el despegue de la estructura. También se instaló un anemómetro distinto al de la grúa para el control de la velocidad del viento puesto que su magnitud era crítica para poder

llevar a cabo la maniobra.

La maniobra se realizó en dos fases. Durante la mañana del domingo 17 de julio de 2011 se liberó la cúpula de sus 36 apoyos y, mediante sucesivos escalones de carga, se izó hasta el despegue total, quedando colgada de la grúa y anclada mediante tirantes a 21 cm de altura sobre su posición original

La maniobra se llevó a cabo con total éxito durante la mañana de día 18 de julio de 2011 ya que las condiciones meteorológicas fueron óptimas.



Traslado de la cúpula



Estado actual de las obras

GALILEO, MAXWELL, MICHELL, AROCA: MIDIENDO EL RENDIMIENTO ESTRUCTURAL

Cervera, J., Vázquez, M.*

Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Estructuras de Edificación, Madrid, España.

RESUMEN:

¿Qué es un hito estructural? Desde la óptica de la termodinámica, la medida que permite comparar distintas soluciones a un problema es el rendimiento. Galileo fue el primero en introducir una regla para su medida, entendida ésta como razón entre la carga útil soportada y la carga total necesaria, prediciendo la existencia de tamaños insuperables, aquellos que acotan el rango de soluciones a cada problema y para los cuales el rendimiento de la solución óptima es nulo. Una teoría de diseño se plantea, para cada problema, determinar aquellas formas que definen su tamaño insuperable y el máximo rendimiento teórico para tamaños menores o formas alternativas. Así es posible cuantificar el relativo mérito de cualquier solución y determinar si, efectivamente, se trata de un hito, es decir, un avance hacia ese máximo rendimiento.

Las investigaciones posteriores de Maxwell, Michell y otros ilustraron cómo determinar las formas óptimas para un rendimiento unidad (peso propio nulo), aunque ignorando el enfoque general de Galileo. Hacia 1970 Aroca vio la conexión entre ambos enfoques, definiendo las propiedades de la forma estructural (tamaño, esquema, proporción y grueso) y formulando una nueva síntesis del diseño de estructuras.

Además de ofrecer ejemplos de cómo distinguir entre auténticos hitos y meras vanidades lingüísticas, se examinarán las carencias actuales de la teoría y las líneas de investigación que permitirían subsanarlas.

Palabras clave: hito estructural, rendimiento, diseño.

GALILEO, MAXWELL, MICHELL, AROCA: MEASURING THE STRUCTURAL EFFICIENCY

ABSTRACT:

What a structural milestone is? From a thermodynamical point of view, the efficiency is the measure that allows to compare solutions for a problem. Galileo was the first to introduce a rule for its measurement, as the ratio of useful weight to the whole supported weight. He foresaw that insurmountable sizes have to exist, those that bound the solution size for each problem and for which the efficiency of optimum solution is zero. A design theory aims to determine the shape for the insurmountable size of each problem and the maximum efficiency for lesser sizes or alternative forms. Only then it is possible to measure the relative merit of any solution and to determine if it is an actual milestone, that is to say, a move toward the maximum efficiency.

Later researches by Maxwell, Michell and others enlightened how the optimum shapes could be determined in the case of a unity efficiency (the null self-weight case), but ignoring the general approach of Galileo. Near 1970 Aroca clearly saw the connection between both approaches, defining the properties of the structural form (size, scheme, proportion and thickness) and formulating a new synthesis of the structural design theory.

Some examples about how the theory makes the difference between very actual milestones and mere linguistic vanities will be presented. Furthermore, the current shortcomings of the theory will be examined and future research lines will be proposed to address them.

Keywords: design theory, efficiency, structural milestone.

* Mariano.Vazquez.Espi@UPM.es

1. ¿Qué es un hito?

Esta es una pregunta clave para no razonar en el vacío. El problema de proyectar y construir estructuras es un problema multifacético, de manera que cabe hablar de distintos tipos de hitos. Así

hay hitos en cuanto a la eficacia: novedades en la puesta en obra o en los materiales estructurales que convierten en posible lo que antes no lo era. Y otros en cuanto a la eficiencia: una solución mejor para un problema que ya tenía solución.

La idea de eficiencia nos remite a la termodinámica, esa “economía de la Naturaleza” que unificó viejas ideas clásicas y vernáculos sobre los límites que la Naturaleza impone a algunos deseos humanos. En el siglo XX, la termoeconomía o la “teoría general de los ahorros exergéticos” hizo posible una contabilidad unificada de la eficiencia —incluso en problemas multifacéticos— a partir de la consideración de toda la energía útil, o exergía, gastada por una determinada solución para resolver un mismo problema (o para producir una misma cantidad de producto o servicio, etc).

A fin de evitar complicaciones innecesarias y ganar en claridad, en nuestra exposición nos referiremos a una definición muy simple de rendimiento estructural: la razón entre la carga útil que hay que soportar en el problema entre manos y la carga total que cada solución necesita equilibrar para resolverlo. Esto representa sólo una parte de la historia de una estructura —aunque una parte fundamental— pero el enfoque resultante es generalizable a la historia completa —no sin esfuerzo investigador adicional.

Nuestra exposición seguirá una hilo histórico en el que recorreremos los hitos —teóricos— fundamentales para establecer una forma razonable de medir el rendimiento estructural y, por tanto, poder determinar qué cosa sea un hito en términos de eficiencia.

2. Galileo: el rendimiento estructural

Los *Discorsi* de Galileo son, cosa rara, lo que dicen ser: discursar y demostrar cosas acerca de dos nuevas ciencias. La segunda jornada, al decir de Einstein, enuncia el axioma cero de la teoría de la relatividad que, como es bien conocido, tiene que ver con un límite natural: el de la propagación de la luz. La primera jornada, que es la que nos interesa aquí, funda la Teoría de Diseño de Estructuras. Una de sus piedras angulares es la definición de tamaños insuperables para las estructuras.

El argumento de Galileo es bastante simple: imaginemos una columna de piedra que está al límite de su resistencia debido exclusivamente a su propio peso, es decir, que una suave brisa o el peso adicional de un ave ocasionaría su colapso; llamemos “alcance estructural de las columnas” a su altura (\mathcal{L}). Es obvio que una columna semejante es perfectamente inútil como estructura, pues es incapaz de resistir carga adicional o útil. Su rendimiento es nulo.

Para obtener una estructura útil, Galileo imagina un prisma igual que el anterior pero de un altura menor (L). Es obvio que esta columna menor podría resistir peso adicional hasta alcanzar su límite de resistencia, y que esa carga útil sería como máximo la diferencia de pesos entre ambas. Como el rendimiento es la razón entre la carga útil y el peso total resulta que:

$$r = \frac{\mathcal{L} - L}{\mathcal{L}} = 1 - \frac{L}{\mathcal{L}} \quad (1)$$

La semejanza algebraica de esta fórmula con el factor de Carnot de una máquina térmica es evidente, aunque este último tardaría dos siglos en describirse. Pero los significados cambian. El alcance estructural de las columnas corresponde a un rendimiento nulo, y representa un límite insuperable. La razón entre la altura de una columna y el alcance es su talla, y no puede ser mayor que la unidad. El rendimiento de una columna es simplemente igual a la unidad menos su talla: el cien por cien para una estructura de tamaño nulo (una que no pesa y que no existe: la carga útil se apoya directamente en el suelo); nulo para una estructura tan grande como el tamaño insuperable del problema en consideración: es una ley de rendimientos decrecientes con el tamaño. La estructura totalmente eficiente no existe.

Siguiendo las definiciones habituales de la termoeconomía, el inverso del rendimiento es simplemente el coste total en carga, es decir, la carga total necesaria por cada unidad de carga útil (Q), siempre mayor que la unidad. Y el peso propio de la estructura es simplemente:

$$P = (k - 1)Q \quad \text{con } k = 1/r \quad (2)$$

Y salvo que usemos materiales que permitan tamaños insuperables enormes respecto al de la estructura de interés —caso de la piedra y la madera en la época de Galileo—, la definición da sentido a la medida del rendimiento estructural, pues en los siglos anteriores muchas construcciones

alcanzaban frecuentemente tallas considerables, para desesperación de sus constructores, que no pocas veces las veían caer antes de terminarlas —es el caso de todo tipo de muros de tapia, especialmente aquellas fabricadas con materiales de poca resistencia y considerable peso específico, caso de la tierra cruda—.

A día de hoy volvemos a toparnos en la misma situación incluso en el caso de materiales de alta resistencia, puesto que estructuras tales como los puentes van superando de forma continua el tamaño de los anteriores, acercándose al alcance de su forma o requiriendo materiales de mayor resistencia y/o menor peso para aumentar la distancia a su tamaño insuperable y evitar un coste desproporcionado.

La expresión anterior para el coste la denominaremos regla de Galileo. Ya se ve que para tallas pequeñas el coste es sólo ligeramente mayor que la unidad: por ejemplo, para una talla de un décimo, el rendimiento es 0,9, el coste 1,11, y el peso propio representa tan sólo el décimo de la carga total. Esta situación es la deseable, no sólo por razón del menor coste y del menor despilfarro de recursos, también porque pueden usarse reglas de proporción en el diseño, dada la poca influencia del peso propio de la estructura.

La influencia del material en el alcance se limita a la razón entre su tensión (admisible, de rotura, etc) y su peso específico, denominada alcance estructural del material, \mathcal{A} . En el caso de las columnas de Galileo, el alcance de las columnas es exactamente el del material del que están hechas. Y un material de resistencia doble o de densidad mitad lo aumentaría al doble.

3. Maxwell: contabilidad global de costes y caracterización de problemas

Hay al menos tres áreas de conexión fuerte entre los trabajos de James Clerk Maxwell y de Galileo, pero la que nos interesa aquí es la consideración del coste de las estructuras. A Maxwell le interesaba encontrar cómo medir el coste total de una estructura o, al menos, cómo comparar los costes respectivos de dos soluciones a un mismo problema. En la ingeniería de su tiempo, las estructuras eran de muy pequeña talla, de manera que pudo razonar, como era costumbre, sólo con la carga útil y despreciando el peso propio. Y él, versado en termodinámica, conocía la regla fundamental de la contabilidad: “la variación en el tiempo de existencias al interior de un sistema debe igualar el balance de flujos de entrada y salida, desde y hacia el exterior”. Su contribución a la medida de la eficiencia puede resumirse en tres puntos.

Primero. Descubre un invariante entre todas las soluciones a un problema estructural si éste es definido como el problema de conectar un conjunto conocido de fuerzas externas (acciones y reacciones) mediante una estructura material capaz de resistir los esfuerzos resultantes. Lo denominamos en su recuerdo *número de Maxwell de un problema estructural* y es simplemente el trabajo virtual de las fuerzas exteriores a lo largo de una expansión uniforme y unitaria del espacio.

Segundo. Define una estructura como un conjunto de esfuerzos internos en equilibrio capaz de superponerse a las fuerzas exteriores de un problema estructural y asegurar el equilibrio local en torno a cualquier punto en que actúe un subconjunto de fuerzas (interiores o exteriores). Se trata de una definición algo abstracta pero que desliga la forma estructural de su materialidad, permitiendo prestarla atención como variable estructural por

derecho propio.

Tercero. Para dos de tales estructuras (de Maxwell en lo sucesivo), describe como la diferencia de coste total será proporcional a la diferencia de la suma de los productos del valor absoluto de cada esfuerzo interno por la longitud en la que actúa. Como corolario demuestra que el número de Maxwell de un problema también puede calcularse como la diferencia de la suma de tales productos en tracción y en compresión para una estructura cualquiera que resuelva el problema.

Quien conozca, ya sea algo de la biografía de Maxwell, ya alguno de sus trabajos, no le sorprenderá saber que todo lo anterior estaba dicho en tres párrafos, sin ningún formalismo matemático: Maxwell lo mismo unificaba el campo electromagnético que preparaba una mezcla para eliminar manchas de grasa. Por supuesto, esos tres apuntes iban precedidos y seguidos de algunas demostraciones matemáticas sobre propiedades de las figuras recíprocas que reconocemos en el diagrama de fuerzas o de Cremona de una estructura articulada respecto de su propio dibujo.

Se trataba de apuntes totalmente rigurosos, pero desafortunadamente crípticos en primera lectura, lo que hizo difícil su difusión en la comunidad científica. Y sin embargo, en esos tres apuntes

estaban todos los ingredientes necesarios para evaluar el relativo mérito de cada forma estructural para un problema concreto.

Merece la pena destacar un corolario que es casi inmediato: si el diseñador se afana en mejorar la forma estructural de forma que disminuya la suma de los productos de tracciones por longitudes se encontrará, como cosa de magia, que debido a la invarianza del número de Maxwell la parte correspondiente a la compresión disminuirá otro tanto. También al revés, si pretendamos una estructura en principio aumentamos su coste pues la suma de compresión aumentará al hacerlo la de tracción, de manera que sólo en situaciones muy características las estructuras pre- o postensadas pueden ser mejores que las normales; lo mismo cabe decir de las estructuras tensigrity: tales afanes tecnológicos sólo pueden justificarse, cuando sea el caso, por razones de eficacia: por convertir en posible algo que no lo era. Pero es más frecuente el caso en que no tienen justificación alguna.

4. Michell: caracterización suficiente de soluciones óptimas

La estela de Maxwell no se perdió: un científico australiano mucho más conocido por sus aportaciones a la mecánica de fluidos, supo ver la importancia de los apuntes de Maxwell y afinó el corpus teórico. En un artículo de poco más de ocho páginas, significativamente titulado “The Limits of Economy of Material in Frame-structures”, Michell anotó con claridad algebraica la definición del número de Maxwell y comenzó a extraer consecuencias. Demostró que el volumen geométrico del material de una estructura sería mínimo si la suma de los productos de esfuerzos en valor absoluto por las longitudes también lo era. No se atrevió a bautizar a esa suma más allá de denominarla “la cantidad”. Posteriormente se la ha denominado cantidad de estructura, trabajo estructural o volumen estructural. Puesto que cada esfuerzo por cada longitud es lo mismo que la tensión por el volumen se trata del volumen de tensiones necesario para poner en equilibrio las fuerzas externas de un problema de Maxwell. Proponemos en recuerdo de este trabajo denominar número de Michell al número adimensional que resulta de dividir la cantidad de estructura por la carga útil y el tamaño del problema (la luz de flexión, la altura de las columnas de Galileo, etc): es una propiedad de cada estructura, cuyo menor valor caracteriza el mayor rendimiento de su forma para el problema.

Michell demostró lo anterior en cinco párrafos. Después, en unos pocos más, demostró una condición suficiente —conocida como teorema de Michell— para que una forma estructural fuera mínima, es decir que su número de Michell fuera menor o igual que cualquier otra estructura aceptable para el problema. Se trata en esencia de que *si* todo el espacio en el que se encuentran las estructuras aceptables para el problema puede ser deformado de tal suerte que el valor absoluto de la deformación en todas las barras de una o varias de esas estructura es máximo, *entonces* esas estructuras son óptimas y comparten el mismo número de Michell, que es el mínimo para el problema. En el resto del artículo simplemente ilustró algunos problemas básicos y las formas óptimas correspondientes.

Desafortunadamente, el teorema de Michell sólo es suficiente: si el diseñador no consigue demostrar que una forma es óptima, tampoco sabe si es buena o mala, salvo por el cálculo de su número de Michell y su comparación con otras formas alternativas. Sin embargo, el teorema de Michell tiene utilidad para mejorar diseños y su aplicación local a partes críticas de una estructura suele dar buenos réditos.

La estela de Michell fue seguida décadas después por otros investigadores. Cabe mencionar aquí el trabajo de William Hemp, quien en un informe de 1958 para la división de ingeniería aeronáutica de la OTAN puso en formato matemático estándar los trabajos de sus dos predecesores, apuntando además las carencias de la teoría y las líneas de investigación que habría que seguir para colmarlas.

5. Aroca: las características estructurales de la forma

Como hemos señalado, los teoremas de Maxwell y Michell son muy útiles para determinar estructuras de mínimo coste o simplemente para mejorar una forma concreta, pero paradójicamente sólo en el caso de las estructuras que no pesan, es decir, aquellas con una talla galileana muy pequeña o nula. Ciertamente, esto no niega en manera alguna su interés. En efecto, una talla pequeña anticipa un peso estructural despreciable frente a la carga útil, pero cuyo coste físico (en emisiones de dióxido de carbono por ejemplo) no es en absoluto desdeñable. Se trata, por tanto, de una paradoja sólo en parte.

En cualquier caso, por definición, los problemas de Maxwell no pueden incluir el peso propio de la estructura con los formalismos originales, puesto que las fuerzas externas, acciones y reacciones, tienen que estar totalmente determinadas antes de plantear soluciones.

Si las tallas son muy pequeñas, no hay problema: el peso resultante no invalida el análisis previo. Pero ¿qué ocurre para estructuras de mayor porte, tales como puentes o altas torres, en las que el peso propio pasa de ser marginal a, en ocasiones, convertirse en la carga dominante? ¿Como podría extenderse la teoría de diseño de Maxwell a todo el rango de la regla de Galileo?

Fue Ricardo Aroca, a partir de los años sesenta, quien supo ver la posible conexión de los aportes de sus tres predecesores, y quien tuvo la inspiración de construir un nuevo esquema conceptual del diseño de estructuras en el que podían colocarse de una forma ordenada muchas otras aportaciones que hasta entonces estaban dispersas.

No cabe aquí un recuento pormenorizado. Baste señalar cómo Aroca, desentendiéndose de los conceptos habituales de geometría y topología, construyó una descripción *ad hoc* de la forma estructural y de las características relevantes para su eficiencia. Éstas son el tamaño (la dimensión relativa al alcance, cuyo cociente es la talla galileana) que determina la máxima eficiencia alcanzable (o el mínimo coste esperable); el esquema, la parte de la forma que puede abstraerse del tamaño o de la proporción, y que determina en lo fundamental la eficiencia para tamaños y proporciones dadas; la proporción o esbeltez, que corresponde a la del menor prisma que contiene a la estructura, y que determina la eficiencia para cada esquema y tamaño y, sobre todo en problemas de flexión, determina la máxima rigidez compatible con un coste constante (y que por tanto es determinante en todos los problemas de deformación excesiva: flecha, fisuras, vibraciones, etc); y el grueso o dimensionado, que fijado todo lo anterior tan sólo altera la intensidad de carga útil soportable y que, en el caso de estructuras estrictas, no afecta en absoluto al rendimiento.

Ricardo Aroca es arquitecto y diseñador, no matemático. Por ello frente al dilema entre rigor y precisión nunca le tembló la mano por la última. De este modo, para extender la regla de Galileo, para hacerla operativa más allá de sus simples columnas, Aroca propuso una hipótesis muy razonable en una gran cantidad de casos de interés: supongamos que el peso propio es isomorfo con la carga útil. De este modo, las soluciones deducidas en el universo de Maxwell pueden extenderse, si quiera aproximadamente, más allá, hasta el tamaño insuperable del esquema considerado, de manera que surge una teoría sino unificada, en vías de conseguirlo.

Cabe mencionar, tanto por su utilidad como por ser también ejemplo de lo anterior, su teorema sobre la esbeltez óptima que, no siendo un teorema sobre los problemas de Maxwell, puede aplicarse a los problemas de fuerzas externas paralelas, como es el de los puentes.

El esquema conceptual que Aroca ha ido construyendo de forma socrática en la Escuela de Arquitectura de Madrid es una teoría de diseño en sentido estricto, pues encara de frente el problema principal del diseño: la composición formal. Por paradójico que resulte, todavía hoy, de las cuatro variables anteriores sólo suele introducirse la última en los cursos de iniciación a las estructuras: generaciones de estudiantes se enfrentarán a la pregunta de cuánto de gruesa tiene que ser una viga o una columna para tal o cual carga sin llegar a sospechar que puede jugarse con la forma y, lo que es peor, que superado el alcance estructural de una forma concreta da igual cuánto de gruesa hagamos la estructura, pues será inviable sin cambiar su forma.

Esta deriva hacia el instrumentalismo, la resolución de problemas, la formulación de intrincados formalismos matemáticos en torno a la variable de menor importancia (el grueso) no es, desgraciadamente, patrimonio exclusivo de la teoría de estructuras. Tras los alegatos de Clausius en el XIX contra la economía crematística como contrapuesta a los más elementales principios de la termodinámica cabía esperar un cambio de rumbo que no se produjo. No es de extrañar que apesar de que la actual crisis mundial es una magnífica demostración experimental de las tesis de Clausius, todavía los economistas siguen creyendo que más y mejor crecimiento del valor crematístico solventará nuestros agobiantes y actuales problemas sociales. Y cabría señalar como incentivo al desastre el que los flujos financieros resulten desligados del segundo principio de la termodinámica pese a que los flujos reales que tratan de gobernar no puedan hacerlo.

En el proyecto y construcción de estructuras la cosa no ha llegado a tanto, gracias a la fuerza de la gravedad: los grandes disparates en ocasiones se caen o no pueden financiarse y quedan

inconclusos. Pero desgraciadamente no es así siempre. Sin embargo, contamos con instrumentos bastantes como para poder razonar acerca del relativo mérito en cuanto a la eficiencia de nuestros diseños. Siempre que queramos hacerlo.

6. Tres puentes

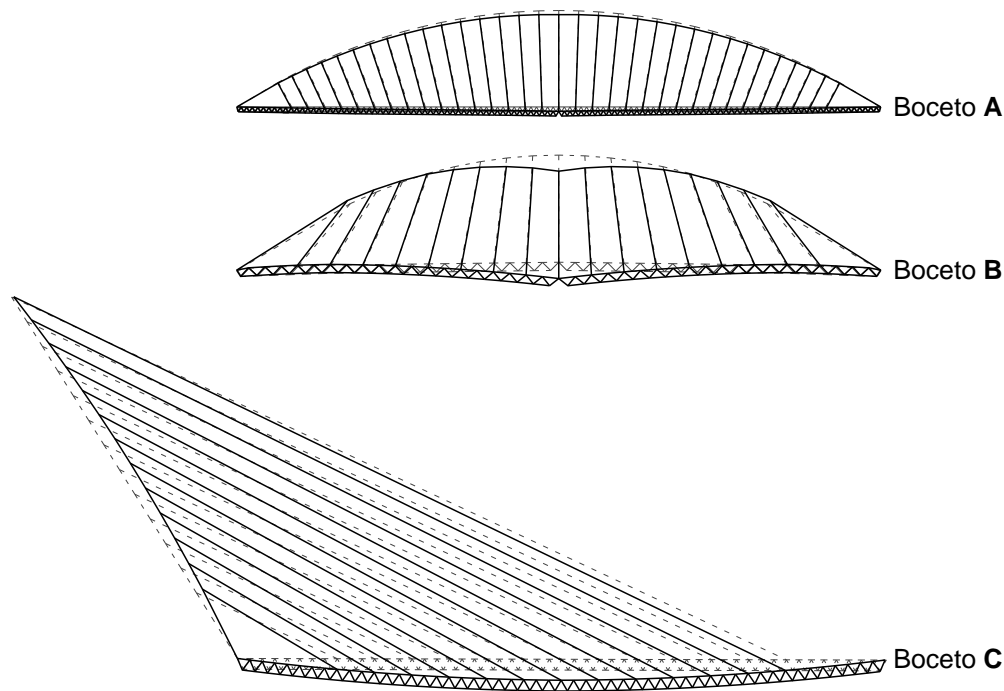
A fin de mostrar la potencia de la teoría de diseño de estructuras examinaremos el relativo mérito de tres puentes construidos entre 1989 y 2005. Pero no se trata de analizar los puentes en su materialidad, sino por el contrario, de analizar el esquema y la proporción que tales puentes proponen en todo el rango de tamaños en los que resulten viables, y todo ello para cualquier material, es decir, para una geometría relativa al alcance del material. A tal fin analizaremos los puentes para la hipótesis de carga dominante tal y como ha sido descrita por sus autores. En la siguiente tabla se muestran, para cada uno de los bocetos propuestos por los puentes, sus características principales: su proporción (o esbeltez), su número de Michell para un tamaño nulo y el alcance de la forma (su tamaño insuperable) calculado con la hipótesis de Aroca, que dadas las formas empleadas es una hipótesis razonable en los tres casos.

Boceto:	A	B	C
Puente:	Apollo (Bratislava)	La Barqueta (Sevilla)	Hongshan (Changsha)
Año:	2005	1989	2005
Diseño original:			
Proporción o esbeltez λ	3,33	2,79	1,78
Número de Michell $Q \div QL$	1,80	2,97	9,29
Alcance relativo $\mathcal{L} \div \mathcal{A}$	0,557	0,336	0,107
Coste k (talla $\frac{1}{10}$, resistencia)	1,22	1,42	15,3
Diseño con esbeltez óptima:			
Esbeltez λ	1,20	1,07	0,469
Número de Michell $Q \div QL$	1,14	1,99	4,58
Alcance relativo $\mathcal{L} \div \mathcal{A}$	0,874	0,503	0,218
Coste k (talla $\frac{1}{10}$, resistencia)	1,13	1,25	2,62

Nota: La talla $\frac{1}{10}$ se refiere a una luz del 10 % del alcance del material. El coste para esa talla (0,1) se calcula aplicando la regla de Galileo para el alcance de la solución: $r = 1 - 0,1\mathcal{A}/\mathcal{L}$ y $k = 1/r$.

En la mitad superior de la tabla, basta con comparar el número de Michell de cada solución para comprobar que el boceto **A** es mucho mejor que los otros dos para cualquier tamaño. Además hemos calculado el coste para un tamaño del décimo del alcance del material, resultando que el boceto **C** es más de doce veces más costoso en carga que el **A**, y 65 veces más costoso en términos de volumen o peso de la estructura. En la mitad inferior se reflejan los resultados de aplicar el teorema de la esbeltez óptima a los tres bocetos originales. Como se ve, los diseños originales son demasiado esbeltos, aunque tal circunstancia no tiene demasiada incidencia en el boceto **A** —por ser bastante bueno—, pero es notable en el caso del boceto **C**: para el tamaño de referencia (1/10), el boceto **C** “sólo” es más de 12 veces superior en volumen o peso al **A**, es decir, al adoptar la esbeltez óptima se divide por más de cinco el coste en peso del diseño original.

La comparación entre formas es aún más dramática si tenemos en cuenta su rigidez, algo que visualmente puede apreciarse en la siguiente figura, en la que sobre los tres bocetos actúa la misma carga viva (sin peso propio). Como puede apreciarse el boceto **A** no es sólo el de menor coste, es el más rígido a igualdad de todo lo demás. No es de extrañar por ello que en la literatura científica reciente sólo exista un *paper* sobre ese puente, que ilustra la manera en que se construyó. Por el contrario, sobre el boceto **C**, hay más de media docena describiendo sus problemas de rigidez y vibraciones intolerables. Más misteriosa y difícil de explicar es la circunstancia de que el primer puente con esa forma, El Alamillo de Sevilla, fuera adoptado como modelo para el proyecto y construcción de otros, cuando ya se sabía de sus problemas de rigidez y de su disparatado coste.



7. Investigaciones pendientes

Aunque incompleto, el esquema conceptual de Ricardo Aroca sobre la teoría de estructuras es eficaz: con unos pocos parámetros y números permite obtener conclusiones rigurosas sobre los resultados que cabe esperar de las formas estructurales. Pero hay tareas pendientes. Entre las más prioritarias están: ampliar el número de problemas cuya solución óptima para la talla nula sea conocida; fijar los criterios que deben caracterizar las formas óptimas para los tamaños insuperables y comenzar a rellenar un catálogo que hoy por hoy está vacío; acotar el error de la hipótesis de Aroca y, si fuera posible, sustituirla por una formulación exacta que habría que encontrar mediante la exploración sistemática del rango de tamaños para cada problema.

8. Bibliografía

- ANTUÑA, JOAQUÍN; VÁZQUEZ, MARIANO (2012) “¿Existen problemas estructurales irresolubles? Una cuestión abierta”, *Informes de la Construcción*, (en imprenta).
- ARENAS, J.J., PANTALEÓN, M.J. (1992) “Barqueta Bridge, Sevilla, Spain”, *Structural Engineering International*, 4/92:251–252.
- CASAS, JOAN R.; AND APARICIO, ANGEL C. (2009) “Rain-wind-induced cable vibrations in the Alamillo cable-stayed bridge (Sevilla, Spain). Assessment and remedial action”, *Structure and Infrastructure Engineering*, DOI: 10.1080/15732470903068607
- CERVERA BRAVO, JAIME (1989) “Tres teoremas fundamentales de la teoría del diseño de estructuras”, *Informes de la Construcción*, v. 40, n° 399, pp. 57–66.
- (1990) “Las estructuras y el peso propio”, *Informes de la construcción*, v. 42, n° 407, pp. 73–86.
- (1993) *Diseño de estructuras en edificación*. Madrid: Instituto Juan de Herrera, <http://oa.upm.es/3785/>
- (2008) *Concebir y analizar estructuras*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, V2.0, 218 pp. <http://oa.upm.es/189/>
- CLAUSIUS, RUDOLF (1885) *Über die Energievorräte der Natur und ihre Verwertung zum Nutzen der Menschheit*. s.d.
- FRENCH, M.J. (1999) “A Second Law for Structures: An Insightfull Approach to the Design of Plane Frames”, *Transactions of the ASME*, 66:738–741
- GABLER, G. (2006) “Apollo-Donaubrücke in Bratislava.”, *Der Stahlbau*, 75(2):138–144.
- HEMP, W.S. (1958) *Theory of structural design*. Report 214. Palais de Chaillot, Paris: North Atlatic Treaty Organization, Advisory Group for Aeronautical Research & Development.
- MAXWELL, J.C. (1890) *Scientific Papers*. Tomo II. Camb. Univ. Press.
- MICHELL, A.G.M. (1904) “The Limits of Economy of Material in Frame-structures”, *Philosophical Magazine*, S.6, v. 8, n° 47, pp. 589–597.
- SHAO, XUDONG *et alii* (2005) “Design and Experimental Study of a Harp-Shaped Single Span Cable-Stayed Bridge”, *Journal of Bridge Engineering*, November/December 2005:658–685.

ESTRUCTURA DE MADERA LAMINADA DE CUBIERTA DEL PALACIO DE DEPORTES DE CARTAGENA

Antón, A.^{1,2,*}, Corbal, J.J.¹, González, J.A.^{1,2}

(1) TEMHA SL, A Coruña, España.

(2) Profesor Asociado Universidade da Coruña, España.

RESUMEN:

La cubierta de madera laminada encolada (MLE) del Palacio de Deportes de Cartagena cubre en una única solución formal los espacios de los que consta la instalación deportiva: piscina, gimnasio, pabellón principal y pabellón secundario. La geometría exterior de la cubierta está definida por una superficie espacial de planta irregular y curvatura variable que se adapta a los elementos que cubre. El esquema estructural principal consiste en un sistema de 17 cerchas de MLE, dispuestas en la dirección del eje menor del edificio. La geometría en alzado de cada cercha se adapta a la geometría y curvatura de la superficie de cubierta y a la posibilidad de disponer puntos de apoyo intermedios en función de los espacios que atraviesa. Cada cercha principal consta de un tramo central biapoyado de hasta 50m de luz y canto máximo 1,09m, atirantado inferiormente con barras de acero y montantes de madera. El tramo central apoya sobre elementos de MLE en voladizo en forma de puntales inclinados. La estructura diseñada muestra las capacidades formales y resistentes de la madera como material estructural. Su relación ventajosa peso-resistencia permite el desarrollo de cubiertas de grandes luces, con una fabricación industrializada y prefabricación completa, incluso para geometrías complejas. Adicionalmente la madera es un material con un gran atractivo desde el punto de vista de la sostenibilidad, por el inferior consumo energético y emisiones de CO₂ necesarias para su fabricación.

Palabras clave: Madera laminada, estructura espacial, cubierta ligera, instalación deportiva

LIGHTWEIGHT TIMBER ROOF STRUCTURE FOR “PALACIO DE DEPORTES DE CARTAGENA”

ABSTRACT:

The glued laminated timber (glulam) roof structure of the *Palacio de Deportes de Cartagena* covers all the spaces of the building in a single formal solution that comprises all the facilities: sport court, swimming pool, gym, main hall and secondary pavilion. The external geometry of the roof is defined by an irregular surface with variable spatial curvature that adapts to the spaces that get covered underneath. The main structural scheme consists of a set of 17 Glulam trusses arranged in the direction of the minor axis of the building. The geometry of each truss fits to the curved geometry of the surface of the roof, and intermediate supports are placed according to the available spaces determined by the spaces underneath. Each truss is formed by a main central section up to 50m length and maximum height cross-section 1.09m, connected with hinges to the lateral structure and braced with steel ties and timber compression elements. The central section is supported at each end by a glulam cantilever structure. The structure shows the formal capabilities of wood as a structural material. Its advantageous weight-resistance relationship allows the development of long-span roofs, with full industrial production and prefabrication even for complex geometries. Additionally, wood is a very attractive material from the viewpoint of sustainability, because of the lower energy consumption and CO₂ emissions necessary for its manufacture.

Key words: Glued laminated Timber, Spatial Structure, Lightweight Roof, Sport Facility

* anton@temha.com

1. Introducción

El palacio de los Deportes de Cartagena es una instalación deportiva que alberga en su interior un pabellón municipal con zona de juego de 53x30m y capacidad para 5.000 espectadores.

Adicionalmente, dispone de otro pabellón menor de entrenamiento, una piscina de 25m de longitud, un gimnasio, las dependencias de la concejalía de deportes de Cartagena, un centro médico y espacio para las sedes de clubes. La superficie total construida del conjunto es de 29.584 m², correspondiendo a la planta sótano 16.727 m², a la planta baja 8.955 m² y a la planta primera 3.902 m². La cubierta de madera laminada encolada cubre en una única solución conjunta y ordenada todos los espacios de los que consta la instalación deportiva. La geometría exterior de la cubierta está definida por una superficie espacial de planta irregular que se adapta a la geometría de los elementos que cubre. Sus dimensiones principales son de aproximadamente 180x80m, siendo su anchura variable a lo largo del eje principal del edificio.

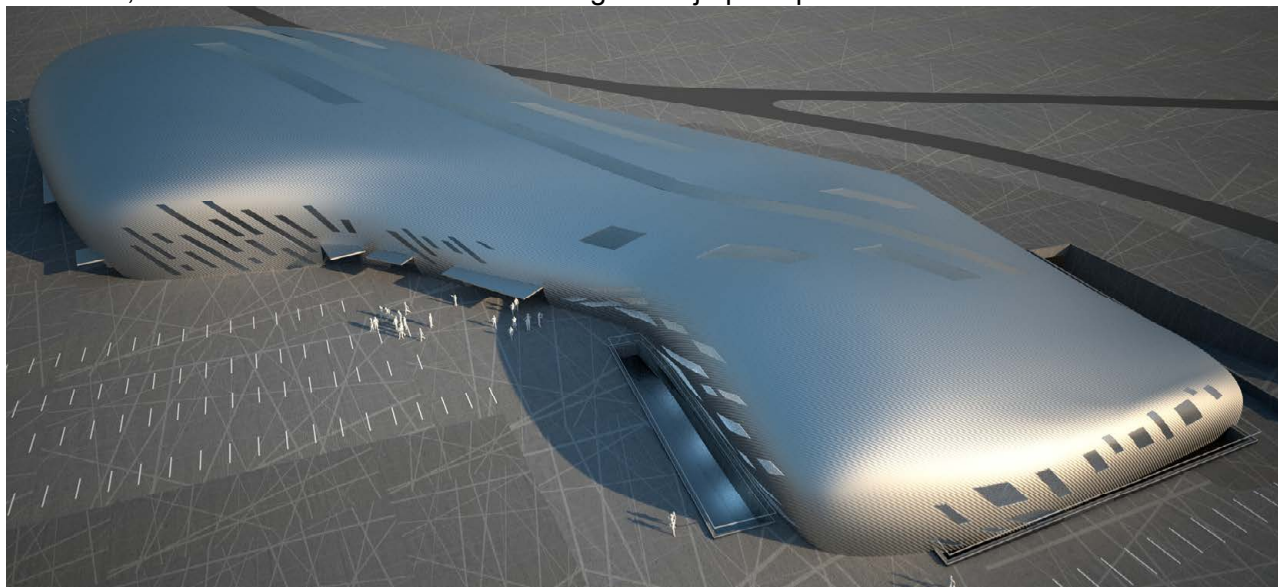


Figura 1. Geometría de cubierta.

La superficie de la cubierta tiene curvatura variable en cada zona, adaptándose su geometría a las necesidades de gálibo de cada espacio y con transiciones suaves. La modelización de la geometría de la cubierta se realiza a través de superficies tipo NURBS (B-splines racionales no uniformes).

2. Estructura

La estructura diseñada se adapta a la geometría definida por la cubierta. El esquema estructural principal consiste en un sistema de 17 cerchas de Madera Laminada Encolada, cerchas principales, dispuestas en la dirección del eje menor del edificio. Perpendiculares a las primeras se disponen un conjunto de cerchas secundarias que configuran las zonas de testeros. Por último, existe una tercera familia de cerchas intermedias adicionales en las zonas de mayor curvatura de la cubierta.

La estructura de la cubierta se ha diseñado con madera laminada calidad GL-28h según CT-DB-SE-M. La madera se protege para clase de servicio 2, correspondiente a la exposición ambiental más desfavorable a la que está sometida, la zona de piscina, mediante impregnación de las tablas independientes antes de la fabricación de las vigas laminadas. Se aplica adicionalmente un acabado tipo barniz superficial con filtro ultravioleta.

Cerchas principales

La geometría en alzado de cada cercha es variable, adaptándose a la geometría y curvatura marcada por el corte con la superficie de la cubierta y a la posibilidad de disponer puntos de apoyo intermedios en función de los espacios que atraviesa. La separación entre cada una de las cerchas es de 10m.

La longitud de las cerchas es variable según la alineación, con un valor máximo de longitud en planta de 80.0m, siendo el desarrollo por la cara superior de 98.0m y 63,5m de luz máxima entre apoyos.

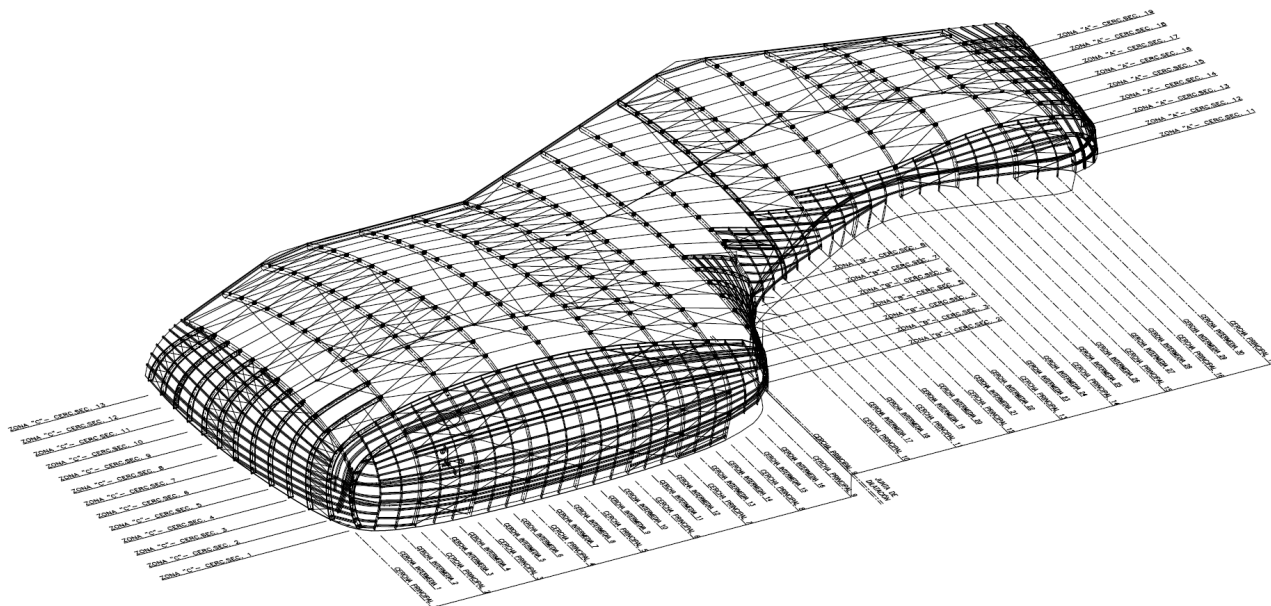


Figura 2. Esquema estructural de cubierta.

Cada cercha principal se subdivide a su vez en un tramo central biapoyado de hasta 50m de luz, atirantado con barras de acero en su parte inferior y montantes de madera. El tramo central atirantado apoya en cada extremo sobre un elemento de Madera Laminada Encolada en voladizo. El extremo del voladizo está soportado por un puntal inclinado de madera. El voladizo en el lado sur del edificio apoya su otro extremo sobre una viga perimetral de hormigón armado situada a cota de cubierta. El elemento en el lado norte del edificio se prolonga siguiendo la geometría curva de la cubierta y desciende hasta apoyar a cota de solera.

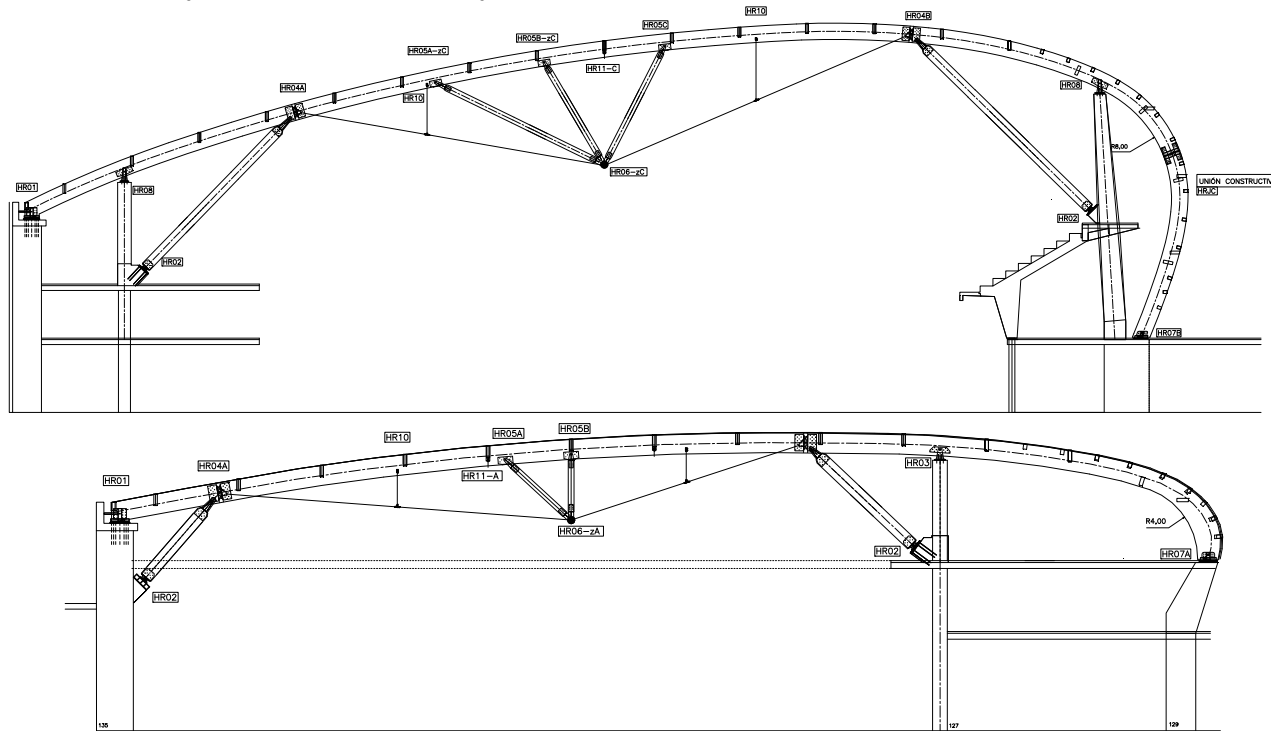


Figura 3. Geometría tipo de cerchas principales.

La escuadría de los elementos de las cerchas principales es de 185x1088mm. El espesor de tabla empleado en su fabricación es variable en función de la curvatura existente en cada zona, empleándose tablas de 33, 20 y 15mm de espesor. En las zonas de menor radio se emplean tablas de menor espesor. Los montantes de madera de la zona atirantada son de sección

2x185x360mm. Los puntales de apoyo de los voladizos tienen una longitud de hasta 14.5m y son de sección 3x185x675mm o 2x185x675mm, según la cercha.

El atirantamiento de las cerchas principales se realiza con doble barra de acero de diámetro Ø42mm ó Ø36mm. Para disminuir la catenaria de la barra y aumentar su rigidez efectiva, se coloca una tirantilla intermedia vertical formada por barra de diámetro Ø10mm. El sistema de barras y horquillas de anclaje es tipo DETAN de la marca Halfen, con barras de acero calidad S460.

Para adaptar la geometría de los elementos estructurales a la superficie definida por la cubierta, la cara superior de todas las cerchas se mecaniza para adaptarse a la pendiente teórica en dirección transversal en cada punto, por lo que las escuadrías de estos elementos no son rectangulares.

Correas

Las correas son rectas y salvan una luz de 10m, con una escuadría de 190x630mm. Su separación máxima en planta es de 4,50m. Su cara superior se mecaniza transversal y longitudinalmente para adaptarse a la geometría curva de la cubierta en cada punto.

Cerchas intermedias

En las zonas de mayor curvatura del edificio en la fachada norte, la modulación de 10m genera una geometría poligonal que origina diferencias importantes con la geometría teórica, que no es posible corregir con el mecanizado de las correas. Es por ello que en estas zonas se disponen unas cerchas intermedias adicionales, que dividen en tres los espacios entre cerchas principales y que permiten obtener una superficie más próxima a la teórica. Las cerchas intermedias, de sección 190x375mm, apoyan sobre elementos transversales que transmiten su carga a las cerchas principales.

Testeros y esquinas

Los testeros del edificio se resuelven con un sistema secundario de cerchas perpendiculares, separadas entre sí 4.5m, y que apoyan sobre las cerchas principales número 1, 9 y 17. Están formadas por elementos de Madera Laminada Encolada de escuadría 190x640mm y 190x850mm.

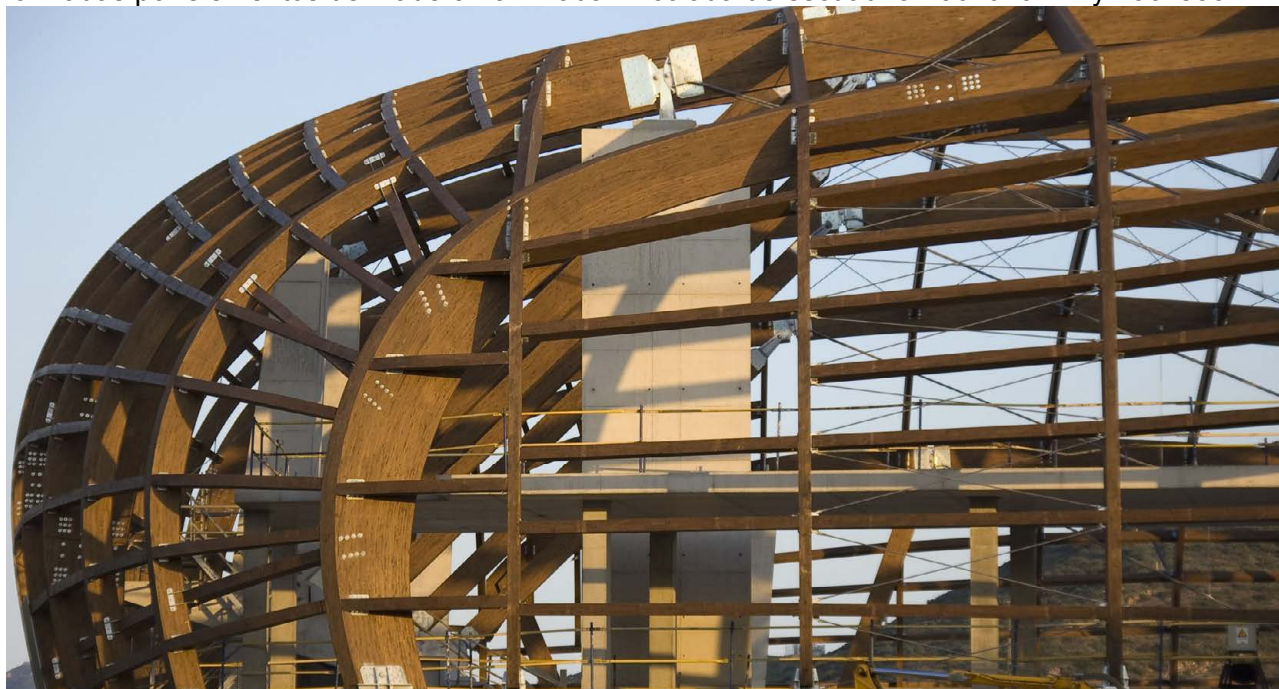


Figura 4. Detalle de esquina y testero.

Las correas entre cerchas secundarias tienen una sección de 190x360mm. Las superficies de las esquinas que se configuran entre las cerchas principales y las secundarias se apoyan sobre vigas horizontales soportadas por ambas cerchas.

Uniones y herrajes

Las uniones se resuelven con pernos y herrajes de acero galvanizado diseñados específicamente para cada conexión. El diseño de los mismos está condicionado por la variedad de ángulos de

incidencia entre elementos que se produce debido a la geometría de la cubierta. Por tanto se ha optado, en los casos en los que era posible, por uniones articuladas bulonadas, que se adaptan sin problemas a los diferentes ángulos. En otros casos se han diseñado uniones con varias configuraciones en función del ángulo de incidencia, de modo que se aplica una u otra en función de la zona de cubierta en la que está situada y del valor de dicho ángulo. Las conexiones con la estructura de hormigón se diseñan de modo que permitan absorber las necesarias tolerancias constructivas y que faciliten el montaje en obra de la estructura.

Los herrajes y horquillas son de acero S355J0, los pernos, bulones y tirafondos de acero calidad 8.8 según UNE-EN 10020.



Figura 5. Detalle de uniones.

Esquema transversal

Los arriostramientos se materializan mediante cruces de San Andrés con barra de acero tipo DETAN de diámetro Ø24m. En los testeros se disponen también módulos arriostrados mediante cruces de San Andrés entre las cerchas secundarias con diámetro Ø20mm.

El nudo inferior del tramo atirantado de las cerchas principales se une con el de las cerchas adyacentes mediante unos elementos tubulares de acero. En los módulos arriostrados del esquema principal, se disponen elementos de arriostramiento adicionales entre el nudo inferior de la cercha y el plano superior de cubierta, que coartan el desplazamiento de dichos nudos fuera del plano de la cercha.

3. Análisis estructural

Para el cálculo de la estructura se emplea un modelo completo tridimensional sobre el que se introducen acciones horizontales y verticales, y que permite obtener los esfuerzos para el dimensionamiento de las cerchas y elementos de arriostramiento.

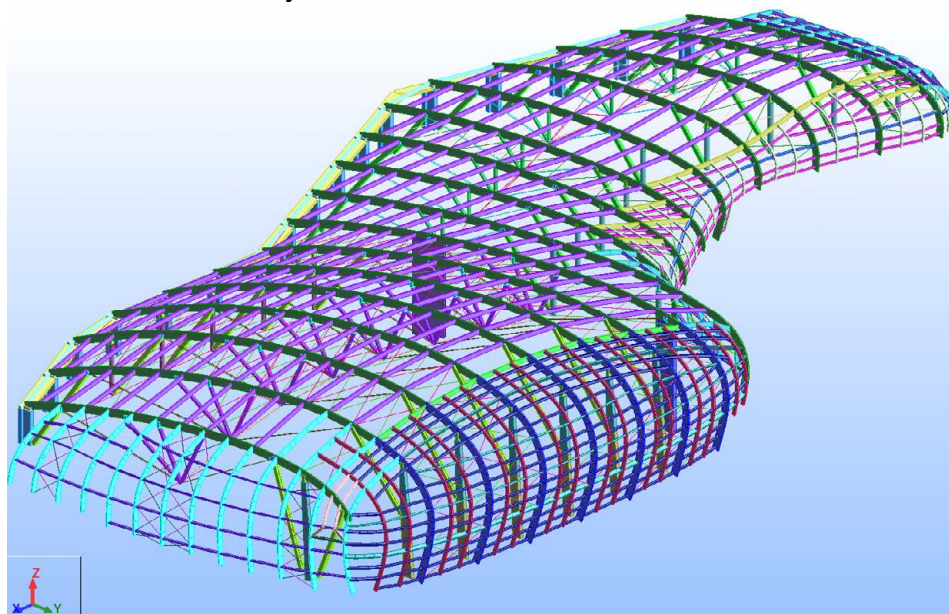


Figura 6. Modelo de cálculo

El conjunto estructural se subdivide en dos zonas independientes mediante una junta de dilatación, aproximadamente en el punto medio de su eje mayor. La junta separa una zona de cerchas principales de mayor luz (cerchas 1 a 9) de otra de luces menores (cerchas 10 a 17). Se disponen cuatro módulos arriostrados en la primera zona y tres en la segunda. De acuerdo a la norma y a la ubicación de la obra deben considerarse acciones sísmicas con una aceleración de cálculo equivalente a 0,12g, que condiciona el dimensionamiento de los elementos de arriostramiento.

4. Fabricación y montaje.

Cada uno de los elementos estructurales se fabricó en taller en su configuración definitiva con sus ángulos de incidencia y mecanizado de cara superior, de modo que no fue necesario realizar ningún ajuste de las piezas en obra. La variación de la geometría y pendiente transversal de cara superior motiva que no exista ningún elemento idéntico a otro en toda la obra, ni siquiera las correas que tienen una longitud, ángulo y mecanizado de cara superior diferente para cada una de ellas.

Para el transporte de las vigas desde su lugar de fabricación en Oza dos Ríos (A Coruña) hasta Cartagena, fue necesario disponer una serie de juntas de construcción en los elementos de mayor longitud ó curvatura para cumplir con las restricciones de gálibo existentes.



Figura 7. Vista aérea de la estructura de cubierta.

El radio mínimo de curvado de fabricación de vigas con lámina de 15mm de espesor es de 5.0m. Debido a ello, en las zonas en las que la superficie de cubierta genera un radio inferior, se ha modificado el intradós de las cerchas a un valor de radio mínimo de 5.0m y obteniendo la geometría deseada para el extradós mediante una variación del canto de la pieza.

5. Conclusiones

La estructura del Palacio de los Deportes de Cartagena es una muestra de las capacidades formales y resistentes de la madera como material estructural. Su ventajosa relación peso-resistencia permite el desarrollo de cubiertas de grandes luces como la presentada, con una fabricación industrializada y prefabricación completa incluso para geometrías complejas y radios de curvatura reducidos en elementos estructurales. De este modo, se muestra la capacidad de adaptación de la madera a las necesidades formales de proyecto.

Adicionalmente, la madera es un material con un gran atractivo desde el punto de vista de la sostenibilidad, por el inferior consumo energético y emisiones de CO₂ necesarias para su fabricación en comparación con otros materiales.



Figura 8. Vista general.



Figura 9. Pabellón Principal

6. Ficha de la Obra

Arquitectura	Antonio Sánchez Morales, Miguel Mesa del Castillo Clavel AD HOC MSL
Propiedad	Consortio para la construcción del Palacio de deportes de Cartagena (Ayuntamiento de Cartagena, Comunidad Autónoma de la Región Murcia)
Constructora	Palacio de Deportes de Cartagena UTE (Dragados, Emurtel)
Subcontratista madera	Caramés Seoane SL
Consultor Estructural	TEMHA, SL
Superficie Construida	29.584 m ²
Superficie Cubierta	11.000 m ²
Año ejecución	2008-2011
Presupuesto de Licitación	16.863.774,98€

BIBLIOGRAFÍA

CEN - Comité Europeo de Normalización, 2004. EN-1995-1-1 Eurocódigo-5. Proyecto de Estructuras de Madera. Reglas generales y reglas para la edificación.
Herzog, Thomas; Natterer, Julius; Schweitzer, Roland; Volz, Michael; Winter, Wolfgang. 2004 Timber Construction Manual. Birkhäuser

LESLIE E. ROBERTSON, APRENDIENDO DE LA EXPERIENCIA

Hernando, S¹.*, Anaya, J²**

(1) Ayudante Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid

(2) Prof. Asociado Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid

La destrucción los edificios de las WTC Twin Towers de New York, ha supuesto innumerables consecuencias de todo tipo, sociales, técnicas y arquitectónicas. En el mundo de la arquitectura planteó una importante discusión la conveniencia de construcción de los edificios de gran altura.

El trabajo del ingeniero estructural Leslie Earl Robertson sirve de base a esta ponencia, un estudio sobre una parte muy relevante de su obra, que muestra la importancia del diseño estructural en el resultado arquitectónico de un edificio de gran altura y su evolución desde las soluciones de grandes luces ligeras en tubos estructurales hasta los sistemas de rigidización en soluciones contemporáneas, SWFC (Shangai World Financial Center). Con sus innovaciones en la ingeniería estructural, Robertson ha impuesto nuevas formulaciones en el diseño y la construcción de este tipo de edificios.

Su experiencia en el diseño estructural del Trade World Center ha sido determinante en la transformación tipológica de la solución de los tubos estructurales y en la aplicación constructiva de los materiales en los edificios en altura, incorporando con el uso de un amplio catálogo de soluciones técnicas, nuevas caracterizaciones espaciales que identificarán y significarán a tales estructuras como base generadora de la forma arquitectónica de los rascacielos contemporáneos.

Palabras clave: Rascacielos, Estructuras Acero, Estructuras rígidas (Rigid Frame), Tubos estructurales, (Frame Tubes Structure), Técnicas Avanzadas.

LESLIE E. ROBERTSON, LEARNING FROM EXPERIENCE

Hernando, S¹.*, Anaya, J²**

(1) Assistant at the Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas. UPM, Madrid

(2) Associate Proffesor at the Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas. UPM, Madrid

The destruction of the World Trade Center Twin Towers in New York has involved countless consequences of all kinds: social, technical and architectural. In architecture it set out a relevant debate on the convenience of constructing high-rise buildings.

This paper employs the work of the structural engineer Leslie Earl Robertson as a base. It means to be a study of a highly relevant part of Robertson's work, showing the significance of structural design in the architectural outcome of a high-rise building and its evolution from the solutions of light great spans in the framed tubes to the stiffing systems in contemporary solutions, SWFC (Shangai World Financial Center). With his innovations in structural engineering, Robertson has set new formulations in the design and construction of this building type.

His experience in the structural design of the World Trade Center has been a deciding factor in the type's transformation of the solution of framed tubes and in the constructive application of the materials in high-rise buildings, adding with the use of a broad catalogue of technical solutions, new spatial characterizations that will identify and signify those structures as the generating base of the architectural shape of the contemporary skyscrapers.

Key words: High-rise buildings, Steel Structures, Rigid Frame, Tube-frame structural system, advanced techniques.

* susana.hernando.castro@ump.es

** jesuanayadiaz@gmail.com

1. Introducción

Se trata de un trabajo de investigación realizado en el Seminario de Doctorado “Torres y Puentes. Orígenes Estructurales y Constructivos de la Arquitectura del siglo XX y XXI” del Programa de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, dirigido por el Prof. Jesús Anaya Díaz, y motivado por la figura del ingeniero estructural Leslie E. Robertson, a raíz de una entrevista en un medio de comunicación, que trata sobre su experiencia vivida después de la tragedia de los acontecimientos del 11 de Septiembre en Nueva York.

A partir de esta entrevista, surge la inquietud de intentar entender hasta qué punto, la experiencia en el diseño de las WTC Twin Towers de New York, y su posterior caída, han influido en la figura del Ingeniero y en su obra posterior más reciente. En especial sobre la influencia en el diseño del Shanghai World Financial Center, una de sus obras posteriores más importantes, con grandes diferencias, y similitudes también, en relación al proyecto de las Twin Towers de New York.

Con sus innovaciones en la ingeniería estructural, Robertson ha puesto nuevas normas en el diseño y la construcción de edificios altos. Un pionero en el uso de diseño asistido por ordenador, él ha avanzado el arte y la ciencia de teoría estructural de la ingeniería. El trabajo de Robertson sobre rascacielos, cúpulas, puentes, etc. ha transformado la teoría de la ingeniería ayudando a que los arquitectos puedan construir sus ideas.

Robertson también es responsable del diseño estructural de cientos de edificios y estructuras en todo el mundo, el World Trade Center (Nueva York), la United States Steel Headquarters (Pittsburgh), the Bank of China Tower (Hong Kong), Puerta de Europa (Madrid) and the Continental Arena (Meadowlands) así como museos excepcionales en Berlín, Portland (Maine) y Seattle, y el Puente de Museo Miho (Japón).

2. Los edificios de las WTC Twin Towers de New York

El Conjunto del WTC es un complejo en el bajo Manhattan cuyos siete edificios fueron destruidos por los ataque terroristas del 11 de septiembre, actualmente está siendo reconstruido por seis nuevos edificios y un monumento a las víctimas de los atentados.

La construcción de las Torres transcurre entre 1966 y 1973, la situación económica que se avecinaba, debido a las consecuencias económicas de la guerra y los efectos de la crisis energética, influyo en varios aspecto del diseño y la construcción de las Torres, la rapidez y mejor aprovechamiento de éstas fueron claves en aspectos técnicos que se desarrollaron para su construcción.

Las Torres Gemelas fueron levantadas en el año 1966 y en 1973 se inauguró oficialmente el edificio, aunque su construcción real no finalizó hasta 1975. Ostentaron récord de altura hasta el año 1974 que fueron destronadas por las Sears Tower de Chicago.

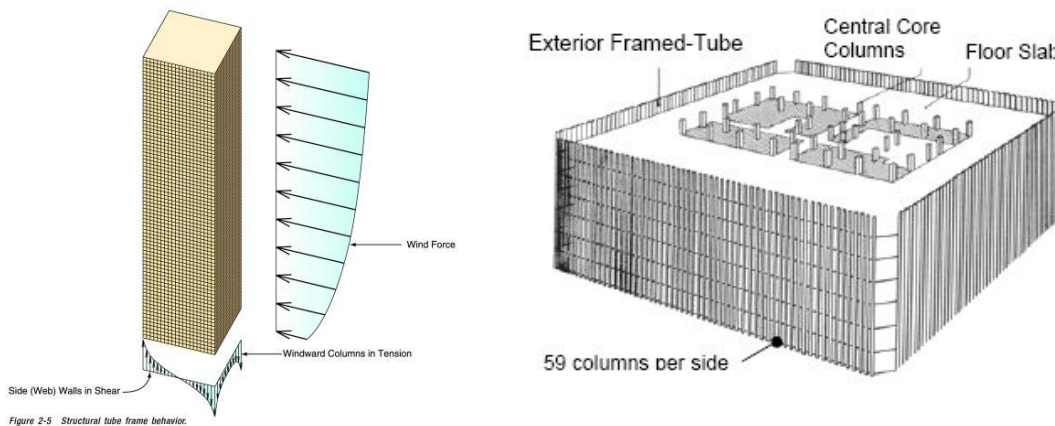
La altura de las Torres era de 417 m cada una de ellas con 110 plantas. Con la antena de telecomunicaciones la Torre Norte llega a alcanzar los 526 m. Ambas con una superficie de 400.000 m² destinados principalmente a oficinas.

El diseño arquitectónico de las Torres fue duramente criticado, y calificado como ejemplo de exhibicionismo y alarde tecnológico innecesario, y hasta el momento de su desaparición no se había estudiado en profundidad ni valorado como un hito de la arquitectura contemporánea.

2.1 El diseño estructural de las Twin Towers de New York

La estructura de ambas torres respondía al tipo "Tube in Tube", con el que se han construido más del 90% de los edificios de altura en las tres últimas décadas.

Este sistema organiza el núcleo central del conjunto de ascensores y escaleras como una rígida columna vertebral resistente (tubo interior), encargada de soportar la mayor parte de las cargas verticales y establece la fachada como una malla metálica estructural (tubo exterior), aprovechando la anchura del edificio como brazo de palanca para compensar las tensiones y las deformaciones originadas por el fuerte viento reinante a una altura de 400 m (donde se pueden alcanzar hasta 200 km/h).



Figuras 1 y 2. Esquemas de funcionamiento del sistema "Tube in Tube"

Se basa en la idea de que un edificio puede ser diseñado para resistir cargas laterales, como si se tratase de un voladizo perpendicular al suelo. Es la más simple encarnación del tubo, el perímetro del exterior se compone de columnas espaciadas, formando una malla, que están atadas mediante conexiones con vigas, comportándose como una gran ménsula en forma de tubo empotrada en el suelo.

El primer edificio en el que se aplicó el sistema de tubo de construcción fue el DeWitt-Chestnut edificio diseñado por Khan y que se construyó en Chicago en 1963. Desde entonces el nuevo sistema estructural de tubos parece enmarcarse en el diseño y la construcción de rascacielos, y ha ido variando para adaptarse a las necesidades estructurales de los rascacielos. Robertson realiza en el diseño de las Torres una importante evolución en esta tipología, que en ese momento era relativamente reciente.

El núcleo central de las Torres Gemelas era un cuadrado de 48 columnas de acero separadas 1 m entre sí y recubiertas por hormigón. Se aprovechó esta zona para elementos comunes o de servicio del edificio como las escaleras, ascensores e instalaciones.

Sesenta pilares de acero, separados 1 m, recorrían cada una de las fachadas de las Torres de arriba abajo. Las ventanas de cristal y pilares metálicos formaban una malla que ofrecían una imagen de solidez. Esta malla estructural exterior está diseñada lo suficientemente resistente a cargas laterales, permitiendo así que el interior del edificio solo existan cargas gravitatorias. En el interior quedan generalmente pocas columnas y siempre centradas, lo que permite mayor utilización del espacio interior.

Las piezas que componen la estructura de la fachada son las llamadas vigas Vierendeel, cada pieza a su vez se compone de 3 piezas verticales a modo de pilares y 3 horizontales a modo de vigas, cada una alcanza las tres plantas de altura, se conectan entre sí de forma contrapeada para una mayor uniformidad de la malla, este tipo de viga puede ser tan eficiente como las atirantadas diagonalmente, pero parece más ligera y menos voluminosa, e interfiere mínimamente en la calidad de los espacios interiores.

Los forjados de las Torres se caracteriza por unas grandes vigas de acero de 20 metros que unían la fachada exterior con el núcleo central, y realizaba la necesaria distribución de las cargas, permitiendo una zona diáfana de oficinas, las instalaciones se albergaban entre estas cerchas metálicas. Se trata de piezas prefabricadas, que apenas necesitaban de una pequeña capa de compresión de 10 cm, esto comparado con otros forjados en rascacielos de gran altura es una gran ventaja, la rapidez de construcción es mucho mayor a no ser necesaria la espera del fraguado del hormigón.

Además de las vigas de acero, que contaban con el recubrimiento necesario de seguridad en caso de incendio, el forjado estaba formado por la capa de compresión de hormigón, aun así las causas del derrumbamiento de las Torres se atribuye principalmente al colapso de los forjados debido a las altas temperaturas del incendio que se produjo por los impactos.

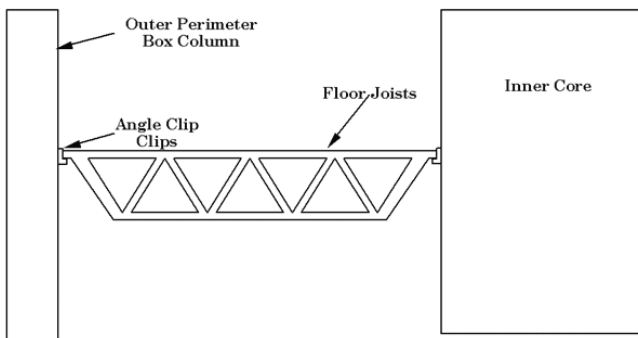


Figura 3. Esquema funcionamiento del forjado

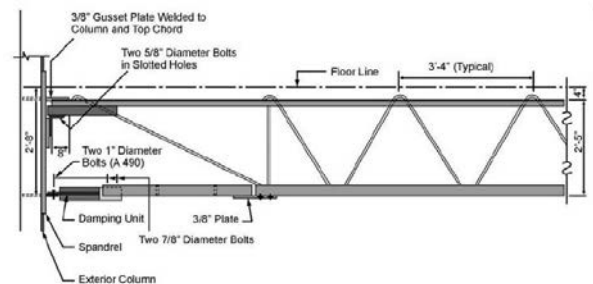


Figura 4. Detalle forjado con sistema damper viscoelástico

Se realizaron completos estudios para el desarrollo de los criterios de diseño estructural respecto al viento. Robertson utilizó un ingenioso sistema de amortiguación: uno que actúa en los extremos de las vigas de forjado como los parachoques en los coches. La masa de la piedra exterior en construcciones como el Empire State Building absorbe o amortigua una considerable cantidad de la energía del viento. En un edificio más ligero como lo son estos, esa energía tiende a moverse más directamente al interior de la estructura. De ahí la necesidad de un sistema de choque-absorción. También este sistema necesita mucha menos estructura y se puede ahorrar en algo tan caro como el acero. Las torres se mueven unos 20 centímetros cada diez segundos con vientos de 160 kilómetros por hora.

Una de las patentes registradas por Robertson es la “Viscoelastic Damper for Buildings”, que consiste en un sistema que actúa como se ha explicado anteriormente y que se aplicó en la estructura de las Torres Gemelas.

3. La Torre Shanghai World Financial Center

El inversor japonés Minoru Mori recaudó la cantidad de 400 millones de euros entre sus inversores para construir un rascacielos que fuese un hito en la ciudad de Shanghai, buscando ser el edificio más alto de Asia, encargó su proyecto a los arquitectos Kohn Pedersen Fox Associates y la ingeniería estructural a Leslie E. Robertson Associates.

La construcción de la Torre comenzó en 1997, pero ese mismo año, Se paralizó la construcción debido a la crisis financiera asiática, fue un período de dificultad financiera que se apoderó de Asia en julio de 1997 y aumentó el temor de un desastre económico mundial por contagio financiero.

Después de más de 5 años de paralización de las obras, de las cuales solo se encontraba terminada la parte de la cimentación, en el año 2003, el promotor japonés recuperó el proyecto con nuevos inversores, la economía asiática empezó a tener uno de los mayores crecimientos del mundo.

El proyecto que comenzó en 1997 pretendía alcanzar 95 pisos de altura, buscaba superar a las Torres Petronas que eran el edificio más alto del mundo, pero durante la paralización del proyecto se construyeron nuevas estructuras, la construcción de la Torre Taipei 101 de 508 m de altura condicionó la construcción del SWFC, cuando ya existía la cimentación, se tuvo que modificar el proyecto para pasar de los 95 pisos iniciales a los 101 que actualmente existen.

“El reto era diseñar un edificio más grande, más alto, más sólido y más ligero que se levantara sobre los cimientos ya existentes” (Leslie E. Robertson)

3.1 El diseño estructural del SWFC

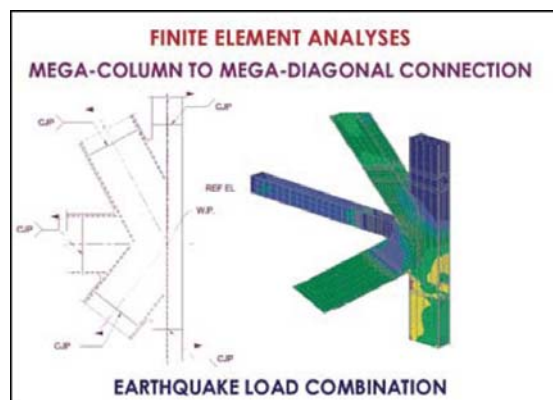
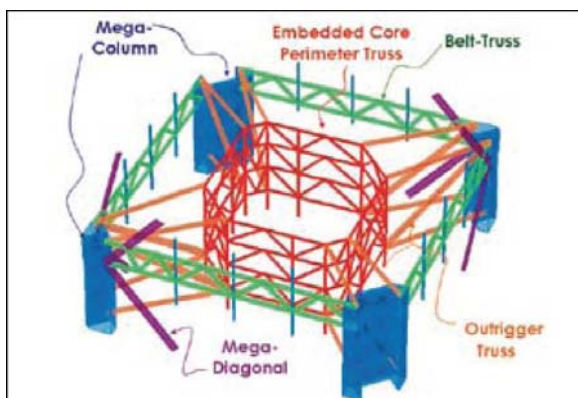
La cimentación se realizó mediante pilares de fricción, 2000 pilares de acero enterrados hasta los 80 metros de profundidad en el barrizal de Pudong. Debido al cambio en el proyecto inicial una vez terminada la cimentación, el ingeniero de estructuras Leslie E. Robertson, tuvo que replantear su diseño estructural, para subir hasta la nueva altura y aligerar el peso para que no sufriera una cimentación que pasó a ser insuficiente.

Desarrolla un sistema modular formado por 12 plantas cada módulo, lo que lo convierte en un edificio en altura formado por varios edificios superpuestos, esta es la gran idea de Robertson que ha convertido este edificio en un hito tecnológico y ha conseguido que recibiera varios premios, entre ellos ha sido premiado por una organización de arquitectos e ingenieros de EEUU como el mejor del mundo finalizado en 2008.

La forma de la torre ha sido diseñada de forma que pueda responder a las solicitaciones de carga y optimizar la estructura portante y los materiales utilizados. La forma de la torre consiste en un prisma cuadrado de 58 metros de lado, intersecado por dos arcos que se doblan hacia arriba hasta llegar a encontrarse. El resultado es una figura geométrica de seis lados, cuya sección cambia en función de la altura del edificio, que se concluye en la cima del rascacielos, a 492 metros de altura, con una sola línea.

La estructura portante que constituye el esqueleto de la Torre se ha puesto a punto gracias a la integración y a la interacción de tres sistemas estructurales, capaces de responder a las solicitaciones propias y externas que puedan pesar sobre el edificio:

- El sistema formado por grandes columnas estructurales, vigas diagonales y vigas perimetrales.
- El núcleo central de servicio con muros de contención de hormigón armado.
- Vigas que enlazan diagonalmente estos dos sistemas.



Figuras 5 y 6. Esquema de funcionamiento de la estructura de la Torre

Se trata por lo tanto de un sistema evolucionado del utilizado anteriormente en el WTC de Nueva York, pero que difiere principalmente los sistemas de rigidización mediante las vigas diagonales

que enlazan los dos tubos estructurales, el central y el de fachada, y además de la división en módulos estructurales independientes cada 12 alturas.

La ciudad de Shanghai es una zona sísmica de mucha importancia, y el código chino de la construcción solo contempla los edificios hasta los 340 metros de altura, por lo que fueron necesarios muchos análisis detallados y específicos del comportamiento de la Torre frente a movimientos importantes de la tierra.

La universidad de Tongji cuenta con el departamento de estudios de pruebas sísmicas más importantes de China, se sometió un modelo del SWFC a una fuerza comparable a un terremoto de magnitud 7 en la escala de Richter, se llegó a la conclusión de que el edificio era seguro y su estructura podría soportar grandes terremotos.

Pero no solo se trata de que el edificio resista a fuertes movimientos, además tienen que ser agradable para el usuario, en este tipo de edificio las plantas superiores sufren el efecto latigazo, producido por los fuertes vientos provocando enormes vibraciones, para evitar esta sensación se han instalado en el piso 90 dos amortiguadores de masa sincronizada.

Cada amortiguador cuenta con 150 toneladas de masa que contrarrestan el movimiento en dirección opuesta, consiguiendo reducir el zarandeo a sólo 1 metro, al no poder elevar tal cantidad de masa de una sola pieza, los amortiguadores están formados por unos marcos que recogen piezas más pequeñas capaces de ser elevadas hasta esa altura por las grúas instaladas en la Torre.



Figura 7. Sistema de amortiguación de masa sincronizada

3.2. La influencia de experiencias anteriores para un diseño de mayor seguridad

Robertson modificó el proyecto después de los acontecimientos del 11-S, utilizando ideas innovadoras que empleó en el WTC-NY, como la rigidización mediante diagonales y el diseño modular, pero con la idea de que pudieran resistir una catástrofe como la ocurrida en el WTC de NY sin colapsar la estructura, y protegiendo a los usuarios de fuego y el humo.

“Tengo la certeza de que ahora el proyecto del SWFC resistiría el impacto de los aviones que surcan el cielo hoy en día” (Leslie E. Robertson)

Cada 12 pisos, se ha dispuesto un piso seguro en el que los usuarios pueden refugiarse en caso necesario. Estas plantas cuentan con ventanas especiales que permiten el acceso de aire fresco, y cuentan con un revestimiento especial ignífugo.

Siendo la estructura del Shanghai World Financial Center una estructura mixta de acero y hormigón, a través de un diseño adecuado se ha podido garantizar una protección óptima frente al fuego y una resistencia al impacto en toda la estructura de acero.

Sin duda alguna, la seguridad de los usuarios de la Torre del Shanghai World Financial Center ha sido una prioridad para sus diseñadores.

4. Conclusiones

En la figura del Ingeniero Estructural Leslie E. Robertson se puede apreciar que a pesar de la profunda conmoción que le causaron la caída de las Torres y el gran dolor que todavía soporta, ha sabido “aprovechar la situación” aprendiendo de una experiencia tan importante, le ha llevado a evolucionar en su forma de proyectar estructuras de grandes rascacielos, cambiando las

prioridades y desarrollando nuevos sistemas capaces de proteger al usuario frente nuevos peligros existentes.

Tanto las Torres Gemelas como el Shanghai World Financial Center cuentan con características comunes, ambas se vieron condicionadas con graves crisis económicas, por lo que la rapidez en la construcción y la economía de medios pudo jugar un papel importante en las decisiones de proyecto, en las Torres este hecho pudo ser un factor importante de la destrucción, pero por el contrario en la Torre SWFC, la prioridad ha sido la seguridad estructural y la facilidad de evacuación de los usuarios.

En ambas la construcción mediante grandes piezas prefabricadas y con la ayuda de modernos instrumentos han facilitado enormemente el proceso, abaratando y ahorrando mucho tiempo, esta idea ya utilizada en la construcción del World Trade Center se ha aprovechado mejorando en la medida de lo posible 30 años después para conseguir unos excelentes resultados.

Nunca la pérdida de un edificio afectó tanto a un país, incluso a todo el mundo, pero la forma en la que afectó al ingeniero de estructuras Leslie E. Robertson nos ha servido para entender mejor su trabajo y valorar su obra.

BIBLIOGRAFÍA

- AA.VV. "Rascacielos". 1991. Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S. de Arquitectura. Cátedra de Construcción III. Editor: ETS de Arquitectura.
- Bennett, David. 1995 "Skyscrapers : the world's tallest buildings and how they work". Editor: Aurum Press
- Cobrerros Vime, Miguel Angel. 1998 "Tipologías estructurales de edificios en altura". Editor: Grupo de Investigación Tecnología Arquitectónica de la Universidad de Sevilla
- Höweler, Eric. 2003. "Skyscraper : designs of the recent past and for the near future" Editor: Thames & Hudson
- Riley, Terence . 2003. "Tall buildings" Editor: The Museum of Modern Art,
- Ruan, Xing. 2006 "Newchina architecture" Ed. Periplus,.
- Wright, Herbert. 2008.Rascacielos. Ed. Philip de Ste. Croix,. Zukowsky, John 2000 "Skyscraper: The new millennium edited by John Zukowsky and Martha Thorne". Editor: Prestel,.

DISEÑO ESTRUCTURAL. DEL BOCETO A LA REALIDAD

Luis Irisarri*, Josu Goñi, *Ivan Uzcudun*

(1) *LANIK Ingenieros*

Un edificio nace de una necesidad, que produce un boceto, una idea de un arquitecto que lleva a un diseño. Este diseño necesita ajustarse a muchos criterios: funcionalidad, espacio, durabilidad, coste, eficacia,... El convertir esa idea del arquitecto en una realidad es lo que llamamos evolución del diseño. Es un proceso complejo imposible de resumir y por ello nosotros queremos centrarnos en la parte que conocemos, la parte estructural, una de las más complejas de las mencionadas.

El uso de herramientas informáticas de diseño, cálculo y la automatización de la fabricación basada en estas herramientas permite que el proceso de diseño desemboque en soluciones estructurales de formas complejas sin merma notable del coste de dichas estructuras. Así, desde la experiencia de LANIK en el diseño de estructuras modulares ligera, se ha constatado cómo el desarrollo de tecnologías de diseño y fabricación ha ido estrechamente ligada a la evolución de las soluciones arquitectónicas.

Como último ejemplo de esta evolución conjunta, el desarrollo del sistema monocapa modular de fabricación y montaje equivalente a las mallas espaciales tradicionales, ha permitido llegar a diseños definitivos de estructuras monocapa a costes razonables que hace pocos años hubieran sido descartados por su elevado coste. Como ejemplo de procesos de diseño que concluyen en soluciones complejas pero económicamente viables proponemos las siguientes estructuras: Mall del centro comercial Marineda Plaza en la Coruña y estructura de cubierta para el Buesa Arena.

Palabras clave: evolution, transformación, solución estructural, estructura monocapa.

STRUCTURAL DESIGN. FROM SKETCH TO REALITY

Luis Irisarri*, Josu Goñi, *Ivan Uzcudun*

(1) *LANIK Engineers*

A building borns of a need. It produces a sketch, an idea of an architect who leads a design. This design needs to meet several criteria: functionality, space, durability, cost, efficiency... To turn that idea into reality is what we call evolution of design. Because it is complex and impossible to summarize we want to focus on the part we know, the structural parts, one of the most complex of the above.

The use of computer tools for design, calculation and manufacturing allows the design process leading to structural solutions of complex shapes without a substantial increment in the cost of these structures. Thus, from LANIK experience in designing lightweight modular structures, we have noted how the development of design and manufacturing technology has been closely linked to the evolution of architectural solutions.

As a last example of this co-evolution, the development of monolayer modular system of manufacturing and assembly, equivalent to the traditional space frame design, has allowed us to reach final monolayer structures at reasonable cost that a few years ago would have been discarded by their high cost. As an example of design processes that end in complex but economically viable solutions we propose the following structures: Mall in the Marineda Plaza shopping center, and the roof structure for Buesa Arena.

Keywords: evolution, transformation, structural solution, single layer structure.

lirisarri@lanik.com

Introducción

El presente trabajo trata de exponer cómo los proyectos evolucionan desde el concepto básico inicial del arquitecto hasta la materialización final en obra. Además la utilización de desarrollos tecnológicos en todo el proceso hace viable la realización de proyectos que hace pocos años parecían imposibles. Durante este proceso se ha de conjugar muy diferentes aspectos como pueden ser: necesidad, funcionalidad, estética, coste, etc.

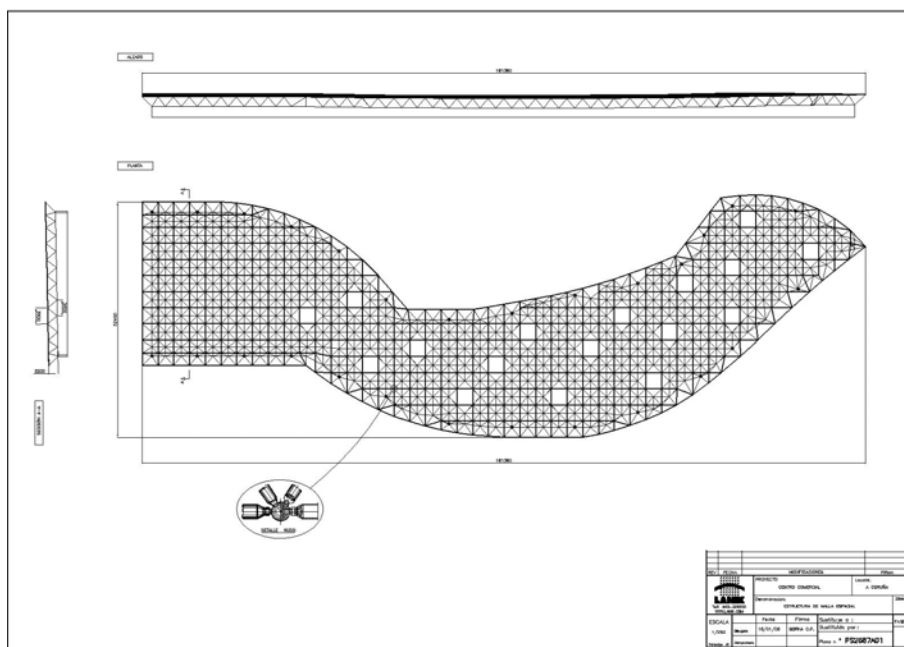
En su fase inicial surge la idea del arquitecto para solucionar una determinada necesidad. Esta idea conceptual muchas veces viene expresada en un simple boceto o borrador al que hay que darle forma en una solución estructural concreta, y ahí un largo y apasionante trabajo para llegar a la solución final que cumpla con los requisitos fundamentales del proyecto.

Para mostrar dicha evolución nos vamos a centrar en dos proyectos de reciente construcción:

MARINEDA PLAZA, La Coruña

En este proyecto el arquitecto Jaime Martínez de MMO arquitectos, La Coruña, solicitó a LANIK la cubrición del mall principal del centro comercial Marineda, con un lucernario de vidrio que tuviera cierta entidad. En planta dicho lucernario tenía una geometría irregular cuyas medidas principales eran 155 m de largo por una anchura variable entre 20 y 40m. Obviamente el tema del coste era importante, dada la importante superficie de unos casi 5.000 m².

Inicialmente se propuso una estructura sencilla y de coste controlado, tipo malla espacial; a la que posteriormente se le materializó unos huecos intermedios para exutorios. Dichas propuestas pueden verse en la figura 1.



Dicha propuesta se desestimó por carecer de valor estético, justo en la zona más noble del centro comercial.

Como segunda opción LANIK propuso una estructura completamente monocapa con modulación triangular que tanto éxito había tenido tanto en la cúpula del centro comercial Victoria Square en Belfast, Irlanda del Norte, así como en el Palacio de Comunicaciones de Madrid.

Figura 1

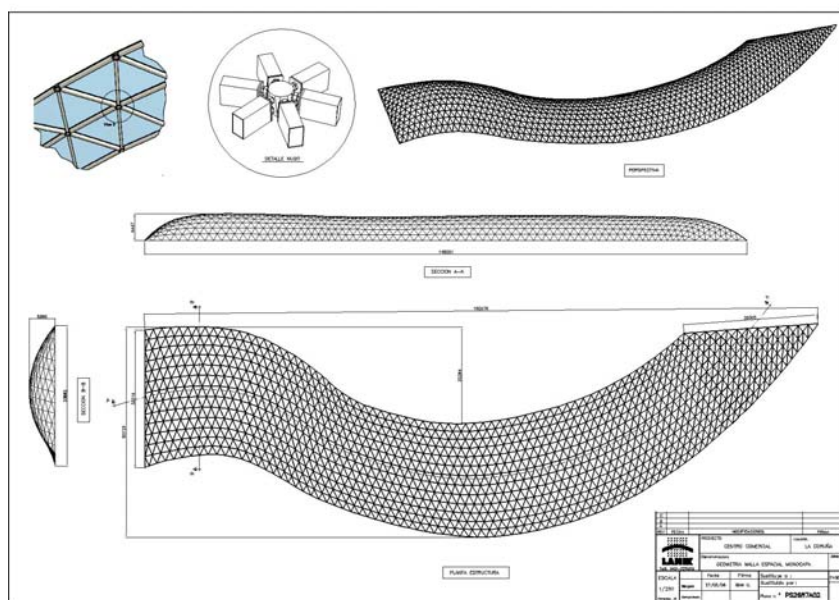
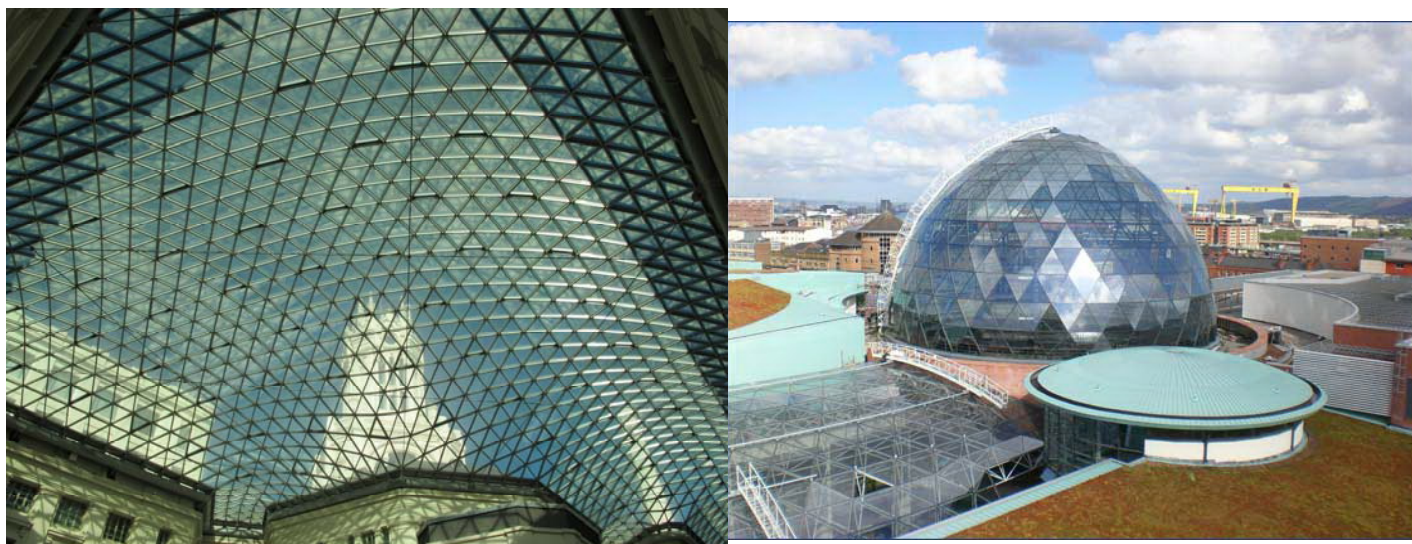


Figura 2

Esta opción estéticamente fue muy bien valorada, pero económicamente no cumplía los requisitos del proyecto; así que se consideró una opción intermedia con un franja central de lucernario pequeño materializado con estructura monocapa y vidrio, mientras que el resto se diseño con una malla espacial con un cerramiento opaco más económico.

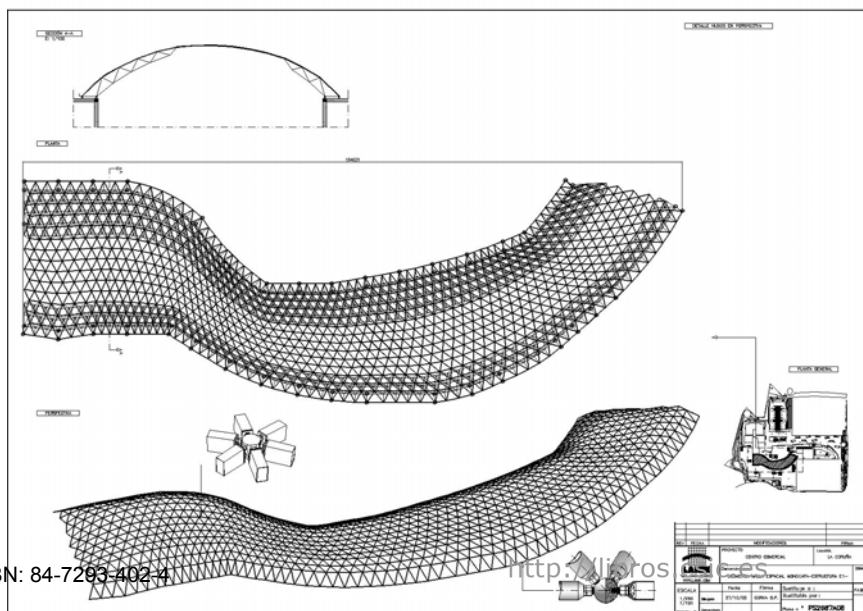


Figura 3

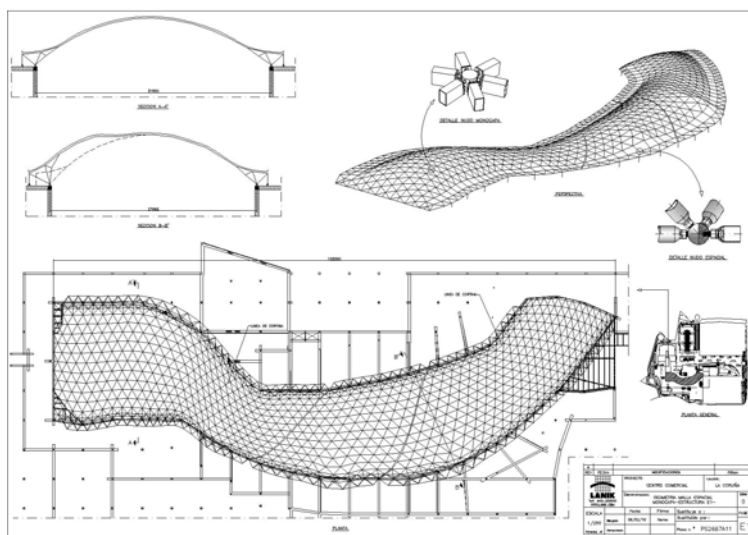
Durante los últimos años, con el desarrollo y uso de

procesos automatizados de diseño, cálculo, y fabricación, el coste y el tiempo de desarrollo del proyecto de este tipo de estructuras se ha reducido notablemente, con lo que hoy en día es más factible que dichas estructuras sean proyectadas en una gran variedad de proyectos, algunos con presupuestos no demasiado elevados.

En particular en este proyecto se constató que dicho lucernario era insuficiente para la entidad del proyecto “Marineda”, uno de los centros comerciales más grandes de Europa; y con la ayuda de los mencionados últimos desarrollos tecnológicos se consiguió ampliar notablemente dicho lucernario de vidrio hasta conseguir que más del 70% de la estructura fuese con este sistema monocapa y cerramiento de vidrio.

Finalmente por razones arquitectónicas se solicitó la formación de tres “protuberancias” en la estructura, que complicaban aún más la generación de la geometría, y el resto de los procesos; pero se ensalzaba aún más el valor estético y diferenciador de este tipo de estructuras sin afectar prácticamente al coste, con lo que el resultado final obtenido puede calificarse de espectacular, como puede verse en las siguientes imágenes.

Figura 4



La estructura monocapa final está formada por *unos* 2400 elementos barras y 800 nudos, todos ellos diferentes entre si, ya que por razones de tolerancias estructurales las barras y nudos se han de fabricar con tolerancias de decimas de mm, y no se pueden agrupar en elementos parecidos, algo poco habitual en el campo de las estructuras de edificación.

Esto sólo se consigue con un diseño por ordenador y una conexión directa con una producción automatizada utilizando centros de mecanizado de

última generación y máquinas de soldadura robotizadas. De esta manera se pueden fabricar automáticamente y sin intervención manual de ninguna persona miles de elementos sin posibilidad de error y con unas tolerancias extremadamente ajustadas.

BUESA ARENA

La ampliación del pabellón Buesa Arena nace de una necesidad por difundir y disfrutar de los éxitos cosechados a nivel nacional e internacional estos últimos años por el equipo Vitoriano Basconia.

Merece hacer un breve repaso por la amplia historia de este pabellón puesto que de esta manera comprenderemos mejor la evolución que ha sufrido a nivel funcional y estructural desde el año 1.975 hasta el día de hoy.

La primera función que tuvo la estructura espacial original fue la de cubierta como plaza para el ganado en aquel entonces barrio de Zurbano gracias al imparable crecimiento y expansión que tenía Vitoria en aquellos años.



En aquella época el club Vitoriano de baloncesto disponía del pabellón Mendizorroza con capacidad para 3.500 espectadores que se quedaba pequeño partido tras partido.

En 1.989 y coincidiendo con la normativa ACB en la que obligaba a tener pabellones con un aforo mínimo de 5.000 espectadores, llevó a la Diputación de Álava a reconvertir la plaza de ganado en un recinto multiusos que albergara los partidos del club Basconista y sirviese para organizar a su vez conciertos y otro

tipo de eventos de la ciudad.

Este proyecto fue aprobado finalmente en el año 1.990 liderado por el diputado Fernando Buesa que acometió la aprobación final del proyecto de construcción del Pabellón Araba.



Sólo 8 años después el mismo escenario volvería a sufrir una nueva transformación. El Basconia desde su llegada al Pabellón Araba sufrió un crecimiento deportivo tan espectacular que volvía a quedarse pequeño.

Así en el verano del 1.998 se alzaba la cúpula de estructura espacial del pabellón para ganar 19 metros de altura sobre 12 torres de hormigón armado y así incrementar el gradería hasta llegar a un nuevo aforo de 9.200 localidades.



Y de nuevo en el verano de 2007 la Diputación acometía unas obras para ganar varios cientos de localidades al aforo dejándolo este en 9.700 localidades tras sumar varias filas en los laterales inferiores de la pista.



Pero la transformación del recinto no quedaría ahí. En el año 2.008 la Diputación junto con el club y un comisionado de la Euroliga de Baloncesto anuncian una nueva remodelación integral que llevará al pabellón a disponer de hasta 15.000 localidades, cumpliendo así los requisitos de la máxima competición Europea y pudiendo así albergar eventos tales como la propia Final Tour entre otros múltiples eventos propios de la ciudad.

Por lo tanto a nuevo pabellón Buesa Arena nace de una necesidad de crecimiento tanto a nivel institucional como deportivo, de una necesidad funcional en la que se pueda complementar con otro tipo de eventos propios de la ciudad y de una necesidad de espacial y funcionalidad para poder realizar un proyecto de ampliación de manera eficiente.

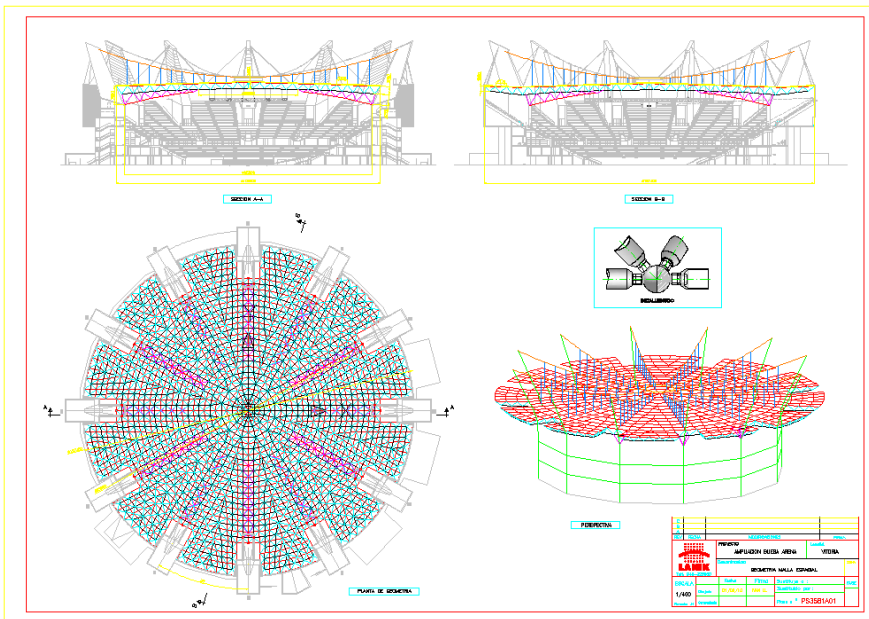
Dejando la historia a un lado y centrándonos en el proyecto que nos ocupa, podemos decir que los primeros contactos con la ingeniería y el departamento de arquitectura de la diputación se realizaron a primeros de Agosto del año 2.010.

Tenían una serie de bocetos e ideas del sistema estructural que querían emplear y de cómo debería funcionar estructuralmente con el conjunto existente.

La estructura consistía en una malla espacial tetraédrica de modulación reducida y canto 2,4m para una luz de unos 96m. La estructura apoyaba sobre la ampliación de 12 torres de hormigón armado en su parte inferior y a su vez quedaba suspendida de 12 cables en catenaria que nacían de la parte superior de las 12 torres y morían en un anillo de tracción en la zona central de la cubierta.

Partiendo de ese concepto estructural y de una serie de planos y bocetos facilitados por la ingeniería y el departamento de de la diputación LANIK comenzó la colaboración para obtener una estructura acorde a las necesidades solicitadas.

Tras unos primeros análisis se optó por modificar la geometría tetraédrica por una semioctaédrica y de dimensiones mayores en su modulación. Esto permitía reducir el número de elementos estructurales de manera significativa lo que se traducía en una estructura más ligera y económica. Debido a las fuertes succiones de viento a las que estaba expuesta la estructura se reforzó por su parte inferior con 12 nervios que la dotaban con la capacidad suficiente como para aguantar los esfuerzos de inversión que producía ese viento mientras la catenaria seguiría trabajando por todas aquellas cargas a presión.



Unos cálculos después nos dimos cuenta que al añadir los nervios inferiores la catenaria empezaba a dejar de trabajar y empezaba a carecer de sentido estructural y hasta casi no tener sentido, puesto que la rigidez del conjunto de la estructura espacial era casi suficiente por si sola como para trabajar de manera óptima.

Tras varias deliberaciones con la ingeniería y el departamento de arquitectura se decidió sustituir los cables en catenaria por unos tirantes

que terminarían de aportar el dimensionado y la solución estructural necesaria para que el conjunto funcionase.

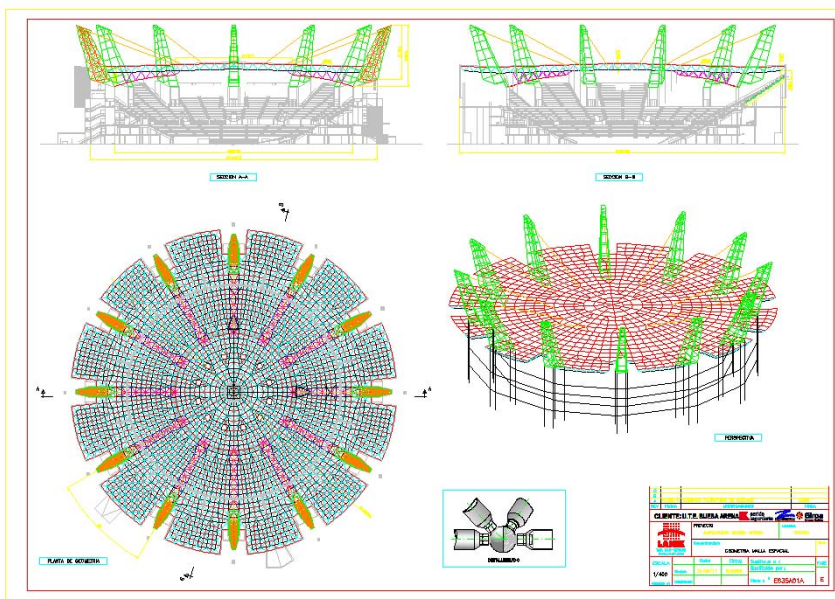
Llego la hora de intercambiar reacciones, esfuerzos, deformaciones y resto de resultados del cálculo estructural conjunto que se estaba realizando en colaboración con la ingeniería y la arquitectura y de analizar los mismos.

Para intentar aligerar más el conjunto de torres de hormigón armado se acordó realizar la parte superior de las mismas mediante estructura espacial, de tal manera que el sistema estructural de cubierta recaía únicamente en el sistema estructural de malla espacial y tirantes metálicos.

Se siguió optimizando la modulación geométrica de la estructura en busca de la economía y la estética establecida originalmente y añadiendo partidas de pasarelas, marcadores, plataformas elevables, sobre cargas de utilización, etc.

Durante estos 14 meses de colaboración y elaboración del proyecto gracias a las herramientas informáticas de diseño que permiten elaborar geometrías complejas y modificarlas durante su evolución sin un mayor exceso de trabajo, gracias a

las herramientas de cálculo que permiten resolver y calcular conjuntamente elementos estructurales tan dispares y complejos como el hormigón armado y la estructura espacial y gracias a la automatización de la fabricación de la que disponemos en la actualidad para fabricar elementos tan estandarizados hacen posible llegar a conseguir diseños, cálculos y fabricaciones de estructuras modulares, ligeras y complejas a un coste realmente competitivo.



EVOLUCIÓN Y SOSTENIBILIDAD DE FORJADOS PLANOS IN SITU

Liébana, O.^{1,*}, G. Pulido, M.D.¹, Gómez Hermoso, J.²

(1) *Universidad CEU San Pablo, Madrid, España*

(2) *Universidad Politécnica de Madrid, España*

La ejecución de forjados postesados en estructuras de edificación ha crecido en los últimos años, sin embargo, las losas macizas para forjados bidireccionales o los forjados unidireccionales de viguetas siguen siendo los más utilizados por su sencillez y rapidez de ejecución, requiriendo baja especialización. En muchos países las características de esta solución hacen posible que compita económicamente con los forjados tradicionales, sin embargo no es el caso en países como España. La introducción de criterios de sostenibilidad y especialización de la construcción puede permitir a este sistema introducirse en el mercado, lo cual se traduciría en menores costes, mejor rendimiento y centrarse en la construcción sostenible.

Se han estudiado diferentes soluciones de luces no singulares, según cuantías, y se ha cuantificado el impacto medioambiental con un criterio basado en las emisiones de CO₂. Con estos datos podemos valorar que el estado actual no responde a razones económicas, sino que responde a una combinación de razones como la falta de conocimientos técnicos de proyectistas y constructores o deficiencias de los códigos en vigor. Los forjados postesados no siempre serán la solución más óptima ni sostenible pero debería evaluarse junto con técnicas más conocidas de la construcción considerando requisitos actualizados. La introducción de criterios de sostenibilidad en construcción debe ser una evolución necesaria.

Palabras clave: sostenibilidad, forjado plano, cuantías mínimas, emisiones de CO₂

EVOLUTION AND SUSTAINABILITY OF IN-SITU CONCRETE FLAT SLABS

Liébana, O.^{1,*}, G. Pulido, M.D.¹, Gómez Hermoso, J.²

(1) *Universidad CEU San Pablo, Madrid, Spain*

(2) *Universidad Politécnica de Madrid, Spain*

Use of post-tensioned floors in building structures has been growing in recent years; however, two way solid slabs and one-way precast ribbed floor are still the most used solutions for its simplicity and speed of execution requiring low-skilled people. In many countries the characteristics of this solution make it possible to compete economically with traditional in-situ concrete floor slabs; however, this is not the case in some other countries like Spain. Introduction of sustainability criteria and specialization in construction can allow this system to be introduced in market, which can also mean lower costs, improved performance and focusing on sustainable construction.

Different no standard spans solutions have been studied, in terms of material quantities and it has also been assessed environmental impact using criteria based on CO₂ emission. With these data we can estimate that current situation does not respond to economic reasons, but to a combination of reasons such as lack of technical knowledge of designers or builders, or deficiencies in existing codes. PT slabs will not always be the most suitable and sustainable option, but it should be evaluated as well as other more familiar techniques of construction with updated requirements. Introduction of sustainability criteria in construction must be a necessary evolution.

Key words: sustainability, flat slab, minimum reinforcing ratios, CO₂ emission

(*) e-mail: oliebana@ceu.es

1. Introducción

El concepto de forjado plano hormigonado in situ se aplica a los elementos horizontales de los edificios sin descuelgues que se ejecutan en obra sin elementos prefabricados y con un sistema de encofrado continuo. Dentro de los forjados planos in situ se incluyen los forjados unidireccionales y los forjados sin vigas, los primeros tienen claramente diferenciados los elementos secundarios (viguetas o nervios) de las vigas principales. Los segundos son los elementos horizontales planos de los edificios que mecánicamente funcionan como un conjunto, enfrentándose a los esfuerzos de flexión, cortante y torsión según su esquema estructural de forma bidireccional en forjados reticulares o losas macizas. Los aligeramientos pueden ser recuperables o perdidos.

El forjado actual en edificación tiende a ser plano y ejecutado in situ debido a sus ventajas económicas y prácticas. En España están muy implantados los forjados unidireccionales aligerados con viguetas pretensadas en la edificación residencial, aunque desde hace unos años existe una tendencia a soluciones in situ con aligeramientos perdidos. En cuanto a los edificios públicos, las soluciones bidireccionales han sido las más utilizadas, siendo actualmente las losas macizas las más frecuentes por su facilidad de ejecución. El uso del pretensado con armadura postesa en forjados, que ha aumentado sobre todo en soluciones singulares en los últimos años, permite menor espesor de forjados, y por tanto estructuras más ligeras, menor cantidad de hormigón y acero pasivo, así como ventajas en el transporte y almacenaje de los materiales y de la mano de obra. También podría mejorar plazos de descimbrados, mejorar en durabilidad, comportamiento ante el fuego, frente a las deformaciones y reducir las alturas de los edificios. Estas ventajas tanto de diseño, mecánicas, como económicas, permite la competencia directa en otros países con el resto de forjados in situ en luces convencionales, pero no en España.

2. Sostenibilidad

2.1. Índice de sostenibilidad de la EHE-08

El índice de sostenibilidad de las estructuras de hormigón armado del código español cuantifica la contribución de las estructuras a la sostenibilidad desarrollado en el proyecto o en la fase de construcción a partir de la aplicación de indicadores. Principalmente estimula el estudio del ciclo de vida completo del edificio, el uso de hormigón de árido reciclado, la reducción y mitigación del impacto por la ampliación de su vida útil. También promueve el uso de materiales reciclados y la reducción del impacto de la estructura del edificio. Sin embargo, no refleja suficientemente las soluciones que ayudan a la optimización de materiales y sólo se centra en el correcto uso de las soluciones elegidas.

2.2. Otros índices y pretensado

Existen índices en todo el mundo con varios enfoques como la valoración de actuaciones (LEED-USA), otros basados en indicadores de impacto en el análisis completo del ciclo de vida (BREEAM-Reino Unido), o basados en valoración de impactos por *ecopuntos* como comparación y mejora medioambiental de diseño (CASBEE-Japón). Por ejemplo, el LEED es deficiente y se necesitan cambios que reflejen significativamente las contribuciones a la sostenibilidad real del hormigón estructural postesado. No recompensa la reducción de cantidad de material, asociada a su incidencia en el transporte, almacenaje, ejecución o gasto, tampoco la tremenda reducción a largo plazo de ahorro de energía por reducción de climatización o hasta la reducción de empleo de ascensores en edificios de gran altura durante la vida útil. El sistema de postesado puede reducir los elementos verticales, la menor cantidad de material disminuye el peso del edificio, reduciendo cimentación y muros, minimizando excavación. La reducción de espesores permite menores alturas, con reducción de CO₂, contaminación, ejecución y mantenimiento. Durante la vida útil, la reducción del volumen contribuye a una importante reducción de la energía necesaria de calor para acondicionar todo el espacio.

2.3. Emisiones de CO₂

El CO₂ del proceso de fabricación del cemento se produce por la producción del clinker a partir del calentamiento de la caliza. La cantidad total de CO₂ producido varía del tipo de cemento. A nivel mundial se estima que se emiten unas 100 millones de toneladas a la atmósfera al año. El mercado futuro de emisiones, que aumentará el coste a las empresas y estados obligará a unas reducciones sustanciales de emisiones a través de una mayor eficiencia en la producción y la optimización de *ecocementos*.

Los materiales utilizados en el hormigón representan dos veces la producción mundial del resto de materiales constructivos. La fabricación del cemento libera aproximadamente el 5% del total de emisiones de CO₂ a la atmósfera anualmente. Estas cifras destacan el uso intensivo de los recursos naturales y la emisión de gases que contribuyen significativamente al calentamiento global. En la actualidad, parte del cemento está siendo reemplazado por adiciones minerales, como cenizas volantes, escorias y otros subproductos, con el fin de reducir el impacto ambiental y aumentar la durabilidad y mejorar las propiedades del hormigón. El hormigón es el material ideal para la utilización de residuos industriales en su fabricación, ya que la energía utilizada disminuye en gran medida con el aumento de las adiciones, y el cemento supone el 80% de la energía total de la fabricación del hormigón.

3. El estudio

3.1. Forjados, cargas, materiales y luces

Se ha realizado un estudio sobre un edificio tipo urbano de planta cuadrada de 40x40 m., con ocho plantas y dos sótanos, en el que no tienen incidencia especial los efectos térmicos, del viento y de resistencia al fuego sobre rasante. Existen dos núcleos de comunicación, medianeras, zonas de voladizo no singular, y se resolverá la misma superficie con diferentes luces en el eje x e y. Se han contemplado tres parámetros variables, luces de 5 a 10 metros, dentro de la edificación no singular. El segundo parámetro es el del uso, el tercero es el tipo de forjado, siempre in situ y plano, planteando losas macizas (armadas y postesadas), aligeradas (perdido o recuperable) y unidireccionales de pórticos (recuperables, cerámicos o de hormigón). Esto supone un total de 294 edificios proyectados según EHE-08 y CTE, con criterios de dimensionado habitual de proyecto constructivo y no estricto, aplicando reglas de buenas prácticas y sencillez constructiva, aunque ello implique cierta rebaja en optimización del material. Con la medición de materiales se realizará un cálculo de emisiones de CO₂ de cada uno y se estudiará por comparación la repercusión de los tres parámetros.

3.2. Sistema de postesado adherente

El sistema adherente tiene importantes ventajas: alta capacidad a flexión, buena distribución de la fisuración, buena protección frente a la corrosión, capacidad para realizar posteriores huecos y mayor facilidad en su demolición. Hay desventajas como una operación adicional de inyección y una ejecución más laboriosa. Pero el uso de tendones adherentes contribuye a reducir la cuantía de acero total, lo que implica en cualquier caso una solución más sostenible. Para las soluciones postesadas, se han utilizado vainas planas que maximizar la excentricidad del pretensado y minimizan el refuerzo con barras. Los tendones están formados por cordones (de 2 a 5) con un ancho de 70mm y un espesor de tan sólo 20mm.

3.3. Espesor mínimo

Para la elección del espesor de forjados, el proyectista debe tener en cuenta las deformaciones máximas, la resistencia a cortante, la resistencia a fuego (especialmente en soluciones aligeradas) y recubrimientos necesarios por durabilidad. En el estudio, la selección la determina la experiencia personal o consideraciones de máximas esbelteces recomendadas en la EHE-08 y EC-2, aunque la decisión a menudo viene originada por la gran influencia de las cargas de servicio de cada forjado. En todos los casos se realizará la comprobación de deformaciones máximas, con gran atención a soluciones esbeltas de losas armadas fisuradas. Es especialmente sencillo el control

de deformaciones de soluciones postesadas no fisuradas, tanto en la práctica como en este estudio.

Al no aplicar soluciones con ábacos descolgados, los esfuerzos de punzonamiento marcan en ocasiones el espesor de losas en soluciones postesadas. Guías de diseño internacionales como Concrete Society (CS), Post-Tensioning Institute (PTI), Federation International du Beton o Cement Concrete & Aggregates Australia (CCA) recomiendan unas esbelteces para este tipo de losas dependiendo de las luces, cargas y del tipo de forjado, con grandes diferencias de espesores, especialmente bajos en EEUU. En el estudio se utilizan espesores desde los 160 mm en losas postesadas de 5 metros hasta un máximo de 520 mm como rango de utilización en edificación no singular.

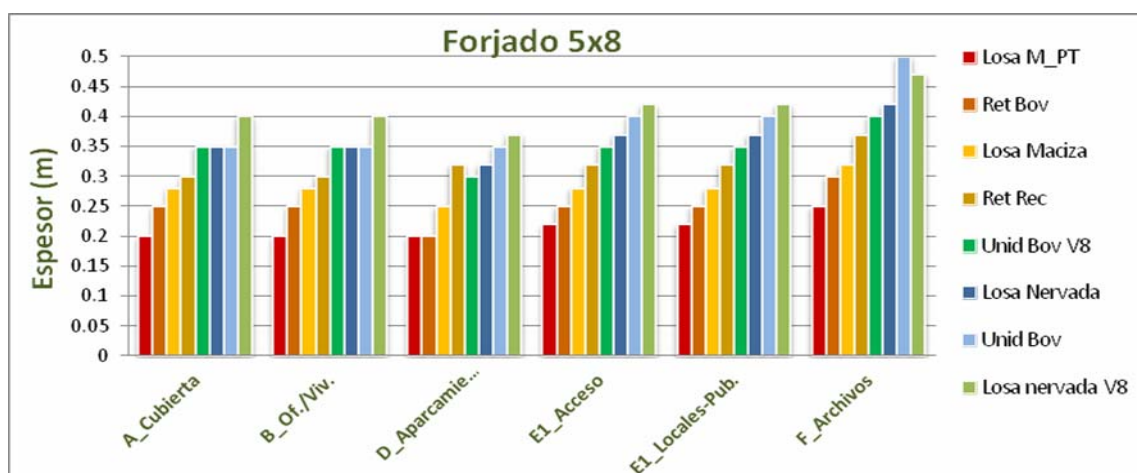


Figura 1. Espesores utilizados en el estudio para forjados unidireccionales de 5x9 metros.

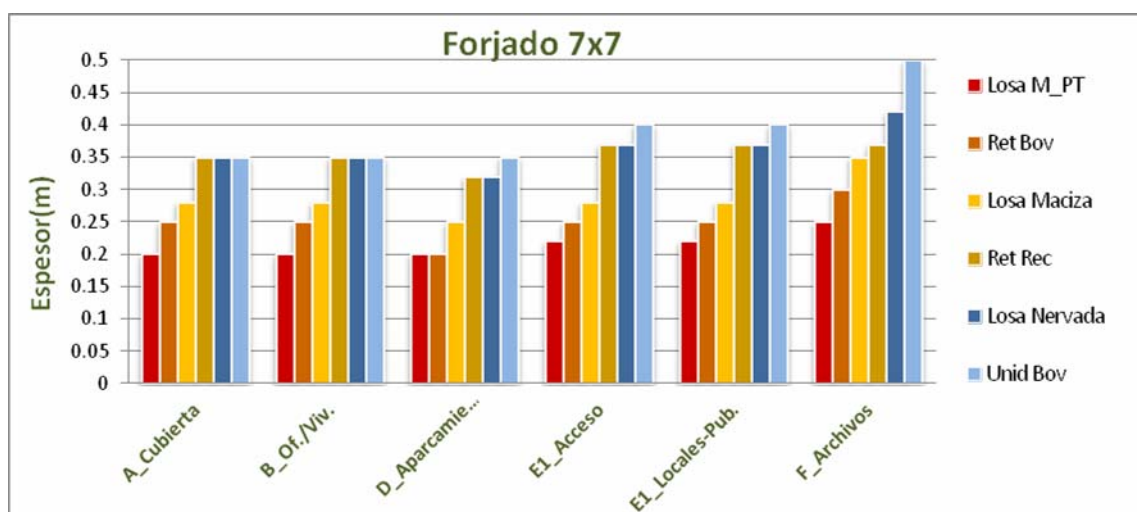


Figura 2. Espesores utilizados en el estudio para forjados de 7x7 metros.

3.4. Cuantías mínimas para el control de fisuración

La fisuración de forjados es inevitable y la estrategia del estado límite de fisuración es que esta situación no suponga un inconveniente en su utilización. En losas postesadas, es necesario disponer una armadura pasiva mínima que junto al pretensado permita cumplir los requisitos de ELS y ELU, en el momento de transferencia, en servicio y tras las pérdidas totales de de pretensado, teniendo en cuenta así mismo los criterios de durabilidad y fuego. Las cuantías geométricas mínimas de elementos parcialmente traccionados se definen para controlar la fisuración debida a deformaciones impuestas producidas por temperatura y retracción. En los casos en los que se tienen en cuenta el control de fisuración por otros medios como el pretensado, en el que las zonas traccionadas no superen la resistencia media a tracción f_{ctm} no es necesario disponer armadura mínima.

La norma española no presenta cuantías mínimas específicamente para losas postesadas, por lo que a menudo se proyecta según los criterios de la norma americana ACI318-11, que tiene unos criterios sencillos y poco restrictivos. Según la norma americana, todas las losas deben tener un mínimo de refuerzo adherido (con barras o cordones adherentes) sobre pilares en momentos negativos que distribuya la fisuración y en zonas de momentos positivos no es necesario el refuerzo si la fibra traccionada no excede $0.17\sqrt{f'c}$. De acuerdo al EC2, en elementos pretensados, no existen mínimos en secciones donde la tracción es inferior a $\sigma_{ct,p}$ bajo la combinación característica.

Si el proyectista utiliza los criterios de la norma española para elementos armados, la solución será más cara que en otros países, esta decisión supone más de $5,5 \text{ kg/m}^2$ de acero, con el consiguiente aumento de emisiones de CO_2 . Parece lógico no tener que incrementar cuantía de acero pasivo cuando se controla la fisuración por tracción con el pretensado, siempre que se tenga en cuenta el control de la retracción.

3.5. Emisiones de CO_2 a partir de la cantidad de material

Las emisiones de CO_2 se han calculado para los diferentes forjados a partir del banco de datos "BEDEC 2011", ITEC. Esta fuente ofrece datos ambientales (residuos, los costes de energía y las emisiones de CO_2) y la información de los precios de los elementos constructivos de este año. El coste de la energía incluye la extracción y transformación de sus componentes, no se incluyen la transformación de la materia en un elemento específico o el transporte a obra.

A partir de estos valores se pueden obtener el porcentaje de repercusión de cada componente respecto al total de la solución de forjado y entender sus características para mejorar la sostenibilidad en su aplicación (figuras 3-4).

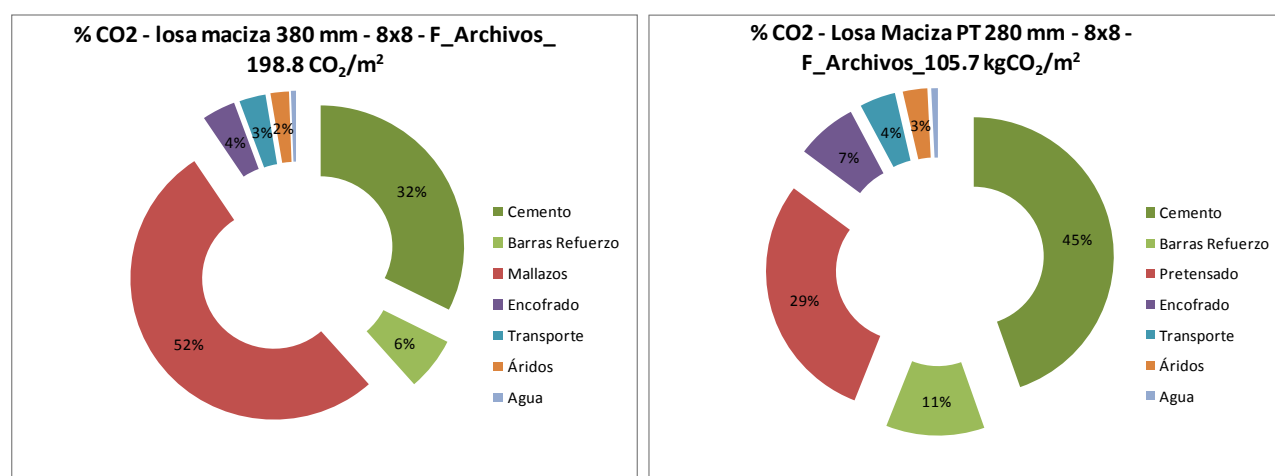


Figura 3. Emisiones de CO_2 con luces de 8x8 según origen en Losa Maciza Armada y Postesada.

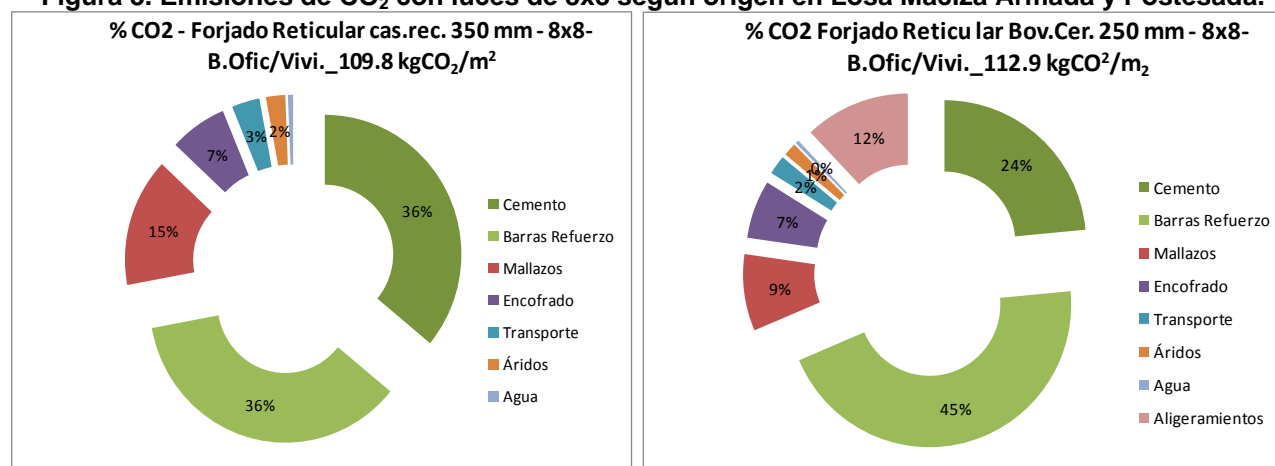


Figura 4. Emisiones de CO_2 según origen en Forjado Reticular de Casetón Recuperable y Perdido.

4. Resultados

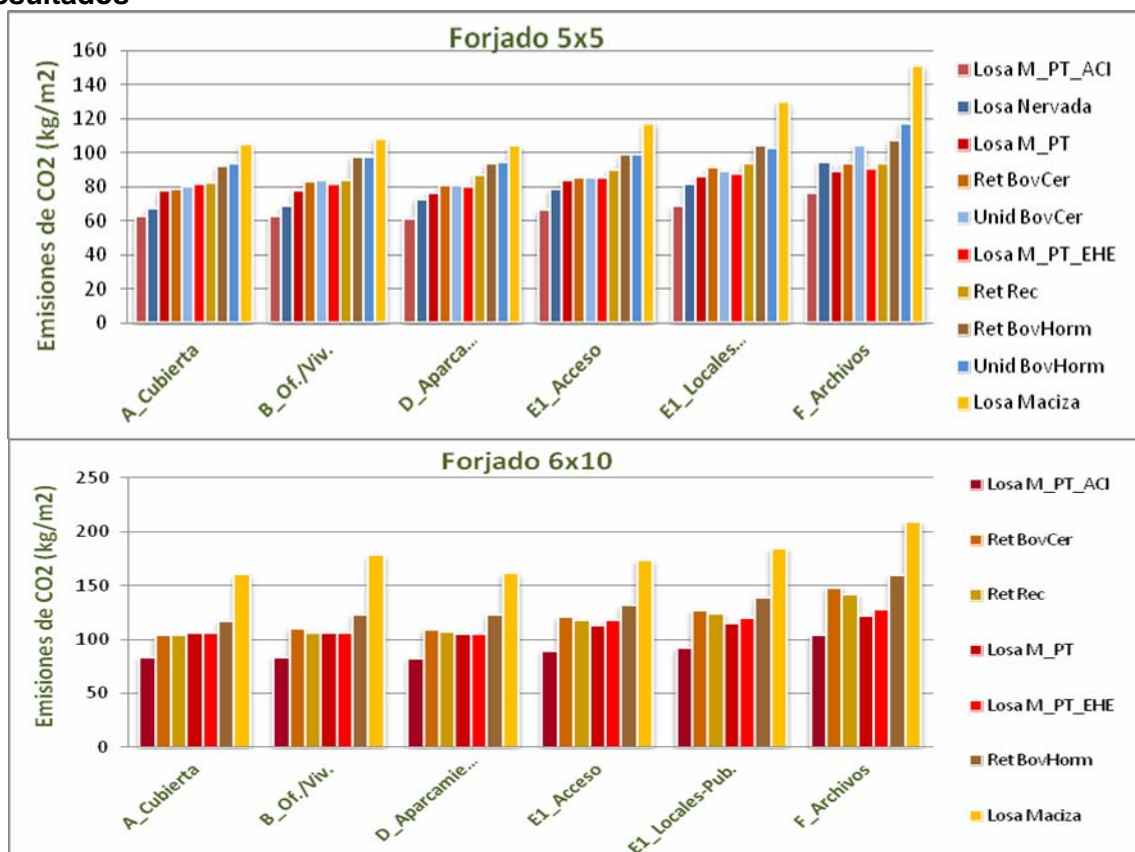


Figura 5-6. Emisiones de CO₂ en forjados con luces de 5x5 y 6x10.

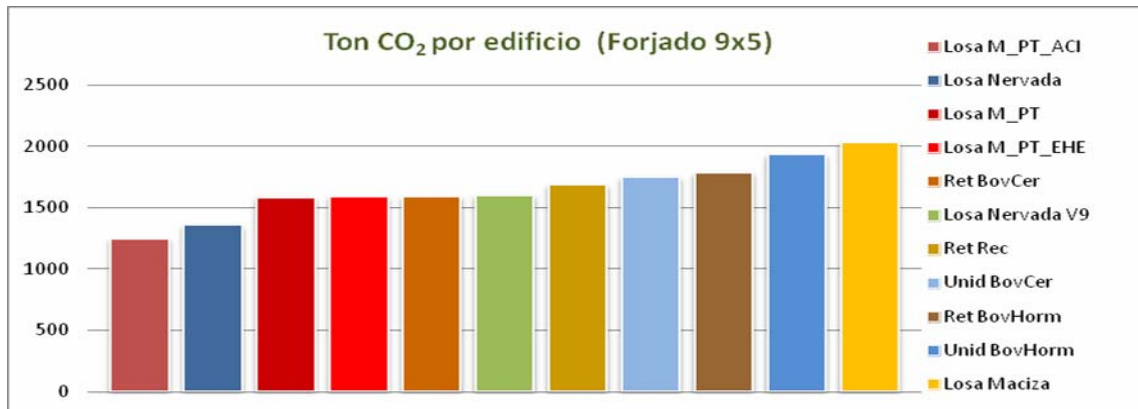


Figura 7. Emisiones de CO₂ totales en forjados con luces de 5x9.

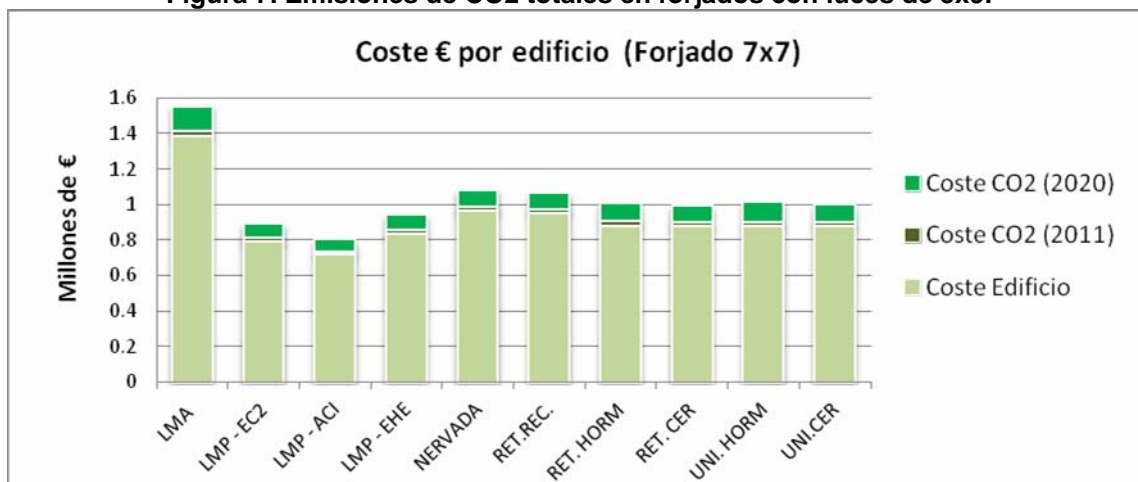


Figura 8. Costes orientativos con inclusión del coste por CO₂ en forjados con luces de 7x7.

5. Conclusiones

En la gran cantidad de casos estudiados, la solución postesada, incluso con criterios de la EHE, a partir de luces de 7 metros es de la de menos emisiones de CO₂. Esta situación es muy clara con criterios de cuantías mínimas según ACI318, que en cualquier caso presentan mínimos en emisiones y gasto de material. En unidireccionales compiten con soluciones aligeradas, por lo que es muy interesante el empleo de postesado de nervios con luces importantes, intentando el uso de aligeramientos cerámicos, de menor emisión de CO₂ que el resto.

Se ha detectado que pequeños cambios de espesor en losas, en ancho de nervios o en capas de compresión no dan lugar a significativos cambios en los datos de emisiones de CO₂. Reemplazar mallazos por fibra de acero no disminuye emisiones, en el caso de losas de mayor espesor incluso agrava la situación. Aunque es interesante su utilización en losas aligeradas por simplificación constructiva, evitando incluso la armadura de cortante y punzonamiento. En cuanto a los espesores, siempre las soluciones postesadas son las más esbeltas, lo que puede ser un gran beneficio en edificios altos o con alturas muy limitadas por normativa.

Como dato orientativo y según los valores del mercado de emisiones, el coste actual por las emisiones podría rondar alrededor de un 2% del coste total de la estructura, pudiendo llegar en un futuro próximo a un 10% según los valores esperados.

En el caso de losas postesadas de edificación, la EHE-08 está claramente alejada de la práctica real de otros países punteros en esta tecnología. Los capítulos que se refieren al postesado o que indirectamente inciden en el diseño en edificación, deben ser urgentemente revisados.

Actualmente, el criterio de elección de forjados planos de hormigón in situ en España no se rige por un criterio técnico, muy al contrario, se basa en la utilización de soluciones conocidas, en bastantes ocasiones poco sostenibles, sin ninguna evolución de técnicas especializadas de edificación. Es necesario una mayor especialización de proyectistas y constructores para una evolución más sostenible en la actual práctica de la construcción.

BIBLIOGRAFÍA

USGBC. U. S. Green Building Council, 2009, "Green Building Design and Construction Reference Guide, 2009 Edition". Raiting System. www.usgbc.org.

POST-TENSIONING INSTITUTE (PTI), 2009, "PT-Gray is the new Green", *PTI Journal*. 41. *Sustainability and Post-Tensioned Concrete*. August 2009. V.7. nº1.

LIEBANA O., G.PULIDO M.D. and GOMEZ HERMOSO J., 2010, "Evolution and sustainability of in-situ concrete flat slabs in office buildings", *XXVII IAHS World Congress on housing, Design for sustainability and refurbishment*, Santander.

CONCRETE SOCIETY. CS. 2005, "Post-tensioned concrete floors", *Design Handbook*. Concrete Society Technical Report nº43. 2ªed. UK.

POST-TENSIONING INSTITUTE. PTI. 2006, "Post-Tensioning Manual", 6th Edition.

FEDERATION INTERNATIONAL DU BETON. FIB (CEB-FIP), 1998. "Recommendation for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts", *FIP Recommendations*. FIP Commission on practical design.

CEMENT CONCRETE & AGGREGATES AUSTRALIA, CCA, 2003, "Guide to Long-Span Concrete Floors", *CCA T36-2003*.

PAYA-ZAFORTEZA I., YEPES V., HOSPITALER A. and GONZÁLEZ-VIDOSA F., 2009, "CO₂-optimization of reinforced concrete frames by simulated annealing", *Engineering Structures vol.31*, 2009, nº7, pp 1501-1508.

ITEC (Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya) 2011, "*Banco estructurado de elementos constructivos BEDEC*".

MODELO AEROELÁSTICO INTEGRAL DEL VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALMONTE EN EL EMBALSE DE ALCÁNTARA PARA LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID - EXTREMADURA

Meana Martínez, I.^{1,*}, Capellán Miguel, G.², Terrés Nícoli, J.M.³

(1) *Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF), Dirección de Estudios y Proyectos, Madrid, España.*

(2) *Arenas & Asociados. Ingeniería de Diseño, Santander, España*

(3) *Oritia y Boreas. Wind Engineering Research Technology*

RESUMEN:

El trazado de la Línea de Alta Velocidad Madrid – Extremadura cruza el Río Almonte en entorno de Garrovillas de Alconétar (Cáceres). Para salvarlo, se ha proyectado, y actualmente se ejecuta, un viaducto tipo arco de hormigón, con relación luz – flecha 1/6 y 384 m de luz central. Las propias dimensiones de la estructura, el procedimiento constructivo previsto, basado en atirantamientos sucesivos, el régimen de vientos del valle en el que se desarrolla la obra y las frecuencias propias de la estructura, exigieron durante el proyecto analizar el comportamiento aeroelástico del conjunto en sus diferentes fases.

En efecto, las inestabilidades por flameo, divergencia torsional, bataneo o desprendimiento de remolinos fueron estudiadas mediante un modelo a escala, integral, tridimensional y ensayado en el Túnel de Viento de Capa Límite de la Universidad de Western Ontario (Canadá), cuya metodología y resultados se exponen en este trabajo.

Palabras clave: modelo aeroelástico, alta velocidad, puente arco de tablero superior

AEROELASTIC COMPLETE MODEL FOR THE BRIDGE OVER THE ALMONTE RIVER IN HIGH SPEED RAILWAY LINE MADRID – EXTREMADURA.

ABSTRACT:

The layout of the High Speed Railway Madrid- Extremadura, crosses the Rio Almonte near Garrovillas de Alconétar (Cáceres, Spain). To skip this orographic barrier, is planned, and currently runs, a concrete arch viaduct type, with ratio span -clearance 1/6 and 384 m of central span. The structure dimensions, the construction process based on successive tightening, the regional wind system and the natural frequencies of the structure, required the analysis of the aeroelastic behavior of the set during different phases.

In fact, the Constructive Project studies the aeroelastic instabilities as flutter, torsional divergency, buffeting or shedding of vortices using a scale, complete and 3D model that was tested in the Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory of the Western Ontario University (Canada), whose methodology and results are presented in this work.

Keywords: aeroelastic model, railway high speed, arch bridge

* imeana@adif.es; Tfn: 647 99 10 00

1. Introducción

El Estudio Informativo de la Línea de Alta Velocidad Madrid – Extremadura. Talayuela – Cáceres, aprobado con fecha 21 de diciembre de 2007 (B.O.E. de 16 de enero de 2008) plantea, en su alternativa seleccionada, un trazado que cruza el Río Almonte en una zona afectada por el Embalse José María de Oriol / Alcántara 2, que dispone de una capacidad máxima de 3.177 Hm³ y está destinado a la producción de energía eléctrica, siendo explotado actualmente por Iberdrola.

Respetando estrictamente el nivel máximo normal de explotación del embalse (cota de 218 m), la distancia resultante entre una y otra margen es de 384 m, respectivamente. Estas magnitud ha de ser forzosamente la luz máxima del viaducto a proyectar, pues la batimetría en los puntos de

cruce da profundidades variables entre los 50 y los 70 metros, haciendo inviable su construcción sin un desembalse previo, que no se plantea por evidentes condicionantes económicos.

Así pues, técnica, económica y ambientalmente, la única alternativa viable pasa por un vano único de las dimensiones indicadas para cada caso. Partiendo de esta premisa, y tras un detallado estudio tipológico, se han proyectado sendas soluciones tipo arco en las que ha primado la optimización de recursos y medios, al tiempo que se aprovecha el conocimiento adquirido por ADIF en otra actuación singular de estas mismas características: el viaducto sobre el Embalse de Contreras en la Línea de Alta Velocidad Madrid – Levante, ejecutado con éxito.

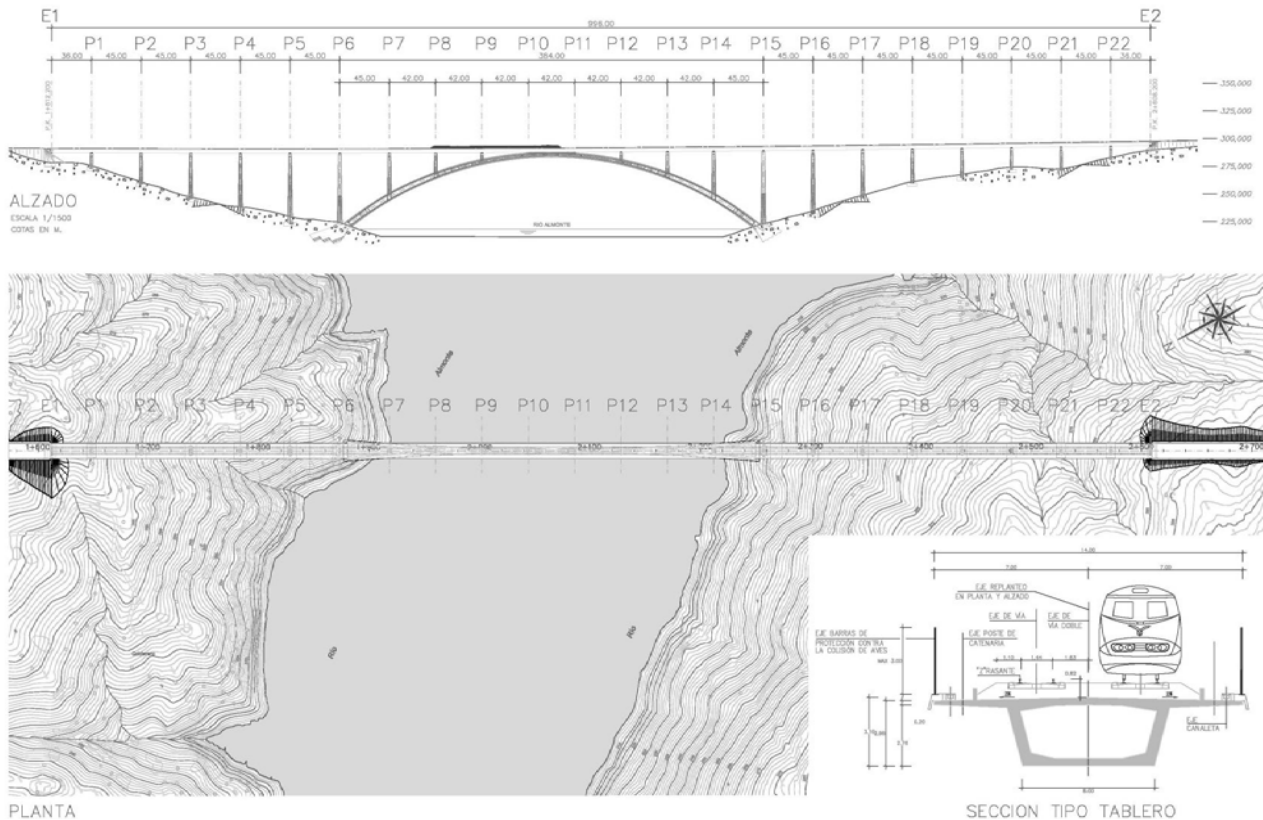


Figura 1: Vista general y de sección del Viaducto de Alta Velocidad sobre el río Almonte.

En una luz tan excepcional es obligado el estudio de los fenómenos aerolásticos que se puedan producir, tal y como recoge el punto 2.3.7.9 de la IAPF actualmente en vigor:

1. Luz a efectos de viento menor de 200 m.
2. Frecuencia fundamental de torsión f_r , en [Hz] mayor de $50/\sqrt{m}$, siendo m la masa por unidad de longitud del puente, expresada en [kg/m]
3. Verificar:

$$\frac{1.5f_r}{V_c} \sqrt{\frac{mr}{\rho B}} \geq 1$$

donde:

- r: Radio de giro másico, en [m]
- B: Anchura del tablero, en [m]
- ρ : Masa específica del aire, en [kg/m³]
- V_c : Velocidad de cálculo, en [m/s]

Así, durante la fase de diseño se conocía que la luz era superior a 200 m, y se realizó un estudio de las primeras frecuencias de vibración, tanto del puente completo como en las fases más desfavorables del proceso constructivo para determinar la sensibilidad del diseño a los fenómenos aerolásticos. Esto es especialmente importante en el caso de estructuras de relativa flexibilidad y con modos de vibración de marcado desarrollo tridimensional como ocurre en el puente del Almonte por su importante luz y envergadura vertical. Por tanto este análisis previo indicó la necesidad de reproducir adecuadamente la interacción dinámica fluido-estructura mediante

modelo aerolástico completo; ya que así se reproducen la rigideces y masas de todos los miembros estructurales pudiéndose evaluar la respuesta del conjunto para la compleja topografía así como verificar las exigencias en materia de vibraciones en la alta velocidad ferroviaria.

Con esta idea, y a fin de obtener las cargas estáticas equivalentes para puente completo y en fase de construcción, así como verificar la susceptibilidad del puente a la ocurrencia de inestabilidades aerodinámicas (*flutter*, *galloping* y vibración inducida por vórtices) y la acción dinámica del viento debido a la turbulencia atmosférica (*buffeting*) se realizó un estudio de forma fundamentalmente experimental y analítica en lo que respecta al cálculo de cargas estáticas equivalentes para puente completo.

El alcance del programa experimental incluyó además de los ensayos en flujo de capa límite, un estudio preliminar mediante modelos de sección del arco y tablero. El objeto de estos modelos es validar de forma rápida la geometría de los componentes estructurales arco antes de acometer el costoso y más sofisticado estudio integral. Adicionalmente la mayor escala del ensayo del modelo de sección permite analizar la variación de parámetros como el amortiguamiento. Con todo ello se estableció por parte del equipo encargado del desarrollo de especialistas de Oritia & Boreas, Jose María Tarres y Chris Mans, la **metodología** para esta investigación.

Modelo de sección de arco y tablero

1. Evaluación aerodinámica e inestabilidades preliminar a plazo y coste reducido
2. Ensayos en flujo de alta y baja turbulencia
3. Medida de derivadas aerodinámicas y funciones de admitancia
4. Análisis de la variación del amortiguamiento
5. Análisis de detalle de elementos como barreras anti-colisión de aves

Modelo aeroelástico integral

1. Análisis aerodinámico en el flujo real de capa límite
2. Obtención de cargas estáticas equivalentes para puente completo
3. Valoración real de la tridimensionalidad de la estructura en el análisis aerodinámico
4. Valoración del efecto de la topografía compleja en la carga aerodinámica
5. Análisis para distintas direcciones de viento
6. Análisis en fases vulnerables de construcción

El análisis se estructura en dos etapas; la primera de tipo seccional, y la segunda que comprende el ensayo de un modelo integral tridimensional. La metodología, el alcance, los ensayos, y las conclusiones obtenidas se desarrollan en los puntos 2 y 3 de este artículo.

2. Estudio preliminar mediante modelo de sección de arco y tablero

Los modelos de sección de arco y tablero, contruidos a una escala suficiente de 1:50, se ensayaron en flujo uniforme de alta y baja turbulencia. Los ensayos dinámicos se realizaron con los modelos sometidos a vibración libre inducida por el viento y calibrados según las inercias y propiedades modales correspondientes. En los ensayos estáticos, ambos modelos se fijaron a un sistema de células de carga para la medida de los coeficientes aerodinámicos estacionarios resultantes. A continuación se realizaron ensayos forzados para la identificación de las funciones de derivadas aerodinámicas en flujo de alta y baja turbulencia. Se obtuvieron las ocho funciones (H_{14}^* y A_{14}^*) que posteriormente se utilizaron en el análisis de carga estática equivalente. A partir de todos los resultados de los ensayos de modelos de sección referidos se realizó un análisis de carga dinámica para el puente completo y en fase de construcción, considerando la turbulencia atmosférica para determinar las cargas estáticas equivalentes de diseño.

Se realizaron ensayos en condiciones estáticas y dinámicas. Los primeros para ángulos de ataque comprendidos entre -12° y $+12^\circ$ en incrementos de 1° . Estos ensayos se realizaron en condiciones de baja turbulencia para obtener estimaciones conservadoras y en segundo lugar en condiciones de niveles de turbulencia esperada en el sitio. Posteriormente se llevó a cabo una serie de ensayos dinámicos en los que se evaluaron las distintas inestabilidades aerodinámicas: vibración inducida por vórtices, *flutter*, galope, etc. Finalmente con la misma configuración dinámica se pudieron obtener las denominadas derivadas aerodinámicas. Estas funciones permiten obtener de forma analítica los límites de inestabilidad y la formulación de la respuesta de la estructura.

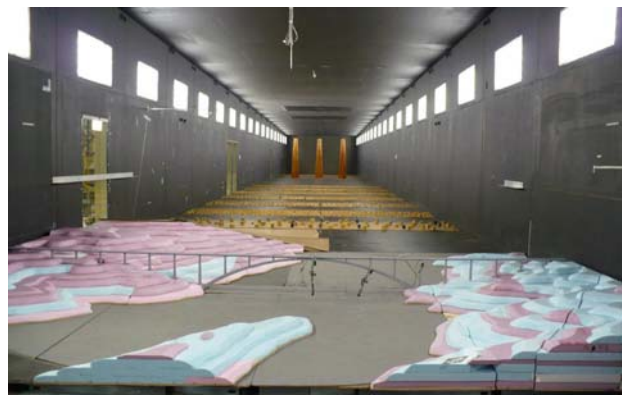
3. Modelos aeroelásticos completo y en fase de construcción

Los modelos aeroelásticos se construyeron a una escala de 1:210 respecto al prototipo. Los ensayos se llevarán a cabo en condiciones de flujo tridimensional de capa límite atmosférica en la sección B del Tunel II del BLWT Laboratory, UWO. El largo de la sección de ensayo (cerca de 100m) permite la correcta simulación de las condiciones de flujo, su estructura especial y la turbulencia esperadas en el sitio.

En concreto, se consideraron dos condiciones de flujo: una en la que se reprodujeron las condiciones de turbulencia y estructura especial (capa límite) esperadas en el sitio y una segunda en la que se incluyeron flujos de baja turbulencia adecuados para la identificación de posibles inestabilidades. Los modelos del Puente se rodearon de un modelo de la topografía alrededor para el adecuado modelado de las condiciones de flujo en la proximidad lo cual puede ser crítico en la evaluación. Se consideraron cuatro direcciones de viento: **1. Viento perpendicular al eje del puente (90°)**, **2. Viento según el eje del Río Almonte (120°)**, **3. Viento básicamente de componente oeste**, máximo observado en el Clima de Viento (60°) y **4. Viento según el eje del puente (0°)**. Los ensayos en condiciones de baja turbulencia se realizaron sin la topografía de la proximidad y para una única dirección de viento perpendicular al eje del puente (90°).



(A) Modelo aerolástico completo en flujo de baja turbulencia



(B) Modelo aerolástico completo en flujo turbulento con topografía

Figura 2: Vista desde aguas arriba del modelo aerolástico completo teniendo en cuenta el terreno y el perfil de viento.

El modelo formado por miembros estructurales con las correspondientes rigideces e inercias se instrumenta para la medida de esfuerzos, desplazamientos y aceleraciones.

La Figura 3 adjunta muestra el detalle de algunos de los sensores utilizados. De forma específica se monitoriza un total de 43 variables:

- a) Medida de respuesta lateral, vertical y de torsión (l, v, t) en 3 puntos (cerca de pie del arco, cerca de media luz y a •)
- b) Medida de de respuesta (l, v, t) en 3 puntos del arco
- c) Medida de aceleración (9 puntos) y desplazamientos (9 puntos)
- d) Medida de viento (5 puntos)

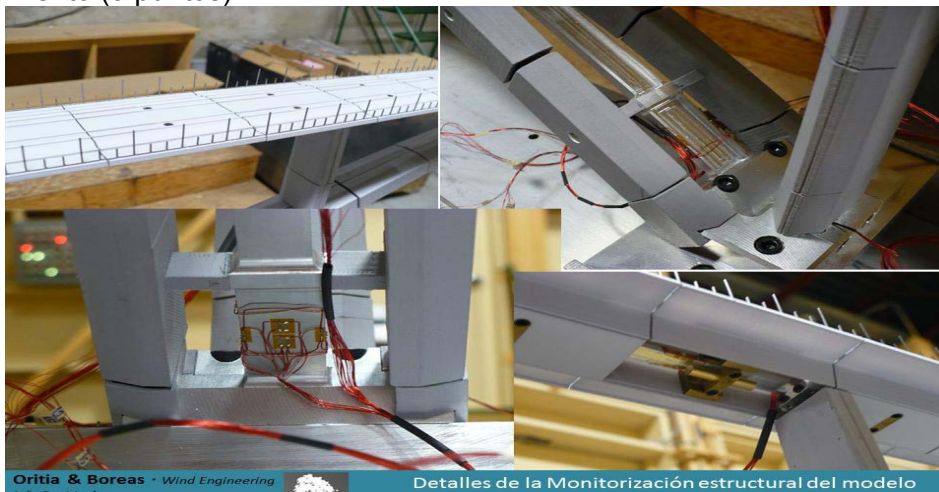


Figura 3: Alojamiento de galgas extensométricas y acelerómetros para la medida de la respuesta frente a la acción del viento.

Los ensayos en flujo real se realizaron para vientos de dirección normal al eje principal de la estructura (90°) así como para 60° , 120° y 0° (viento según el eje del puente).

4. Resultados

4.1. Estudio seccional

Los ensayos realizados para flujo de baja turbulencia y de niveles de turbulencia esperados en el sitio, arrojan resultados claramente diferenciados. Los coeficientes de arrastre aerodinámico obtenidos para flujo de baja turbulencia son consistentemente mayores que los correspondientes a la intensidad de turbulencia esperada en el sitio. El coeficiente de sustentación para baja turbulencia, presenta una pequeña pendiente negativa en función del ángulo relativo de ataque, alrededor de 2° . Este mismo coeficiente para flujo turbulento también presenta un despegue alrededor de este ángulo. Los coeficientes aerodinámicos presentan una tendencia similar.



Figura 4: Modelo aeroelástico completo ensayado en fase de construcción con torre de atirantamiento para vientos normales al eje del tablero.

Los coeficientes aerodinámicos del arco presentan una simetría respecto a 0° de ángulo de ataque relativo. Hay **diferencias significativas entre los resultados para flujos de baja turbulencia y niveles esperados en el sitio.**

Los coeficientes aerodinámicos de arrastre obtenidos son, en general, más elevados para flujos de baja turbulencia. El coeficiente de sustentación aerodinámica presenta pendientes negativas alrededor de 6° en el caso de baja turbulencia. El coeficiente de momento presenta una tendencia similar. Los resultados para flujo turbulento no presentan pendientes negativas sino que prácticamente horizontales.

Se ha observado inestabilidad de *flutter* en modo torsional para flujo de baja turbulencia con 0.5% de amortiguamiento a una velocidad de 54 m/s. Adicionalmente se observó respuesta inducida por vórtices en modo vertical a 9 m/s y en modo de torsión a 13 m/s.

La respuesta inducida por vórtices en modo torsional observada a 13 m/s también se observa para 0.8% de amortiguamiento en flujo de baja turbulencia. La inestabilidad de *flutter* así como la respuesta inducida por vórtices en modo vertical desaparecen con este aumento en la consideración del amortiguamiento estructural inherente (de 0.5 a 0.8%).

En los ensayos en condiciones de turbulencia esperada en el sitio (9%), no se observó respuesta alguna inducida por vórtices con un amortiguamiento del 0.8% del crítico. La respuesta del tablero en flujo turbulento está dominada por la debida a la propia turbulencia atmosférica (*buffeting*).

Para los ensayos del arco se consideraron dos grados de amortiguamiento inherente, 0.1% y 1.2% del crítico en modo vertical y de torsión, respectivamente. El mayor grado de amortiguamiento en modo de torsión es inevitable dado el elevado ratio de masa frente al

momento de inercia masa de la sección del arco. No obstante, la respuesta inducida por el viento de esta sección tiene una componente de rotación reducida y por tanto, no significativa.

No se observó inestabilidad aerodinámica en ninguno de los ensayos realizados para la sección del arco. Si se observó vibración inducida por vórtices con amplitud reducida a 9 m/s en modo vertical, flujo de baja turbulencia y grado de amortiguamiento reducido (0.1%). Esta respuesta desapareció en los ensayos para un amortiguamiento de 0.8% o para flujo turbulento (9%) con lo que se desestima la probabilidad de ocurrencia.

4.2. Respuesta frente a la acción del viento del puente completo

El análisis de la respuesta frente a la acción del viento del puente sobre el Río Almonte se puede basar en términos generales en la susceptibilidad a ocurrencia de inestabilidad aerodinámica por un lado (*flutter*, *galloping* y vibración inducida por vórtices) y la acción dinámica del viento debido a la turbulencia atmosférica (*buffeting*). El estudio realizado muestra que el Puente sobre el Río Almonte es aerodinámicamente estable en el rango de velocidades de viento esperadas en el sitio para un periodo de retorno de 100 años.

El análisis dinámico para la turbulencia atmosférica (*buffeting*) se ha realizado para dos estados: el final de puente completo y para una fase de construcción seleccionada (ver Figura 4). Los resultados del estudio muestran una reducida respuesta relativa para tablero y arco en ambas fases de construcción. Los desplazamientos medios y pico del tablero y arco del puente completo no superan los 20mm mientras que las aceleraciones pico son inferiores a 5 mili-g para un periodo de retorno de 100 años.

A partir de los resultados de los ensayos descritos anteriormente y las propiedades estructurales facilitadas, se realizó el análisis de las **cargas estáticas equivalentes** de diseño para el puente completo y en la fase de construcción seleccionada. En este cálculo se ha considerado un amortiguamiento inherente de 0.8% y ha supuesto una reducción significativa respecto a las cargas derivadas a partir de la normativa.

4.3. Ensayos aeroelásticos del puente completo y en fase de construcción

No se observa inestabilidad aerodinámica (*flutter*) ni vibración inducida por vórtices en ninguno de los ensayos para el puente completo hasta una velocidad media horaria de más de 60 m/s a la altura del tablero, que representa más de 1.5 veces a un periodo de retorno de 100 años en el sitio.

La respuesta inducida por la turbulencia atmosférica (*buffeting*) obtenida para la velocidad de 100 años de periodo de retorno ha resultado reducida. No se observa inestabilidad de *flutter* en ninguno de los ensayos para la fase de construcción seleccionada hasta una velocidad media horaria de 60m/s a la altura del tablero. Tampoco se observó respuesta inducida por vórtices en fase de construcción, considerando las condiciones de viento esperadas en el sitio para direcciones de 0°, 90° y 120° respecto al eje del puente.

Se ha observado una reducida respuesta inducida por vórtices para el puente en fase de construcción en condiciones de flujo de baja turbulencia en un rango amplio de velocidades alrededor de 25 m/s para el arco en voladizo. Las aceleraciones verticales en la sección media y a un cuarto evidencian la respuesta. La explicación del amplio rango de velocidades de esta respuesta inducida por vórtices está en la variación de la sección del arco a lo largo del eje.

Otra respuesta atribuida a la interacción de vórtices se observa para vientos de 60° en las aceleraciones verticales de la sección media y a un cuarto de la luz. La respuesta ocurre a 20m/s para el arco en voladizo en la fase de construcción. Se atribuye esta respuesta a la emisión de vórtices desde la colina situada directamente a barlovento impactando directamente en el arco.

5. Conclusiones

El puente propuesto sobre el Río Almonte será récord de luz libre. Su relativa flexibilidad, un desarrollo espacial tridimensional, la compleja topografía así como las exigencias en materia de vibraciones en la alta velocidad ferroviaria prescriben necesariamente el estudio de la acción del viento mediante un modelo aeroelástico del puente completo. El estudio realizado incluyó además

una evaluación preliminar de la aerodinámica mediante modelo de sección que permitió confirmar con en breve plazo la geometría antes de acometer el estudio integral.

El comportamiento fue, en general, satisfactorio. Las cargas estáticas equivalentes obtenidas con la metodología descrita en este artículo suponen una reducción significativa respecto a las evaluaciones analíticas previas. Durante la fase construcción evaluada no fue así ya que se observó un fenómeno de **inestabilidad debido a la interacción de la estructura con remolinos provenientes de una colina a barlovento que ha sido tenido en cuenta en el procedimiento constructivo finalmente propuesto.**

6. Desarrollos posteriores

La disposición de un modelo tridimensional de la magnitud del indicado combinado con el hecho de que algunas de sus secciones, como la del tablero, podrían considerarse de uso habitual en puentes de ferrocarril, ha llevado a ADIF a desarrollar actualmente un “Estudio sobre la optimización del comportamiento aerodinámico y aeroelástico de tableros de puentes de Alta Velocidad”. Los objetivos son los siguientes:

1. Estudio de **comparación** de las acciones de viento sobre tablero propuestas por la **IAPF y los EC-1 con las acciones de viento resultantes de los ensayos seccionales.**
2. Experimentación en túnel de viento de **barreras deflectoras que permiten la reducción de acciones sobre el material móvil**, recogiendo la incidencia de esfuerzos adicionales sobre la estructura por la presencia de las mismas.
3. Estimación de la afección del **viento lateral sobre los movimientos y aceleraciones del material móvil**; así como la afección de las deformaciones producidas por el paso del material móvil sobre el comportamiento aerolástico de los tableros (hard excitation).

El diseño y disposición de otros elementos como impostas, barandillas, catenaria y, sobre todo, pantallas acústicas y de protección de la avifauna, también serán objeto de un análisis aeroelástico, que permita su optimización para una casuística más o menos amplia.

BIBLIOGRAFÍA

ADIF. 2008. *Instrucciones Generales de Proyecto de Plataforma (IGP)*.

ADIF. 2010. *Proyecto de Construcción de Plataforma de la Línea de Alta Velocidad Madrid – Extremadura. Talayuela – Cáceres. Tramo: Embalse de Alcántara - Garrovillas*. Capellán Miguel, G.; García Arias, P.; Moreno Sánchez, E.; Corral Vielba, F.; Meana Martínez, I.

ASTIZ, M. A. 1996. Wind related behaviour of alternative suspension systems. 15th IABSE Congress Report, Copenhagen, pp. 1079-1090.

ASTIZ, M. A. 2006. *Study of the vibrations of the Alconétar arch*, Hormigón y Acero vol 242.

SIMIU, E.; SCANLAN, R. H. 1996. *Wind Effect on Structures*, Wiley N. Y.

ASCE. Wind tunnel model studies of buildings and structures. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No 67. American Society of Civil Engineers, EE.UU., 1987.

Engineering Science Data Unit (ESDU). Strong winds in the atmosphere boundary layer. Part 1: Mean-hourly wind speeds. Data Item 82026. 1982.

Engineering Science Data Unit (ESDU). Strong winds in the atmosphere boundary layer. Part 2: Discrete gust speeds. Data Item 83045. 1982.

ASCE, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures –ASCE 7-05”, American Society of Civil Engineers, New York, N.Y., 2005.

LÍNEAS DE INNOVACIÓN EN LA GENERACIÓN DE FORMAS ESTRUCTURALES: RESPUESTAS HETERODOXAS A PROBLEMAS CLÁSICOS

Romo, J.*

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Licenciado en Historia. Director FHECOR Ingenieros.

RESUMEN:

Los tipos estructurales aplicados sistemáticamente en proyectos de puentes y estructuras de edificación son, en general, formas canónicas que se adaptan a la situación de cada obra. Sin embargo, tal y como se verá en la presente comunicación, existen todavía vías de exploración que pueden conducir al alumbramiento de nuevas formas estructurales generadas al dar respuestas heterodoxas a problemas funcionales o resistentes clásicos. Una de estas posibles vías, consiste en el empleo de sistemas resistentes alternativos para la transmisión del esfuerzo cortante, bien en elementos de alma llena, bien en celosías. Se trata de soluciones en las que se eliminan los elementos de rigidización, gracias a la descomposición de un elemento plano en varios sub-paneles que se arriostran entre sí. Otra línea de exploración es la superposición no ortodoxa de sistemas resistentes, sobrepasando el clasicismo de la solución arco-tablero. En arquitectura, la creciente facetización de las fachadas, puede tener como consecuencia, el empleo de sistemas resistentes no ortodoxos, con una amplia variedad formal. También es posible la generación de nuevos sistemas estructurales, en cubiertas ligeras, basados en el trazado de la estructura siguiendo las direcciones principales de los esfuerzos de membrana, en combinación con sistemas de cables que permiten el comportamiento anti-funcular incluso conformas arbitrarias.

Palabras clave: Innovación, morfología, tipos estructurales, pretensado activo, cubierta, fachada.

INNOVATION LINES IN THE GENERATION OF STRUCTURAL FORMS: HETERODOX ANSWERS TO CLASSIC PROBLEMS

Romo, J.*

MS in Civil Engineering & BA in History Director FHECOR Ingenieros Consultores SA

ABSTRACT:

The structural types systematically applied in building and bridges are, in general, canonical forms which are selected and adapted to the specific design conditions. This situation could be interpreted as a sign of exhaustion in the generation of structural types. However, there are still lines of exploration that can lead to new structural forms generated when unorthodox structural solutions are applied to conventional functional problems. The structural types systematically applied in building and bridges are, in general, canonical forms which are selected and adapted to the specific design boundaries. One of these lines is the use of alternative resistant systems for the transmission of shear stress, either in full web elements, either in lattices. These solutions are systems with high structural efficiency, in which the stiffeners are eliminated due to the decomposition of a planar web or truss in several sub-panels to brace the elements together. Another possible line of exploring is the use of unorthodox superposed structural systems, surpassing the classicism of the arch-deck, and expanding this idea to other structural configurations. In the field of architecture, the increasing use of facets forms in facades can result in the use of unorthodox resistant systems, with a wide formal range. In roofs, it is possible to generate structural systems with a layout which could follow the main stress directions. Also the use of active cable systems allows a membrane behavior even in the case of arbitrary shapes.

Key words: Innovation, morphology, structural types, active prestress, roof, facade.

* jrm@fhecor.es

structure with a main span of 160 m. The cross section has two levels, the top for road use and the lower for railway. The deck has a hexagonal shaped cross section.

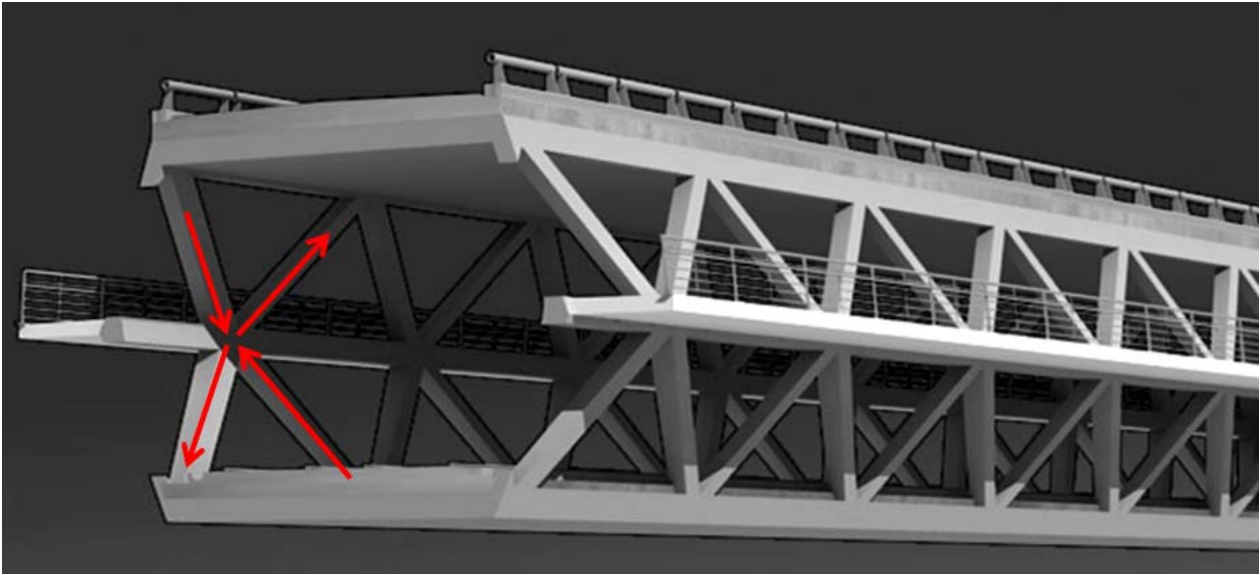


Figure 3 Ripoll River Bridge,

The shape is achieved by folding the two lateral 'X' trusses in two planes, which intersect in the middle of the depth of the deck (figure 3). By dividing the two lateral trusses, the buckling length of the compression elements is reduced by the tensile elements. In addition, the hexagonal cross section itself improves lateral stability, because has, beside the frame behaviour, a stabilizing effect caused by the inclination of the side planes of the hexagon. The resulting deck has a high structural efficiency with an important formal variation from the classic truss bridges.

These two examples show that it is possible to solve the shear transmission in multiple ways, far from the standard one, opening an interesting field of structural and formal exploration.

3. –New applications of combined superposed resistant systems

The combined systems consisting of two structural elements, one located and connected over the other, with different relative rigidities, give also a great number of possible structural and formal variation.

The most frequent application of such solutions is arch bridges. The behaviour of such structures depends on the relative stiffness of the two resistant elements: the arch and the deck. If the arch is flexible, bending due to eccentric live loads are absorbed by the deck, and conversely, if the arch is rigid, the deck released from the bending.

Such combinations of two superposed systems with relative large differences in stiffness, has been widely used since although generally in single span structures, being Robert Maillart's bridges prodigious examples of the application of this principle [2].

Nevertheless this idea could also be applied to continuous structures, opening the range of possible new structural and formal possibilities. In the multi-span footbridge over the Duero River, that concept was utilized to solve the main spans (figure 4).

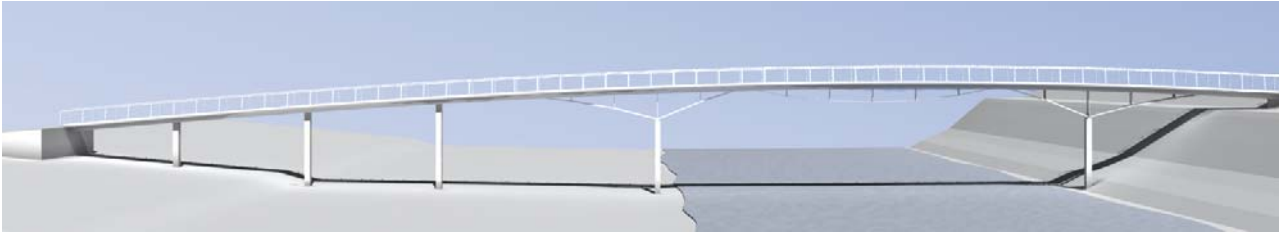


Figure 4: Duero River Footbridge

This structure has a deck, with constant cross section, continuous along the whole length of the structure. To solve the main span over the river, an external steel plate that follows the shape of the permanent bending moment law as a ribbon was used. The plate was placed under the deck, contributing decisively to the strength for permanent loads (figure 5). Close to the central piers, the plate was replaced by a box cross section to avoid the buckling of the element. In this footbridge the permanent load is resisted for the combined system of the deck and the external band, while the bending moments due to the live load are mainly withstands by the deck.



Figure 5: Duero River Footbridge (main span)

Another field of application of these systems is the suspended structures. An example of this application was the proposal for a new bridge in Zorrozaurre (Bilbao) (figure6). In this case, the combination of a rigid deck with variable depth, and a tensile external steel band was used.



Figure 6 Zorrozaurre bridge, lateral view

In the permanent stage the structural system is a self-anchored asymmetric suspension bridge, with small bending moments. On the contrary, the deck withstands the bending moments produced by the live due to its higher stiffness.

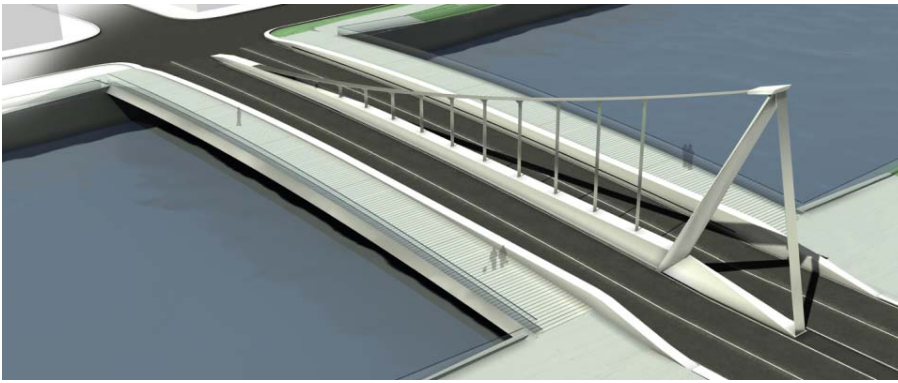


Figure 7 Zorrozaurre bridge, aerial view

4. – Structural densifying strategies and using of active cable systems in long span roofs

Shells forms are one of the classic examples of structural efficiency for short and long spans roofs. Candela, Torroja and Nervi's work are paradigms of material savings which are achieved through shell behaviour. Currently, the use of continuous concrete systems is uneconomical therefore the frequent solution for covering large spans is the using of bars structural systems, usually with a more or less regular geometry.

It is also usual that the geometry of the roof do not allow having membrane behaviour. For example, a cylindrical asymmetric roof has important bending moments under permanent loads (figure 8)

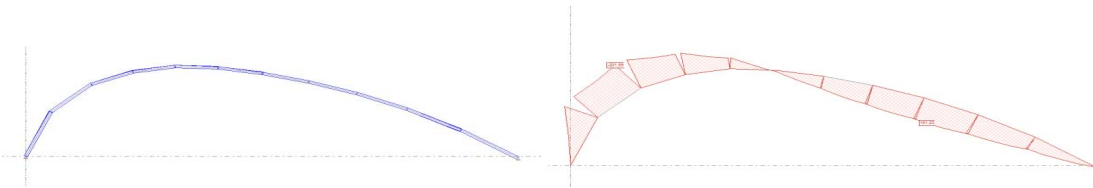


Figure 8 Bending moments in an asymmetric roof under permanent load

One possible solution to avoid bending moments for permanent loads could be to counterweight the zone with a lower curvature radius (figure 9)

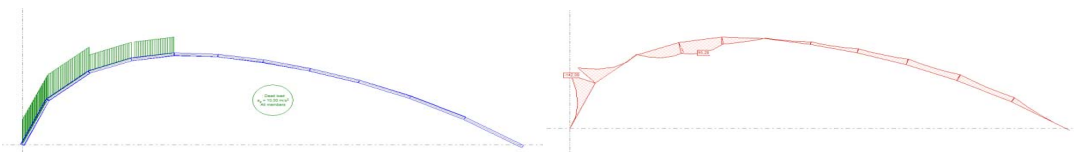


Figure 9 Reduction of bending moments under permanent load by counterweight

Instead of that extra-loading of the roof, it could be possible to use an asymmetric stressed cable system getting the same result (figure 10)

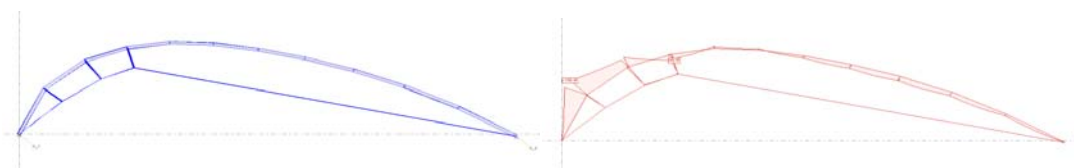


Figure 10 Reduction of bending moments under permanent load by stressing an asymmetric cable system

The use of that type of cable systems outside the roof surface area allows virtually that any roof could have a membrane behaviour for permanent loads, and therefore to have an important saving in steel quantities.

Also, it could be interesting to plot the steel bars of the structure following the principal stresses paths. That was the case of the proposal of the roof for the new Huelva railway station designed in collaboration with the architects, Rogers Stirk Harbour Partners + Luis Vidal y Asociados. That structure has a continuous support in one of the longitudinal sides while in the opposite has only three bearings (figure 11)

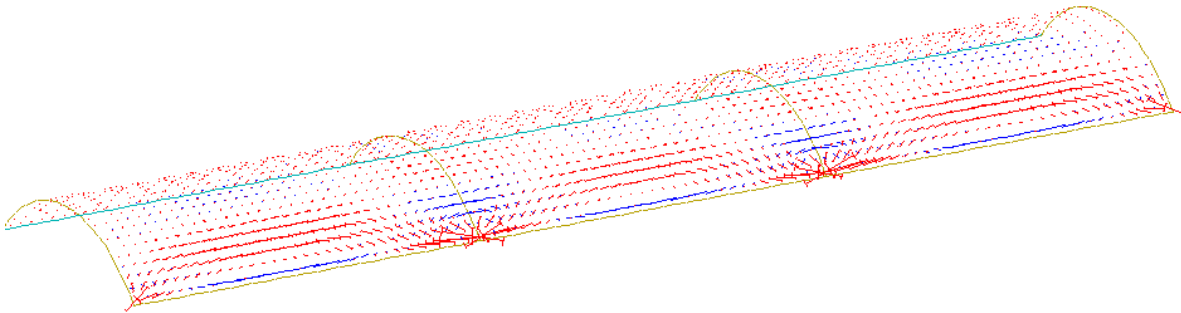


Figure 11 Distribution of main stresses of an equivalent continuous membrane

This uneven distribution of the structure, drawn in accordance with the resistance needs presents also a formal interest in departing from conventional geometric formats, making visible the points of load concentration.

These two combined concepts, the cables system plus the uneven distribution of the structure, have been applied in the Huelva railway station proposal, achieving an efficient solution with an interesting formal value. This example shows the aesthetic and structural possibilities of these concepts.

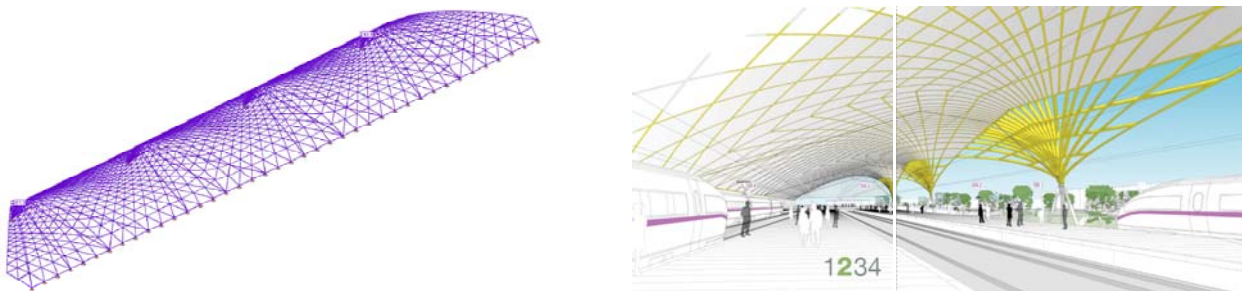


Figure 12 Final structural geometry, and internal view of the proposed roof

5. – Structural challenges in faceted facades and roofs

Nowadays is very common the using of faceted facades and roofs in architecture. These types of skins are often linked to the use of flexible materials: ETFE, PTFE, PVC, because with these types of materials, is very simple to change the geometry panel by panel compared with rigid skins as glass or polycarbonate.

However, the main structure, often made of steel, does not have such facility and requires the resolution of nodes with high geometric complexity. The optimization of the structure is often associated to the use of cable systems with a complex layout.

Peter Rice [3] masterfully solved the glass facades supported with cables able to work under suction and pressure wind loads. In the case of the Auditorium of Plasencia, with architectural design of Selgas-Cano, that concept was extrapolated to a highly complex geometry (figure 13).

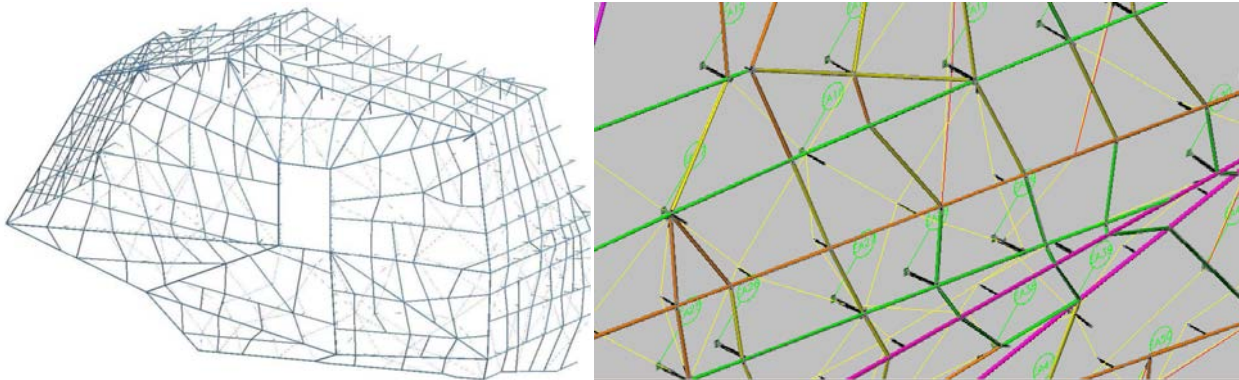


Figure 13 Global and partial geometry of one of the Plasencia Auditorium facades

The cable systems create a rigid net that eliminate the global bending moment of the facades for wind loads, transforming them in axial forces. This allows having slender tubes combined with an efficient cable net.

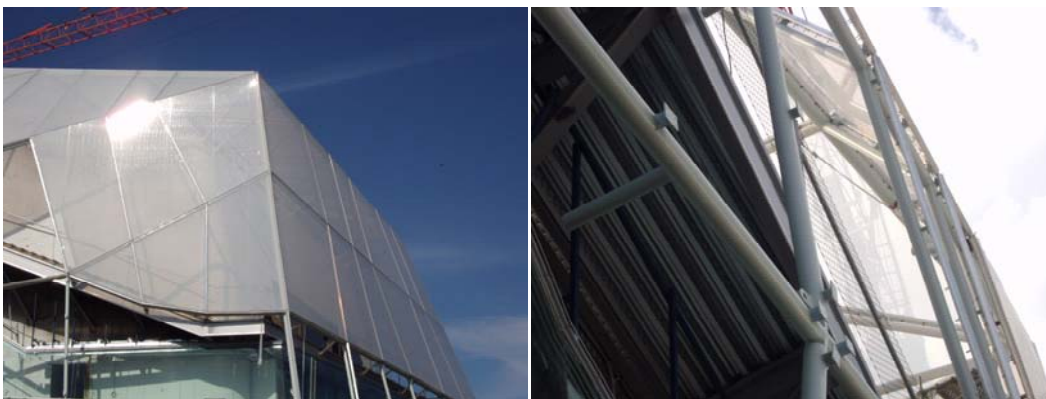


Figure 14 Views of the structure under construction

6 – Conclusions

Through the above examples, it is possible to envision different lines of investigation in the search for new structural types or ideas. In bridge design it is still possible to adapt or combined old ideas or even to create new ideas [4]. Structural engineering is still a great field of exploration of their own resources, sometimes driven in a non-conscious way by the architecture.

BIBLIOGRAPHY

- [1] COMBAULT J, 1988 'Viaduc du vallon de Maupré, à Charolles (Saône-et-Loire)' *Travaux* n° 638 pp 67 -80
- [2] DAVID P. BILLINGTON. 1979 '*Robert Maillart's Bridges, the art of engineering*'. Princeton University Press
- [3] RICE P., DUTTON H. 1995 'Le verre structurel' *Le Moniteur Paris*
- [4] ROMO J. 2011 'Structural Types 3D Tensor (STT)' *Proceedings IABSE-IASS Symposium London 2011*

METROPOL PARASOL

Sánchez Fernández, Ramón¹, Sánchez de Dios, Ángel¹, Koppitz, Jan-Peter^{2*}, De la Peña, Jose³

(1) *Ingeniero de Caminos canales y Puertos. Sacyr*

(2) *Ingeniero Civil. Arup*

(3) *Ingeniero de Caminos canales y Puertos. Arup*

RESUMEN:

El proyecto consiste en la reordenación y cubrición de una plaza cuya huella se extiende en una superficie de unos 30000 m². La pieza principal está constituida por unos parasoles fungiformes de unos 25 m de altura con luces máximas de 50 m, cuya forma tridimensional permite albergar en su interior un restaurante y un mirador que se prolonga por encima de la cubierta mediante una pasarela que la recorre.

La estructura principal está formada por vigas de madera micro-laminada en una retícula hiperstática y ortogonal de 1,50m por 1,50m. Las vigas tienen un canto entre 0,80m y 4,50m, según la geometría arquitectónica. En cada nudo (en número aproximado de 4000), de dicha retícula, hay una conexión de un elemento continuo y dos elementos discontinuos unidos con un innovador sistema de barras encoladas con resina epoxi. Mediante un proceso de postcurado se garantiza el comportamiento de la conexión para las altas temperaturas esperables durante el estío. La estructura se protege mediante una piel de poliuretano que garantiza la durabilidad de la madera.

La singularidad del proyecto se refleja en todos los elementos constructivos. Cada uno de los detalles supone un reto a nivel de exigencias formales y mecánicas de los materiales que los constituyen.

Palabras clave: madera, uniones, durabilidad, poliuretano, orgánica

METROPOL PARASOL

ABSTRACT:

The Project involves the retrofit of a 30.000m² plaza in the heart of Seville so as to integrate a traditional market and a museum. The main element of the building is a huge 3D timber structure spanning 50m and rising 25m, called Parasol. Its changing geometry evokes the shape of giant mushrooms that provide shade to the overall plaza. The structure elevates and closes back onto itself allowing the creation of interior spaces to locate a restaurant. A walkway runs on top of the parasol above the city skyline providing superb views.

The timber structure is made out of microlaminated timber beams with variable depths, between 0.80m and 4.50m, arranged in two orthogonal directions 1.5m wide. At every of the 4.000 joints there are complex steel pieces that allow for the total connection between one passing beam and the interrupting orthogonal one. An innovative system has been designed for the connections using epoxi based glued-in steel bars. By curing the glued-in bars it is achieved an excelent performance against the high temperatures that are expected to occur at Seville. Timber is protected with a second polyurethane skin to ensure durability.

With this project, architectural new forms, materials innovation and non conventional construction techniques have been pushed to their limits

Key words: timber, connections, polyurethane, durability, organic.

* Jan-Peter.Koppitz@arup.com

1. Introducción

Lo esencial es invisible a los ojos. Lo que sostiene la estructura de madera más grande del mundo no es reconocible a primera vista: para hacer posible la realización de Metropol Parasol se desarrolló un nuevo tipo de unión adhesiva mediante curado térmico.

Desde los primeros bocetos hasta el ajuste del último tornillo en obra, el equipo de diseñadores, formado por arquitectos, ingenieros de estructuras, especialistas en madera y empresas constructoras, se encontró ante un reto que sólo podría ser culminado con éxito mediante un alto nivel de conocimientos, experiencia y creatividad, así como iniciativa para plantear soluciones

innovadoras, en un terreno virgen hasta ahora desde el punto de vista técnico y arquitectónico. Además de soluciones innovadoras, han sido precisas ideas novedosas para la realización de un diseño que no puede ni quiere distinguir entre arquitectura y estructura, ni entre materialidad y resistencia de los materiales de construcción utilizados



Figura 1. Vista general

2. –La Estructura de los Parasoles

2.1 Una Estructura General Híbrida

Cualquier material, sea madera, acero, hormigón o vidrio, tiene ventajas y desventajas particulares. Por ello, en la estructura de los Parasoles se han utilizado materiales diferentes según los distintos requerimientos arquitectónicos y estructurales. Los cimientos y los núcleos de los ascensores en forma de cilindro por debajo del restaurante panorámico son de hormigón armado. Las cimentaciones son pilotadas con el fin de salvar la arqueología existente y alcanzando los 30-40m de profundidad. La zona de museo salva la gran luz necesaria para preservar los restos arqueológicos mediante cerchas tipo 'Virendeel' como estructura principal, y vigas alveoladas mixtas entre ellas. Estas cerchas se sustentan sobre pilares inclinados en forma de "tridente", cuya componente horizontal, se compensa mediante la utilización de tirantes a nivel de sus placas base. Los tirantes se han integrado cuidadosamente con las ruinas, siendo visibles entre ellas. También se ha resuelto mediante una solución mixta la plataforma a 21 m de altura en que se apoya el restaurante, en el interior de dos de los parasoles. Esta plataforma de acero y hormigón se apoya sobre jabalcones metálicos de diferente inclinación que siguen las escaleras exteriores y se conectan a través de una unión dentada con los dos núcleos de hormigón. La cubierta de dicho restaurante está formada por cerchas metálicas ligeras. La pasarela panorámica también se realiza con una estructura metálica ligera.

Un Nuevo Tipo de Estructura para los Parasoles

El punto de partida de la geometría de la estructura es la superficie de contorno de la construcción de parasoles con forma de árbol. En un módulo ortogonal bidireccional de 1,50 m x 1,50 m se recorta este volumen en paneles de madera micro-laminada. Los paneles de madera fabricados de esta manera forman luego la estructura global.

Como la estructura de los parasoles no cuenta con una cubierta ciega que funcionaría como diafragma, ha sido necesario introducir diagonales de acero para arriostrar la estructura de madera en su plano. Mediante una hábil ubicación de las diagonales se logra que la estructura funcione como lámina bi-direccional.

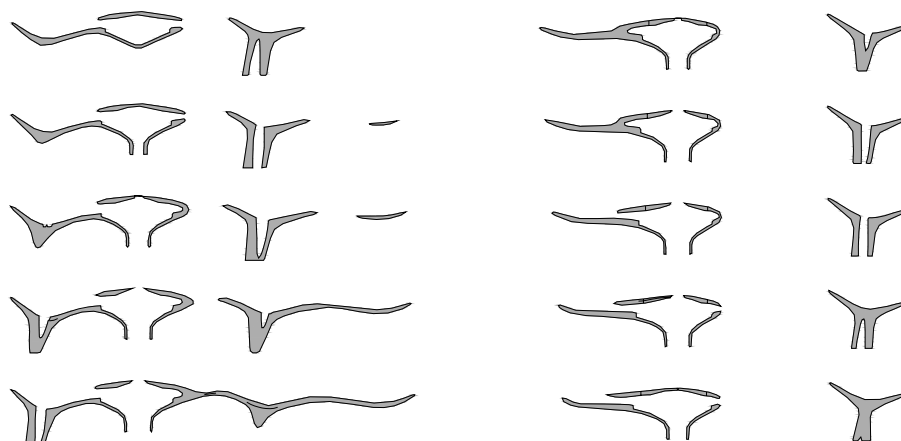


Figura 2. Paneles de madera que forman la estructura

Los seis troncos dan estabilidad a la estructura. Dos de ellos, los que albergan los ascensores, son de hormigón, y los cuatro restantes de madera, con escaleras metálicas de emergencia en su interior. La altura, el diámetro y la inclinación de cada tronco son distintos, salvo los troncos P3 y P4 que son verticales.

Cómo los Árboles se Convirtieron en Parasoles

Para la siguiente etapa debían determinarse cada una de las longitudes de los paneles de madera. Era necesario asegurarse que la dirección de la resultante de las fuerzas aplicadas sobre la madera no divergiera demasiado del eje longitudinal de la fibra en los paneles. Con un despiece adecuado se consiguió un máximo 7°, entre la fibra de la madera y el eje de esfuerzos. Así surgen longitudes de paneles de entre 1,50 y 16,5 m. El espesor de los mismos varía entre 68 y 311 mm en función de los esfuerzos solicitantes; el canto de los paneles de la copa llega a los 3,0 m aprox.; y la mayor pieza de construcción se encuentra en uno de los troncos y mide 16,5 x 3,5 x 0,14 m. De esta manera, resultan aprox. 3400 elementos de madera, con un volumen total de 3500 m³ aprox. de madera micro-laminada.

Los paneles de madera elegida, de tipo Kerto-Q, constan de numerosas láminas de madera desenrolladas y pegadas unas sobre otras con un espesor unitario de 3 mm. Algunas de las capas de madera están giradas 90 grados, de manera que la resistencia en dirección a los 90° baja solamente a aproximadamente a 1/3 respecto a la dirección principal en lugar de 1/8. De esta manera, Kerto-Q se adecua especialmente para aplicaciones planas y de arriostramiento; posee una rigidez a la flexión paralela a la fibra muy alta, y es muy estable en su forma en caso de alta humedad debido al efecto de bloqueo de las juntas entre láminas pegadas, por lo que son especialmente apropiadas para exteriores.

La Piel de Poliuretano

Uno de los principales problemas de la construcción en madera es su protección efectiva y duradera contra la lluvia, el viento y el sol, problemas presentes en la estructura de madera del parasol que se encuentra a la intemperie. Por ello se utilizó, para proteger constructivamente la madera, un nuevo procedimiento. A la madera micro-laminada, impregnada con fungicida en caldera de presión como es usual, se le aplicó adicionalmente un revestimiento de poliuretano 2K de 2-3 mm de grosor.

Este revestimiento, gracias a su notable capacidad de dilatación y a la muy buena adherencia a superficies de madera, puede soportar posibles desgarros; al mismo tiempo que la capa de PUR de 3 mm de grosor lo hace suficientemente permeable al vapor de agua. Junto a la pintura de

acabado color marfil, que sirve de protección anti UV, el revestimiento otorga a la madera una nueva calidad de superficie. Esta novedosa combinación de PUR con madera proporcionó a los ingenieros y arquitectos toda una gama de nuevas posibilidades para el acabado de construcciones en madera, en este caso aplicadas exitosamente en el Metropol Parasol. Para los ingenieros, esta forma de proteger la madera tiene a su vez otra ventaja: la resistencia de las maderas así tratadas aumenta en más de un 25 %, y los efectos de fluencia disminuyen en un 50%.

Las Uniones

Sucede a menudo, en la construcción con madera, que las dimensiones de los elementos suelen venir determinadas por el tamaño de la unión necesaria para introducir los esfuerzos en la madera. En el caso de los Parasoles, existe además el problema especial de que los esfuerzos deben ser transferidos entre 2 elementos que se cruzan con otro elemento de madera en cada nudo. Ya se hizo referencia anteriormente a que la resistencia de la madera a compresión transversal es un 1/8 de la resistencia a la compresión longitudinal, e incluso que, para la tracción transversal, sólo puede contarse con 1/50 de esa misma resistencia en dirección longitudinal. Una unión directa de los cuatro elementos de madera en el punto de cruce fracasaría inevitablemente.

Además de esta problemática general de la construcción en madera debieron considerarse, para el proyecto Metropol Parasol, los siguientes parámetros:

- Las uniones de madera debían transferir esfuerzos de hasta 1,3 MN.
- Como el espacio para las cimentaciones entre las ruinas romanas era limitado, y limitaba por tanto también su capacidad portante, se tenía que pensar en uniones lo más livianas posible.
- Como la geometría de las aprox. 3000 uniones varía, así como también las fuerzas a ser transmitidas, debía elaborarse un sistema que permitiera innumerables combinaciones, como en un kit de construcción.
- Las uniones debían ser capaces de adaptarse a las tolerancias de la construcción, y debería ser posible montarlas rápidamente.
- Como cada unión resulta visible, las dimensiones de la misma debían minimizarse.



Figuras 3 y 4. La estructura de madera con espesores diferentes

Finalmente, diversos estudios, cálculos comparativos, intensas discusiones y varias pruebas, condujeron sistema de uniones mediante barras roscadas encoladas, un concepto moderno de conexión de alta resistencia y comparativamente poco peso. Las inusuales dimensiones de la propia unión requirieron de nuevas formas de cálculo para su comprobación. Numerosos ensayos demostraron finalmente la capacidad de funcionamiento de este tipo de uniones. La capacidad estructural de la unión está limitada por la capacidad de la barra metálica roscada, siendo esta siempre menor que la capacidad de la resina epoxi. Cada uno de los nudos se pre-dimensionó al planificar Finnforest Merk los detalles, y después de determinar su capacidad estructural necesaria, fueron catalogados por tipos de conexión; así se definió una matriz con 16 tipos base de unión.

De acuerdo con el proceso de generación de la geometría de la estructura, todos los nudos son rectangulares en planta. En alzado, sin embargo, todas las uniones tienen diferentes inclinaciones. Para la conexión de momento existen dos uniones, una superior y otra inferior, para que cada elemento se desarrolló una unión de tipo horquilla estandarizada, girable y que en obra puede ser montada rápidamente mediante un bulón de acero. Las 2 piezas laterales de la unión entre bulón y madera están conectadas a una brida mediante una unión dentada y tornillos pretensados HV. La transferencia de carga entre la parte metálica de la unión y la madera se introduce en ésta mediante las mencionadas barras roscadas encoladas.



Figuras 5, 6 y 7. Piezas metálicas de la unión y barras encoladas

Cada unión se diseña para resistir los esfuerzos extremos, no concomitantes, de las diferentes cargas, con una contingencia adicional del 20 % que cubre la posible redistribución de los esfuerzos. Para minimizar el número de combinaciones de las cargas se ha simplificado el cálculo con un factor de seguridad único de 1,50. Esta simplificación está al lado de la seguridad y da una pequeña reserva de hasta 7,5%. Gracias a la protección de un recubrimiento de 2-3 mm de poliuretano la clasificación del uso de la madera es Categoría 2. Todas las comprobaciones se han hecho con una duración de carga 'media'.

Innovador Método de Pos-curado para las Barras Encoladas

El calor veraniego de Sevilla, con más de 40°C a la sombra, no sólo hizo sudar a los trabajadores de la obra, sino también a los ingenieros diseñadores de la estructura. El problema: la resina epoxi prevista para adherir las barras roscadas, cuyo uso sólo está permitido para temperaturas por debajo de los 60°C. Como consecuencia de la radiación solar directa durante la época estival, podían alcanzarse en la superficie de los elementos de las uniones temperaturas de 70°C, como bien sabe todo aquel que se ha quemado alguna vez los pies en la arena de la playa. La nueva cuestión era: ¿qué temperatura se alcanza en el interior de los elementos de madera? Simulaciones térmicas realizadas mostraron que en el interior de la estructura de madera, las temperaturas podían alcanzar sin dificultades 60°C o algo más. Ello fue confirmado y precisado por investigaciones realizadas por el Instituto WKI. Al mismo tiempo, la temperatura en las juntas entre las barras y la resina epoxi podía oscilar bastante dependiendo del movimiento del aire. Así, si bien un fallo de la estructura podía excluirse, el nivel de seguridad se reduciría en ciertas circunstancias. Por este motivo, la empresa de construcción de madera decidió aceptar la propuesta de Arup y aumentar la temperatura de transición vítrea de la resina epoxi mediante un proceso de curado térmico en cámara. En este proceso, mediante la adición de calor, se produce un cambio molecular del adhesivo y, así, una mayor resistencia a la temperatura. Finnforest Merk desarrolló, junto a WEVO-Chemie y al especialista en adhesivos Borimir Radovic, procedimientos para un calentamiento posterior controlado de los elementos de madera, incluyendo barras roscadas encoladas, a 55-70°C (curado térmico), con lo que se logró aumentar la temperatura de transición vítrea de forma segura y controlada a más de 80°C, un valor que también pudo comprobarse en los ensayos siguientes.

Cálculo de los esfuerzos y dimensiones de la estructura de madera

Así, finalmente, se fijaron todas las condiciones de diseño para el cálculo definitivo de la estructura. Los ingenieros podían ahora establecer una matriz completa que definiría el tipo de unión y el peso correspondiente para cada inclinación de los elementos individuales de madera, para cada posible espesor de la madera, para cada ángulo de la fibra y para cada nivel de solicitaciones posible. Se podían ahora definir su modelo 3D de elementos finitos con los primeros

valores calculados del espesor de los elementos de madera, así como de los pesos de los nudos. Con los resultados se comprobó la resistencia de la madera y de las uniones, y en algún caso fue necesario hacer modificaciones. Al aumentar el peso de la madera y de las uniones había que iniciar un nuevo cálculo. Dado el largo período de cálculo iterativo, Arup produjo una rutina parcialmente automatizada gracias a la cual estos ciclos iterativos de cálculo podían realizarse de forma automática. Una vez el cálculo hubo convergido, se tuvieron los esfuerzos definitivos para el diseño detallado.

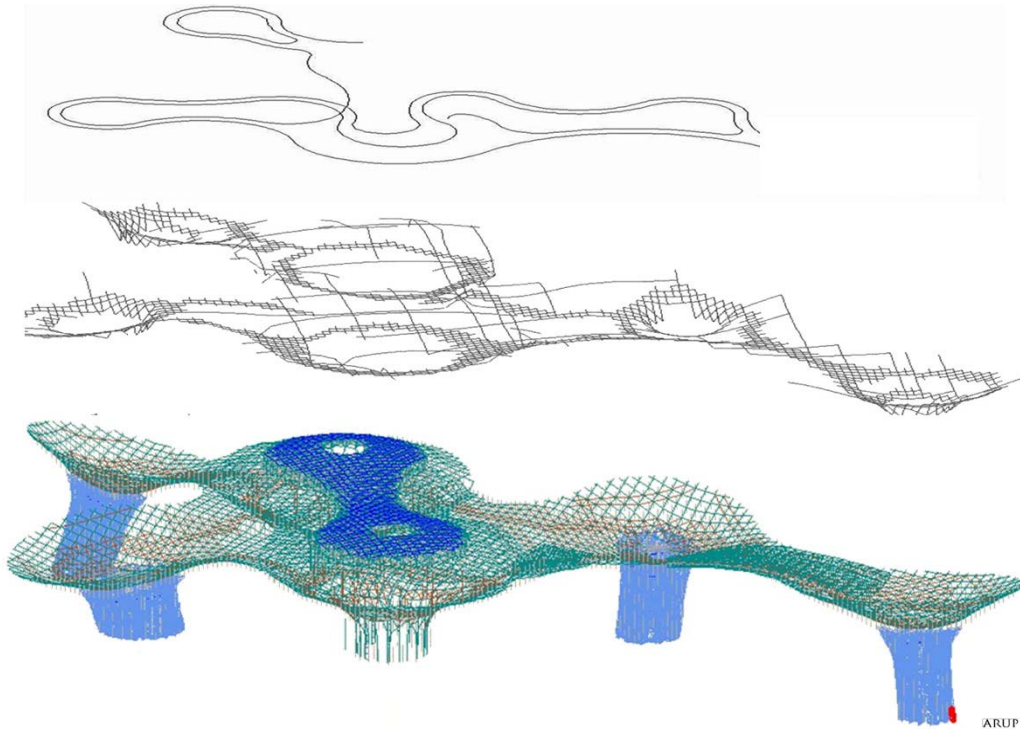


Figura 8. Modelo 3D de cálculo con la estructura principal, las diagonales y la pasarela

La comprobación definitiva de la madera, a nivel de detalle de cada nudo así como de los distintos elementos constituyentes de las uniones, la realizó la empresa de construcción en madera. Para ello se combinaron los datos geométricos globales de los arquitectos y los esfuerzos finales de los ingenieros, con datos de la geometría de cada nudo. Basándose en los esfuerzos en cada nudo, se calcularon los esfuerzos de la unión y se seleccionaron el tipo de la unión. A continuación tuvo lugar la comprobación de madera y de cada elemento de las uniones. También se comprobó la unión de cortante, definiendo el número total de clavos y la integrada unión de la diagonal.

3. –La Fabricación

Los paneles en bruto de 24 y 33 mm de grosor, impregnados en caldera de presión, se pegaron mediante un procedimiento al vacío formando unos paneles de 68 a 311 mm de espesor. Un equipo de CAD generó los aproximadamente 3400 elementos de madera y sus conexiones mediante procesos semi-automatizados y con la ayuda de una macro-programación. Después de su verificación y aprobación, los elementos de igual grosor se entrelazaron de forma óptima en cuanto al corte, teniendo en cuenta el ángulo de las fibras. Los elementos de madera se recortaron con exactitud milimétrica mediante un robot dirigido por CNC y, al mismo tiempo, fueron fresadas y taladradas. Las 35,000 perforaciones longitudinales (de una profundidad de 65-70 cm) para las barras roscadas encoladas se elaboraron de forma manual.

Para llevar a cabo el proceso de curado térmico de las barras roscadas encoladas, los elementos de madera se calentaron en una cámara seca. A partir de una temperatura en el interface resina-madera de 55°C se dio inicio a un tiempo de curado térmico de aprox. dos horas. La totalidad del procedimiento, con calentamiento y enfriamiento, duró 2 -3 días en cada pieza. Ahora era posible atornillar las piezas metálicas de la unión a las barras roscadas encoladas.

4. –El Montaje

Logística

El gran número de elementos que componía el montaje fue transportado desde la fábrica en Alemania a Sevilla, la mitad de los transportes fueron especiales debido a la anchura excesiva de las piezas. A su llegada, en una nave provisional cerca de la obra, se aplicaba a los elementos el recubrimiento de poliuretano (PU) para su posterior entrega a la obra.

Montaje

Para el montaje de la estructura del Parasol se pensó en disponer de una secuencia de montaje de los elementos tan flexible como fuera posible, y utilizar una conexión de acero simple para transferir los esfuerzos axiales y los momentos de flexión, a fin de poder ajustarse a las tolerancias de la obra. Los trabajos de montaje se realizaron con la ayuda de un complejo sistema de cimbras y andamios espaciales, sincronizado con la geometría del parasol y las cargas correspondientes. Además, se elaboraron cestas de montaje especiales cuyas dimensiones fueron pensadas para un operario y que se correspondían con las dimensiones de los huecos de la retícula del parasol con sus diagonales de acero.

Los elementos se preparaban a nivel del suelo; en altura se ajustaban las uniones y se procedía con su instalación fija y permanente. Un equipo formado por cerca de 30 personas montaba 3 elementos al día en la zona justo por encima de los troncos, y hasta 12 elementos en cualquier otra zona de la copa. Las obras duraron un año y se ha trabajado incluso por la noche. El descimbrado final se hizo por partes, desde las zonas perimetrales, trabajando en voladizo, hacia el interior. Se realizó por la oficina técnica de Sacyr un modelo de cálculo evolutivo para el control de esfuerzos y deformaciones durante la ejecución, con un control topográfico de alta precisión permitió verificar el buen comportamiento de la estructura.



Figura 9: Vista de la estructura parcialmente cimbrada

5. –Resumen

Sevilla tiene un nuevo símbolo que expone notablemente las posibilidades de la moderna construcción en madera. Este proyecto, fuera de lo común, y realizado con varias innovaciones ingenieriles dará a la ciudad un nuevo espacio urbano y nueva vida a un espacio 30 años en desuso. El camino hacia la realización del proyecto fue una y otra vez un camino complejo. El respeto a la concepción inicial del proyecto, el coraje y entusiasmo de los involucrados para aceptar el desafío, y su compromiso extraordinario, y encima de todo el trabajo en equipo entre todos los agentes se han visto finalmente recompensados con el éxito.

ESTRUCTURAS RETRACTILES. LA VERSATILIDAD EN LAS ESTRUCTURAS.

Jon Urien, Juan Letona, José Luis Azkue *

(1) *Lanik Ingenieros*

En la última década, se han proyectado y construido muchos edificios polivalentes. En aras a mejorar la Eficiencia y Rentabilidad, los promotores han encargado instalaciones flexibles en cuanto a su uso.

En muchos casos, esta Polivalencia de los edificios ha sido resuelta con una Arquitectura transformable. Por ejemplo: Cubiertas y fachadas desplazables.

Existen abundantes recintos con gran aforo y grandes dimensiones, que en realidad se utilizaban varios días al año, con una escasa rentabilidad. Con estas soluciones han pasado a ser Recintos Polivalentes en los que tienen cabida todo tipo de actos (taurinos, deportivos, culturales, exposiciones, festivos,...)

La máxima expresión de esta versatilidad la tienen sin duda las estructuras retractiles, capaces de convertir un espacio abierto y expuesto en una zona cubierta y protegida en minutos multiplicando las posibilidades de uso de los edificios.

El desafío tecnológico es el desplazamiento controlado de grandes volúmenes y grandes masas. Queremos explicar diversas soluciones estructurales que permiten esto en grandes construcciones. Las ventajas del comportamiento estructural de las membranas y las diversas geometrías que mejoran el comportamiento del edificio.

Además, pretendemos incidir en la transmisión de cargas de la parte móvil a la fija, como resolver los problemas constructivos que se producen entre ambas (transmisión de cargas, distintas deformaciones, tipos de apoyos,...) y como tener en cuenta todo esto a la hora de su diseño y fabricación.

Palabras clave: Retractiles, Versatilidad, geometrías, transmisión de cargas.

RETRACTABLE STRUCTURES. THE VERSATILITY IN STRUCTURES.

Jon Urien, Juan Letona, José Luis Azkue

(1) *Lanik Ingenieros*

In the last decade, many multipurpose buildings are designed and built. In order to improve efficiency and rentability, the promoters have ordered installations flexible in its use.

In many cases, the versatility of the buildings has been resolved with a transformable architecture. For example: movable roofs and facades.

There are plenty of buildings with large capacity and large dimensions; they actually used some days a year, with low profitability. With these solutions have become multipurpose areas that are covered in all kinds of events (bull, sports, culture, exhibitions, holidays,...)

The retractable structures certainly have the ultimate expression of this versatility that convert an open and exposed site in a covered and protected build in minutes, multiplying the possibilities of use of those buildings.

The technological challenge is the controlled movement of large volumes and masses.

We want to explain various structural solutions that allow this in large buildings. The advantages of the structural behavior of the membranes and various geometries that improve building performance.

In addition, we intend to influence the load transfer from the mobile structure to the fixed, how to solve construction problems that occur between them (load transfer, different deformations, types of support ...) and how have all this in mind in the design and manufacturing.

Keywords: retractable, versatility, geometry, load transfer.

jlazkue@lanik.com

INTRODUCCION

Actualmente no podemos siquiera plantearnos un edificio sin estudiar perfectamente la futura gestión del mismo. Esto implica saber que uso se le va a dar y que coste tiene ese uso. Por ello, nos interesa sacar el máximo rendimiento al edificio y eso implica darle el mayor uso (y no siempre el mejor) el mayor número de días al año.

Por esto surgen los edificios multiusos: Queremos crear un edificio para una función principal y además darle otros usos secundarios:

- Queremos un auditorio, pero aprovechamos para hacer unas salas polivalentes que le den al edificio la posibilidad de albergar otros eventos. Incluso esas mismas salas queremos que se puedan subdividir según las necesidades.
- Queremos un estadio, pero si lo cubrimos podemos usarlo de auditorio.
- Queremos una plaza de toros, pero cubriéndola podemos realizar partidos de baloncesto, exhibiciones de motocross, conciertos multitudinarios,...

No es una nueva idea, pero la situación económica y la capacidad técnica nos permiten lograr este objetivo sin un excesivo sobre costo. De esta forma hacemos viable un proyecto que con un solo uso sería inviable. Pero no olvidemos que los edificios se crean para una función, las demás son secundarias y la eficacia del edificio no es tan buena.



La máxima expresión de esta versatilidad la tienen sin duda las estructuras retráctiles, capaces de convertir un espacio abierto y expuesto en una zona cubierta y protegida en minutos multiplicando las posibilidades de uso de los edificios. Pero esto no es siempre fácil, la complejidad de esas cubiertas crece exponencialmente con el tamaño de las mismas: Grandes luces, grandes pesos e

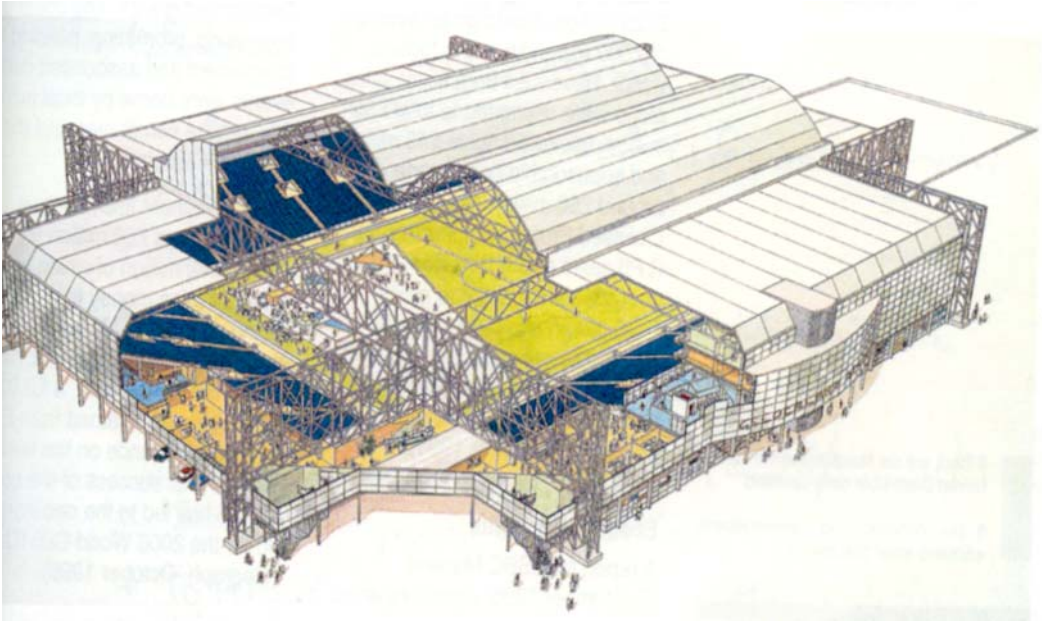
inercias, cargas fuertes de nieve y viento... sin olvidar que estos edificios va a estar repletos de personas durante el evento.



El desafío tecnológico es el desplazamiento controlado de grandes volúmenes y grandes masas. La forma de control que evite errores de colocación, la forma de transmitir los esfuerzos generados por las masas en movimientos o en distintas posiciones, las deformaciones diferenciales entre estructuras,...

Estudiemos estas complejidades:

DESPLAZAMIENTO DE GRANDES MASAS



En la imagen superior tenemos un ejemplo de geometría plana con grandes vigas soporte. En las imágenes inferiores justo lo contrario: Una cubierta de una plaza de toros, con una geometría esférica.



Si movemos esta gran masa por la cubierta vamos a tener unas deformaciones en la misma que pueden ser importantes. Por ello, tanto la forma de apoyar sobre la estructura fija como la geometría de las dos estructuras es muy importante.

Para hacernos una idea, El diámetro de la plaza es de unos 100m. Estos 100m. son también la luz entre apoyos. El peso de la estructura móvil es de unas 60 Tn. Y para bien o para mal la cubierta está inclinada.

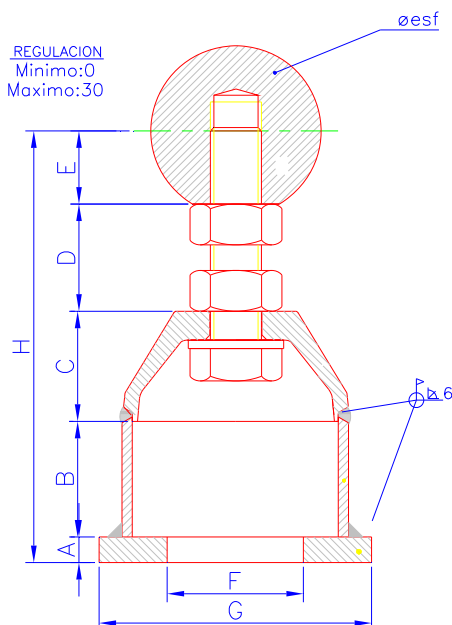
Una solución para este problema es una **geometría con comportamiento de membrana** y una **solución estructural** suficientemente rígida, de forma que esté donde esté la estructura móvil, las reacciones se repartan de la forma más homogénea posible por la estructura. La geometría de la cubierta debería ser esférica para que **el comportamiento sea laminar**. El tamaño de la parte móvil debería ser tal que no sobresalga de la fija cuando esté abierta.

Otra solución es no tener cubierta fija, que toda la cubierta sea móvil y apoye sobre una estructura de apoyo, no sobre la cubierta. Esta solución se utiliza en muy grandes estructuras móviles imposibles de ser soportadas por una cubierta, pero también en las cubiertas móviles sencillas (piscinas pequeñas y demás).



TRANSMISION DE ESFUERZOS. SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS

Cuando realizamos un cálculo de una estructura estamos acostumbrados a plasmar unas cargas y unas condiciones que damos por sentadas son correctas. Cuando ponemos un apoyo fijo, damos por hecho que es fijo. Si es deslizante, damos por hecho que lo es. Pero a la hora de materializar

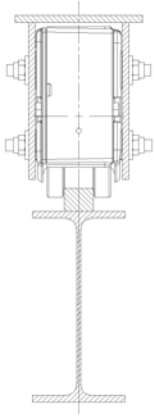


estas hipótesis de cálculo debemos cerciorarnos de la relación entre el cálculo y la realidad constructiva. En este punto y en el siguiente vamos a analizar este tema.

A la hora de transmitir los esfuerzos verticales no hay mucho problema, la estructura móvil se apoya en la fija y por tanto las cargas verticales van en los apoyos según tengamos previsto. Simplemente un cálculo en las distintas posiciones del recorrido y una velocidad de desplazamiento reducida pueden servirnos para que los cálculos se aproximen a la realidad.

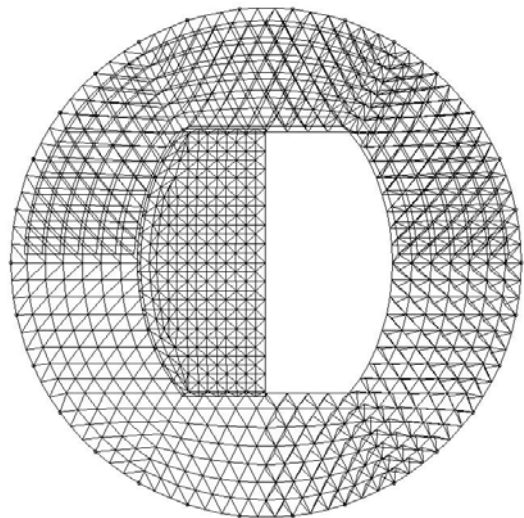
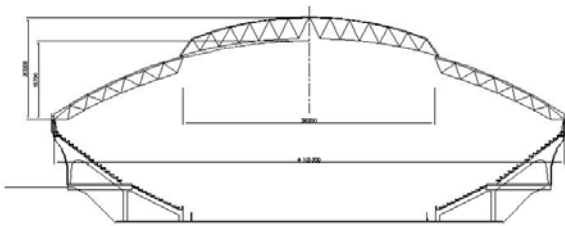
Pero con las **reacciones horizontales** tenemos dos problemas: Por un lado, las fuerzas de aceleración y frenado pueden ser grandes y deben tenerse en cuenta. Por otro lado, los mecanismos de desplazamiento nos pueden obligar a no admitir cargas horizontales. Si el sistema no lo soporta y le introducimos una carga podemos tener un gravísimo problema (se nos descarrila el tren).

Por ejemplo, existen distintos tipos de ruedas, algunas admiten cargas horizontales en la dirección perpendicular a el movimiento, otras no. Si le damos una carga incorrecta a estas piezas, se desplazarán produciendo un descarrilamiento del eje. Si damos un esfuerzo en el sentido de la marcha conseguimos que se mueva (se abre o cierra), nada más.



El diseño pues, debe permitir que la carga horizontal vaya a donde tenemos previsto y no a otro apoyo. En el caso de las mallas espaciales, gracias a su gran rigidez y su comportamiento membranal este problema se reduce sustancialmente y la carga se transmitirá a donde tenemos previsto.

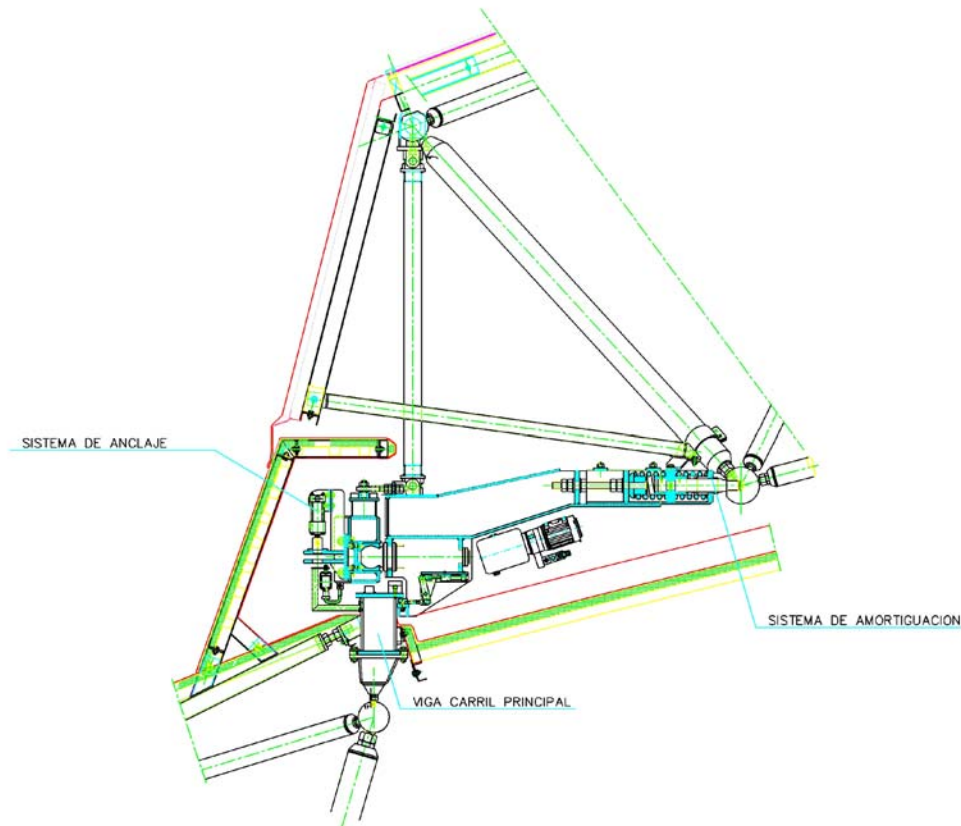
En situación de totalmente abierta o cerrada (sobre todo esta ultima) la estructura deberá tener un **sistema de anclaje** que permita soportar las cargas horizontales que se producen con fuertes vientos. Además el sistema de control deberá impedir el uso de la cubierta con vientos fuertes.



DEFORMACIONES ENTRE ESTRUCTURAS. SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.

Igualmente, cuando se produce una modificación de las cargas de las estructuras estas se deforman. Esto significa que el viento sobre la móvil, o el cambio de inclinación de la misma modificarán la geometría de esta y de la fija. Por ello se debe crear sistemas constructivos que

permitan cierto movimiento entre ambas y además transmitan las cargas según lo anteriormente indicado.



Una solución constructiva muy eficaz para estos casos son los sistemas de amortiguación y muelles. Un muelle nos permite transmitir la fuerza absorbiendo las deformaciones de la estructura. En la figura superior se puede ver como un boggie de una estructura móvil tiene un apoyo vertical y los desplazamientos y cargas horizontales se transmiten a través de un muelle. En la dirección perpendicular a la sección (la del movimiento) las cargas se transmiten a través de los motores y un sistema cremallera durante el desplazamiento. En la posición de cierre total existen unos enclavamientos que fijan la estructura horizontalmente.

Como se puede observar, no es un problema baladí el hacer desplazarse una estructura de grandes dimensiones por encima de otra, con miles de personas debajo. Las hipótesis de cálculo y la fabricación y posterior montaje de los componentes deben coincidir con exactitud. Por otro lado los sistemas típicos de transmisión de cargas no son válidos. Además, una buena geometría y un buen sistema estructural pueden resolver problemas que con un sistema más simple se complicarían enormemente.

ACCIONES DE VIENTO FUERA DE LA NORMATIVA

Terrés-Nícoli, J.M.^{1,2*}, Mans, C.^{1.}, King, P.^{3.}

(1) *Oritia & Boreas, Granada, España*

(2) *Universidad de Granada, España*

(3) *AGD Wind Engineering Group, The University of Western Ontario, Canadá*

RESUMEN:

En los últimos años se ha producido en España una evolución significativa de tipologías estructurales y formas arquitectónicas marcadas por la ligereza, flexibilidad, singularidad, envergadura y la eficiencia energética. En muchos casos, el marco normativo actual es incapaz de contemplar adecuadamente los diversos efectos derivados de la acción del viento; el viento se convierte en la carga dominante de diseño y el estudio de la respuesta dinámica estructural es imprescindible. La única metodología aceptable pasa por la adecuada simulación de la capa límite atmosférica: el perfil de velocidad media y la estructura de la turbulencia atmosférica. Se presentan las técnicas actuales para el análisis fundamentadas en las distintas tipologías de ensayo en capa límite atmosférica y en comparación con la normativa. Se discutirá la necesidad de estudio en capa límite que proporciona una adecuada valorización de la respuesta dinámica, combinaciones de carga equivalente, aceleración y desplazamiento así como velocidades para el confort humano y carga en fachadas ligeras.

Se hará uso de ejemplos de estudios efectuados por O&B - AGD como las cuatro torres de la CTBA (Madrid), Torre CajaSol (Sevilla), Ágora (Valencia), Puente AVE sobre el río Almonte, Puente del Tercer Milenio de Zaragoza o el Veles e Vents (Valencia).

Palabras clave: viento, túnel de viento, capa límite atmosférica, turbulencia atmosférica, respuesta dinámica.

WIND LOAD EFFECTS OUTSIDE OF THE CODE

ABSTRACT:

A significant evolution in the structural types and architectural shapes of buildings and bridges has been observed over the last few years, presenting enhanced flexibility, dimensions and energy efficiency. In many cases this results in increased vulnerability to wind action and less capability of the current national standards to properly estimate such effects. Reliable analysis methodologies must consider the proper definition of the wind structure in both time and space. This implies that such studies need to correctly model the atmospheric turbulence characteristics and the atmospheric boundary layer observed in nature. Analysis of the dynamic response to wind loading becomes necessary in many of those cases where wind governs structural design. This paper will present current updated methodologies for estimating equivalent static loads, load combinations, and structural accelerations and how they compare with current European and American standards and recommendations. A number of recent experiences by O&B and the AGD Group will be used as examples, such as the four CTBA towers in Madrid, Torre CajaSol (Sevilla), Ágora (Valencia), the high-speed rail bridge over the Almonte River, Third Millenium Bridge for the 2008 World Expo (Zaragoza) or the America's Cup hub building Veles e Vents (Valencia).

Keywords: wind, wind tunnel, atmospheric boundary layer, atmospheric turbulence, dynamic response.

(*) terresnicoli@oritaiyboreas.com

1. Introducción

El significativo desarrollo de las metodologías de diseño y de materiales de mayor capacidad resistente y menor peso ha permitido la evolución de tipologías estructurales de una creciente eficacia: mayor ligereza y flexibilidad. De la misma forma, estas metodologías y materiales permiten la concepción de complejas formas arquitectónicas con una significativa variedad de acabados superficiales. Esto redundará, en general, en la economía del diseño, su ejecución y la eficiencia energética de su explotación.

El viento adquiere un papel fundamental en el diseño de estas tipologías más flexibles y complejas formas arquitectónicas. El análisis de la acción del viento queda normalmente fuera del alcance de las recomendaciones normativas vigentes. Estas resultan incapaces de contemplar la infinidad de posibilidades formales tridimensionales y compleja interacción dinámica fluido estructura de las flexibles tipologías que determinarán el resultado de la acción del viento. Las normativas se limitarán a recomendar el estudio específico de los efectos del viento.

Así, los estudios de la acción del viento se han convertido en práctica habitual para el diseño óptimo de puentes y edificios. Las normativas señalan la necesidad de la adecuada modelización del viento natural en estos estudios. Esta naturaleza del viento se refiere a su estructura espacial y temporal; estos la definición de la capa límite y turbulencia atmosférica. Tales estudios de los efectos del viento se podrán llevar a cabo analíticamente en los pocos casos en los que los mecanismos de interacción fluido – estructura son suficientemente conocidos. Este puede ser el caso de, por ejemplo, una chimenea de aireación en la que se podrá aplicar la contrastada formulación de Vickery (Vickery & Basu, 1983). En los casos en los el sistema a estudiar presenten una geometría sencilla y una envergadura contenida se podrá valorar el estudio fundamentado en una modelización numérica. Será necesario en estos casos, además, que las condiciones del terreno sean homogéneas y de baja rugosidad. Esto es así dadas las limitaciones de los actuales modelos en reproducir las particularidades de la turbulencia atmosférica en un flujo tridimensional. En la mayoría de los casos el estudio deberá basarse en el ensayo de modelos a escala en túneles de viento de capa límite y modelos probabilísticos del clima de viento en el sitio se determinan cargas de viento de diseño.

El especialista en ingeniería del viento determinará la metodología de simulación más adecuada para el estudio de la estructura objeto del estudio: modelos de presiones, modelos de balanza, modelos aeroelásticos o modelos híbridos. Los efectos del viento se investigan mediante el ensayo de modelos a escala en túnel de viento de capa límite para todas las direcciones de viento y condiciones de terreno correspondientes a las mismas. Se prestará especial atención a la adecuada modelización de la estructura espacial del viento: la capa límite atmosférica. Esto será especialmente importante en el caso de estructuras con relativa envergadura espacial. En un terreno suburbano, por ejemplo, se tendrá que la velocidad de viento aumenta en un 35% de los 10 a los 75m lo que se traducirá en un aumento de más del 85% en presión aerodinámica. La carga resultante será significativamente no uniforme. De la misma forma será crucial asegurar la conveniente modelización de la turbulencia atmosférica dado que esta será responsable de una gran proporción de la componente dinámica de la respuesta.

A partir de los resultados de estos ensayos, será posible determinar las cargas globales sobre la estructura y componentes estructurales. Estas cargas incluirán la componente dinámica de la respuesta y se podrán presentar en forma de cargas estáticas equivalentes para facilitar su integración en el método de diseño. Los resultados de interés para el estructuralista podrán estar relacionados con estados límite últimos o de servicio, como desplazamientos o aceleraciones máximas en últimas plantas de edificios o tableros de puentes para el análisis de confort del usuario. Un ejemplo de estado límite relacionado con la naturaleza dinámica de la acción del viento y que afecta a cargas globales o locales sobre miembros y componentes estructurales es la fatiga. El estudio de los mecanismos de fallo por fatiga bajo la acción aleatoria del viento en las cada vez más flexibles estructuras y componentes difiere del estudio clásico para cargas cíclicas y está portando cobrando especial interés en los últimos años.

Este artículo hace referencia a algunas experiencias recientes de los autores presentadas en la Figura 1 en las que por características singulares del proyecto ha sido necesario ir más allá de las metodologías habituales en la ingeniería del viento. Estas metodologías singulares persiguen, no obstante, obtener valores para el diseño en un marco similar el de la cadena de Davenport presente en la mayoría de las normativas internacionales (Davenport, 1961). Para un detalle de la práctica habitual de esta disciplina se refiere al lector a manuales y recomendaciones normativas (Simiu & Scanlan, 1996), (ASCE, 1999).

2. –La estructura espacial y temporal del viento

La importancia de los efectos del viento en sistemas estructurales está relacionada con la naturaleza dinámica y aleatoria de la carga del viento más que con su intensidad. Los estudios experimentales de los efectos del viento deberán cuidar la adecuada simulación del flujo de capa límite atmosférica (CLA) correspondiente a la ubicación del proyecto. Como es sabido desde los '60, un análisis fiable sólo es posible a partir del ensayo en túnel de viento de capa límite (véase por ejemplo, (Jensen & Niels, 1963). Con esta metodología es posible reproducir las características particulares de los vientos cerca de la superficie terrestre y el flujo originado alrededor de esta geometría y por tanto distinto, en ese sentido, de los clásicos túneles utilizados en aeronáutica. Es importante señalar como la simulación de la CLA y la turbulencia atmosférica no se trata de una metodología discrecional en función del criterio del especialista o las condiciones del proyecto. Se trata de condiciones necesarias del estudio tal y como recogen desde hace más de 30 años diferentes normativas y recomendaciones internacionales (ASCE, 1999), (CEN, 2004), (ESDU, 1980).

Con carácter previo a la realización de los ensayos se deberá verificar que se han alcanzado simular con suficiente fidelidad los patrones de variación de velocidad media e intensidad de turbulencia con la altura así como la distribución espectral de la turbulencia en el sitio. Los perfiles de velocidad media de viento y de intensidad de turbulencia medidos en el túnel con un sensor apropiado se compararán respectivamente con los perfiles teóricos para el terreno correspondiente (por ejemplo, ESDU, 1982(a,b)). Como ejemplo, la Figura 2(a) presenta dicha comparación y muestra un ajuste suficiente de los perfiles medidos a los teóricos y lo que es importante, a lo largo de toda la altura del sistema objeto de estudio.

La correcta simulación de la turbulencia, sus escalas integrales así como la distribución de frecuencias en el espectro es decisiva en el estudio de los valores pico de presiones y fuerzas. La componente dinámica de la carga está intrínsecamente ligada a la naturaleza turbulenta de la capa límite y de ahí la importancia de la fiel reproducción de su estructura temporal. La Figura 2(b) muestra el espectro de viento longitudinal medido en el túnel de viento junto con el espectro teórico para terreno abierto (ESDU) a la misma altura (ESDU, 1974) correspondiente a un estudio ejemplo. Se constata así con carácter previo a los ensayos que el espectro medido en el túnel de viento ajusta bien con el espectro objetivo. La Figura 1 (5 y 8) muestran los sistemas de simulación de capa límite atmosférica para dos ubicaciones bien diferenciadas: cuatro torres del Madrid Business Area (CTBA), 5 y el Puente sobre el Río Almonte (Cáceres) de la línea Madrid – Lisboa.

3. –Combinaciones de carga

La simultaneidad entre las distintas cargas estructurales dependerá de la física de la interacción fluido-estructura y puede ser determinada en base a los estudios de ingeniería del viento en forma de combinaciones de carga de diseño. A partir del análisis es posible determinar cargas globales sobre la estructura que incluyan la componente dinámica en forma de cargas estáticas equivalentes de diseño. Los resultados de interés para el estructuralista podrán estar relacionados con estados límite últimos o de servicio, como desplazamientos o aceleraciones máximas en últimas plantas de edificios o tableros de puentes para el análisis de confort del usuario. La práctica habitual de diseño para valores máximos de todos los efectos sin tener en cuenta estas combinaciones de carga se traduce en soluciones ineficaces.

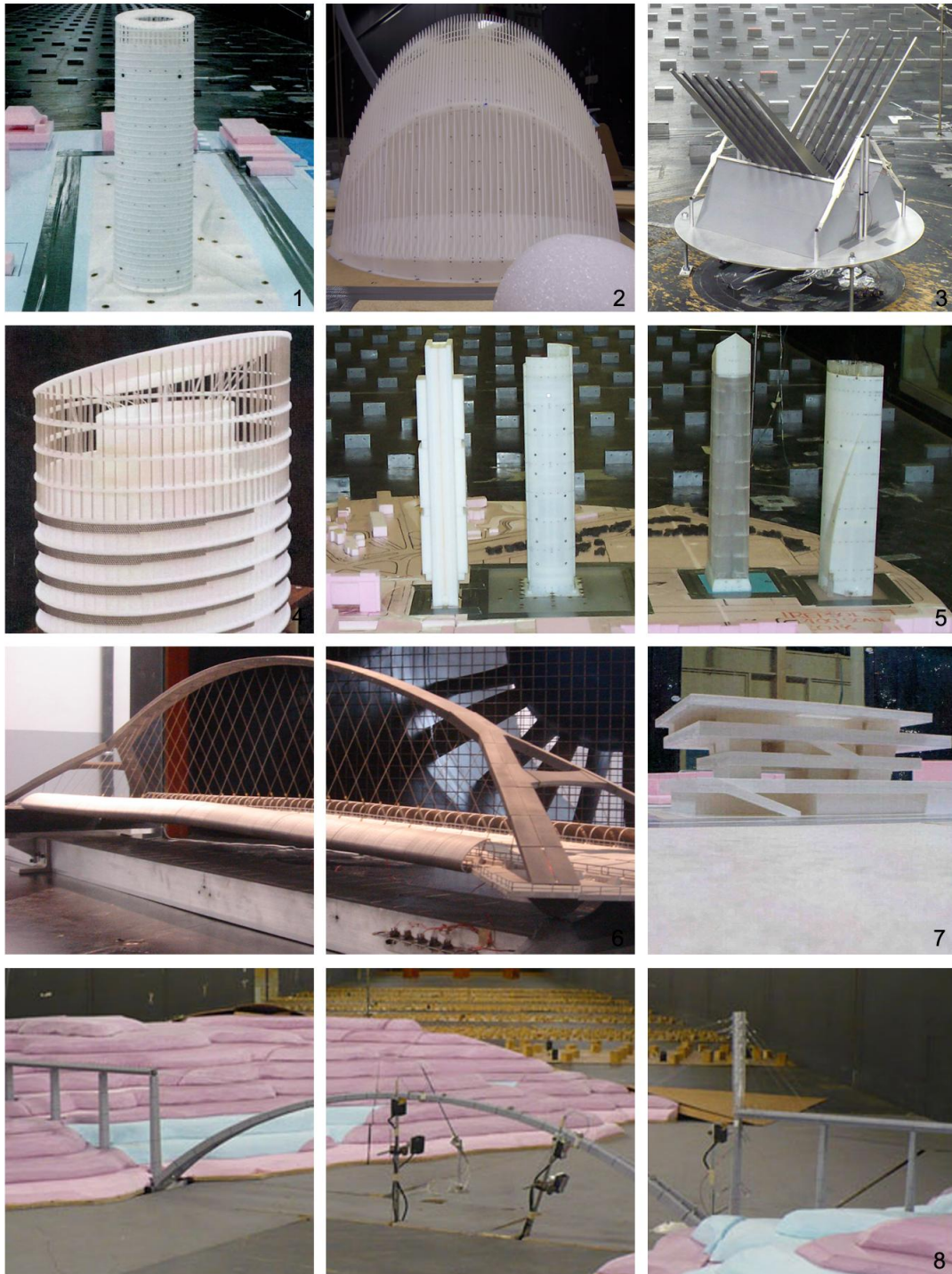


Figura 1. 1y4. Torre Cajasol, Sevilla 2y3. Ágora, Valencia 5. Cuatro Torres CTBD, Madrid 6. Puente Tercer Milenio, Zaragoza 7. Veles e vents, Valencia 8. Puente AVE Lisboa-Madrid, Río Almonte.

Estas combinaciones de los valores pico de efectos seleccionados con sus correspondientes coeficientes, se corresponderán a la realidad física del fenómeno determinada a partir de ensayos en túnel de viento de capa límite. Las cargas o efectos de diseño “E” (desplazamientos, flectores, axiles, etc.), se determinarán a partir de coeficientes de influencia (g). Mediante un análisis de correlación inversa carga-respuesta se determinan las combinaciones de carga correspondientes a tales efectos:

$$E(\phi) = \gamma_x M_x(\phi) + \gamma_y M_y(\phi) + \gamma_t M_t(\phi) \quad (1)$$

donde ϕ es la dirección de viento y M es la carga o efecto medido. Normalmente se obtienen hasta 24 combinaciones que envuelvan a todos los valores pico para el efecto en cuestión. Los casos de carga se seleccionan para maximizar (o minimizar) una de las componentes de carga de interés. A través de un análisis inverso de carga-respuesta, se determinan las combinaciones de carga y sus efectos que asegura la optimización de la carga global de la estructura para diseño. De esta forma se facilita la integración completa de la carga de viento en el modelo de cálculo del ingeniero estructuralista.

Esta metodología se deberá seguir para un diseño en un marco de fiabilidad para ELU y ELS que afecten a modos y respuestas globales como carga sobre cimentación o sobre elementos estructurales específicos. Un ejemplo de esta metodología de diseño optimizado para elementos estructurales se tiene en la cubierta de la Torre CajaSol. A partir de un estudio fundamentado en un modelo de sección (Figura 1, 4) se desarrollaron cargas estáticas equivalentes en forma de distribución de presiones correspondientes a estados máximos y mínimos de axiles en los montantes verticales de soporte de la cubierta, entre otros.

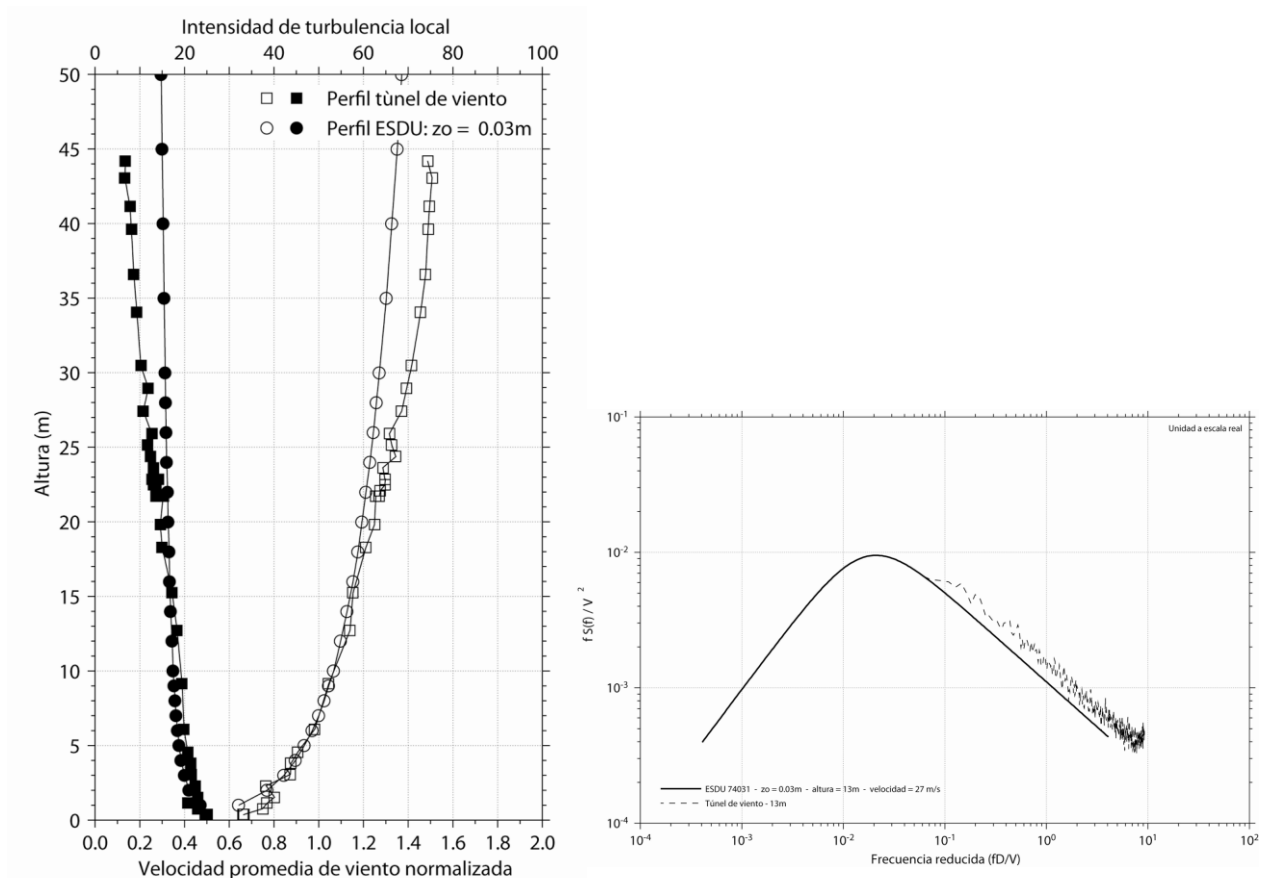


Figura 2. (a) Perfil de velocidades de viento e intensidad de turbulencia y (b) Espectro de velocidad de viento medida en el túnel de viento de capa límite.

4. Modelos de sección en edificación

Cada vez son más frecuentes los sistemas más o menos complejos de fachada consistentes en dobles pieles, elementos exentos, parasoles pasivos y automatizados etc. Esto es así por las variedades formales y de acabado que ofrecen desde el punto de vista arquitectónico y más aún por las soluciones de eficiencia energética y confort que posibilitan.

Estos elementos ligeros frecuentemente exentos y distribuidos en la envolvente arquitectónica deberán estar diseñados específicamente con respecto a la acción del viento. Las normativas, que contemplan elementos embebidos en la envolvente y geometrías sencillas se muestran incapaces de presentar estimaciones fiables o podrán resultar extraordinariamente conservadores. Los tradicionales estudios fundamentados en el ensayo en túnel de capa límite de un modelo de presiones (Figura 1,1) tampoco resultan útiles para el diseño de estos elementos de detalle de complejas envolventes arquitectónicas. Se plantea en estos casos estudios seccionales como el realizado para la Torre CajaSol en Sevilla (Figura 1,4) o el realizado también en España para la Torre Sacyr y Vallehermoso en Madrid. Estos ensayos suponen un reto en lo que respecta a la adecuada modelización de la estructura de la turbulencia atmosférica y requerirá el uso de herramientas y configuraciones experimentales (túneles de viento) correspondiente al estado del arte de la tecnología. Mientras que de esta forma es posible un diseño fiable y optimizado de estos sistemas, una inadecuada modelización de estos parámetros podrá llevar a estimaciones incorrectas de las cargas diferenciales netas actuantes.

5. Modelos aeroelásticos de detalle

Son cada vez más frecuentes las estructuras que si bien de forma global no presentan envergaduras extraordinarias, cuentan con elementos exentos o embebidos de especial flexibilidad. Véase, por ejemplo, la superestructura del Ágora en Valencia de Santiago Calatrava. La Figura 1,2 muestra un modelo de presiones para el estudio de cargas globales y locales sobre la envolvente. Estos elementos requerirán un estudio específico de la dinámica de la interacción fluido estructura y la posibilidad de ocurrencia de fenómenos aeroelásticos. En estos ensayos se modelizarán las propiedades dinámicas de la estructura tales como inercias, momentos de inercia, rigideces, frecuencias y formas modales. La Figura 1,3, muestra el modelo aeroelástico de la superestructura móvil. Mediante este tipo de modelización física se podrán predecir las componentes de fondo y resonante de la respuesta así como la ocurrencia de fenómeno aeroelástico.

A partir de los resultados se desarrollará un análisis dinámico discreto a partir del cual se podrá, por ejemplo, cuantificar las necesidades de amortiguamiento necesario, rigidez o inercias para el diseño óptimo de la estructura.

6. Actuaciones sobre la presión interior

Los sistemas de fachada ligera se optimizan como se ha comentado en base a estudios específicos de la acción del viento. A partir de este análisis se determinarán valores de diseño máximos y mínimos de las presiones diferenciales netas actuantes sobre los elementos y sus sistemas de anclaje. Se podrá analizar igualmente la dinámica e historia de carga para el análisis mediante métodos específicos (Rainflow, PVC, etc.) de estados límite de fatiga. En caso en el que estos estados de carga resulten inaceptables se podrá optar según la necesidad por la rigidización del propio módulo o los elementos de fijación. Esta carga puede resultar inaceptable o ineficaz trasladada a la estructura de referencia. En estos casos se proponen soluciones combinadas con la actuación sobre el campo de presiones interiores y por tanto directamente sobre el binomio del que resulta la presión diferencial neta de diseño. La Figura 1,7 muestra un modelo de presiones avanzado del edificio Veles e Vents de David Chipperfield desarrollado para la optimización del campo de presiones interiores.

CONCLUSIONES

Las nuevas tipologías estructurales, formas y acabados arquitectónicos presentan a menudo retos en el estudio de la acción del viento sobre los mismos. El viento adquiere un papel determinante en el proceso de estudio de las mismas con lo que resultará recomendable su temprana incorporación en el proceso. Se han presentado las bases metodológicas para el estudio de la acción del viento así como diversas metodologías más allá de la práctica habitual con referencias a ejemplo específicos obligados a un análisis lejos de lo contemplado en las normativas.

REFERENCIAS

ASCE. (1999). *Wind Tunnel Model Studies of Buildings and Structures*. ASCE.

CEN . (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN European Committee for Standardization.

DAVENPORT, A. (1961). *A Statistical Approach to the Treatment of Wind Loading on Tall Masts and Suspension Bridges, PhD Thesis*. Bristol, UK: The University of Bristol.

ESDU. (1980). *Performance of conical diffusers in incompressible flow. ESDU data items #73024 Amend. B*. London: Royal Aeronautical Society - Engineering Science Data Units.

ESDU 1982. "Strong winds in the atmosphere boundary layer. Part 1: Mean-hourly wind speeds". Data Item 82026.

ESDU 1982. "Strong winds in the atmosphere boundary layer. Part 2: Discrete gust speeds". Data Item 83045.

ESDU 1974. "Characteristics of atmospheric turbulence near the ground". Data Item 74031.

JENSEN, M., & NIELS, F. (1963). *Model Scale Tests in Turbulent Wind* (Vol. Part I). (T. D. Press, Ed.) Copenhagen, Denmark.

SIMIU, E., & SCANLAN, R. (1996). *Wind Effects on Structures* (3rd Edition ed.). New York, US: Wiley-Interscience.

VICKERY, B., & BASU, R. (1983). Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part I. Development of a mathematical model for two-dimensional conditions. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12, 49-73.

LA DESAPARICIÓN DE LA BARRERA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN LOS PROYECTOS ARQUITECTÓNICOS

Rey Rey, J.^{1.*}, Fernández Cabo, J.L.²

(1) *Mecanismo Ingeniería. Madrid, España.*

(2) *Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S.A.M., Dep. de Estructuras. Madrid, España.*

RESUMEN:

A lo largo de la historia en numerosas ocasiones la imaginación de los creadores ha ido por delante de las posibilidades técnicas de cada momento. Muchas de estas nuevas ideas han requerido largos periodos de tiempo para materializarse como realidad construida, hasta que el desarrollo tecnológico e industrial ha alcanzado un desarrollo suficiente.

Estas limitaciones técnicas se han acotado paulatinamente desembocando en la situación actual en la que cualquier planteamiento formal puede ser representado y analizado desde un punto de vista estructural, concluyéndose por tanto que ha desaparecido la barrera del análisis y de la representación gráfica en lo que al desarrollo de los proyectos arquitectónicos se refiere.

A lo largo del artículo se analiza cómo la formulación del método de los elementos finitos en la década de los 50 y la posterior generalización de los ordenadores personales y de los paquetes de software de dibujo (C.A.D.) y análisis estructural (F.E.M.) en los estudios de arquitectura e ingeniería en la década de los 80 del siglo pasado, posibilitó el desarrollo de cualquier propuesta arquitectónica por compleja que ésta sea.

Esto ha provocado una verdadera revolución a nivel formal en el mundo de la arquitectura, especialmente en el campo de la edificación singular o icónica.

Se estudia este proceso a través de los siguientes casos de estudio: Frontón de Recoletos, Edificio Seagram, Habitat '67, Ópera de Sydney, Guggenheim Bilbao, Victoria & Albert Museum, Crematorio en Gifu y CCTV en Pekín.

Palabras clave: Ingeniería estructural, edificación singular.

THE DISAPPEARANCE OF THE STRUCTURAL ANALYSIS BARRIER IN THE DEVELOPMENT OF ARCHITECTURAL PROJECTS

ABSTRACT:

Throughout history, many times creator's imagination has gone beyond the technical possibilities of each moment. Many of these new ideas have required long periods of time to materialize until technological and industrial development has reached sufficient development.

These technical limitations have been narrowing up to the current situation when any formal approach can be analyzed from a structural point of view, therefore concluding that the barrier of the structural analysis in the development of an architectural project has disappeared.

This paper explores how the formulation of the finite element method in the 1950's and the subsequent spread of personal computers, together with drawing (C.A.D.) and structural analysis' (F.E.M.) software in architecture and engineering offices in the 1980's, made the development of any formal proposal for a building possible.

This has caused a revolution at a formal level in architecture, especially in the field of iconic buildings.

This process is studied through the following case studies: Frontón Recoletos, Seagram Building, Habitat '67, Sydney Opera House, Guggenheim Bilbao, Victoria & Albert Museum, Gifu's Crematorium and Beijing CCTV.

Key words: Structural engineering, iconic buildings.

* juan.rey@mecanismo.es

1. Introducción

A lo largo de la historia, en el mundo de la arquitectura, como en muchos otros ámbitos, la imaginación de los creadores ha ido muy por delante de las posibilidades técnicas y constructivas de cada momento histórico. Así, muchas de las formas gestadas en las cabezas de diversos grupos de arquitectos han tardado años e incluso décadas en pasar del cuaderno a materializarse como realidad construida.

Históricamente los grandes cambios en las formas arquitectónicas fueron debidos a la aparición de un nuevo material estructural. En cambio, recientemente, el gran giro a nivel formal que se ha producido en los edificios icónicos no responde a este motivo sino al desarrollo de nuevos métodos de cálculo y representación gráfica así como la generalización de los ordenadores personales para el desarrollo de proyectos de arquitectura.

En las tres últimas décadas del siglo pasado, los nuevos medios técnicos, en especial los ordenadores personales, se fueron popularizando en el ámbito de las oficinas de proyectos y evolucionando exponencialmente en sus prestaciones. En paralelo, los paquetes de software, con los programas de dibujo asistido por ordenador (C.A.D.) y de análisis estructural basados en el método de los elementos finitos (F.E.M.) a la cabeza, comenzaron a desarrollarse. Este proceso ha desembocado en la actual situación, en la cual, por primera vez en la historia, se puede afirmar que el análisis estructural ha dejado de ser una traba para el desarrollo de ciertos proyectos, que por su complejidad geométrica o constructiva, años antes no era posible su desarrollo.

Esta eliminación de la barrera de la representación gráfica y del análisis estructural ha ejercido una influencia decisiva en las formas de muchos de los edificios construidos a lo largo de estos primeros años del siglo XXI, suponiendo una radical ruptura formal con respecto a la arquitectura icónica del siglo pasado.

2. Analisis histórico

2.1. Evolución histórica de los métodos de cálculo de estructuras

Desde los antiguos maestros constructores, que empleaban para el diseño y construcción de las estructuras de sus edificios sencillas reglas de proporción basadas en la experiencia, hasta nuestros días, con el empleo generalizado de ordenadores y software específico, los sistemas de cálculo de estructuras han tenido una evolución constante.

Históricamente, la aparición de nuevos materiales de construcción ha influido de forma decisiva en esta evolución referida. La aparición de un nuevo material implicaba en muchos casos la necesidad de desarrollar sistemas generales de cálculo ad hoc. De este modo, por ejemplo, con la llegada de la revolución industrial y la generalización del acero como material estructural a finales del siglo XIX y posteriormente la aparición del hormigón armado a principios del siglo XX, se vio necesario el desarrollo de métodos de cálculo que posibilitasen la resolución de esquemas estructurales previamente no habituales.

Estos nuevos esquemas estructurales, con altos grados de hiperestaticidad, requerían la resolución de grandes sistemas de ecuaciones. No fue hasta la formulación en 1930 del método de Cross cuando éstos pudieron ser resueltos de forma satisfactoria, aunque siempre dentro de un marco acotado de complejidad geométrica y de cargas.

Sin embargo, es durante la segunda mitad del siglo pasado cuando esta evolución ha sido más decisiva, especialmente con la formulación del método de los elementos finitos por Turner, Clough, Martin y Topp en 1956.

Este método ha visto extendido enormemente su uso debido a su generalidad y a la facilidad de introducir dominios de cálculo complejos (en dos o tres dimensiones). Dada la imposibilidad práctica de encontrar la solución analítica de ciertos problemas, en general ligados a la existencia de geometrías y/o cargas complejas, con frecuencia el método de los elementos finitos, se convierte en la única alternativa práctica de cálculo.

En el campo de la arquitectura pronto se percibió el potencial del nuevo método para el desarrollo de edificios con geometrías mucho más complejas que las empleadas hasta la fecha, si bien su empleo generalizado para el diseño y cálculo de edificios no se produce hasta la década de los 90 del siglo pasado, gracias a la irrupción de los ordenadores personales y los paquetes de software de cálculo en los estudios de arquitectura e ingeniería.

2.2. Evolución histórica de los métodos de representación gráfica arquitectónica

Desde la antigüedad, el hombre ha sentido siempre la necesidad de representar gráficamente el entorno que le rodea, como lo demuestran los dibujos encontrados en las cuevas prehistóricas, pero no es hasta el renacimiento cuando se intenta representar la profundidad. Posteriormente, Gaspard Monge, con la publicación en 1799 de su obra "*Geometrie descriptive*", revoluciona la representación gráfica en el ámbito de los proyectos arquitectónicos, posibilitando la representación de superficies tridimensionales de objetos sobre una superficie bidimensional, a través de sistemas como el diédrico, planos acotados o perspectiva cónica.

En el ámbito de la representación de líneas y superficies curvas, la publicación de las curvas de Bézier en 1962 por Pierre Bézier resultó un verdadero hito, puesto que la libertad de curvatura que introducía era total, dependiendo la forma final únicamente de la imaginación del diseñador. El sistema, pensado inicialmente para el diseño de piezas de carrocería del automóvil, consistía en unir dos puntos con una curva, definiendo esa curva a partir de unos elementos esenciales: los puntos denominados nodos o puntos de anclaje.



Figura 1 – (1) Geometría descriptiva, (2) Trafalgar Square, Zaha Hadid (1.985) y (3) superficie de Bézier.

El grupo neoyorquino "Five architects" organizó una exposición en el MOMA en 1967 donde declaró la intención de recuperar en el ámbito de la representación gráfica la experimentación radical de las vanguardias de inicio del siglo. En este sentido, es paradigmático el proyecto de Zaha Hadid para Trafalgar Square (1985), registrando en sus planos múltiples niveles del edificio, mezclados con secciones, puntos de vista en distintas posiciones, etc. No obstante las propuestas de las neovanguardias apenas incorporaron las innovaciones tecnológicas y no lograron alterar los paradigmas de la perspectiva y del sistema de vistas ortográficas, no suponiendo por tanto una ruptura real con el sistema clásico de representación gráfica arquitectónica.

El diseño asistido por ordenador (Computer Aided Design o C.A.D.) ha revolucionado los sistemas de representación gráfica, proporcionando una herramienta relativamente simple para la representación digital de los planos y sobre todo para la visualización 3D, suponiendo un paso de gigante respecto a la elaboración manual de perspectivas 3D basadas antaño en técnicas de dibujo lentas y laboriosas, que además no eran interactivas.

El primer CAD data de los años 50 para las Fuerzas Aéreas de USA, estando ya disponibles en 1.968 los sistemas CAD 2D que funcionaban en terminales de grandes ordenadores. Su introducción en las oficinas de arquitectura e ingeniería se produce en términos generales a lo largo de la década de los 80 con la llegada de los paquetes comerciales de software (Autocad, etc) y popularizándose exponencialmente hasta la situación actual en la que se ha convertido en el estándar en el ámbito de la representación gráfica.

3. Casos de estudio

Se han seleccionado un total de 8 casos de estudio para, a través de su análisis comparado, profundizar en los orígenes, causas y consecuencias de la eliminación de la barrera del análisis

estructural en el ámbito de los proyectos arquitectónicos. Se ha establecido dicho periodo clave de forma aproximada, entre los años 1980 y 1985 y se han seleccionado 4 edificios anteriores a dicha franja temporal y 4 posteriores.

El frontón de Recoletos se construyó en Madrid 1935. Con su cubierta laminar de tan solo 8 cm de espesor para cubrir una superficie de 55 x 32,5 m supuso un verdadero hito estructural en su momento. Hoy en día, con los ordenadores y software de dibujo y análisis estructural existentes en el mercado, el cálculo de la estructura de cubierta planteada por Torroja puede ser desarrollado con cierta facilidad y rapidez. En cambio, en el momento en el que la estructura del edificio fue calculada, esta tecnología no estaba disponible y todos los cálculos fueron desarrollados manualmente. Así, la estructura no pudo ser analizada completamente debido a la complejidad de la misma en relación a los medios disponibles y resultó imprescindible que Torroja llevase a cabo un buen número de importantes simplificaciones para poder abordar el problema. Los cálculos se basaban en la resolución de un sistema de nueve ecuaciones diferenciales obtenidas del planteamiento de equilibrio y compatibilidad de la estructura de las láminas. Las tensiones y deformaciones eran obtenidas de la resolución de dicho sistema de ecuaciones.

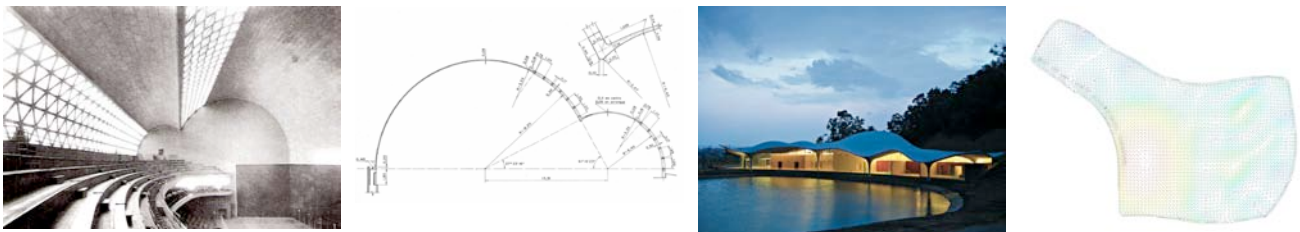


Figura 2 – Frontón de Recoletos: (1) vista interior del edificio y (2) sección transversal tipo de la cubierta. Crematorio en Gifu: (3) vista exterior del edificio y (4) modelo de elementos finitos.

En contraposición al planteamiento resistente como generador de las formas del edificio proyectado por Torroja y Zuazo, la idea del proyecto del Crematorio en Gifu (2004-06) nace a partir de unos croquis a mano alzada de una lámina ondulante de hormigón armado “flotando” sobre el paisaje en los que Toyo Ito únicamente tiene en consideración el programa que debe albergar el edificio y la belleza del resultado final. En este caso no es por tanto la lógica estructural la que determina la forma de la cubierta, si no otro tipo de condicionantes por lo que se puede afirmar que en este caso la estructura se supedita a la forma.

Esta geometría inicial, concebida sin tomar en consideración el esquema resistente del edificio, fue digitalizada y analizada desde el punto de vista estructural por Mutsuro Sasaki con ayuda del software Nastran para, manipulando ligeramente dicha forma inicial a través de un proceso interactivo aplicando el algoritmo genético, encontrar una nueva geometría más económica y con un mejor comportamiento desde el punto de vista estructural que a la vez se ajustase a la forma predefinida inicialmente, realizando para ello leves variaciones en la geometría. El modelo digital fue empleado además para la fabricación por CAD-CAM de los complejos encofrados necesarios para la construcción de la cubierta.

La nueva sede de la CCTV (2003-08) es un rascacielos de 44 plantas y 234 metros de altura proyectado por OMA y emplazado en el CBD (distrito financiero) de Pekín, China. Su estructura principal se concibió inicialmente como un tubo, formado por una malla continua de vigas de acero dispuestas en diagonal cubriendo por completo la superficie perimetral del edificio. A través de un proceso de análisis iterativo, en aquellas zonas donde los esfuerzos a soportar eran muy elevados esta malla se duplicó o incluso cuadruplicó. Por el contrario, en aquellas otras zonas en las que los esfuerzos eran muy reducidos o incluso nulos, los elementos se iban eliminando. Se trata por tanto de un nuevo ejemplo en el que a partir de un esquema estructural poco optimizado, éste es manipulado para tratar de “racionalizarlo” de forma que, sin cambiar sustancialmente la apariencia inicialmente planteada, se economice en su construcción.

Por el contrario, Mies van der Rohe concibió el edificio Seagram (1954-59), icono del estilo internacional, a partir de un concepto estructural claro: un núcleo estructural central dimensionado para absorber la totalidad de las acciones horizontales y que comparte la misión portante de las acciones verticales con un entramado metálico de pilares y vigas metálicas alrededor del mismo.



Figura 3 – Edificio Seagram: (1) vista exterior del edificio (2) plano de planta y (3) esquema núcleos. Sede CCTV: (3) vista exterior y (4) maquetas del proceso evolutivo de diseño estructural.

El edificio, de 157 metros de altura, fue calculado por Severund Associates por medios manuales, introduciendo grandes innovaciones en su momento como el empleo de tornillos de alta resistencia en un edificio en altura, la disposición de un núcleo mixto acero-hormigón, etc. Por el contrario, para el desarrollo del proyecto del CCTV, se emplearon con profusión los nuevos medios tecnológicos disponibles. Así se realizaron modelos en SAP2000 (análisis matricial elástico lineal), LS-Dyna (análisis sísmico), Xtract (análisis no-lineal de secciones mixtas), GSRaft (análisis no-lineal de la interacción suelo-estructura), MSC/Nastran (diseño de uniones a través de FEM), así como software CAD-CAM para la fabricación de la estructura metálica.

Habitat '67 es edificio prefabricado de 12 plantas y 44 metros de altura construido en Montreal, Quebec, Canadá y diseñado por el arquitecto Moshe Safdie para la Expo 67 a partir de módulos prefabricados de hormigón de 11,7 x 5,3 x 3,0 m. La geometría del edificio, todavía generada a partir de formas ortogonales, presenta no obstante una gran complejidad debido a los decalajes que se producen entre los módulos para formar terrazas y cubiertas ajardinadas en voladizo.

August Komendant, ingeniero al cargo del diseño estructural, desarrolló un sistema de conexión de las unidades prefabricadas entre sí muy avanzado para la época (años 60 del siglo pasado), a través de postesado, generando de este modo un conjunto monolítico.

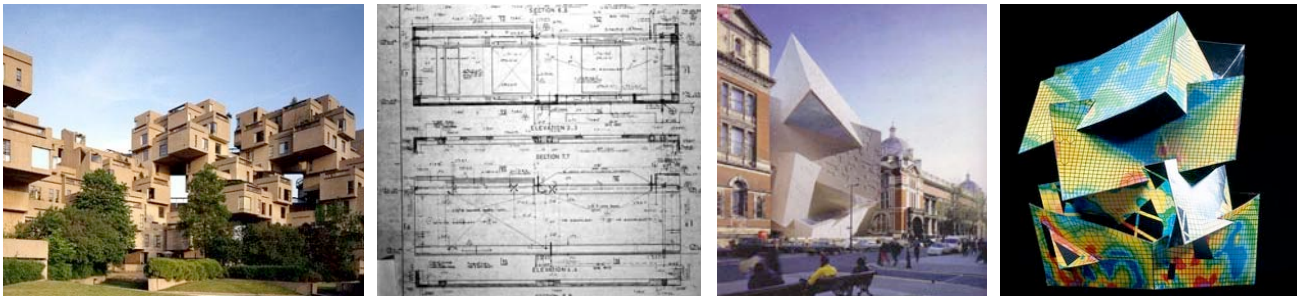


Figura 4 – Habitat '67: (1) vista exterior y (2) plano de estructuras delineado a mano. Museo Victoria & Albert: (3) vista exterior de la propuesta y (4) maqueta modelo FEM.

La propuesta de Daniel Libeskind para la ampliación del museo Victoria & Albert de Londres (1996-2004) se basa en la idea de una línea que se quiebra en el espacio formando una espiral como concepto geométrico del edificio. En contraposición al proyecto de Safdie, vemos como en este caso Libeskind rompe con la ortogonalidad entre las piezas, apoyando por las nuevas herramientas que los avances tecnológicos le proporcionan, configurando un icono del movimiento deconstructivista. A partir de este planteamiento conceptual de Libeskind, Arup –la ingeniería al cargo del desarrollo de la estructura- plantea la posibilidad de generar esta geometría a partir de un algoritmo matemático, buscando conferir un mayor rigor conceptual a la libertad de formas deseada por el arquitecto. La estructura se concibe como una fachada estructural quebrada y continua de hormigón armado, en la que apoyan las losas de los forjados sin necesidad de ningún apoyo intermedio, generando plantas libres. Para poder analizar y dimensionar una geometría de esta complejidad se desarrolló un completo modelo de elementos finitos.

Finalmente, se puede considerar que los dos ejemplos más paradigmáticos del proceso objeto de estudio son la Ópera de Sydney y el museo Guggenheim de Bilbao. El primero, obra de Jörn Utzon, es un claro ejemplo de arquitectura previa a la eliminación de la barrera del análisis

estructural en el ámbito arquitectónico, en el que desde su concepción hasta su inauguración en 1973 pasó por un tortuoso proceso que se prolongó a lo largo de casi dos décadas. El edificio fue además construido con un coste muy superior al inicialmente estimado.

El segundo, obra de Frank Gehry, inaugurado en 1997 en Bilbao, se trata en cambio de uno de los primeros en los que para el desarrollo de su compleja geometría se emplearon de forma pionera (1987) ordenadores personales y paquetes de software tanto de representación gráfica tridimensional (Catia) como de análisis estructural mediante el método de los elementos finitos (AES) como de CAD-CAM (Bocad). Gracias a esto, se pudo construir el edificio de forma fiel al concepto inicial de Gehry y ajustándose al presupuesto y plazo establecidos inicialmente.

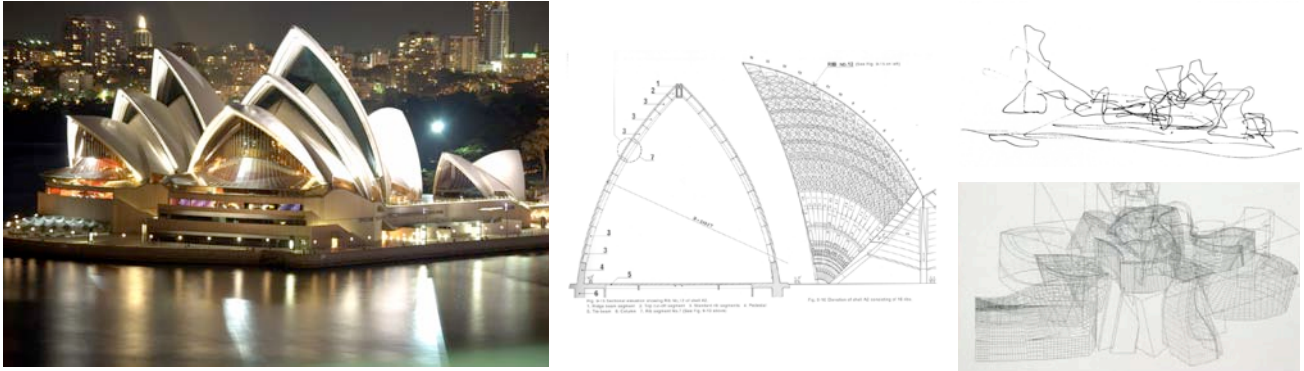


Figura 5 – Ópera de Sydney: (1) vista exterior y (2) geometría de una de las bóvedas. Museo Guggenheim de Bilbao: (3) croquis inicial y (4) modelo 3D con software Catia.

Cuando se comenzó a trabajar en el diseño de la Ópera de Sydney, en 1955, no existían ordenadores personales ni por tanto los paquetes de software asociados en el ámbito de la representación gráfica y del análisis estructural. Por otra parte, el método de los elementos finitos estaba siendo presentado en esa época y no se encontraba lo suficientemente desarrollado para ser empleado. Utzon decide partir de un formalismo como idea generadora del edificio, en la que no tiene en cuenta el esquema resistente, en lo que se puede considerar como un avance de lo que ha acabado por generalizarse en el planteamiento de los edificios singulares en el principio de este nuevo siglo. Así, en palabras del propio Utzon: “... en lugar de crear formas ortogonales, he creado una escultura –una escultura que cubre todos los usos necesarios–”.

Las superficies inicialmente dibujadas a mano alzada por Utzon y que definían las cubiertas carecían de una geometría definida. Pronto se pudo comprobar que estas superficies no eran analizables ni construibles con los medios técnicos ni constructivos de la época. Durante 4 años, los ingenieros de Arup, al cargo del diseño estructural del edificio, estudiaron hasta 8 geometrías diferentes para las cubiertas, desde los primeros diseños basados en parábolas, pasando por elipsoides hasta las definitivas basadas en superficies de una misma esfera.

En el caso del Guggenheim, el proyecto fue iniciado en 1987 y para su diseño se emplearon de forma decisiva ordenadores y software específico, tanto para la generación de volúmenes y superficies como para su posterior análisis estructural y fabricación de la estructura. Este hecho fue el que dotó al edificio de una singularidad anteriormente nunca vista y que habría sido imposible de llevar a cabo tan solo unos pocos años antes.

El diseño del museo es geométricamente complejo, consistiendo en una serie de volúmenes interconectados, cada uno de ellos con formas aparentemente libres. La creación por parte de Gehry de geometrías tan orgánicas fue posible gracias al empleo por primera vez en el ámbito de los proyectos arquitectónicos del programa Catia. Este software permite manipular modelos tridimensionales de sólidos posibilitando la libertad formal de crear superficies curvas a antojo. El empleo de Catia supuso en este caso la ruptura de la barrera formal que impedía que ideas que llevaban años gestándose en la cabeza de Gehry pudiesen llevarse a cabo.

Gehry exportaba directamente las enrevesadas formas de sus maquetas a Catia, mediante el empleo de escáneres 3D que reconocían los puntos de las superficies de las maquetas transformándolos en coordenadas tridimensionales en el sistema. Por su parte, el uso de sistemas

de celosías de acero permitió a SOM, al cargo del diseño estructural, el planteamiento de un esquema relativamente sencillo para la generación de estas complejas geometrías.

El exitoso desarrollo del proyecto y construcción del edificio con esta geometría, enormemente compleja y alejada de lo habitual hasta la fecha, supuso la afirmación de que no existen límites geométricos a las formas construidas.

6. Conclusiones

El importante desarrollo tecnológico e industrial surgido especialmente durante la segunda mitad del siglo pasado ha configurado un caldo de cultivo propicio para la transformación de las formas arquitectónicas de una manera radical y rupturista, viéndose apoyado este proceso en los avances no solo tecnológicos sino también científicos, hasta desembocar en la situación actual en la que cualquier planteamiento formal puede ser analizado desde un punto de vista estructural. Ha desaparecido por tanto la barrera del análisis y de la representación gráfica en lo que al desarrollo de un proyecto arquitectónico se refiere.

Antes de la eliminación de dicha barrera una gran parte de los edificios se planteaban en función de que fuesen fácilmente calculables teniendo en cuenta los métodos científicos e instrumentos técnicos disponibles, resultando muchos planteamientos formales por tanto coartados por el hecho de que su cálculo resultase excesivamente complejo o directamente no abarcable. Los nuevos métodos de cálculo y representación gráfica proporcionan tal cantidad de posibilidades nuevas, que esta tentación de proyectar sólo lo calculable por métodos elementales ha desaparecido.

Además hoy en día la geometría no supone una limitación para el diseñador, ya que existen estructuras geométrico-matemáticas que permiten incorporar al proceso creativo una libertad total. Así, la forma se libera también de la rigidez impuesta en épocas anteriores por la geometría.

Esto ha provocado una verdadera revolución a nivel formal en el mundo de la arquitectura, especialmente en el campo de la edificación singular o icónica, donde, las concepciones formales han comenzado a imponerse sobre las conceptuales y estructurales.

Por tanto, en este contexto posibilista, las nuevas herramientas disponibles a raíz de los avances científicos y sobre todo tecnológicos expuestos a lo largo del presente artículo, pueden ser empleadas o no, y está, en cualquier caso, en último término en manos de los proyectistas hacer un uso sensato y responsable de las mismas.

BIBLIOGRAFÍA

- Bernabeu, Alejandro. 2007. "El diverso origen de nuevas formas estructurales y arquitectónicas: la aparición de nuevos materiales en los siglos XIX y XX frente al desarrollo tecnológico actual". Quinto congreso nacional de Historia de la Construcción. Burgos.
- Bernabeu, Alejandro. 2007. "Estrategias de diseño estructural en la arquitectura contemporánea. El trabajo de Cecil Balmond". Tesis doctoral dirigida por D. Ricardo Aroca en la ETSAM. Madrid.
- Drew, Philip. 1995. "Sydney Opera House". Editorial Phaidon.
- Kurrer, Karl-Eugen. 2008. "The history of the theory of structures. From arch analysis to computational mechanics". Ernst & Sohn. Germany.
- Lozano Galant, José Antonio; Payá Zaforteza, Ignacio. 2011. "Structural analysis of Eduardo Torroja's Frontón de Recoletos' roof". Engineering structures 33, 843-854.
- Manterola, Javier. 1999. "Filosofía y técnica estructural". Revista de Obras Públicas. Número 3.388. Junio de 1999.
- Martínez Calzón, Julio. 2007. "Arquitectura e ingeniería. Una reflexión comprometida". Ingeniería y territorio. Revista del C.I.C.C.P. de Barcelona, nº 78, 2007: 6-13.
- Pellegrino, S. & Wislow, P. & Sharma, S. 2009. "Multi-objective optimization of free-form grid structures". Cambridge University. Springer.
- Sasaki, Mutsuro. 2004. "Shape design of free curved surface shells". Número especial a + u, Architecture and Urbanism, nº5 (404), Mayo 2004: 36-37.
- Van Bruggen, Coosje. 1998. "Frank O. Gehry. El museo Guggenheim de Bilbao". The Solomon R. Guggenheim Foundation.

SINGULARIDADES EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS EN ALTURA. EL CASO PARTICULAR DE TORRE ESPACIO.

Serrano Corral, A.^{1*}, Ladrón de Guevara Méndez, G.¹, Castañón Jiménez, C.¹, Martínez Calzón, J.¹

(1) MC2 Estudio de Ingeniería, S.L. Madrid, Spain

RESUMEN:

La aspiración del hombre de construir edificios cada vez más altos, le ha llevado a acercarse continuamente a los límites de las técnicas de análisis, diseño y construcción conocidas, superando sucesivamente estos límites para progresar desde los 213 m de altura del edificio *Met Life Tower* de Nueva York, construido en 1909, hasta los 828 m del *Burj Khalifa* en Dubai, terminado en el año 2010, en apenas 100 años.

Esta escalada en altura exige un conocimiento cada vez mejor de las condiciones de análisis y diseño que rigen el proyecto y construcción de este tipo de edificios, como por ejemplo el efecto del viento en altura, no sólo desde el punto de vista estático, sino también dinámico; los procesos de deformacionales y reológicos de los elementos de soporte vertical del edificio durante la construcción y los primeros años de servicio; las condiciones dinámicas de confort de los usuarios, etc.

En la presente comunicación se exponen una breve evolución histórica del análisis y diseño de la edificación en altura con los hitos que han marcado su desarrollo, y la aplicación de las técnicas actuales de diseño al edificio Torre Espacio, que con sus 219 m sobre rasante fue el primero de los rascacielos que se han construido a principio del siglo XXI en Madrid.

Palabras clave: Edificio en altura, rascacielos, análisis y diseño, proceso constructivo.

SINGULARITIES IN TALL BUILDINGS ANALYSIS AND DESIGN A CASE STUDY: TORRE ESPACIO BUILDING

ABSTRACT:

The mankind's aspiration to build higher and higher buildings has involved reaching every time to analysis, design and construction known limits, being this limits continuously broken, progressing from the 213 m high Met Life Tower building, built in 1909, to Burj Khalifa building finished in 2010 with a height of 828 m; all this just in 100 years.

This increase in height requires a continuous improvement in analysis and design of the conditions that governs this kind of building's projects and its works; for example: the effect of wind at high rise, not only from a static point of view, but dynamic too; the deformational and rheologic processes in vertical supports elements in the building during construction and initial service life, users' comfort dynamic conditions, etc.

In this communication, a brief historic evolution of analysis and design of tall buildings is presented, including the milestones that have marked its development. It is also presented the actual techniques practical application to Torre Espacio building's project. Torre Espacio with a height of 219 m above ground level was the first of the skyscrapers built in Madrid beginning the XXI century.

Key words: Tall building, skyscraper, analysis&design, construction process.

* alvaro.serrano@mc2.es

1. Introducción

La edificación en altura, por su propia esencia requiere un conocimiento profundo del hecho estructural, que en la mayor parte de los casos debe adentrarse en conceptos que para edificios de tipo convencional no son de ninguna manera condicionantes.

En los edificios en altura las condiciones de acciones horizontales de viento y sismo, el comportamiento dinámico del edificio, la interacción entre elementos estructurales o el comportamiento reológico a largo plazo en el caso de estructuras de hormigón influyen de manera determinante, en su análisis, proyecto y construcción.

A continuación se plantean algunas de las singularidades que se presentan en Torre Espacio.

2. Torre Espacio

El edificio en altura Torre Espacio situado en el Paseo de la Castellana de Madrid, consiste en una gran torre de 56 plantas y 237 m de altura total, de los cuales 219 m están sobre rasante y 18 m bajo la rasante en seis sótanos. La torre ha sido promovida por Inmobiliaria Espacio con proyecto de arquitectura del prestigioso estudio neoyorkino Pei, Cobb, Freed & Partners y diseño estructural de MC2 Estudio de Ingeniería. La ejecución ha sido realizada por la empresa OHL.



Fig 1.- Torre Espacio. Modelo de cálculo, diversas fases de ejecución y edificio terminado.

No resulta objeto de la presente comunicación hacer una exposición del proyecto y construcción de Torre Espacio, puesto que esta información ha sido ampliamente divulgada (ver bibliografía), sino detallar aquellas soluciones que se han aplicado de forma concreta en su ejecución en relación a la problemática surgida debido a su altura. En cualquier caso para mantener cierta autonomía en la lectura, se van a resumir ciertas características estructurales del edificio.

Los esquemas estructurales fundamentales del edificio son los siguientes:

- Disposición de un núcleo central de sección en cajón hueco, con perforaciones en cada planta para acceso al mismo.
- Adicionalmente, dos núcleos de ascensores colaborantes con el anterior, ascienden hasta ciertas alturas para allí desaparecer y ser sustituidos por soportes.
- Soportes principales interiores continuos en toda la altura, ubicados a lo largo del perímetro oval que forma en los pisos altos la planta del edificio.
- Sistema cinturón que conecta a una altura aproximadamente de dos tercios de la altura de la torre, el núcleo central con los soportes principales para hacer frente a las acciones horizontales de viento de forma solidaria.
- Soportes perimetrales o de fachada, en parte curvilíneos, que van desapareciendo en la altura de la torre con su variación de forma.
- Grandes celosía cargadero metálica en la zona inferior de la torre que permite apeaar dos alineaciones de soportes de fachada liberando el espacio de entrada a la torre.
- Forjados de losa maciza de hormigón armado.

Los antedichos sistemas proporcionan al edificio una estructura resistente de gran coherencia y facilidad constructiva, así como de alta economía a nivel de precio y plazo.

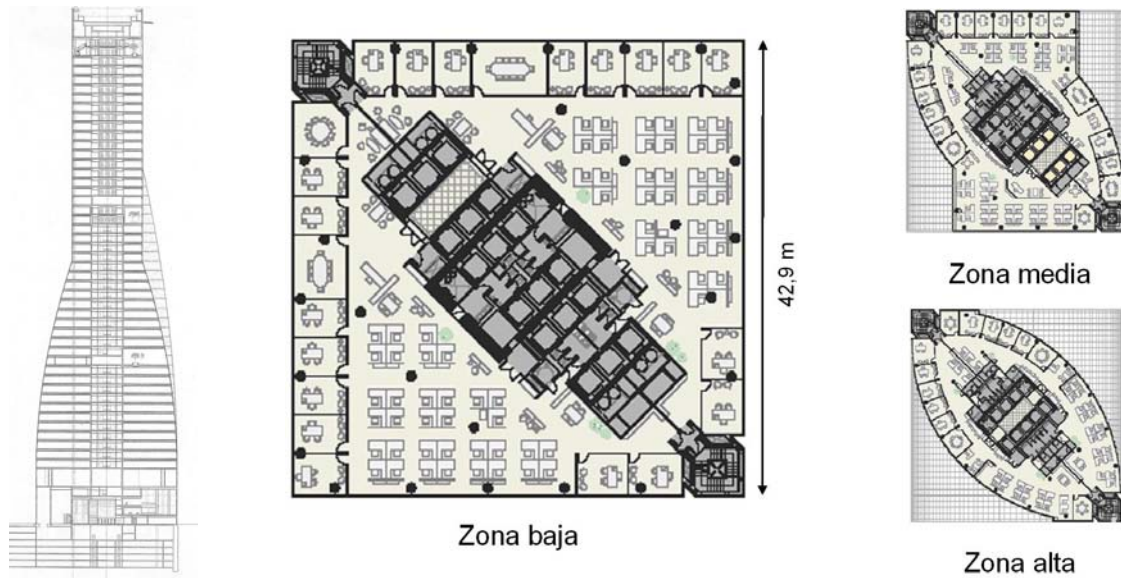


Fig 2.- Sección (izq.) y planta del edificio (der.)

3. Acciones de viento y aspectos de comportamiento dinámico

Las acciones horizontales sobre el edificio, dado el carácter levemente sísmico de su localización en Madrid, se deben fundamentalmente al viento. La obtención de estas cargas, así como la de los coeficientes eólicos correspondientes y los parámetros de comportamiento dinámico de los edificios en altura, se debe realizar mediante estudios particulares de dinámica de fluidos en túnel de viento o computacionalmente, ya que las normativas habituales de aplicación no resultan directamente aplicables con suficiente rigor en este tipo de edificios.

En el caso de Torre Espacio, la aproximación a las acciones de viento se realizó de forma gradual a lo largo del proceso de proyecto. En primer lugar se determinaron unos coeficientes de forma aproximados a partir de los disponibles en la normativa y bibliografía. En una segunda fase se llevó a cabo un ensayo en túnel de viento en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid. Este ensayo, sin consideración de la influencia de la capa límite, no permitió representar de un modo suficientemente preciso las acciones del viento sobre el edificio, en particular la distribución localizada de presiones, de relativa importancia para la globalidad de la estructura, pero fundamental para la comprobación de los elementos de fachada o muro cortina.

Finalmente, se realizó un segundo y definitivo ensayo en túnel de viento, con consideración de la capa límite mediante la disposición detallada del relieve y edificaciones del entorno en un radio de 500 m centrado en el edificio. El ensayo se realizó en el Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory de la University of Western Ontario, Canadá, bajo la dirección del Alan G. Davenport. El análisis permitió estudiar el comportamiento dinámico de la torre con el objeto de garantizar un adecuado confort de los usuarios, en particular en las plantas altas de la torre.

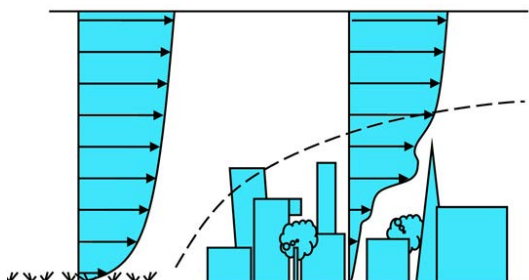


Fig 3.- Fundamento del análisis con capa límite (izq.) y modelo en túnel de viento (der.)

De la misma manera, este ensayo permitió obtener, las acciones equivalentes dinámicas producidas por el viento mediante la integración de las medidas de presión instantáneas controladas simultáneamente en todos los puntos medidos.

Con los datos anteriores y las propiedades dinámicas y aeroelásticas de los modelos analíticos, se determinaron los efectos globales del viento sobre la estructura: movimientos horizontales, aceleraciones y acciones estáticas equivalentes, considerando coeficientes de amortiguamiento estructural comprendidos entre 1 % y 2 %, fundamentalmente. En el estudio dinámico final de la estructura se adoptaron los valores correspondientes al amortiguamiento estructural del 1,5 % que se puede considerar perfectamente adecuado para este tipo de edificio.

Las frecuencias obtenidas de los modos de vibración principales del edificio fueron 0,126 Hz (flexión en el eje menor), 0,154 Hz (flexión en el eje mayor de la elipse) y 0,323 Hz (torsión). Para las acciones de viento con un periodo de retorno de 10 años, la aceleración máxima prevista en la planta habitable más alta para un 1,5 % de amortiguamiento estructural, resultó 23,1 mili-g en la dirección más desfavorable, y la aceleración torsional en ningún caso supera los 2 mili-g, a 30 m del centro del edificio, con una velocidad angular de 1,5 mrad/s para un amortiguamiento del 2 %. Para el periodo de retorno de 100 años, las aceleraciones máximas resultan: 63 mili-g. Todos los anteriores valores se consideran adecuados para el uso de oficinas que está previsto en la torre.

De los estudios y ensayos llevados a cabo se obtuvieron dos conclusiones importantes:

- Los momentos globales obtenidos en la base de la torre, provenientes de las acciones de viento superaban los deducidos de las especificaciones incluidas en la normativa.
- El predimensionamiento de la estructura frente a viento mediante un criterio estático basado en limitar el desplazamiento en la coronación de la torre a un valor $\delta \leq H/500$ permitía obtener condiciones dinámicas de confort adecuadas.

4. Acortamiento diferencial de soportes y soportes/núcleos

Otro aspecto a tener en cuenta en el diseño de los edificios de gran altura es el diferente acortamiento elástico instantáneo y diferido entre los distintos elementos portantes verticales constituyentes de la estructura.

La desigual distribución de tensiones permanentes entre núcleos y soportes, así como las diferencias relativas de rigideces entre diferentes familias de soportes, así como la posible presencia de elementos de cargadero o estructuras sombrero o cinturón, da lugar a descensos diferenciales en los diferentes puntos de los forjados. En el caso de edificios de acero, estos movimientos diferenciales, se deben exclusivamente al acortamiento elástico de los soportes y son aproximadamente constantes a lo largo de la vida del edificio, pero en el caso de estructuras de hormigón, además del acortamiento elástico debe esperarse un acortamiento diferencial adicional debido a la fluencia y retracción del hormigón de los soportes más cargados; y por lo tanto una variación del antedicho movimiento diferencial a lo largo del tiempo.

Para reducir en lo posible esta deformación diferencial se pueden emplear diferentes técnicas: utilización de hormigones de alta resistencia con valores reducidos de fluencia y retracción; empleo de importantes cuantías de armaduras en los soportes y mínimas en los núcleos; concentración de cargas permanentes sobre núcleos, empleo de secciones de acero en los soportes empleando constituyendo mixtas y reduciendo la dimensión y sección real del hormigón, etc.

Todos estos métodos se puede afirmar que en el marco del proyecto del edificio pueden alcanzar eficiencias muy reducidas, por lo que, en general, no hay más remedio que verificar la capacidad de la estructura para asumir los movimientos diferenciales que se vayan a producir, y la funcionalidad de la misma para el uso que se le ha previsto, así como la integridad de los

elementos no estructurales del edificio: cerramientos y fachadas. En estas verificaciones interviene de forma fundamental la temporalidad del proceso constructivo.

En el caso de Torre Espacio se ha llevado a cabo un estudio evolutivo detallado que recoge la secuencia de construcción de la estructura y que permite evaluar las flechas diferenciales que aparecen entre el núcleo central y las diferentes familias de pilares. El análisis de la evolución de estas deformaciones a lo largo del tiempo ha permitido definir una serie de contraflechas de ejecución con las que es preciso ejecutar los forjados para mantener los antedichos movimientos en valores admisibles. Resulta de interés observar el efecto que la viga cinturón de Torre Espacio, a nivel de la planta 40, provoca en los movimientos diferenciales.

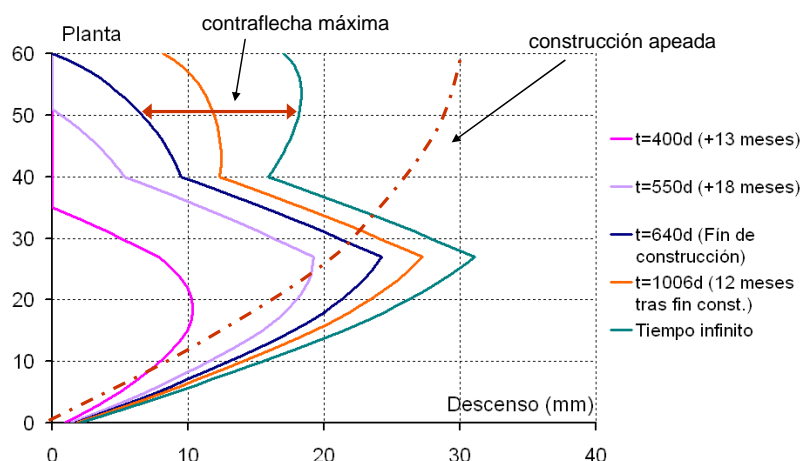


Fig 4.- Variación en el tiempo y altura del edificio de las flechas diferenciales entre el núcleo central y los soportes centrales

5. Intersección de soportes de hormigón de alta resistencia con forjados

Gracias a la mejora tecnológica que se ha producido en los hormigones de construcción en los últimos 20 años, se puede afirmar que el hormigón armado ha pasado a ser el material de construcción fundamental en las estructuras de los edificios de gran altura en la actualidad, en detrimento del acero.

En la actualidad es posible fabricar sin excesiva complicación y con relativa garantía y regularidad hormigones de resistencias características en el entorno de los 80 MPa, que además llevan aparejadas mejoras en el resto de propiedades del material. Estas propiedades hacen muy interesante su utilización en los soportes de edificios en altura fuertemente comprimidos, al menos en las plantas inferiores.

Sin embargo su utilización presenta el inconveniente de tener que realizar las transiciones del elemento estructural vertical a través del forjado horizontal que por sus condiciones de elemento a flexión no requiere altas resistencias de su hormigón constituyente; y por lo tanto, debido al procedimiento habitual de construcción planta a planta, soporte-forjado, puede suponer una sección de menor resistencia que el resto del soporte.

A partir de los resultados obtenidos en estudios particulares del nudo soporte-forjado y recogidos en el código ACI, en el caso de soportes rectangulares o circulares interiores y forjados con losa maciza de hormigón armado el confinamiento que produce la compresión inferior debida a la flexión negativa del forjado en la zona de nudo permite el empleo de hormigones en el forjado con una resistencia característica hasta un 40 % inferior a la del soporte, sin necesidad de adoptar medidas adicionales.

En el caso de edificios en altura con hormigones de alta resistencia, ($f_{c,k} > 50 - 60$ MPa) incluso la consideración anterior resulta insuficiente, y es necesario adoptar medidas para hacer frente a esta situación. Estas medidas pueden ser, por ejemplo, construir el forjado sin intersección con el soporte y con una unión externa o a posteriori con el mismo; incrementar la armadura vertical

localmente en la zona de intersección para reducir las tensiones en el hormigón en la zona de nudo, hormigonar el forjado en dos fases dejando la intersección para su construcción con hormigón de alta resistencia; confinar del hormigón del nudo mediante armaduras circulares, etc.

En el caso de Torre Espacio, la solución que se ha adoptado en aquellos casos en los que resultaba necesario (soportes H-70 y forjados H-30) y era posible, ha sido el zunchado de la zona del soporte, hasta alcanzar la resistencia necesaria. Este zunchado se ha realizado mediante 5 cercos circulares de 25 mm y evita tener que realizar el hormigonado de la zona en dos fases.

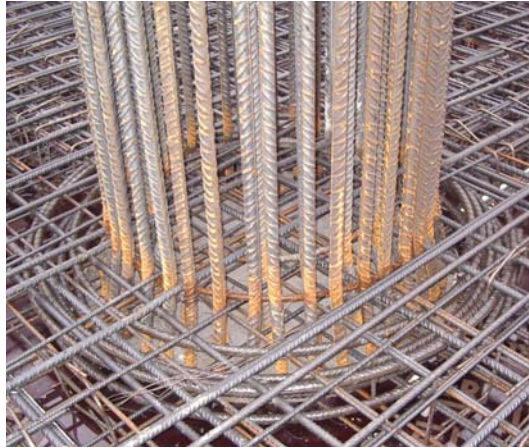


Fig 5.- Zunchado de nudos en la intersección de forjados con soportes de hormigón de A.R.

6. Control de temperaturas en elementos de hormigón en grandes masas

Gracias a las buenas condiciones resistentes del terreno en el que se asienta Torre Espacio, su cimentación se pudo resolver de forma directa mediante una gran losa de 4 m de canto, de tamaño ligeramente mayor a la de la huella de la torre, de forma que las tensiones medias transmitidas al terreno quedaran por debajo de los 0,70 MPa, valor considerado como admisible en el análisis de deformación y hundimiento global del terreno frente a las cargas transmitidas por la torre. La distribución diferencial de las cargas sobre la losa, concentradas en la base del núcleo y soportes centrales implicaban una tensión de punta por debajo de los 1,10 MPa, considerados igualmente como admisibles según los estudios geotécnicos realizados.

El diseño de esta losa se realizó mediante una combinación de armadura convencional y cables de pretensado. El empleo del pretensado permite reducir el volumen y el número de capas de acero a colocar, al mismo tiempo que evita la aparición de fisuras en la cara de hormigón en contacto directo con el terreno, garantizándose por tanto un adecuado comportamiento a largo plazo.



Fig 6.- Construcción de la losa de cimentación

Debido al elevado volumen de hormigón a verter, esta operación, además de dividirse en nueve zonas en planta, se ha diseñado para realizarla en dos tongadas, siendo necesario analizar el

comportamiento térmico y mecánico de la losa durante el proceso de fraguado del hormigón para garantizar que no se produjese una fisuración perjudicial en la losa debido al elevado gradiente térmico entre la superficie en contacto con la atmósfera y la zona interior con más dificultad para disipar el calor producido por las reacciones de combinación química del cemento presente en el hormigón que son fuertemente exotérmicas,

De esta forma, se colocaron los termopares necesarios para controlar la evolución de la temperatura en el espesor de cada una de las dos tongadas. Los valores obtenidos se contrastaron con los resultados del análisis térmico realizado, observándose que se mantenían en los límites definidos, con un gradiente máximo de 35 °C, si se considera la distribución de temperaturas como sensiblemente simétrica respecto al plano medio de la tongada, y un gradiente máximo de 60°C cuando la distribución de temperaturas en la sección se asemeja a una forma plana. De los resultados obtenidos de la lectura de los termopares, se constató que la pérdida de calor a través del terreno fue baja, estando el resto de valores adoptados en el análisis en valores muy similares a los obtenidos teóricamente.

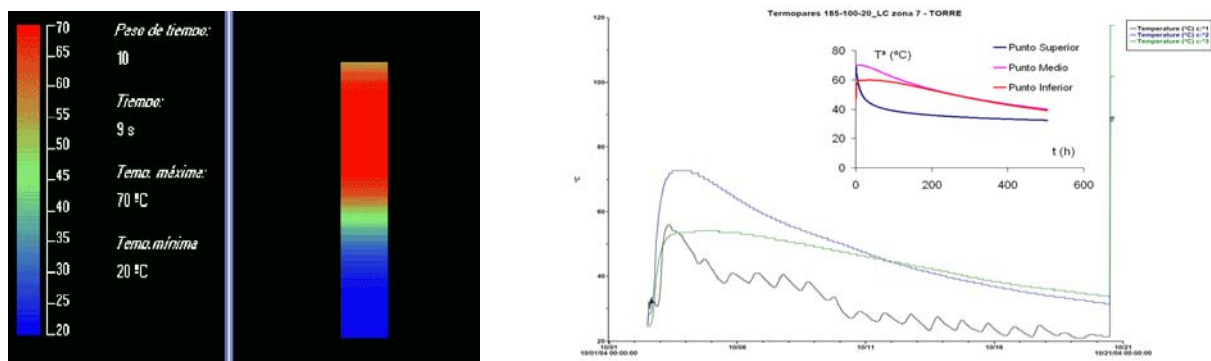


Fig 7.- Análisis térmico transitorio (izq.) y comparación estudio – mediciones (der.)

BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers. ASCE. 1999. "Wind Tunnel Studies of Buildings and Structures", ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 67, Virginia, 1999
- Ayuso García, P. 2011. "Torre Espacio", Revista de Obras Públicas nº 3523
- Bruguera Masana, J. 2008. "Torre Espacio. Architectural design", Hormigón y acero nº 249
- Isyumov, N. 1995. "Motion Perception, Tolerance and Mitigation", 5th World Congress of the Council on Tall Buildings and Urban Habitat. Amsterdam. The Netherlands.
- Mahmoodi, P, Robertson, L.E. 1987, "Performance of Viscoelastic Dampers in World Trade Center Towers", Dynamic of Structures, Proceedings of the Sessions at Structural Congress'87, Orlando.
- Martínez Calzón, J. 2003. "Hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura", Hormigón y Acero nº 228-229
- Martínez Calzón, J., Gómez Navarro, M. 2008. "Torre Espacio. La estructura del edificio", Hormigón y acero nº 249
- Surry, D., 1999. "Wind loads on lowrise buildings: past, present and future", Proceedings of the 10th International Conference on Wind Engineering, ICWE, Copenhagen, Denmark.
- Mahmoodi, P, Robertson, L.E. 1987, "Performance of Viscoelastic Dampers in World Trade Center Towers", Dynamic of Structures, Proceedings of the Sessions at Structural Congress'87, Orlando.

PUENTE ATIRANTADO DE TALAVERA DE LA REINA

Sánchez de León R.¹

(1) *ESTUDIO AIA, Departamento de Obra Civil, Toledo, España.*

RESUMEN:

El nuevo Puente Atirantado sobre el río Tajo de la Ronda Sur de Talavera de la Reina cruza el brazo principal del río con una estructura singular que sirve de referente a la ciudad.

Se diseña un puente atirantado con una luz del vano principal de 318 m con un pilono, ancho de tablero de 36 m para acoger 2 calzadas con mediana y aceras, y canto 2.70 m. El tablero se sustenta de 38 parejas de tirantes dispuestos en dos planos que se anclan a un pilono único inclinado de altura 192 m. Se proyectan dos planos de tirantes de retenida anclados a sendos muertos de anclaje de hormigón pretensado y enterrados.

La estructura cuenta con 152 tirantes de acero Y-1860-S7, con 411 m de longitud el más largo.

El tablero es de sección cajón con 4 módulos y ejecutado íntegramente en hormigón blanco con resistencias de hasta 80 MPa. Se diseñan diagonales pretensadas interiores y pretensados transversales para transmitir las cargas hasta los anclajes de los tirantes.

El pilono es de hormigón blanco de resistencia 70 MPa, disponiendo de sección variable y una célula metálica de acero S-355. En el interior de la célula se sitúan los anclajes de los tirantes.

El resto de cauce se cruza mediante un viaducto curvo de hormigón pretensado de longitud 408 m.

Palabras clave: Tirante, Hormigón, Pilon, Célula.

CABLE STAYED BRIDGE OF TALAVERA DE LA REINA

ABSTRACT:

The new Cable-Stayed Bridge of Talavera de la Reina provides a route over the river with a singular bridge which becomes a landmark structure for the city and the country.

The main span of the cable-stayed bridge is 318 m long, with a width of 36 m and depth of 2.70 m. It carries two traffic lanes and two footways, and also incorporates a central reservation. The deck is suspended of 38 pairs of stays which are anchored to a single inclined tower. The pylon is 192 m high. It is designed back-span stays which are anchored in two underground, mass concrete elements.

A total of 152 stays make up the cable system. It is formed of steel strands with an ultimate strength of 1860 Mpa. The longest stay of the bridge is 411 m long.

The deck is formed of a concrete hollow section with 4 gaps. The concrete is white along the entire span and the highest characteristic strength is 80 MPa. To transmit the forces from the deck to the stays, transverse trusses are created by the use of post-tensioning steel tubes inside the deck and transverse prestressing in the bottom slab.

The single tower of the bridge is made of white concrete of strength 70MPa. The tower has a cross-section which reduces progressively along the height. In the upper 140m of the tower is a steel box section which is formed of S-355 steel with a 3 m-square cross-section. This steel box contains the anchors for the cables.

A curved concrete viaduct which is 408m will carry the road across the rest of the river width.

Main words: Stay, Concrete, Pylon, Steel-box.

Email: rsanchezdeleon@estudioaia.com

1. Introducción

Para cruzar el río Tajo en la nueva Ronda Sur de Talavera de la Reina, se diseña un nuevo puente que responde la necesidad de atravesar el río adaptándose a los requerimientos de la vía de doble calzada más aceras, y las imposiciones de la Declaración de Impacto Ambiental, que prescribe un puente de vano único sin pilas intermedias en el curso principal del río. Además se exige desarrollar una solución estructural singular con objeto de aprovechar la oportunidad para potenciar el entorno y guiar el futuro desarrollo de la ciudad hacia el entorno del puente.

Las cifras generales del proyecto son las siguientes:

- Volumen de hormigón: 72.108 m³.
- Acero pasivo B-500 S: 7.800 tns.
- Acero en tirantes: 1.785 tns.
- Acero estructural S-355: 753 tns.

Presupuesto de Ejecución Material de puente y 4,3 km de autovía urbana: 61.490.134.69 euros.

En los siguientes puntos se repasan las partes más importantes que configuran la estructura, comentando sus características más relevantes y su filosofía estructural.

2. – Sistema de atirantamiento

El tablero queda sustentado por un sistema de atirantamiento compuesto de 38 pares de cables separados 28 m transversalmente y 7 m longitudinalmente en el tablero, que quedan anclados al pilono único inclinado, desde donde salen otros 38 pares de cables de retenida.

Al estar dispuestos por parejas los cables de sustentación del tablero colaboran en recoger no sólo las flexiones del tablero sino parte de la torsión del mismo. En realidad es un juego de rigideces complejo, ya que el tablero se llevará más o menos flexión o torsión en función de su rigidez respecto del plano de cables. Lógicamente el tablero es muy flexible a flexión dada la importante luz del puente por lo que el atirantamiento es muy activo; sin embargo a torsión por la importante rigidez torsional de la sección cajón del tablero el doble plano es menos activo.

Los cables utilizados están formados por cordones de acero con una tensión de rotura de 1860 MPa y 0.62" de diámetro, variando el número de cordones desde 11 hasta 97 según la posición del tirante. Para proteger los cables de la corrosión se utiliza un sistema triple de protección que incluye el galvanizado de los cordones, vaina de polietileno de alta densidad individual y grasa entre la vaina y el propio cordón. Los tirantes tienen además una vaina exterior de color rojo y con un relieve helicoidal diseñado para evitar los efectos negativos del acoplamiento de vibraciones por la coincidencia de viento y lluvia. La longitud de los cables más largos es de 411 m, suponiendo la segunda marca actual en Europa después del Puente de Normandía (Francia). El criterio fundamental de diseño de los tirantes es situar la tensión máxima de trabajo de los cables en Estado Límite de Servicio en el 45% de la tensión de rotura.

Todos los cables cuentan con amortiguadores a nivel del tablero de dos tipos en función de la posición del cable para absorber las vibraciones inducidas por el viento y/o la lluvia.

Los tirantes de retenida equilibran los tirantes de sustentación en el pilono y transmiten la carga hasta los muertos de anclaje.

Los tirantes de retenida lo forman un doble plano de 38 tirantes por plano, abierto transversalmente de tal forma que estabilizan el pilono longitudinalmente y transversalmente frente a cargas transversales e inestabilidades del pilono como elemento comprimido. Esto hace que el pilono esté fuertemente arriostrado y pueda mantenerse en límites importantes de esbeltez, a pesar de ser un elemento fuertemente comprimido.



3. – Tablero

El tablero tiene una longitud de 318 m y ancho de 36 m, repartidos en dos calzadas con dos carriles por sentido ampliables a tres carriles en un futuro, más sendas aceras y carril bici. El canto total del tablero es de 2.75 m, lo que confiere una esbeltez muy importante en alzado.

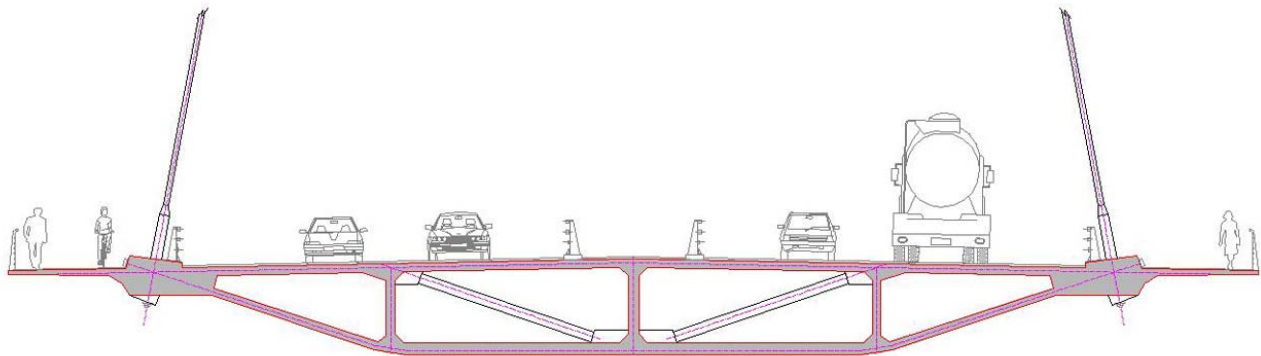
El tablero está solicitado por una flexión longitudinal concomitante con un axil procedente de la componente horizontal de los tirantes, lógicamente este axil es muy importante en la zona próxima al pilono y va decreciendo según nos alejamos de él, al acumularse el axil inyectado por los tirantes. Desde el punto de vista de las flexiones longitudinales aparece una flexión localizada negativa en las proximidades del pilono (punto duro de la pila), una zona central muy amortiguada de flexiones longitudinales y una zona de flexión positiva muy condicionante en los últimos tirantes (próximos a pila P-1) donde los tirantes son más largos y más inclinados y por tanto el sistema de

atirantamiento pierde rigidez frente al tablero. El tablero es simplemente armado excepto en los últimos 135 m de longitud donde se dispone de un pretensado interno adherente y mecánicamente centrado por la hiperestaticidad del sistema de atirantamiento

Se utiliza hormigón blanco de resistencias variables desde 80 MPa en el empotramiento del estribo 1 hasta 45 MPa en tramos centrales del puente, donde las flexiones son muy reducidas. Las zonas del tablero más alejadas del pylon se resuelven con hormigones de 70 MPa.

El comportamiento transversalmente del tablero se soluciona mediante una cercha transversal, donde los elementos traccionados están previamente pretensados. Esta cercha se genera por la inclinación de las almas laterales y las diagonales de los huecos centrales. La disposición de las diagonales permite que las almas verticales estén comprimidas, estando sometido el tablero a una compresión tridimensional. El funcionamiento de las diagonales viene condicionado por la rigideces de las losas del tablero y la rigidez axial de las propias diagonales. Para ello se han realizado unos modelos de elementos finitos aislando un tramo de 7,00 mts de tablero, verificando el porcentaje de carga de tesado de pretensado que realmente se va por la diagonales.

Un requisito de la propia Administración es que el tablero fuera ejecutado en hormigón, La utilización del hormigón en el tablero viene condicionada por el aprovechamiento de los recursos naturales existentes en la zona, con muchas empresas prefabricadoras que extraen el árido del río Tajo y con cementeras de ámbito nacional establecidas en Toledo. No obstante se hicieron estudios para ver el coste del puente globalmente entre tablero de hormigón versus mixto, con costes muy similares para este rango de luces.



El diseño de un tablero de hormigón nos llevó a minimizar los espesores de las alas y almas del tablero, para lo cual se utilizó un hormigón de alta resistencia con un espesor medio equivalente del tablero de 58 cms.

El tablero del puente es tan sumamente esbelto que según los modelos de cálculo y comprobaciones realizadas, se produce antes el pandeo del tablero que el pandeo del pylon, obligando a estudiar minuciosamente en segundo orden con análisis en P-Delta y actualización de inercias iterativamente toda la estructura. Se ha realizado un cálculo no lineal del tablero, debido a los axiles tan importantes que se generan en el tablero por la componente horizontal de los tirantes.

El análisis no lineal del puente considera el comportamiento no lineal de los cables (según el módulo de Ernst), con una incidencia relativamente pequeña, a pesar de la longitud de los mismos. Se considera en el tablero la no linealidad geométrica del material (Momento-curvatura según los esfuerzos en cada sección). En este sentido, cuando disminuye la rigidez del tablero, éste toma menos flexión, cargándose más los tirantes. Téngase en cuenta que el objetivo de los puentes atirantados es hacer el tablero lo más flexible posible para minimizar las flexiones, aunque ello conlleve la necesidad del cálculos no lineales muy complejos.

4. – Mamparo de unión tablero-pilono

El encuentro del tablero con el pilono es un elemento delicado en el diseño del puente al maclarse dos elementos muy diferentes como es el tablero con una anchura de 36,00 m y el pilono con una anchura de 4,00 m. Claramente es una región D de la EHE al existir una discontinuidad geométrica muy marcada. El método de cálculo utilizado para esta zona ha sido el método de bielas y tirantes. Se ha intentado utilizar el mecanismo de menor energía de deformación lo que se traduce en que el trabajo a tracción sea mínimo. El ángulo mínimo de desviación biela-tirante que se ha considerado es de 22° y la apertura de bielas de desviación de cargas puntuales se sitúa entre 30 y 45° .

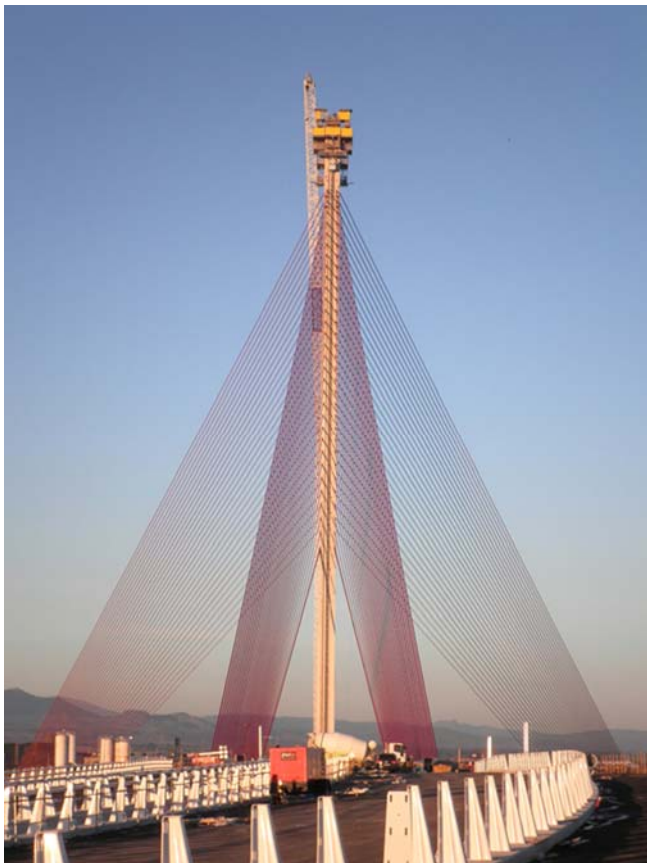
El esquema básico de equilibrio que se produce en el mamparo es el axil inclinado transmitido por el pilono (excéntrico respecto del cdg de la sección del pilono en función del momento concomitante con el axil) se equilibra en parte con el axil del tablero y la parte no equilibrada genera un axil en pila P0 con inclinación opuesta al axil del pilono. Este esquema muy intuitivo en el plano vertical se complica extraordinariamente en el plano horizontal al discurrir el axil del pilono en una anchura de 4,00 m y el axil del tablero en una anchura de 36,00 m.

Se diseña un mamparo macizo de 4,50 m de canto y de 16,50 m de ancho y 19,00 m de longitud donde se produce el equilibrio anterior. En los modelos de bielas y tirantes aparecen tracciones muy importantes que son necesarias coger con pretensado, por lo que este mamparo está pretensado transversal y longitudinalmente con 4 familias de pretensado.

5. – Pilono

El pilono se plantea como el elemento que aporta mayor singularidad a la estructura, con una inclinación respecto a la vertical de 22 grados y una altura medida en vertical de 185 m desde la cota de encepado. La importante altura del pilono convierte actualmente a este puente en el más alto de España. La inclinación hacia la retenida hace que parte de las cargas del tablero queden compensadas por el peso propio del pilono.

El pilono es de hormigón blanco de resistencia 70 MPa, disponiendo de sección variable en altura y una célula metálica interior de dimensiones interiores de 3 m x 3 m de acero S-355 de resistencia mejorada a la corrosión. El ancho del pilono es constante en altura de 4 m, confiriendo a la pieza una esbeltez transversal muy importante. En el interior de la célula de acero se sitúan los anclajes de los tirantes. Además el cajón interior metálico participa en la resistencia de la sección, configurando una sección mixta mediante pernos conectadores repartidos en toda la longitud de la pieza. La célula metálica interior sirve también de encofrado perdido, facilitando sensiblemente la logística de encofrados trepantes necesarios. Los espesores de las chapas laterales de la célula se incrementan respecto a los paneles frontales para equilibrar el tiro de tirantes frontales y de retenida al tiempo que se consiguen tensiones horizontales de trabajo moderadas en el acero, evitando de este modo fisurar el hormigón verticalmente en los hastiales laterales del pilono.



6. – Cimentación

La cimentación del puente constituye otro elemento singular.

Debido al planteamiento estructural la mayor parte de cargas verticales que genera el puente quedan concentradas en la base del pilono inclinado, haciendo necesario definir un elemento de cimentación singular compuesto por un encepado de hormigón gris convencional de dimensiones 36x32 metros en planta y canto 6 m. De este encepado surgen 56 pilotes de diámetro 2,50 m y 29

m de profundidad. La carga aproximada máxima en cabeza de pilotes en Estado Límite de Servicio está en torno a 1.000.000 kN.

Para optimizar el reparto de cargas a todos los pilotes se diseñan piezas de geometría variable pretensados que unen el encepado con el empotramiento del pilono y tablero, actuando a modo de pre-encepado.

7. – Comportamiento aerolástico

Los efectos aeroelásticos que se han estudiado en este proyecto son:

- Divergencia torsional.
- Flameo/flutter.
- Desprendimiento de remolinos o vortex shedding.

Los dos primeros corresponden a inestabilidades aeroelásticas del tablero y pueden derivar en rotura del tablero, al tener el carácter de oscilaciones divergentes (amortiguamiento negativo). La divergencia torsional se produce por torsión pura, mientras que el flameo por acoplamiento de flexión y torsión. El desprendimiento de remolinos no pone en riesgo la estabilidad de la estructura pero puede generar oscilaciones del tablero apreciables para bajas velocidades de viento y son consecuencia de estados de resonancia, cuya amplitud queda limitada por el amortiguamiento estructural.

La relación de frecuencias del primer modo de flexión vertical del tablero y del primer modo de torsión es superior a 2,50 lo que evita el acoplamiento de ambas frecuencias y nos deja en una buena posición de partida para el estudio del flameo. El flameo ha sido estudiado por dos métodos diferentes Klöpel y Selberg, resultando velocidades de viento crítica muy similares en el entorno de 265 km/h a nivel del tablero, que son valores muy elevados respecto de las velocidades esperables en Talavera.

Debido a la potente rigidez torsional de este puente no es esperable afecciones por el fenómeno de divergencia torsional.

La frecuencia del desprendimiento de remolinos, viene dada por el número de Strouhal's, que es constante para cada sección y el tipo de sección. En nuestro caso la sección es muy aerodinámica y minimiza las turbulencias detrás del obstáculo, que son las causantes del desprendimiento de remolinos.

Para conocer con exactitud el comportamiento del puente se realizó un ensayo en túnel de viento en la Universidad Politécnica de Coruña y en el Politécnico de Milán. Se obtuvieron velocidades críticas muy parecidas a las establecidas en el proyecto.

8. – Viaducto de acceso

Sobre una isla fluvial y un segundo brazo de río Tajo, a continuación del Puente Atirantado, se proyecta un viaducto de acceso de longitud 408 m distribuidos en 9 vanos de 48 m los centrales y 36 m los extremos, con juntas únicamente en ambos extremos. El viaducto está constituido por 2 cajones de hormigón blanco gemelos de 16,50 m de anchura cada uno de ellos y 2,75 m de canto y con trazado en planta curvo. Se trata de cajones de hormigón de postesado parabólico sobre pilas y cimentación con pilotes de diámetro 1,50 m.

Ambos tableros son totalmente continuos durante los 408 m de su longitud, debido a esto los desplazamientos en los últimos apoyos son importantes, disponiendo por lo tanto apoyos de neopreno-teflón para minimizar las cargas horizontales originadas por estos desplazamientos.

Sobre las pilas se diseñan diafragmas macizos para transmitir las cargas desde los hastiales hasta los apoyos, dejando un paso de hombre que permite el acceso al interior de todo el tablero.

9. – Créditos de la obra

Promotor: JUNTA DE COMUNIDADES DE CASTILLA LA MANCHA.

Proyecto de construcción: ESTUDIO AIA. Ramón Sánchez de León.

Dirección de Obra: JUNTA CASTILLA LA MANCHA. Luís Flores Díaz.

Asistencia Técnica de Obra: ESTUDIO AIA.

Empresa constructora: UTE SACYR-AGLOMANCHA-JESUS BARCENAS.

Subcontratistas principales: VSL, DOKA, RMD, ELTE.

ARQUITECTURA-ESTRUCTURA ACTUAL: PRISIONEROS DE LAS FORMAS LIBRES

Castañón, C.¹*, Ladrón de Guevara, G.¹, Serrano, A.¹, Martínez-Calzón, J.¹

(1) MC2 Estudio de Ingeniería S.L., Madrid, Spain

RESUMEN:

En todas las épocas, ciertos edificios singulares, de especiales características o dificultad técnica, han requerido una estructura innovadora para hacerlos realidad, necesitando incorporar nuevas tipologías estructurales, nuevos procedimientos analíticos, nuevos materiales, o la concepción y ejecución de procesos constructivos inusuales.

En la actualidad esto sigue siendo cierto, si bien la omnipresencia de los ordenadores en todas las etapas de la vida del proyecto de un edificio –desde su concepción hasta su construcción-, y en especial, el desarrollo de programas informáticos de diseño muy versátiles, ha propiciado una explosión de arquitecturas con formas libres impensables, que hace pocos años estaban reservadas a un grupo exclusivo de arquitectos.

La ingeniería actual ha de hacer frente a estas nuevas concepciones, que muchas veces no son resolubles a no ser que lleven intrínseca en su forma un esquema resistente previamente ideado. El Pabellón de España para la Expo de Shanghái es un ejemplo de este proceder.

La búsqueda de la estructura que resuelva una forma libre requiere un planteamiento abierto a la hora de abordar su diseño, tratando de encontrar la tipología estructural más conveniente que mejor se adapte a dicha forma, haciendo el mejor uso de la misma. Esta manera de abordar la estructura requiere un conocimiento profundo del comportamiento estructural inherente a la forma, un proceso que el empleo de herramientas informáticas flexibles facilita.

Palabras clave: formas libres, ordenadores, arquitectura-estructura.

PRESENT ARCHITECTURE-STRUCTURE: PRISONERS OF FREE FORMS

ABSTRACT:

Landmark buildings with special features, which are technically challenging, have at all times relied on innovative structures which require new structural types, new analytic procedures, new materials, or the conception and execution of unusual construction processes.

While this is still true nowadays, the omnipresence of computers in all stages of the life-cycle of a building –from design to construction– and more precisely, the development of very versatile design software applications, have triggered an outburst of architectures with unthinkable free forms which were only accessible to a select group of architects only a few years ago.

Contemporary engineering has to deal with these new designs, which often aren't realizable unless they have a previously conceived bearing structural scheme embedded in their form. The Spanish Pavilion for the Shanghai Expo is definitely an example of such design.

The engineering of a free form requires an open minded approach in order to establish the most suitable archetypal structural system –or combination of systems- which best merges into its geometry, making use of its own form. This approach is only possible through a deep understanding of the inherent structural behavior a shape may give rise to, a process greatly aided through the use of flexible computer software.

Keywords: free forms, computers, architecture-structure.

* carlos.castanon@mc2.es

1. Introducción

El presente de la arquitectura se encuentra claramente marcado por el fenomenal desarrollo de las herramientas informáticas de diseño, que ha posibilitado al arquitecto la generación y manipulación de formas de manera sencilla y rápida, algo que hace sólo unos años era difícil y lento, y quedando acotado a un pequeño y exclusivo grupo de arquitectos.

Esto ha provocado que cada vez con más frecuencia se desarrollen proyectos con formas inusuales, más o menos acertadas desde el punto de vista estructural. No es objeto de este artículo valorar este frenesí creativo, ni criticar la cada vez más frecuente gratuidad de estas formas libres. Tampoco es objeto el cuestionar la postura que debe tomar el ingeniero, o cuál debe ser su papel y en qué momento intervenir en el diseño de estas obras. Estos temas son de continuo debate, y además han sido ampliamente tratados en otros sitios (véase por ejemplo, Bernabéu, 2007).

El propósito de este artículo es concienciar al ingeniero de que, independientemente de la postura que deba tomar respecto a su papel en el proceso de diseño, se está llegando en la actualidad a un punto, tal vez de inflexión, en el que la técnica arquitectónica, en lo que a la manipulación de formas se refiere, ha alcanzado un grado de dominio quizás superior al que los métodos habituales de análisis estructurales son capaces de hacer frente en el tiempo requerido.

Independientemente de que muchas de estas nuevas concepciones arquitectónicas libres seguramente no serán viables si no han incorporado un conocimiento profundo del hecho estructural en las etapas iniciales de su diseño, o si lo son, podrán requerir costosas estructuras para hacerlas posibles; da igual en qué momento del proceso tenga que intervenir el ingeniero, tendrá que hacer frente a formas complejas, y además se le exigirá responder con suficiente rapidez a los cambios que pueda ir sufriendo el proyecto a lo largo de su diseño, cambios que, para el arquitecto provisto de estas nuevas herramientas de diseño, son ahora muy sencillos de realizar.

Este camino es el iniciado en años recientes por diversos ingenieros como Cecil Balmond y Mutsuro Sasaki, que, además de tener ambos una postura clara del papel del ingeniero como colaborador activo del diseño, han desarrollado las herramientas y metodologías que les permiten llevar a cabo este papel de manera eficiente y capaz.

2. Prisioneros de las formas libres

Podemos decir que existe en la actualidad un florecimiento de las formas libres, que, debido a la facilidad de generación formal, empiezan a ser cada vez más habituales. Sin embargo, estas formas libres, si no han sido adecuadamente concebidas, conllevan una serie de problemas de los que a veces no se puede fácilmente escapar, a veces irresolubles. Esto implica que tanto el arquitecto como el ingeniero encargado de resolver la estructura de la forma libre, son *prisioneros* de la misma, y deban trabajar conjuntamente para que la forma libre no sea el problema a resolver, sino que la propia forma ayude a resolver el problema. Este problema no es otro que el de hacer construir un edificio de forma libre, de la manera más económica posible en el sentido energético –y por tanto, monetario– cumpliendo los requisitos funcionales, estéticos y éticos.

Son varios los ejemplos de ingenieros contemporáneos que han colaborado estrechamente con arquitectos creadores de formas libres, entre los que destacan Cecil Balmond y a Mutsuro Sasaki. Ambos son quizás dos de las figuras más representativas de ingenieros que colaboran en el proceso creativo del diseño de un edificio, pero que además han desarrollado metodologías y sistemas particulares para poder abordar estos proyectos de forma eficiente, haciendo un uso extensivo de herramientas y procedimientos informáticos desarrollados por ellos mismos.

Cecil Balmond busca establecer unas estrategias de colaboración y de diseño que permitan que la estructura goce de su propia lógica y carácter, y que sea el ingeniero el encargado de dotarle esa lógica (Bernabéu, 2007). Así, en muchas de sus colaboraciones con diversos arquitectos (Rem Koolhaas, Daniel Libeskind, Toyo Ito...) ha intervenido de manera activa en el proceso creativo desde las primeras fases de desarrollo del proyecto.

Aún cuando gran parte de su trabajo la desarrolla en el Grupo de Geometría Avanzada de Ove Arup & Partners, empleando de manera muy activa procedimientos informáticos muy sofisticados, el mismo Cecil Balmond advierte sobre el peligro de los estudios de formas arbitrarias sin ningún rigor, que pueden conducir a la generación de formas arquitectónicas como un producto de los ordenadores, sin un sentido lógico estructural (Balmond, 2007)

Si Félix Candela fue el máximo ejemplo de diseñadores de formas complejas de hormigón del siglo pasado, Mutsuro Sasaki puede ser el ingeniero correspondiente al presente siglo, empleando formas más complejas “libres”, pero con sentido estructural, haciendo uso de las posibilidades que los ordenadores ofrecen.

Según Sasaki (Sasaki, 2007), en el campo del diseño estructural actual, hay una tendencia a crear “estructuras arquitectónicas” tridimensionales, libres, complejas, mutables y con características orgánicas, expandiendo el ámbito arquitectónico. Sin embargo, para poder realizar esto de forma racional, los métodos empíricamente basados de diseño estructural deben ser reemplazados por métodos de diseño de formas matemáticas, que unifiquen la mecánica y la estética.

Las dos técnicas que Sasaki emplea son el “Método de Análisis de Sensibilidad”, y el “Método de optimización estructural evolutiva extendido”. Ambos métodos conllevan la generación racional de formas en ordenador siguiendo principios evolutivos y de auto-organización de organismos vivos desde un punto de vista ingenieril. Cada uno de estos procedimientos da lugar a formas curvas libres, y el otro a lo que Sasaki denomina “flux structures” o estructuras “flujo”.

La morfogeneración de una estructura “flujo” consistiría para Sasaki (Meredith y Sasaki, 2007) en la realización a partir de una forma 3D ideada por un arquitecto en una estructura lógica desde el punto de vista estructural por medio de cálculos con ordenador. Este proceso puede realizarse por dos procedimientos:

1. Usando el ordenador como una “herramienta de corrección” para ajustar formas libres, complejas, amorfas y fluctuantes orgánicas en estructuras construibles: **“Método de análisis de sensibilidad”**, que permite racionalizar la forma libre ideada por el arquitecto a una forma cercana a la misma pero con mejor comportamiento estructura. Ejemplos de edificios diseñados por este método son el Centro comunitario de Kitagata con Arata Isozaki, el Parque Central de Island City en Fukuoja, con Toyo Ito, o el Crematorio de Kakamigahara con Toyo Ito.
2. Usando el ordenador como herramienta creadora de la forma, por medio del **“Método de optimización estructural evolutiva extendido”**, un método para generar la estructura tridimensional más efectiva (estructura “flujo”) para su dimensión y condiciones de carga. Ejemplos: Centro de convenciones de Qatar Education City con Arata Isozaki.

El “Método de optimización estructural evolutiva extendido” es un método de optimización de la forma partiendo de una lámina con una geometría espacial libre. Las estructuras laminares resistentes por forma están idealmente en un estado de mínima tensión y deformación. Puede decirse que la minimización de la energía de deformación interna de la estructura es su óptimo mecánico, lo que puede reformularse como que la forma óptima de una estructura desde el punto de vista mecánico se obtiene buscando la geometría que genere el mínimo de energía de deformación interna de la estructura.

Cuando un nodo de la malla geométrica del modelo de la lámina es desplazado ligerísimamente en una dirección determinada, este desplazamiento conlleva una modificación en la energía del sistema, por lo que por un procedimiento iterativo puede determinarse la dirección del movimiento del punto que más reduzca su energía, y progresando así con todos los nudos de la malla se va llegando a formas de menor energía de deformación. Este fue el procedimiento seguido en el Centro comunitario de Kitagata.

El crematorio de Kakamigahara (Toyo Ito, 2004-2006) es otro ejemplo de lámina de hormigón con geometría libre curva. Realizado nuevamente sobre un encofrado de tabloncillos de madera contrachapada, la lámina de hormigón de 80 m de longitud, 60 m de ancho y 200 mm de espesor

se apoya sobre un conjunto de muros y soportes, tanto de hormigón como metálicos, dispuestos según una configuración cuasi-aleatoria (Figuras 1 y 2).

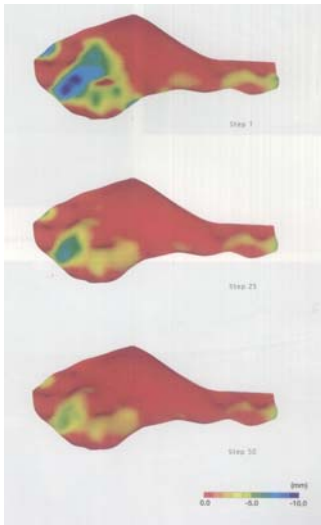


Figura 1. Crematorio de Kakamigahara.
Tensiones en las diferentes iteraciones de evolución de su forma



Figura 2. Crematorio de Kakamigahara

3. El Pabellón de España para la Expo 2010 en Shanghai

El Pabellón de España para la Expo 2010 en Shanghai, del estudio de arquitectura Miralles-Tagliabue EMBT y diseño estructural de MC2, es un ejemplo presente que aglutina muchos de los aspectos tratados anteriormente. La concepción, tratamiento y representación de su forma; la metodología de trabajo y procesos compartidos entre los equipos de arquitectura y estructura, y otros agentes; los métodos de análisis y herramientas informáticas empleadas, muchas de ellas desarrolladas ex profeso para este proyecto... son algunos de los procedimientos que han sido necesarios emplear para poder abordar este ejemplo de arquitectura libre, todo ello de manera ágil y flexible, acorde con los cortos tiempos que hoy en día se dispone y se exigen para cualquier proyecto.

3.1. Descripción de la estructura

La original configuración arquitectónica del Pabellón de España está constituida por un conjunto de superficies muy curvadas que generan una variedad de espacios concatenados, tanto en el interior como en el exterior, con un lenguaje arquitectónico muy expresivo (Figura 3).



Figura 3. Perspectiva general del pabellón en construcción, con el Puente Lupu de fondo

El Pabellón tiene tres partes claramente diferenciadas: una zona de exposición (Oeste), que aloja tres salas diáfanas y una tienda; una zona de oficinas (Este), en la que también se encuentra un

auditorio y un restaurante; y una plaza articuladora de ambos espacios, abrazada por la fachada estructural, que en este punto se pliega sobre si misma dando lugar al espacio abierto al público (Figura 4).

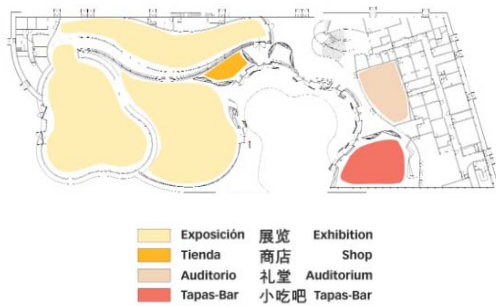


Figura 4. Distribución en planta

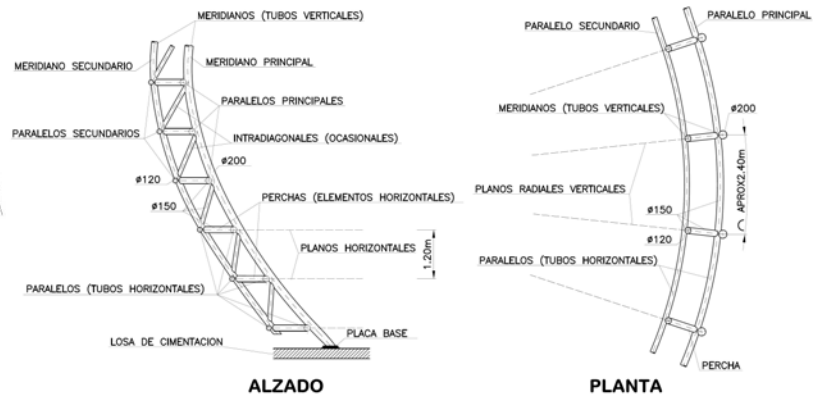


Figura 5. Estructura de fachada, compuesta por una doble malla ortogonal

La estructura del pabellón está resuelta mediante una doble malla ortogonal de tubos circulares curvos, que distan entre sí 80 cm y quedan unidos mediante elementos horizontales (“perchas”) y, en ocasiones, elementos diagonales (“intradiagonales”) (Figura 5). Esta doble malla soporta los forjados y cubiertas del edificio, y además contiene, por un lado, el muro cortina o elementos de cerramiento opacos en el interior, y por otro, la cubierta de paneles de mimbre en el exterior. Ésta, a su vez, protege de la radiación solar directa y es permeable a la luz, aire y lluvia, dando al conjunto una apariencia muy orgánica. (Figura 6)

Los forjados y cubiertas del edificio se apoyan en la malla principal interior de la fachada y se han resuelto mediante forjados mixtos de chapa plegada sobre emparrillados de perfiles metálicos.



Figura 6. Vista del pabellón acabado, con su singular piel de mimbre

Estos forjados se arriostran mediante celosías verticales, integradas en los patios y huecos de ascensores, escaleras y servicios. El conjunto completo formado por la fachada curvilínea, forjados y dichas celosías configura un sistema interactivo global frente a las acciones gravitatorias, de viento, sísmicas, térmicas, etc. y actúa como un único cuerpo sin juntas de ningún tipo.

Todo el conjunto constituido por: la estructura curvilínea de fachada, los forjados y los sistemas nucleares de celosía verticales, constituyen un sistema interactivo colaborante y arriostrante, perfectamente adaptado para resistir combinadamente todas las solicitaciones que pueden actuar sobre el edificio; gravitatorias, viento, sismo, térmicas, etc. Así pues, el estudio de la estructura se propone en un solo y único cuerpo, sin juntas de dilatación de ningún tipo.

3.1. Condicionantes de diseño

Además de los condicionantes propios de la geometría y naturaleza del edificio, se dieron una serie de circunstancias o prescripciones que condicionaron el diseño del mismo, que debieron ser incorporadas desde el principio en su concepción.

En primer lugar, el terreno sobre el que iba a estar emplazado el pabellón era una llanura aluvial arcillosa de muy baja capacidad y muy deformable. Además, la parcela estaba situada muy próxima a la cimentación de una de las pilas del Puente Lupo. Estas dos condiciones, junto con el requisito de la Expo de que al finalizar la feria habría que retirar el Pabellón y dejar el terreno en su situación inicial, impidió el emplear pilotes y se recurrió a realizar una mejora del terreno mediante precarga y sustitución parcial, para luego realizar una cimentación en losa.

En segundo lugar, el requerimiento de la Expo de retirar el Pabellón al acabar el evento, junto con el deseo de la propiedad de que una vez retirado volviera a construirse en otra ubicación en Shanghai, motivó idear una estructura modular fácilmente desmontable, que a su vez permitía una ejecución muy rápida, al poder realizar gran parte del trabajo en taller. Una vez acabada la Expo, sin embargo, se ha sabido que, debido al éxito obtenido durante la Expo, el Pabellón de España ha sido uno de los pabellones *indultados*, y permanecerá en su ubicación actual.

Y en último lugar, aunque quizás más anecdótico, el tener que realizar un trabajo en China, interaccionando con muy diversos agentes (ingenieros, arquitectos, constructores...) obligó a una flexibilidad mayor y adaptación no ya a los medios constructivos y técnicos –a la altura de cualquier país occidental- sino a las diferencias culturales, en particular la comunicación y trato.

3.1. Disposiciones de *tensibilidad*

Ante una obra con semejante libertad formal como el Pabellón de España, resulta primordial aprovechar todos los aspectos que ayuden a favorecer las cualidades estructurales intrínsecas de la forma del edificio. Puede definirse la *tensibilidad* como la capacidad intrínseca que posee una estructura o tipología para canalizar en la forma más activa posible los esfuerzos provocados por el conjunto de las acciones actuantes sobre la misma hacia sus puntos de apoyo, aprovechando al máximo la configuración formal en la que ha de insertarse y la disposición de los elementos que la integran, para lograr comportamientos energético-deformativos próximos a los ideales canónicos o de mínima energía interna del sistema deformado que responde a las acciones actuantes. (Martínez Calzón, 2010)

La estructura tubular del pabellón presenta una disposición marcadamente espacial, y a causa del gran número de uniones y condiciones de interacción de los diversos sistemas tubulares, se establecieron una serie de consideraciones de carácter sistemático, que reflejaran, de forma simplificada, los diferentes aspectos de cada detalle, desde los más repetidos y estándares, hasta los más singulares y especiales.

Con el fin de *tensibilizar* la forma del pabellón, se partió de la idea de emplear la fachada que le da forma como elemento estructural, que, a excepción de la zona de oficinas, más regular, sería el único elemento estructural portante, no habiendo soportes interiores.

Asimismo, partiendo de la geometría libre de doble curvatura expresada por el Arquitecto, se decidió darle forma mediante una malla de elementos tubulares, que al hacer que estuvieran contenidos en planos verticales y horizontales, que de esta manera pasaba cada uno de los elementos tubulares a ser de curvatura simple.

Se limitó el número de tipos de tubos a emplear, en diámetros y espesores, adaptándonos a los productos comerciales disponibles en China. Estos finalmente fueron tubos circulares entre 6 mm y 20 mm de espesor, y diámetros entre $\phi 150$ mm y $\phi 200$ mm, con algunas zonas especiales de $\phi 300$ mm.

También, de cara a la construcción, se decidió transformar la geometría variable de cada uno de estos elementos tubulares (meridianos y paralelos) en geometrías suficientemente aproximadas a la inicial, pero compuesta de un número reducido de curvaturas simples, para facilitar el curvado y ensamblaje en taller. Así, todos los tubos del pabellón están compuestos por combinaciones de tramos de 14 radios de curvatura fija. En su conjunto, es inapreciable la diferencia entre esta geometría discretizada, racionalizada, de la original, libre.

Y por último, desde el comienzo se tuvo en mente la idea de *modulación*, de manera que toda la fachada estructural pudiera ser ejecutada en taller, en módulos de unas dimensiones manejables, y luego fácilmente ser ensambladas en obra, por medio de uniones atornilladas.

3.1. Proceso de diseño

La necesidad de alcanzar un sistema adecuado a la forma libre del edificio concebida por la arquitectura requirió un intenso diálogo entre Arquitectura y Estructura desde los inicios de la concepción del edificio. En este diálogo, se operó con las principales variables que configuran el edificio, tratando de encontrar el sistema que mejor se adaptase a la forma libre del mismo, dentro de una coherencia estructural. La doble curvatura de las superficies de fachada fue tanto el reto como la solución a su estructura, ya que tales sistemas ofrecen un comportamiento deformativo-resistente extraordinariamente eficaz.

En el diseño arquitectónico y en el estructural, los programas informáticos, unos comerciales, otros de desarrollo propio, han jugado un papel fundamental. La forma definida por Arquitectura mediante superficies NURBS (“non-uniform rational B-Splines”: B-splines racionales no uniformes) fue cortada por planos verticales y horizontales para definir los ejes de las mallas ortogonales de los tubos de fachada. Las curvaturas variables de estos ejes fueron adaptadas para limitarlas a un número pequeño, y simplificar la ejecución en taller como se ha dicho anteriormente; y del sistema 3D así tratado se determinó el modelo estructural, sobre el cual fueron ajustadas, en un proceso iterativo las dimensiones, resistencias y la propia forma. Para ello fue desarrollado un software específico que permitiera:

- Una rápida importación de los modelos CAD de Arquitectura
- Un análisis por elementos finitos no lineales
- Un post-proceso automático de los resultados

Este software permitió alcanzar una configuración optimizada que satisfacía tanto a los requerimientos arquitectónicos como a los estructurales y que adicionalmente fue luego empleado por el taller metálico chino para la construcción de todos los elementos, para lograr la gran precisión geométrica necesaria en su definición.

De este modo, un mismo modelo geométrico sirvió como medio de comunicación entre el diseño arquitectónico, el diseño y análisis estructural, y la construcción en taller.

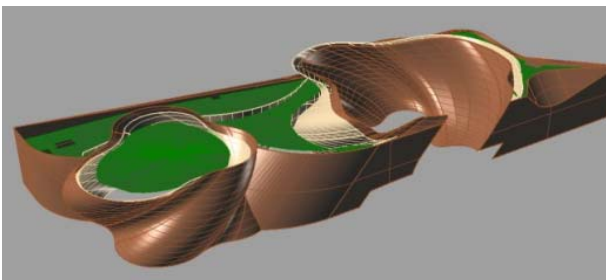


Figura 7. Modelo de geometría NURBS

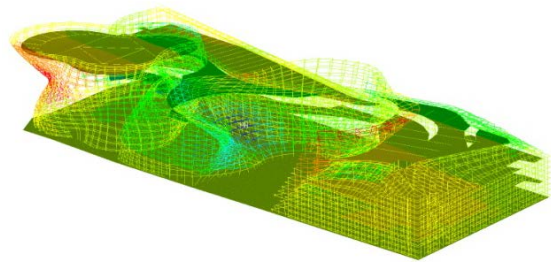


Figura 8. Modelo de elementos finitos. Deformación vertical bajo cargas permanentes

BIBLIOGRAFÍA

- Balmond, C. 2002. Informal. Prestel Verlag
- Bernabéu, A. 2007. Estrategias de diseño estructural en la arquitectura contemporánea; el trabajo de Cecil Balmond. ETSAM UPM, Madrid.
- Kolarevic, B. (Editor) 2005. Architecture in the digital age. Design and manufacturing. Taylor & Francis, New York.
- Martínez Calzón, J. 2010. “Treatment of the form in structural engineering” Keynote Lecture, International Conference on Structures and Architecture, ICSA2010, Guimaraes.
- Martínez Calzón, J. y Castañón, C. 2010. “Structural design of the Spanish Pavilion for the Expo 2010 in Shanghai”. 13th International Symposium on Tubular Structures, ISTS13, Hong Kong.
- Meredith, M. y Sasaki, M. 2007. From control to design – parametric / algorithmic architecture. Verb Monograph. Actar-D, Barcelona.
- Sasaki, M. 2007. Morphogenesis of flux structures. AA Publications, London.

CUBIERTA DEL MERCADO DE SANTA CATERINA EN BARCELONA. INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ENTRELAZADAS.

Velasco-Rivas, JM¹

(1) *Amatria Ingeniería, Barcelona, Spain*

RESUMEN:

Arquitectura e ingeniería son lo mismo en la cubierta del Mercado de Santa Caterina en Barcelona. La cubierta está formada por un conjunto de bóvedas de madera que se sustentan en vigas de acero. La estructura en su conjunto es una estructura mixta madera-acero. Las formas quedan fuera de cualquier regla. Estructura y forma, forma y diseño, cálculo y proceso, y el paso del tiempo durante el diseño se mezclan y unen formando una única unidad. Los materiales y las formas estructurales son en si las ideas. El deseo del arquitecto, Enric Miralles, de utilizar materiales tradicionales, madera, acero, hormigón cerámica se concreta en una estructura en que cada uno de ellos se presenta en su verdad. La madera habla de elaboración, de manos que miden y cortan de mirada de maestro de obra, de proceso. El acero se presenta en tubos y planchas, como tecnología elaborada. El hormigón pide sencillez y manos de encofrador para dar cualquier forma. A todo ello se unen cables y péndolas sin haber dos piezas iguales en toda la estructura; y el tiempo, que es el cauce del proceso. En el artículo se trata de presentar el origen de cubierta, cómo aparece, cómo fue resuelta, cómo el proceso en si mismo es belleza y cómo arquitectura e ingeniería se entrelazaron para conseguir la estructura final.

Palabras clave: Bóvedas, Madera, Acero, Miralles, Tagliabue.

SANTA CATERINA MARKET ROOF IN BARCELONA. ENGINEERING AND ARCHITECTURE INTERTWINED.

ABSTRACT:

Architecture and engineering are the same on the roof of the Santa Caterina Market in Barcelona. The roof consists of a set of wooden vaults which are supported by steel beams. The whole structure is a wood-steel composite structure. The forms are out of any geometric rules, without two equal pieces. Structure and form, shape and design, calculation and process, and the time during the design mix and join to form a single unit. The materials and structural forms are themselves the ideas. The desire of the architect, Enric Miralles, using traditional materials, wood, steel, concrete, ceramic turn out in a structure in which each is presented in its truth. Timber speaks of preparation, measure and cut hands-eyed master work process. The steel is supplied in tubes and plates, as technology developed. Concrete asks simplicity and hands to give any form. Also, there is cables and hangers. Without two equal parts throughout the structure and time, which is the channel of the process. Without two equal parts throughout the structure The article presents the origin of cover, how it appears, how it was resolved, how the process itself is beauty and how intertwined architecture and engineering to achieve the final structure.

Key words: Vaults, Timber, Steel, Miralles, Tagliabue.

E: velasco@amatria.com

1. El origen de la ingeniería moderna. Un punto de partida.

Un personaje de Goethe, Otilia, decía que el arte se ocupaba de lo difícil y del bien. Si Otilia tiene razón, Ingeniería es Arte.

La ingeniería moderna nace en el momento en que el hombre despliega una inquietud por el conocimiento de la naturaleza desconocido hasta ese momento. Por primera vez, el conocimiento es sólido, basado en constataciones, ausente de superchería. La mente se concentra en las cosas, en su ser.

Al recordar sus años de elección y aprendizaje, el personaje Victor, de Mary Shelley narraba:

“While my companion contemplated with a serious and satisfied spirit the magnificent appearances of things, I delighted in investigating their causes. The World was to me a secret which I desired to divine. Curiosity, earnest research to learn the hidden laws of nature, gladness akin to rapture, as they unfolded to me, are among the earliest sensations I can remember”.

Es el inicio de la ingeniería moderna. Investigar las causas y las cosas, la apariencia de las cosas y las causas de las mismas, la ingeniería.

La cubierta del mercado de Santa Caterina es el maridaje de tres materiales que tienen estrategias resistentes diferentes. Madera, acero y hormigón se presentan en la cubierta en tres planos superpuestos. Cada uno con estrategias resistentes diferenciadas.

Todos los hormigones rompen aproximadamente a la misma deformación unitaria. Para incrementar su resistencia incrementa su módulo de elasticidad, es la manera que tiene de elevar la curva tensión deformación. El acero, por su parte, mantiene el módulo de elasticidad constante para todos sus valores resistentes. Las combinaciones físico-química que incrementan su resistencia en realidad lo que hacen es incrementar su deformación de rotura. La madera, sin go, presenta una estrategia resistente diferente, aumentando su densidad incrementa al mismo tiempo el módulo de elasticidad y la resistencia. Además, como material evolutivo resuelve el problema de la fatiga siendo inmune al mismo.

Estructuralmente la cubierta parte en su diseño de tener en primer lugar del pensamiento el principio básico de las estructuras: El trabajo de las fuerzas exteriores es del mismo valor que el trabajo de las fuerzas interiores. Es un principio escalar, carece de dirección, el vector, y es el principio más poderoso del diseño estructural. Las fuerzas, las tensiones sólo son la variación de la energía en el espacio. El parámetro interno del material es su módulo de deformación y a través de él y del espacio se deducen fuerzas y tensiones. Así, mirando dónde se almacena la energía y dejando de lado dónde se dirigen las fuerzas, las posibilidades de forma de diseño estructural se amplían.

Aceptación de la geometría del diseño sin cambiarla, buscando la estructura en la forma.

En la cubierta aparecen arcos biarticulados y triarticulados, en madera y en acero. Cables de atirantamiento, vigas de hormigón pretensado y vigas metálicas. Apoyos deslizantes y fijos. Una pequeña muestra de los elementos y materiales constructivos. La ingeniería se expresa en su catálogo de soluciones, elaboradas en el tiempo y mantenidas en el recuerdo. Cada una de ellas es necesaria y está justificada. (Fig.1).

Así, éstos fueron parte de los principios de diseño estructural: buscar y controlar la energía interna conociendo las cualidades de los materiales y de las forma estructurales. Conocer las cosas y sus causas. Por otra parte, líneas rectas y circulares fueron el pacto con arquitectura. Las formas: libres.



Fig. 1.- Vista de la cubierta en construcción

2. Pathos, Ethos y Logos. Emoción, principio, lógica. Una forma de juzgar.

2.1 Pathos

Una de las cualidades de la percepción de una construcción es la emoción que nos produce. Ese conjunto de sensaciones que difícilmente se puede expresar en palabras. Suele ser eco de las ideas de las que surgen, aunque muchas veces sin reproducirlas en su totalidad. Una emoción con movimiento, un gesto lleno de sentido. Es un algo cerebral que expresa una intuición con contenido. Lo que se denomina Pathos, ese aspecto emocional que nada tiene que ver con la irracionalidad.

Miralles era un arquitecto con un poderoso Pathos. Su obra llena de gestos semiconscientes, de formas expresadas antes de su raciocinio, de procesos en que el lápiz, el papel o la madera y alambres de sus maquetas se enlazan con el edificio construido formando una única unidad. Unidad, además, con todas las variantes que surgían en el proceso. Poderoso, cambiaba las líneas previsibles del proyecto para caminar sobre lo intuido, en un proceso que, a veces, producía vértigo. Ese Pathos es el aspecto dominante de la cubierta.

2.2 Ethos

Cuando observamos una construcción también conocemos a sus autores: de dónde partían, cuales eran sus principios, sus reglas de actuación. Ese armazón de reglas adoptadas durante la educación y crecimiento: qué haré, que no, cómo, lo que no haré. Es lo que forma el carácter de una persona. Sus principios de actuación ante lo que sucede. Su ética. Su Ethos. En la cubierta el Ethos corresponde a cada uno de los actores y participa en el diseño de lo construido.

El Ethos también tiene memoria y recuerda lo que en la vida se había dejado de lado, con qué se había roto, dónde se había aprendido, en qué luchas había participado. Todo ello, junto al cansancio de los músculos ante esfuerzos y rupturas, forman el Ethos actuante.

Gaudí fue un arquitecto con un poderoso Ethos. Su forma de ver las cosas, de acercarse a ellas, su manera de hacer da lugar a su obra.

2.3 Logos

En una construcción también apreciamos la lógica, cómo se ordena y cumple su función, se ajusta a las leyes de la gravedad, se distribuye de forma proporcionada o se aprecia el ritmo, se optimizan formas y funciones, guarda coherencia. Se descubren nuevas funciones en la forma y nuevas prestaciones en los materiales. La construcción tiene lógica, tiene Logos.

Le Corbousier desarrolla su trabajo en el Logos. También los ingenieros se atañen en general a esta parte, o se les condiciona a ello.

Pathos, Ethos y Logos los argumentos de la Retórica, sirven de puntos de juicio de una obra, Unas veces predomina uno de los aspectos, otras se armonizan. Si una obra es un mensaje, o un argumento, bien sirven para juzgarla. A veces, las obras de arquitectura se comentan desde el punto de vista de la lógica, cuando en realidad la clave de la obra puede estar en otra escala

3. Santa Caterina, su cubierta.

En la cubierta del mercado de Santa Caterina hay muchas historias, una por cada uno de los que intervinieron: en las maquetas, en las reuniones, en los diseños y en los cálculos. Historias personales llenas de ilusiones y, a veces, de desengaños.

Una cubierta sustentada en un mar de cables con arcos y correas tubulares de acero evoluciona en el diseño a la solución final. Tres bóvedas peraltadas y dos rebajadas se sustentan, colaborando, en vigas tubulares metálicas. Arcos transversales que penetran y salen de la cubierta sujetan mediante péndolas las vigas metálicas controlando las deformaciones y liberando de carga los pilares extremos.

Cerámica, madera, acero y hormigón hacen referencia a los materiales tradicionales usados en las construcciones del Ensanche barcelonés entre el s.XIX y principios del XX. La cerámica en el adorno de las fachadas, la madera en los entramados de las construcciones antiguas. La madera habla de manos que la miden y la cortan, manos que la pulen y ensamblan. El acero, la fundición, en su forma tubular moderna, y el hormigón, ese material formáceo.

Las estrategias propuestas serían secciones de acero tubulares, que al poseer las mismas características mecánicas en cualquier dirección, permiten seguir cualquier forma. Su diámetro 21 cm, la anchura máxima de una mano abierta, su espesor 25 mm, el ancho de un pulgar. A partir de ahí tubos de 80 mm de diámetro, el que permite ser aprendido por una mano.

La madera de los arcos de 20 cm de canto, por tener la misma dimensión que los tubos y ser una medida tradicional.

El mercado antiguo presentaba perimetralmente una galería de tiendas cubierta con cerchas de madera envejecidas. En el centro el antiguo patio se había cubierto con estructura de fundición de líneas ligeras. Miralles desechó la estructura de fundición y recuperó las cerchas antiguas de madera, que junto con el muro perimetral fue lo único que permaneció del mercado antes de su reforma.

En otras partes se han explicado con más detalle la estructura (3,4,5). Aquí se pretende señalar cómo arquitectura e ingeniería se integran manteniendo cada uno su propio campo de referencias.

Se expresan seguidamente tres elementos de discusión durante el desarrollo del proyecto, tres elementos del diseño que contravenían la lógica de la solución estructural, y que se transforman en gestos cuya interrogación abren puertas al entendimiento. El Pathos imperante que juega con un Logos que se deja llevar.

Los elementos son el corte de las esquinas de los pilares de hormigón, el desvío forzado de la alineación de las vigas metálicas, y el cambio de diseño del apoyo de las cerchas antiguas.

4. Santa Caterina, tres gestos.

4.1 Los pilares de hormigón.

Los pilares de hormigón sufren en su parte inferior los mayores esfuerzos de flexión y de cortante.

Necesitaban una forma cuadrada para ubicar mejor las armaduras resistentes. Al verlas, en diseño arquitectónico, y ante la falta de alternativas, cortaron las esquinas, complicando la colocación de las armaduras y la eficiencia estructural. (Fig.2 y 3). A media altura, sin embargo, sí dispone de la sección completa.

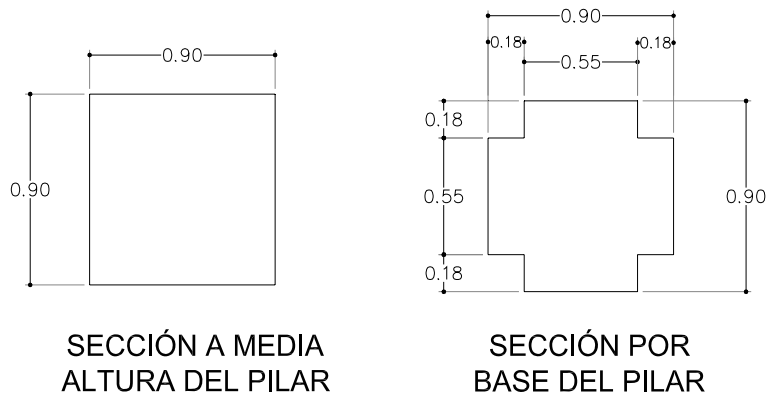


Fig.2.- Pilares de hormigón. Reducción de la sección inferior. Fig. 3.- Foto de pilar de hormigón.

El corte biselado de las esquinas es el resultado de la modificación del planteamiento estructural: se acepta, pero se modifica imponiendo una ley. Lo cierto es que el pilar mejora su aspecto adoptando una forma más corpórea.

4.2 La solución de vigas metálicas.

La cubierta se planteó inicialmente completamente en acero. Todos los arcos descansaban en líneas de cables que se anclaban en grandes vigas a trianguladas empotradas en paredes de hormigón para absorber los esfuerzos de torsión. Arquitectónicamente el resultado era poco satisfactorio y Miralles solicitó otra solución. Al mismo tiempo preguntó si la estructura podía ser de madera, a lo que se respondió afirmativamente.

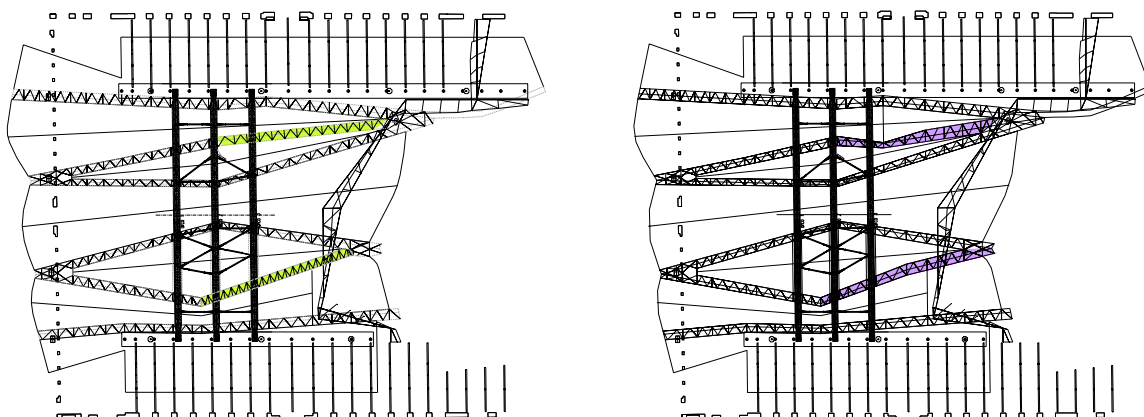


Fig. 4.- A la izquierda propuesta inicial de las vigas de acero, y a la derecha modificación de arquitectura.

Se propuso que las aristas de los pliegues de la cubierta se transformaran en vigas metálicas. La propuesta se aceptó pero torciendo las vigas, imponiendo un zig-zag. (Fig. 3 y 4) borrando una solución demasiado lógica, y difuminando los rombos de las bóvedas de madera rebajadas. Pathos y Logos bailaron sin enfrentarse, esquivando el golpe y recogiendo el guante, porque Ethos estaba de acuerdo.

Por límites de flechas, dada la escasa pendiente para la evacuación del agua se crearon unos arcos centrales que para funcionar necesitaban cables de atirantamiento que al mismo tiempo liberaban de esfuerzos horizontales las vigas laterales. Estos cables son los únicos que quedaron del mar de cables inicial.



Fig. 5. Vista inferior de la cubierta con el zig-zag de la viga metálica.

4.3 Las cerchas de madera.

Personalmente el elemento más llamativo de los muchos cambios de diseño que surgieron en el desarrollo del proyecto fue la colocación de las cerchas antiguas de madera. Para los laterales del mercado Miralles recuperó las cerchas antiguas del mercado, que con la fachada perimetral fue lo único que quedó del mercado original. En el primer diseño las cerchas se apoyaban en la viga lateral de hormigón y en la fachada original. Con posterioridad Miralles decidió descolgarlas, que apoyaran sólo en la fachada. Para ello se ideó un sistema de cuelgue que siguiera la alineación de la inclinación y fijándolo en el espacio mediante una triangulación descompensada. (Fig. 6 y 7).

Este gesto en que la cercha niega su función, es un gesto en que la cercha muere. Deja de ser un actor vivo para ser un recuerdo. Al mismo tiempo es un juego. El gesto tiene esa ambivalencia de los diseños de Miralles en que al mismo tiempo es un juego, un evitar lo evidente pero que se adentra al mismo tiempo en lo que trasciende, y nos quedamos con el intento de adivinar su intención. Miralles, más que la manifestación de una intención explícita en sus diseños frecuentemente se contentaba con abrir una puerta a la mirada. La cercha sólo se deja coger en lo nuevo apoyándose en su pasado. Para mi fue siempre un misterio y más de una vez pensé en una premonición.



Fig. 6 Foto de las cerchas en construcción.

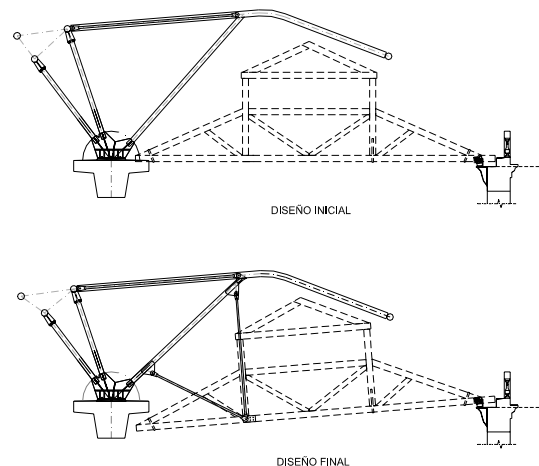


Fig. 7 Diseño inicial y final de las cerchas

5. – Conclusión

La cubierta de Santa Caterina se enraiza en el pasado, mira a las calles y espacios exteriores y transparenta el interior en el exterior. Su intento expresivo y vital se enlaza en los materiales, y en las formas arquitectónicas y estructurales que se mezclan en su función y en su expresión.

Pathos, Ethos y Logos como elementos de la expresión, de la argumentación, de la retórica permiten ser utilizados como principios de acercamiento a la comprensión y valoración de una obra. En la cubierta del mercado de Santa Caterina Miralles y su equipo vierten y enfatizan un Pathos poderoso, en general serio, muchas veces cercano al juego y, otras al abandono de la vida. Un Pathos que abre puertas a infinidad de líneas de pensamiento y reflexión.

El corte de la parte inferior de las esquinas de las columnas, el quiebro de las vigas de acero y el descenso del apoyo de las cerchas antiguas constituyen tres gestos llenos de sentido, cuyo origen es distinto al intuido por la lógica y su alcance se abre en múltiples direcciones.

La ingeniería moderna como estudio de cosas y causas de la naturaleza, de materiales, de formas estructurales, y de transferencias entre los trabajos de sus elementos, se incardina en el diseño de la arquitectura como búsqueda de expresión, de emoción.

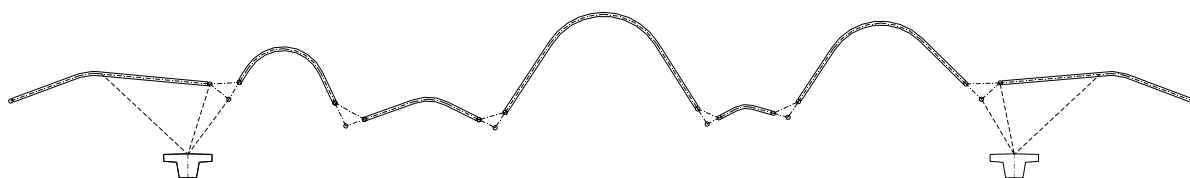


Fig. 8. Sección central de la cubierta.

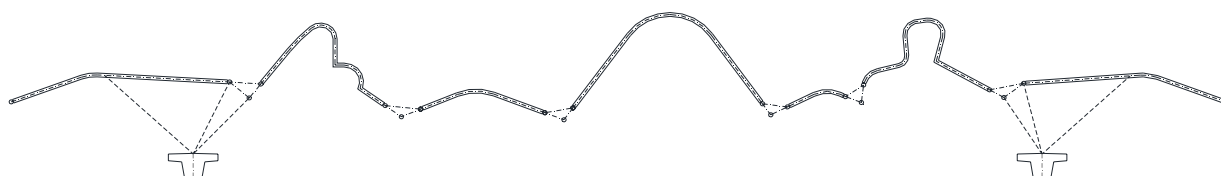


Fig. 9 Sección de la cubierta por los lucernarios de Santa Caterina y Sant Domenech

BIBLIOGRAFÍA

- (1) Goethe, Wolfgang 1815. Las Afinidades Electivas.
- (2) Mary Shelley, 1816. Frankenstein
- (3) Velasco Rivas, J.M. 2007. "Roof of Santa Caterina Market in Barcelona". En Structural Engineering International SEI 3/2007. International Association for Bridge and Structural Engineering.
- (4) Velasco, José M^a. 2005. "The Santa Caterina's market roof cover in Barcelona". En Conference of the International Association on Shell and Spatial Structures IASS2005. Bucharest, Rumania. 6-9 septiembre 2005.
- (5) Velasco, J.M.. 2005. "La Cubierta del Mercado de Santa Caterina. 1997-2005". En Revista de Obras Públicas. Juny de 2005.; nº 3456; pp 37-54.

VULNERABILIDAD SISMICA DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA DE "L'EIXAMPLE" DE BARCELONA: COMPARCIÓN DE MODELO DE PORTICOS EQUIVALENTES Y MODELO DE CAJA CERRADA

Ramón Gonzalez-Drigo^{1,*}, Jorge Avila-Haro¹, Giuseppe Gugliotta^{2,3,*}, Magly R. Terrone^{2,4}

(1) *Departamento de Resistencia de materiales y estructuras en la ingeniería. EUETIB, UPC. Barcelona, Spain*

(2) *Estudios y Cálculos Pi Group – Estudio de Ingeniería, Barcelona, Spain*

(3) *Università della Calabria, Rende, Italy*

(4) *Politecnico di Bari, Bari, Italy*

RESUMEN:

La mayoría de edificios de mampostería, contruidos sin criterios antisísmicos, representan actualmente objeto de estudio para evaluar la vulnerabilidad sísmica. No obstante la gran propuestas de modelos de cálculo para elementos de fábrica refinados y testados, los modelos usados para la obtención de resultados prácticos son esencialmente dos: el modelo de pórticos equivalentes, que modela los elementos resistentes, verticales y horizontales, formando un entramado espacial de pórticos; el modelo de "caja cerrada" que modela las paredes del edificio de manera que los desplazamientos de una pared son relacionados a las paredes conectadas directamente y a nivel de forjado según la cinemática de la "caja cerrada", donde la tapa, que representa el comportamiento del forjado, vincula las paredes laterales a moverse en conjunto. Con estos dos modelos se estudia un edificio del 1930, realizando análisis dinámicas y push-over, construyendo curvas de capacidad de desplazamiento y desplazamiento disponible o, en modo alternativo, las curvas de fragilidad. La visión de conjunto de las curvas individua las direcciones críticas de mayor vulnerabilidad.

Palabras clave: Mampostería, Modelo estructural, Vulnerabilidad sísmica, Curva de fragilidad.

SEISMIC VULNERABILITY OF NO REINFORCED MASONRY IN BARCELONA'S "EIXAMPLE". COMPARISON ANALISYS MODELS: EQUIVALENT FRAME AND CLOSED BOX MODEL.

ABSTRACT:

Most masonry buildings constructed without seismic criteria, currently represent the subject of studies to assess seismic vulnerability. Despite the large number of models of masonry analysis structures, most of them verified and tested, the models used to obtain engineering results are essentially two: the model of equivalent frames which models resistant elements, vertical and horizontal, forming a latticed space of frames; the "closed box" model, which models the walls of a building in the manner in which the movements of a wall are directly related to the connecting walls and floor, according to the kinematics of the "closed box", in which the cover, which represents the behavior of the floor, links the side walls to move together. Using these two models, a no reinforced masonry building, constructed in 1930 and located in Barcelona's "Eixample" neighborhood, was studied. A dynamic analysis and push-over were carried out, constructing displacement capacity curves and the displacement available, or alternatively, the fragility curves. The overview of the curves indicates the critical directions, i.e. the most vulnerable ones.

Keywords: masonry, structural model, seismic vulnerability, fragility curve.

* jose.ramon.gonzalez@upc.edu

* giuseppe@pigroup.es

1. Introducción

Barcelona, fundada como una colonia romana entre los años 15 y 10 a.C., también vivió el acelerado crecimiento demográfico ocurrido a nivel global en el siglo XIX, que hizo absolutamente necesaria la necesidad de reorganizar, recrear e incluso crear nuevas ciudades.

Hasta comienzos del siglo XIX, las murallas medievales de Barcelona eran suficientemente grandes para acoger una ciudad que iba creciendo, pero el inicio de la industrialización evidenció la necesidad de ampliar la ciudad. Hacia la mitad del siglo XIX, Barcelona se vio en la necesidad de paliar dicha problemática y el escaso espacio para lidiar con esta. La nueva área urbanizada se denominó Ensanche (Eixample en catalán) y fue alzada durante los años de la industrialización de Cataluña, en las postrimerías del siglo XIX y comienzos del XX. El proyecto estaba basado en una red cuadrículada de calles perpendiculares entre sí. Cada una de las cuadrículas así generadas, tenía una superficie aproximada de una hectárea. Estas cuadrículas fueron denominadas manzanas y en ellas fueron construidos los nuevos edificios.

Los edificios del Ensanche

Casi la mitad (47,5%) de los edificios residenciales actuales de Barcelona fueron construidos antes de 1940 (Lantada, 2006). El año medio de construcción de los edificios del Ensanche es 1931. El sistema constructivo más frecuente en Barcelona, a finales del siglo XIX y principios del XX, utilizaba muros de carga de obra no reforzada de fábrica de ladrillo y forjados de bovedilla con vigas de madera o de hierro. En el distrito del Ensanche aproximadamente el 65% de los edificios son de esta tipología.



Figura 1. Vista isométrica de 4 bloques del Eixample (por Avila Haro, J. and González-Drigo, R)

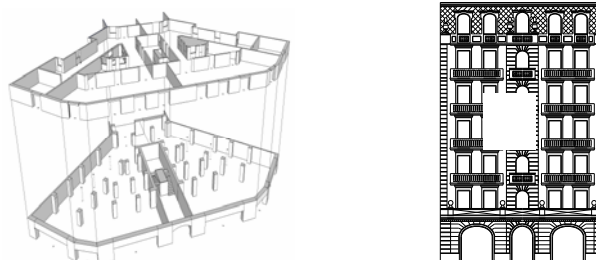
Una segunda tipología de edificios con estructura de soportes y forjados bidireccionales en hormigón armado. Desde 1960 se puede considerar que casi todas las nuevas construcciones en el Ensanche corresponden a esta tipología.

Un aspecto importante en el distrito del Ensanche es su homogeneidad constructiva. El envejecimiento de los edificios, su consiguiente demolición y la construcción de nuevos edificios basados en códigos constructivos más recientes constituyen la actualización del parque constructivo del Ensanche. El empleo de hormigón y acero en los edificios construidos, sobre todo, a partir de 1960, substituyen la mampostería de fábrica de ladrillo no reforzado correspondiente a los primeros edificios del Ensanche.

2. Descripción constructiva de edificios tipo

Los edificios de mampostería del Ensanche repiten patrones constructivos. En general encontramos dos tipos de edificios. a) edificios laterales con una planta ortogonal característica; b) Edificios de esquina con una planta pentagonal.

La figura siguiente muestra la configuración en planta baja y planta tipo de los edificios de esquina, así como también muestra una fachada característica de los edificios de planta ortogonal.



La estructura de los edificios de mampostería se basa en muros de carga no reforzados de fábrica de ladrillo apoyados sobre elementos asimilables a zapatas corridas. El elemento resistente son los muros, aunque se evidencia la presencia de pilares de fundición metálica y pilares de mampostería. Estos edificios tienen los elementos justos para asegurar una estabilidad estática. El muro de fachada suele tener 60cm de espesor en el primer nivel. El espesor suele decrecer en dos tramos hasta alcanzar tan sólo 15cm en el último nivel. El muro interior, o fachada posterior, arranca con 45cm de espesor en el primer nivel y después decrece en dos tramos hasta 15cm de espesor. Los muros laterales o de medianía tienen 30cm de espesor desde el primer nivel hasta la coronación. Estos muros de medianía son compartidos por el edificio con los de los edificios que le son adyacentes. La planta del edificio suele revelar un sistema de muros resistente de perímetro ortogonal y que forma la caja de escaleras. Estos muros suelen tener un espesor de 20cm desde el primer nivel hasta el último nivel.

Los edificios estudiados incluyen también un sistema secundario de muros interiores. Estos en general, tienen espesores de 10cm e incluso 5cm y no contribuyen de modo significativo a la resistencia y rigidez del edificio. Su principal función es separar y proveer aislamiento acústico a los diferentes departamentos vecinales. En general, los muros interiores pueden alcanzar longitudes de 10m y en la mayoría de los edificios estudiados se conectan débilmente con los muros de fachadas, muros laterales y muros del cajón de escaleras. Estos muros no pueden desarrollar funciones de arriostramiento.

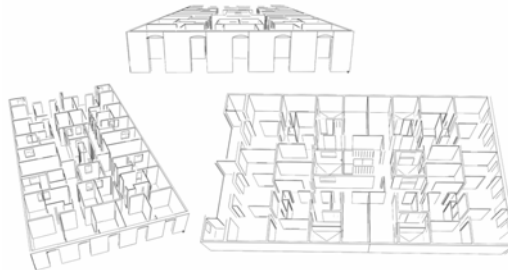


Figura 3. Planta tipo del edificio modelo M-153.

Además, cuando hay aperturas de puertas, ventanas o balcones, que dan lugar a dinteles o antepechos de dimensiones variables, las secciones de pared sobre dinteles o parapetos suelen ser extremadamente débiles. En estas zonas, y debido al efecto de los movimientos diferenciales, es frecuente la aparición de grietas. Estos edificios incluyen forjados unidireccionales realizados con vigas de madera (1860-1900) o vigas de acero (1900-1940) sobre las que encajan bovedillas cerámicas. El conjunto está cubierto con una capa de compresión de mortero de baja calidad rematada con suelos de losetas hidráulicas.

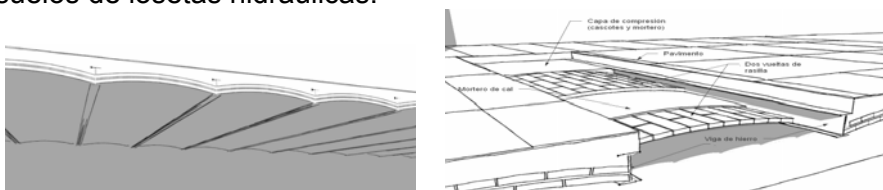


Figura 4. Forjado de arco-bóveda con vigas de hierro

En los primeros dos niveles, para permitir espacios libres de paredes, es habitual encontrar soportes metálicos y vigas. Esta solución constructiva es muy apreciada para las actividades comerciales, en la planta baja, y para las actividades de oficina de los entresijos.

Cabe señalar que esta solución constructiva conduce, de forma casi sistemática, a un comportamiento de pisos blandos en muchos de los edificios estudiados.

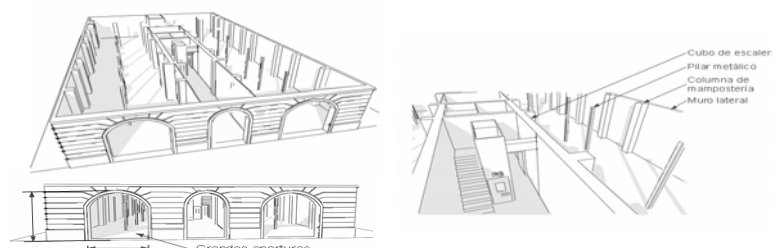


Figura 5. Planta baja del edificio modelo M-153, con detalles.

3. Propiedades mecánicas de la mampostería

Las principales propiedades mecánicas de este trabajo se obtuvieron en base a estudios previos realizados de este tema (Bonett, 2003; Moreno 2006) y bibliografía existente (Benavent, 1993; Aparicio, 2001; Schindler y Bassegoda, 1956), siendo ajustadas de acuerdo a reportes técnicos de restauración de edificios no reforzados de Barcelona y con el juicio de expertos en materias de Arquitectura e Ingeniería Civil.

Estas propiedades se muestran en la tabla 1

Tabla 2. Propiedades mecánicas de la mampostería para el modelo analizado

Propiedad	Peso específico ρ (kg/m ³)	Módulo de Young E (MPa)	Módulo de corte G (MPa)	Resistencia al corte τ_c (MPa)	Resistencia a compresión σ_c (MPa)	Carga total q (kg/m ²)
Valor tomado	1800	2000	400	0,10	5	500

4. Modelo de pórticos equivalentes. Bases y procedimientos de análisis

Se ha realizado los diferentes análisis utilizando el software TreMuri. El programa TreMuri ha sido desarrollado por Galasco et al. (2002) para el análisis y diseño de estructuras de mampostería modelizadas sobre la base de macro-elementos (Gambrota and Lagomarsino, 1997). El modelo implementado es del tipo de "pórticos equivalentes". Este modelo se basa en asimilar la estructura de paredes a elementos lineales de rigidez equivalente (macro-elementos) conectados a nivel de forjados con elementos horizontales de rigidez en función de las dimensiones de las aberturas. Por cada pared se obtiene un pórtico; el conjunto de los pórticos conectados en 3D forman el entramado espacial del modelo. Se estudia el modelo para determinar la capacidad de desplazamiento en las dos direcciones ortogonales principales.

Resultados análisis pushover

Se han realizado diferentes análisis pushover mediante el programa TreMuri. Los análisis se han obtenido sometiendo a las construcciones a un patrón de cargas laterales monótonamente creciente. Esto pretende representar la respuesta del edificio a las fuerzas inerciales consecuencia de la acción sísmica. El patrón de cargas laterales es consistente con el modo fundamental de vibración y el análisis se ha desarrollado en la dirección positiva de los ejes x e y. Las curvas de capacidad obtenidas se exponen en la figura 6. El procedimiento descrito en el ATC-40 (ATC 1996) ha sido utilizado para transformar a formato espectral las distintas curvas de capacidad obtenidas.

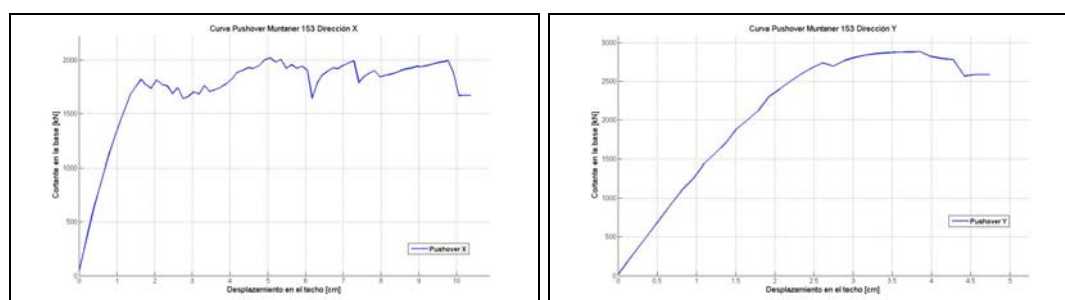


Figura 6. Curvas de capacidad, en la dirección x (izquierda) y en la dirección y (derecha)

Curvas de fragilidad

Para evaluar la fragilidad de los edificios, se ha utilizado el método implementado en el proyecto Risk-UE (Milutinovic and Trendafiloski 2003). La tabla 2 contiene los parámetros que definen las curvas de fragilidad del edificio cuando se considera la acción en ambas direcciones. La figura 7 expone las curvas de fragilidad correspondientes a la estructura en cuestión.

Tabla 2. Valor medio y desviación estándar de las curvas de fragilidad (dirección x y y).

	Estados de Daño							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
M-153	\overline{Sd}_1 (cm)	β_1	\overline{Sd}_2 (cm)	β_2	\overline{Sd}_3 (cm)	β_3	\overline{Sd}_4 (cm)	β_4
DirX	0,62	0,28	0,89	0,31	2,56	0,88	7,52	0,85
DirY	1,02	0,28	1,43	0,28	2,01	0,35	3,35	0,42

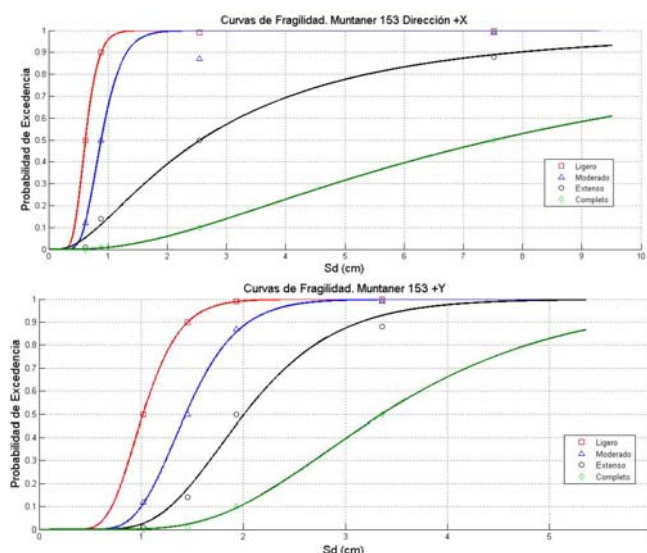


Figura 7. Curvas de fragilidad correspondientes a la dirección x (arriba) e y (abajo).

5. Modelo de caja cerrada. Bases y procedimientos de análisis

El mismo edificio se estudia utilizando el software Por2000 desarrollado por la Newsoft. El programa para el análisis y diseño de estructuras de mampostería modeliza los elementos portantes con elementos lineales con rigidez a cortante y con la hipótesis de rotación nula en pié y cabeza. El modelo desarrolla cinematismos de caja cerrada gracias a la intervención de los forjados que vinculan los muros a moverse en conjunto por efecto diafragma. La hipótesis de rotación nula de los elementos queda justificada por el hecho que la paredes están arriostradas por las paredes perpendiculares. Es decir, si una pared sufre una rotación la pared que arriostra debería acortarse. La gran rigidez axial de los muros nos permite comprobar la coherencia de la hipótesis. Dicha coherencia ha sido comprobada con pruebas a escala real realizadas en la “Univesità di Pavia” en 1994 (Calvi, Megenes).

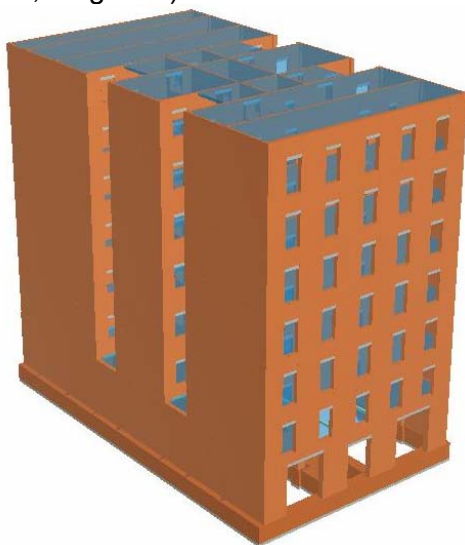


Figura 9. Vista 3D del modelo estudiado.

Resultados análisis pushover

Se ha realizado análisis dinámico (para convalidar análisis push-over) y análisis estático no lineal (push-over) en diferentes direcciones (0° , 45° , 90° , .., 360°) y se obtienen las respectivas curvas de capacidad para las dos distribuciones de cargas horizontales (constante e lineal). El cortante último en el caso de distribución lineal es inferior debido a la mayor amplificación de las cargas a los pisos superiores.

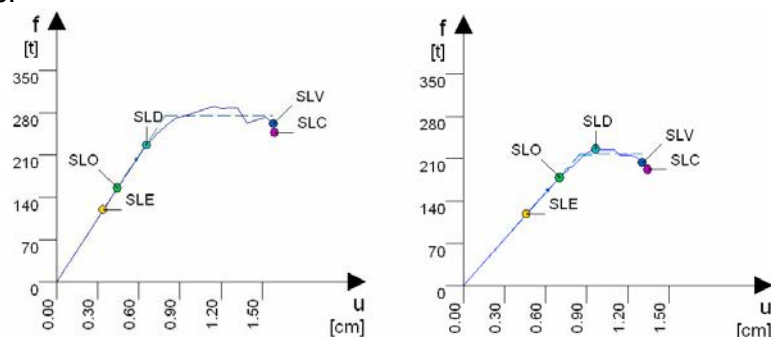


Figura 10. Curvas de capacidad en dirección $X(0^\circ)$ e $Y(90^\circ)$ para distribución lineal de cargas.

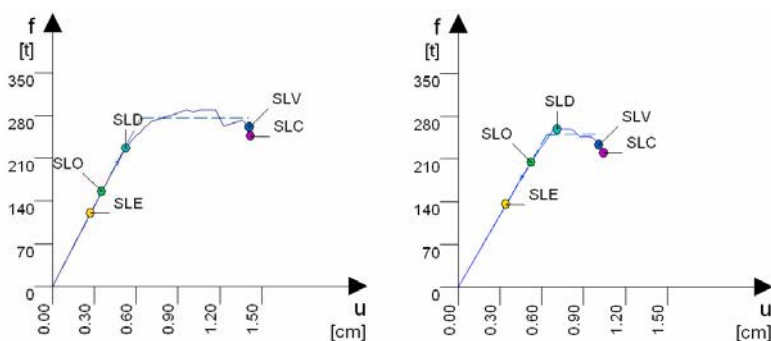


Figura 11 Curvas de capacidad en dirección $X(0^\circ)$ e $Y(90^\circ)$ para distribución constante de cargas.

Dominios de resistencia

La demanda y capacidad de desplazamiento, evaluadas en cada dirección, permiten la construcción de dominio de resistencia que permite individuar las direcciones a potencial rotura frágil.

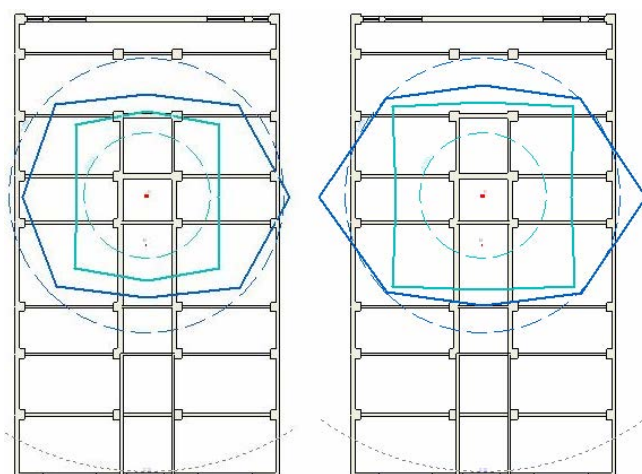


Figura 12 Dominios de resistencia para distribución constante y lineal de cargas (planta baja).

Comparación de resultados

Ambos modelos alcanzan un cortante último del mismo orden (diferencias del 10%) aunque los desplazamientos no son comparables, tampoco a nivel de rigidez secante. La diferencia entre los dos programas es que mientras TreMuri utiliza el desplazamiento del último piso, Por2000 actúa

con un criterio energético para determinar un desplazamiento virtual como relación entre la energía de deformación y el cortante último.

A nivel de modelos las experiencias muestran una buena aproximación del modelo de caja cerrada para edificios con paredes arriostradas, mientras se aconseja un estudio con modelos más articulados para edificio que no respetan las formas de una caja.

Los resultados de este trabajo no entran en el merito de evaluar la capacidad del edificio bajo una acción sísmica desde un punto de vista técnico pero es evidente que las construcciones de la zona de l'Eixample de Barcelona representan estructuras muy frágiles que no pueden soportar acciones horizontales imprevistas.

Agradecimientos

Este trabajo ha sido financiado parcialmente por el Ministerio de Educación y Ciencia de España, por la Comisión Europea (FEDER grants) y por el Instituto Geológico de Cataluña. Todo ello a través de los proyectos de investigación: CGL-2005-04541-C03-02/BTE, CGL2008-00869/BTE, HABITAT-2030-PSS-380000-2005-14, SEDUREC-CONSOLIDER-CSD2006-00060, INTERREG: POCTEFA 2007-2013/ 73/08 and MOVE- FT7-ENV-2007-1-211590.

BIBLIOGRAFÍA

ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.

Galasco A., Lagomarsino S. and A. Penna (2002). TreMuri Program: Seismic Analyser of 3D masonry buildings. Technical report. University of Genoa. Genoa. Italy.

Gambarotta L. and S. Lagomarsino (1993). A microcrack damage model for brittle materials. International Journal Solids and Structures, 30, 177-198.

Gambarotta L. and S. Lagomarsino (1997). Damage model for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its aplicaciones. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 441-462.

Lantada, N. (2006). Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Milutinovic Z. V. and G. S. Trendafiloski (2003). WP4: Vulnerability of current buildings. Risk-UE project Handbook. September 2003. Risk-UE project report. 111 pp.

Pujades L.G., Barbat A.H., González-Drigo R., Avila Haro, J. and Lagomarsino, S. (2010). Analysis of the seismic performance of unreinforced masonry buildings in Barcelona, Spain. (Accepted paper). Bulletin of Earthquake Engineering.

G. M. Calvi, G. Magenes, Experimental research on response of URM building system. Italy workshop on guidelines for seismic evaluation and rehabilitation of unreinforced masonry buildings, State University of New York at Bufalo, NCEER-94-0021, 3-41/57, Pavia, 1994.

Magenes G, Calvi GM. In-plane seismic response of brick masonry walls. Earthquake Eng Struct 1997;26:1091–112.

Gambarotta L, Lagomarsino S. Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications. Earthq Eng Struct D 1997;26:441–62.

Brasile S, Casciaro R, Formica G. Finite Element formulation for nonlinear analysis of masonry walls. Computer and Structures 2010; 88: 135–143.

MODELIZACIÓN A PARTIR DE ENSAYOS DEL COMPORTAMIENTO ELASTO-PLÁSTICO DEL NUDO SLO PARA EL CÁLCULO EN SEGUNDO ORDEN DEL FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A PANDEO GLOBAL EN ESTRUCTURAS MONOCAPA

Goñi, J^{1,*}, Irisarri, L¹

(1) LANIK I, S.A. San Sebastián, Spain

RESUMEN:

Para asegurar la estabilidad frente a pandeo global de estructuras monocapa es necesario emplear métodos de cálculo de segundo orden que contemplen la no linealidad geométrica de la estructura. Los métodos de cálculo lineales tradicionales basados en la hipótesis de pequeñas deformaciones dejan de ser válidos para este tipo de estructuras.

En una monocapa reticular, en general, la principal oposición al pandeo global viene dada por la propia geometría de la lámina, sobre todo si existe doble curvatura. Sin embargo, la rigidez a flexión juega también un papel muy relevante (semejante al radio de inercia de una viga recta a compresión). Por este motivo, para una correcta simulación del comportamiento real de una estructura reticular monocapa frente al pandeo global es necesario considerar de alguna forma la rigidez a flexión real de los elementos de unión.

Se explica el proceso de obtención de las curvas de carga-deformación a flexión para el nudo SLO mediante ensayos de carga, la implementación de los resultados de dichos ensayos en el programa de cálculo como uniones caracterizadas tipo muelle bilineal (incluyendo la etapa de deformación plástica) y la aplicación de esta caracterización al caso práctico de la cubierta del patio del Palacio de Comunicaciones de Madrid.

Palabras clave: SLO, rigidez, nudo, pandeo, monocapa

MODELATION FROM TESTS OF THE ELASTO-PLASTIC BEHAVIOUR OF THE SLO NODE FOR THE CALCULATION IN A SECOND PLANE OF THE SECURITY FACTOR AGAINST A GLOBAL BUCKLING IN THE SINGLE LAYER ESTRUCTURES

Goñi, J^{1,*}, Irisarri, L¹

(1) LANIK I, S.A. San Sebastián, Spain

ABSTRACT:

In order to assure the stability of a single layer structure against global buckling, second order methods are needed to be used to take into account the geometrical non linear behaviour of the structure. For these structures, the traditional linear methods based on small deformations hypothesis are not applicable anymore.

For most single layer meshes, the main opponent against global buckling is the geometry itself, mostly if there is double curvature. However, the stiffness against bending has a very relevant roll (comparable to the gyration radius of a compressed straight beam). For this reason, the real bending stiffness of the nodes must be correctly taken into account for a right simulation of the behaviour of a single layer mesh against global buckling.

The process to obtain the load-deformation curves of the SLO node by means of laboratory tests, the implementation of the results of those test in the calculation software as bilinear springs (including the plastic deformation stage) and the application of this simulation to the real case of the Palacio de Comunicaciones of Madrid are exposed in this communication.

Key words: SLO, stiffness, node, buckling, single-layer

* jgoni@lanik.com

1. Introducción

El problema de pandeo global es uno de los mayores escollos a la hora de garantizar la estabilidad estructural de una estructura de malla o celosía monocapa trabajando como cáscara a compresión. Existen varios métodos de cálculo que ofrecen aproximaciones al valor real de límite de pandeo global de la estructura. El método que ofrece mayor exactitud en la obtención de este límite se trata de un proceso iterativo de segundo orden en el que se tiene en cuenta la variación de la matriz de rigidez de la estructura (no linealidad geométrica) según ésta se deforma.

Sin embargo, un método adecuado de cálculo no garantiza necesariamente un resultado próximo a la realidad. Es necesario, además, que el modelo de cálculo simule con precisión el comportamiento real de la estructura. Así, por ejemplo, es necesario considerar una posible imperfección geométrica inicial que merme la capacidad de la estructura frente a pandeo, así como la rigidez real de las uniones entre las barras que componen la malla monocapa.

En este trabajo se pretende exponer el procedimiento que se ha seguido en LANIK para la consideración del comportamiento real de las uniones. En primer lugar se resume brevemente el método de cálculo no lineal que se emplea para obtener el factor de seguridad frente a pandeo global. En segundo lugar se describen las características fundamentales del sistema de unión SLO de LANIK. En el siguiente apartado se explican los ensayos que se han realizado y sus resultados. A continuación se muestra la implementación de los resultados de los ensayos en el cálculo, y por último se analiza la repercusión de la consideración de uniones caracterizadas en el caso particular del Palacio de Comunicaciones.

2. Método de cálculo

El factor límite de pandeo se trata de un valor que multiplicado por una Hipótesis de combinación de cargas determinada proporciona el estado de cargas bajo el cual la estructura se encuentra en su límite de pandeo global.

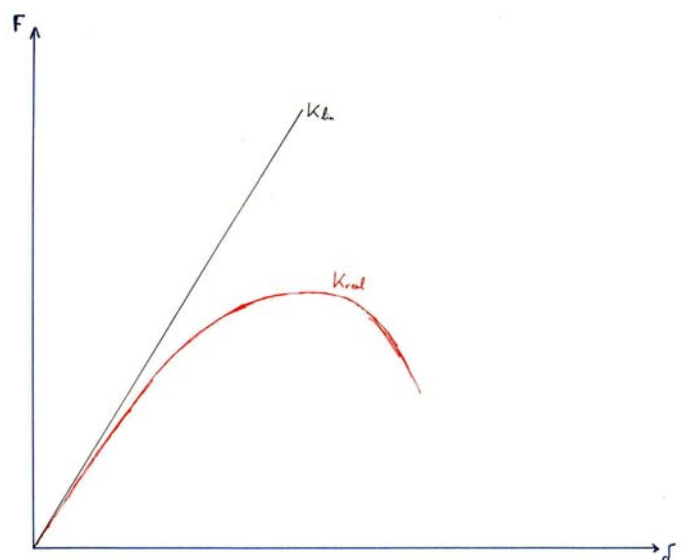
Para la obtención de este factor límite se realizan sucesivos cálculos en los que el valor del factor va aumentando progresivamente hasta llegar a un estado de cargas bajo el cual la estructura no es estable. A partir de ese momento se va modificando el factor al valor medio entre el último caso estable y el último inestable hasta que se converge en un valor límite.

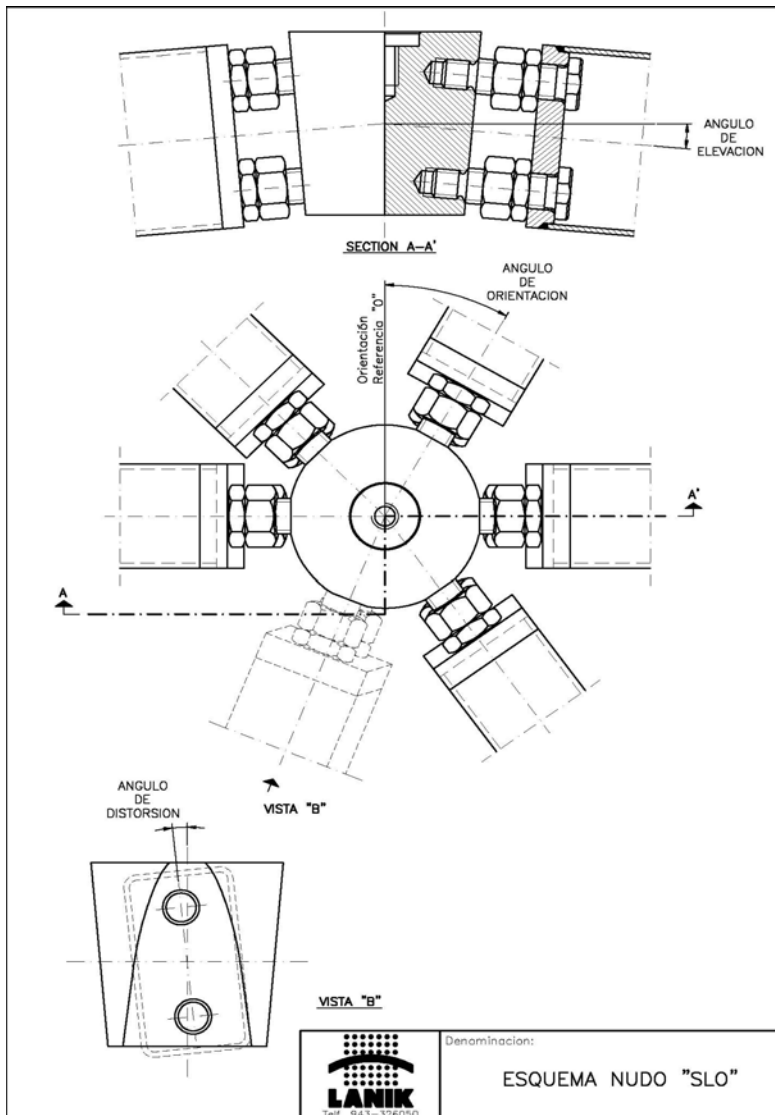
La comprobación de la estabilidad de la estructura en cada paso de la sucesión se realiza a su vez mediante un método de cálculo no lineal.

En problemas de cálculo que permiten asumir pequeñas deformaciones la matriz de rigidez de un sistema se considera constante. Es decir, que las

deformaciones que sufre la estructura no modifican la matriz de rigidez de la misma.

Sin embargo, el tipo de estructuras que nos ocupan sufren grandes modificaciones de rigidez frente a deformaciones provocadas por las cargas aplicadas. Por este motivo deja de ser válida la consideración de pequeñas deformaciones, y debido a que $[k]$ es función de $[\delta]$, la ecuación $[F] = [k] \cdot [\delta]$ deja de ser una ecuación lineal.





Los componentes del sistema en cada terminal son los siguientes:

- Tubo rectangular.
- Tapa donde se alojan los tornillos.
- Tornillos tipo Ortiz con sus tuercas correspondientes.

Los nudos son cilindros macizos a los cuales se les mecanizan planos cuya normal coincide con el eje longitudinal de la barra que empalma.

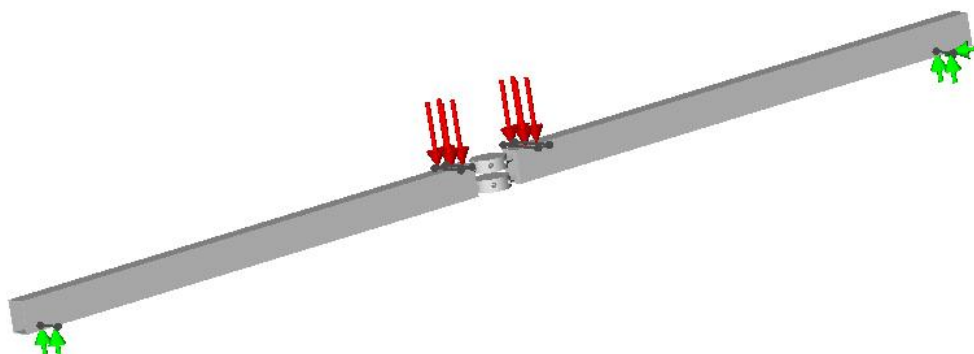
En dichos planos se mecanizan dos hembras de rosca izquierda con un chaflán cónico que sirve de tope, garantizando la distancia entre centros de discos.

Los parámetros geométricos necesarios para la fabricación de las barras y los nudos se obtienen directamente del programa de cálculo, al igual que en las mallas espaciales

4. Ensayos del sistema SLO

El objetivo de los ensayos que se describen a continuación es obtener las curvas de Carga-deformación correspondientes a distintos dimensionamientos de unión SLO.

Para ello se define una probeta de ensayo tipo que consiste en dos tramos de tubo conectados mediante un nudo central. Dicha probeta se coloca en una bancada como viga biapoyada y se le aplica una carga controlada en la parte central mediante un cilindro hidráulico. A medida que se va introduciendo carga se mide mediante un potenciómetro con un hilo extensible la flecha que va sufriendo la probeta en su punto central (nudo).

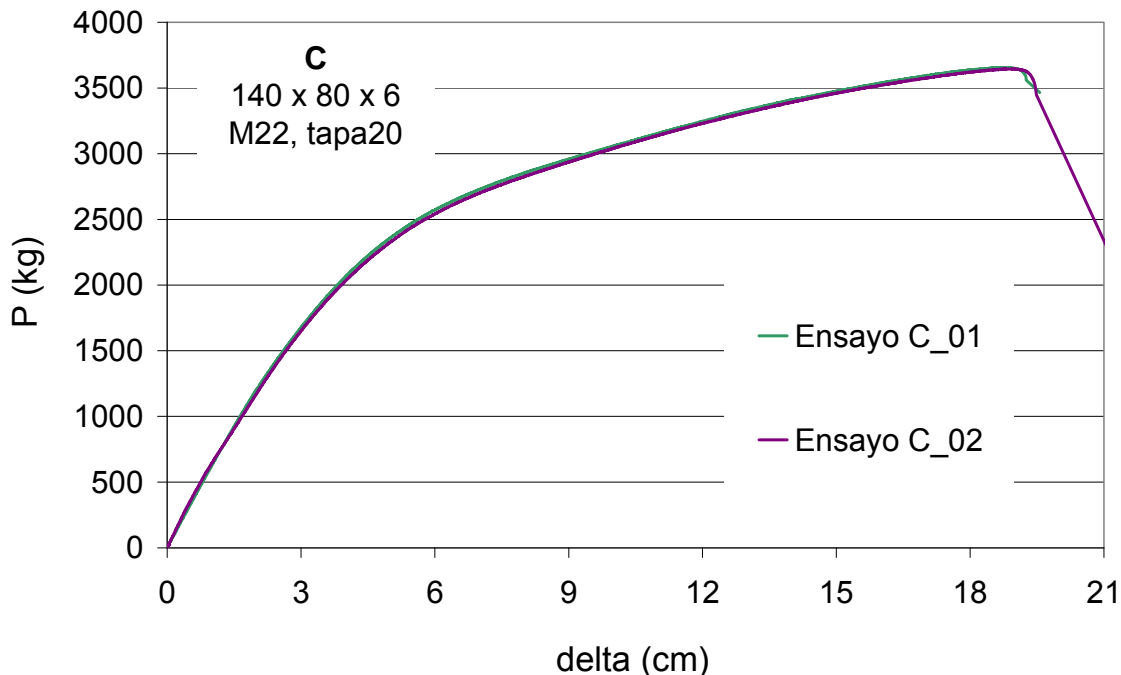


El esfuerzo flector en las uniones atornilladas es directamente proporcional a la fuerza introducida por el pistón hidráulico, y además es conocido ya que se conoce la distancia entre apoyos y entre puntos de aplicación de carga.



Por economía de espacio, analizaremos un único caso de dimensionamiento aunque el

Como resultado de los ensayos se obtienen curvas de carga-deformación como la que se muestra a continuación para cada combinación de tubo y tornillo.



Se observa claramente cómo el comportamiento de la unión es lineal hasta alcanzar una carga (superior al límite de diseño de la unión) a partir de la cual comienza la etapa plástica que se prolonga hasta la rotura de la unión (la rotura se produce en la sección del tornillo). Esta gráfica representa el comportamiento real de la unión, que es el que se debería simular en el programa de cálculo.

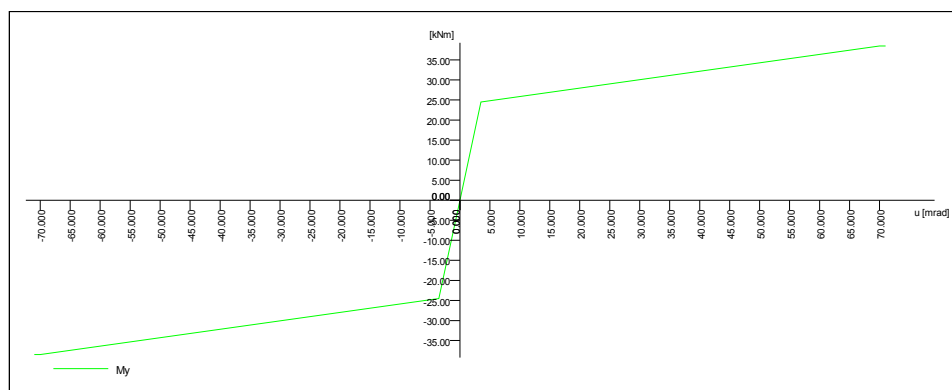
proceso se ha realizado para distintas dimensiones de tornillos y tubos.



Cada ensayo se efectúa dos veces (dos probetas de cada tipo de dimensionamiento) con el objetivo de comprobar la repetitividad de los resultados. El avance de pistón se realiza a velocidad constante hasta la rotura de la unión por la sección del tornillo.

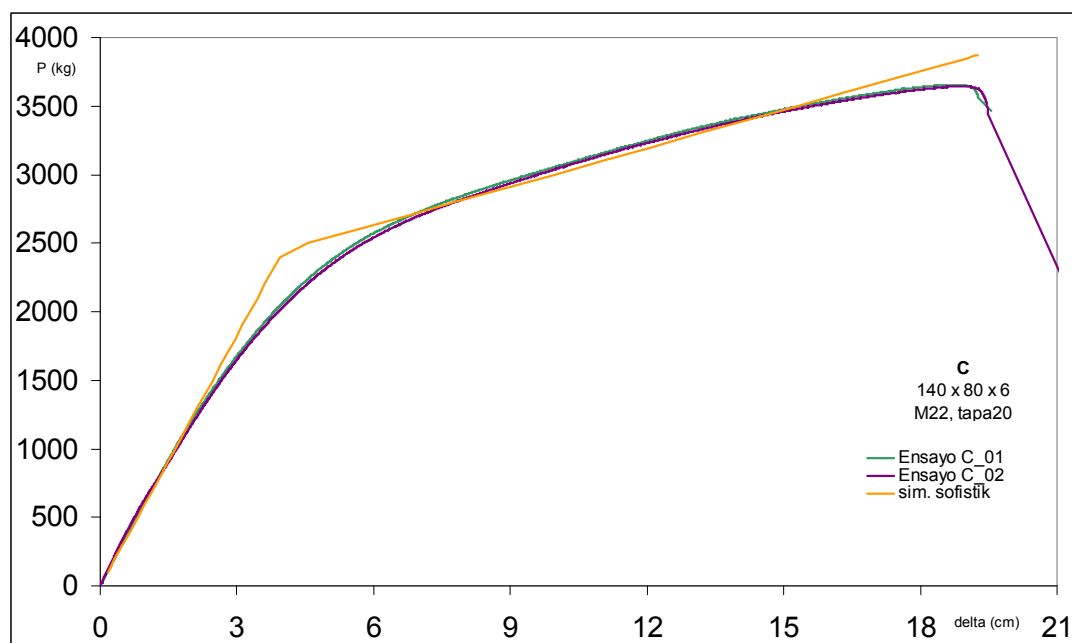
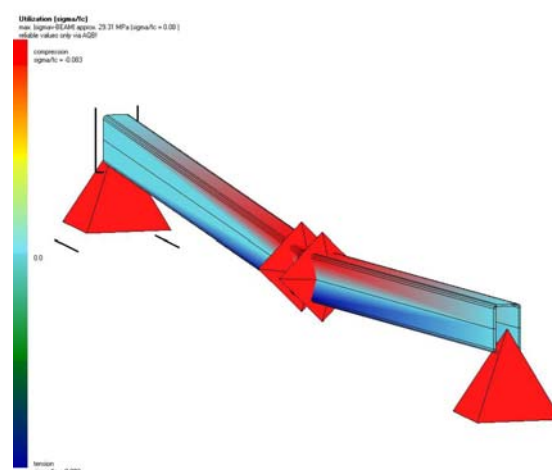
5. Implementación de los resultados en el modelo de cálculo

El programa informático basado en elementos finitos que se emplea en este estudio y en los cálculos de estructuras monocapa en LANIK permite definir un comportamiento caracterizado de la unión entre un elemento finito y el nodo de conexión con el resto de elementos (comportamiento intermedio entre articulación y empotramiento perfecto). El programa permite, además, definir este comportamiento como una rigidez bilineal, con lo que se introduce en el modelo de cálculo también la etapa plástica vista en el apartado anterior.



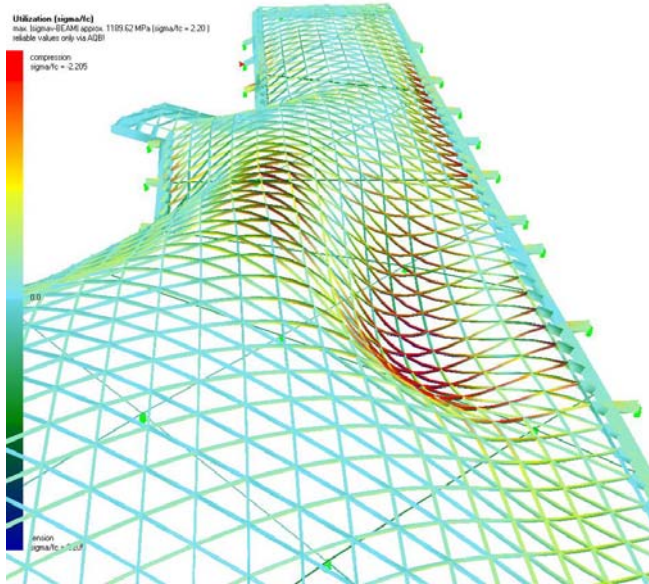
Para determinar los parámetros que definen la curva bilineal que caracteriza la unión se reproduce en el programa de cálculo cada ensayo realizado, y se van modificando estos parámetros hasta que el resultado virtual coincide con el resultado obtenido en el ensayo.

Una vez definida la ley de comportamiento de un tipo de unión, se le introduce dicha ley de comportamiento a todas las uniones de dicho tipo dentro del modelo de cálculo de la estructura completa, con lo que queda simulado el comportamiento elasto-plástico real de todas las uniones.



6. Aplicación al caso del Palacio de Comunicaciones de Madrid

En el caso particular del palacio de comunicaciones de Madrid, el primer modo de pandeo global para la hipótesis de combinación más desfavorable adopta la siguiente forma.

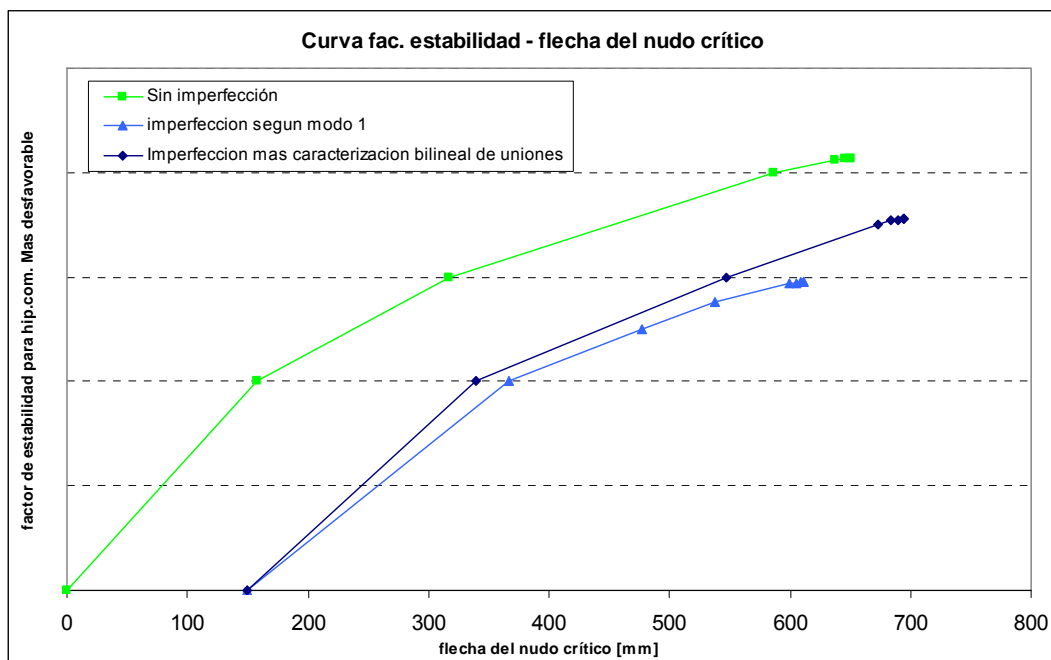


A continuación se representa gráficamente la curva de factor de mayoración de la hipótesis de combinación más desfavorable frente a la deformación vertical correspondiente al nudo de la estructura que más desciende.

Se representa dicha curva para tres niveles de precisión de cálculo. El más bajo no tiene en cuenta la imperfección inicial que puede tener la estructura, el intermedio tiene en cuenta sólo la imperfección inicial y el que da el peor valor del factor límite de pandeo tiene en cuenta tanto la imperfección inicial como la caracterización elasto-plástica de las uniones SLO.

El valor máximo del factor de mayoración en cada curva coincide precisamente con el factor límite de pandeo.

Se observa claramente la no linealidad del comportamiento de la estructura y la notable influencia que tiene una correcta caracterización de los elementos de unión sobre el factor límite de pandeo.



BIBLIOGRAFÍA

Análisis de estructuras con no finalidad geométrica; Juan Tomás Celigüeta
 Structural Analysis with Finite Elements; F.Hartmann C.Katz
 General Static Analysis of Finite Element Structures; Sofistik AG, Oberschleissheim, 2009

DISEÑO Y CÁLCULO DE REFUERZOS EXTERNOS DE MATERIALES COMPUESTOS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Herraiz, B*, Ripa, T

LCA Consultoría Infraestructuras, Madrid, España

RESUMEN:

El refuerzo de estructuras de hormigón armado mediante materiales compuestos es una técnica cuya validez ha sido extensamente contrastada y que da respuesta a necesidades estructurales de una manera muy satisfactoria. Como consecuencia de esto, su utilización actualmente resulta cada vez más generalizada en el ámbito de la ingeniería civil. Las diferentes composiciones del material y sus posibilidades estructurales, sus ventajas y desventajas, así como sus requerimientos específicos de aplicación en obra suelen ser, de igual forma, comúnmente conocidos por los técnicos.

No obstante, el comportamiento y respuesta estructural así como la caracterización matemática para el cálculo de esta nueva técnica no resulta tan ampliamente conocida. Es pues el objeto de esta comunicación, tratar de clarificar el procedimiento a seguir a la hora de efectuar el cálculo y dimensionamiento de los refuerzos e igualmente identificar todas aquellas particularidades del material y comprobaciones que deben de considerarse. Se presentará el proceso de cálculo específico de refuerzos a cortante y flexión, así como para el confinamiento de columnas, con especial atención y análisis en los fallos de unión y anclaje entre el hormigón y el material compuesto. Adicionalmente se expondrán ejemplos numéricos reales, para de esta forma poder apreciar cuantitativamente el incremento resistente que proporcionan a la estructura estos refuerzos de materiales compuestos.

Palabras clave: refuerzos, material compuesto, cálculo, unión.

DESIGN AND CALCULATION OF EXTERNALLY BONDED COMPOSITE MATERIALS REINFORCEMENT FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

ABSTRACT:

Strengthening reinforced concrete structures by means of composite materials is a widely contrasted technique, used for tackling structural needs in a very efficient manner. As a consequence, this technique is widespread used in the civil engineer scope nowadays. Equally, the different material compositions and its structural possibilities, its advantages and disadvantages as well as its specific in situ application requirements are usually well-known by the technicians.

Nevertheless, the structural behaviour and response as well as the mathematical description for this new technique calculation are not so widespread known. Is therefore the main objective of this paper, to try to clarify the steps to be followed when the calculation and sizing of the reinforcements is carried on and equally identify every single material special features and verifications that must be considered. The specific reinforcement calculation process for shear and flexural strengthening, as well as for column confinement will be shown, with special concern and deep analysis about debonding failure modes and anchorage failure modes. Additionally, real numerical examples will be presented, thus the increment of resistance provided to the structure by the composite materials reinforcement could be quantitatively valued.

Keywords: reinforcement, composite materials, calculation, debonding.

* borjaherraiz@lcaingenieria.es

1. Introducción

La degradación del patrimonio existente de infraestructuras es un problema de alcance global. Una cantidad ingente de estructuras de hormigón armado sufren dificultades resistentes debido a procesos asociados con su envejecimiento, siendo uno de estos procesos primarios la corrosión de las armaduras. Tradicionalmente, estos problemas se han tratado mediante la sustitución del hormigón y armaduras dañadas o el uso de refuerzos metálicos, reproduciéndose los mismos deterioros con el paso de los años. Esto condujo al planteamiento de nuevas soluciones y el uso de nuevos materiales de construcción y reparación, de tal forma que no se repitiese el ciclo.

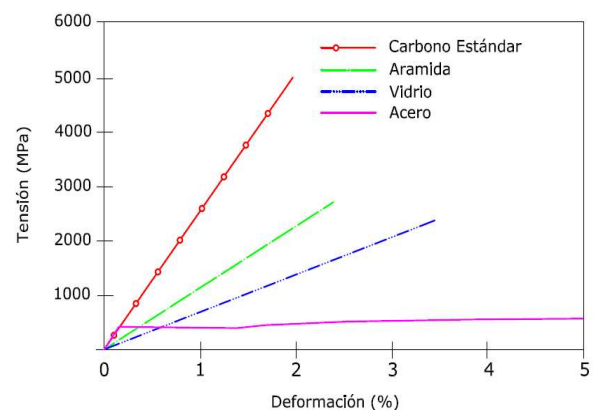
Los materiales compuestos o FRP (Fibre Reinforced Polimers) han sido cada vez más utilizados durante los últimos 15 años para aplicaciones en infraestructuras civiles. La disminución progresiva de su coste ha producido que hoy en día sea reconocido como un material estructural efectivo y eficiente. Sin embargo, su coste sigue siendo elevado comparado con los materiales clásicos de construcción, aunque no sea así cuando se consideran los costes del ciclo de vida, ya que los FRP no requieren prácticamente de mantenimiento alguno.

Las posibles aplicaciones de los materiales compuestos en la ingeniería estructural son cada vez más abundantes y se encuentran en un claro proceso de expansión. Dentro de estas posibilidades, su uso como refuerzo externo para elementos portantes de hormigón armado resulta la principal aplicación estructural de este material y su empleo es más frecuente cada día. No obstante, la caracterización matemática, el comportamiento estructural y la mecánica de rotura de estos refuerzos no resulta igualmente trivial; esta técnica conlleva unos procedimientos de cálculo y dimensionamiento específicos, los cuales no resultan extensamente conocidos.

2. Características estructurales de los materiales compuestos

Los FRP son materiales compuestos, creados por la combinación de fibras y matriz. Las primeras aportan la resistencia y rigidez, mientras que la matriz protege, une y permite la transmisión de esfuerzos entre las fibras. Las matrices son generalmente poliméricas de tipo termoestable como el poliéster y la resina epoxi, no teniendo gran influencia sobre las características resistentes del compuesto, aunque sí en las físico-químicas. Las fibras, sin embargo, son el elemento resistente primario y de ellas depende fundamentalmente la respuesta estructural. Existe un amplio abanico de materiales disponible, siendo las más extensamente utilizadas las fibras de vidrio, carbono y aramida, presentando todas ellas una respuesta elástica hasta rotura. Su diferencia radica fundamentalmente en el módulo de elasticidad y en su resistencia a tracción, aunque también en ciertas propiedades como la fatiga, radiación UV y alcalinidad. Por lo tanto, la fracción volumétrica de fibras en el material es un factor clave de sus propiedades globales.

Otra característica estructural básica de los materiales compuestos reside en la orientación de las fibras, ya que sus propiedades dependen de la dirección de aplicación. De esta forma se distingue entre FRP unidireccionales, que son los típicamente utilizados en refuerzos, pues mediante esta configuración se aprovechan al máximo sus características resistentes; y los multidireccionales o láminas, que cuentan con la ventaja y posibilidad de disponer de sus características a medida, y de poder alcanzar un comportamiento próximo a la isotropía.



3. Refuerzo externos de materiales compuestos en estructuras de hormigón armado

El refuerzo estructural resulta habitualmente necesario debido al envejecimiento de la estructura, aunque también puede deberse al aumento de las cargas actuantes, a una mejora frente a riesgos naturales o a una reparación de daños. Reforzar mediante FRP supone unas ventajas importantes frente al acero debido a su menor peso y facilidad de transporte y colocación, flexibilidad e inmunidad a la corrosión, además de una mayor resistencia. Gracias a su gran versatilidad, es

posible producir una mejora resistente del elemento de hormigón frente a esfuerzos de flexión, cortante y axil, así como para problemas de estabilidad como el pandeo lateral de las armaduras. Estos refuerzos, que se utilizan principalmente en forma de mallas o tejido que se impregnan posteriormente con la matriz o como láminas semirrígidas con fibras ya preimpregnadas, se adhieren al hormigón mediante resinas que permiten asumir el comportamiento monolítico de la sección a la hora de realizar el cálculo resistente. No obstante, esta afirmación debe tomarse con precaución, ya que para asegurar esa premisa deberá de controlarse que no se produzcan previamente fallos de unión entre la estructura y el refuerzo, siendo éste un factor clave a la hora de realizar el cálculo y dimensionamiento de los FRP.

De esta manera, el método general de dimensionamiento de refuerzos externos mediante FRP se basa en criterios de **deformación máxima efectiva** según su uso específico, resultando ésta menor que la máxima real, para, de tal forma, evitar altos niveles de tensión y consecuentemente roturas frágiles y fallos de unión en las distintas interfaces así como fallos de anclaje.

Esta técnica no se encuentra aún totalmente normalizada, aunque sí existen ciertos precódigos y literatura específica, cuya metodología se ha seguido.

4. Refuerzo a cortante

El aumento en la resistencia a cortante llevado a cabo por refuerzos de FRP se caracteriza, a efectos de cálculo, como un armado de cortante adicional, de tal forma que el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma se expresa para el caso general de la siguiente manera:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu}$$

donde:

V_{cu} = contribución del hormigón

V_{su} = contribución de la armadura transversal del alma

V_{fu} = contribución del refuerzo FRP

Esta última contribución se describe mediante la siguiente fórmula matemática, que resulta análoga a la utilizada para el armado transversal del alma:

$$V_{fu} = 0,9 \cdot \varepsilon_{fu,e} \cdot E_{fu} \cdot \rho_f \cdot b_0 \cdot d \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha$$

donde:

E_{fu} =módulo de elasticidad del FRP en la dirección principal de las fibras.

b_0 =ancho mínimo eficaz de la sección en el canto útil

d =canto útil

ρ_f =proporción de refuerzo FRP igual a $2t_f \sin \alpha / b_w$ para refuerzo continuo en la pieza de espesor t_f , o $(2t_f / b_w) \cdot (b_f / s_f)$ para refuerzos discontinuos en forma de tiras o láminas de ancho b_f y separación s_f .

$\varepsilon_{fu,e}$ =valor de diseño de la **deformación máxima efectiva** del FRP para cortante, afectado por un factor de seguridad para evitar fallos de unión. Esta parámetro se estima mediante fórmulas empíricas que dependen del tipo de FRP usado, así como de la efectividad del anclaje efectuado.

θ =ángulo entre las bielas de compresión y el eje de la pieza, suponiéndose un valor de 45° .

α =ángulo entre la dirección principal de las fibras y el eje longitudinal de la pieza.

En el caso particular de secciones circulares, la contribución del FRP está controlada por su resistencia a tracción, aunque debe ser limitada debido a la excesiva dilatación del hormigón que afecta al entramado de agregados en las fisuras inclinadas, fundamentales en la transmisión de esfuerzo cortante. Limitando esta dilatación, es decir, la deformación radial, a un valor llamado ε_{max} , se llega a que la contribución de los refuerzos FRP a la resistencia a cortante en sección circular para una inclinación de fisuras de $\theta=45^\circ$, resulta:

$$V_{fu} = \frac{\varepsilon_{max}}{\gamma_f} \cdot E_{fu} \cdot \rho_f \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cotg \theta$$

Esta ecuación se obtiene asumiendo que al producirse el fallo por cortante, todo el material de refuerzo en la zona de formación de la fisura se encuentra uniformemente deformado con un valor ε_{max} . Resultados experimentales indican que el valor de ε_{max} se encuentra en el orden de 0,006.



El procedimiento a seguir para el diseño del refuerzo a cortante mediante FRP es el siguiente:

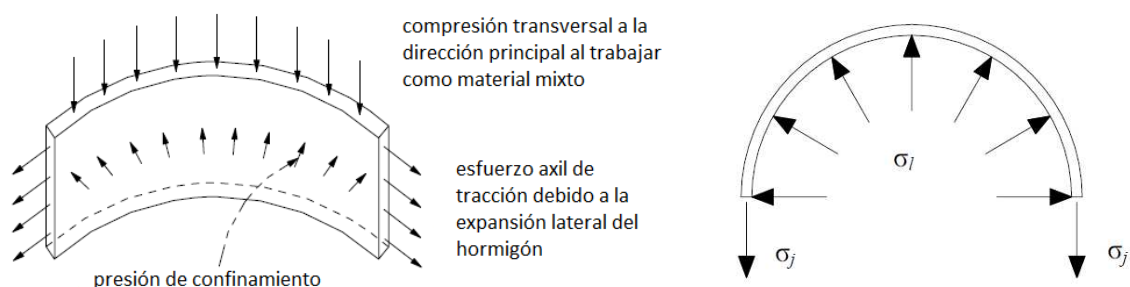
1. Determinar los requisitos de resistencia actuales y futuros y comprobar las limitaciones.
2. Elegir una configuración y tipología del refuerzo FRP
3. Determinar la geometría y el número de capas del refuerzo FRP
4. Calcular la capacidad resistente a cortante real del refuerzo FRP
5. Calcular la capacidad resistente a cortante total de la pieza
6. Comprobar las limitaciones de espaciamiento y de máxima proporción de refuerzo
7. Detallar el sistema final de refuerzo mediante FRP

Por último y para poder apreciar la eficacia de esta técnica, cabe indicar que mediante un sistema de refuerzo a cortante con FRP pueden alcanzarse comúnmente mejoras en la capacidad resistente del orden de un 30% más de la capacidad original de la pieza.

5. Confinamiento de columnas

El confinamiento de elementos bajo esfuerzos de compresión, es una técnica que aumenta su capacidad frente a cargas normales así como su grado de ductilidad, además de mejorar su resistencia frente a cortante y evitar el pandeo lateral de las armaduras. Tradicionalmente, estos refuerzos han sido efectuados mediante encamisados metálicos. No obstante, los FRP tienen un comportamiento mucho más efectivo que los encamisados, ya que éstos aplican una presión de confinamiento constante una vez que han plastificado, mientras que los otros, al tener un comportamiento elástico hasta rotura, ejercen una presión creciente hasta producirse el fallo. Debe reseñarse que el confinamiento es una técnica con un excelente comportamiento en el caso de secciones circulares; sin embargo, para secciones poligonales, la tensión de confinamiento se concentra sólo en ciertas zonas y su efecto es reducido.

Al envolver una columna mediante FRP, se produce el confinamiento del hormigón frente a esfuerzos normales por efecto Poisson, lo que genera un aumento de su resistencia a compresión y de su deformación última. Su funcionamiento se asemeja al de una tubería en carga:



Siendo σ_l la presión de confinamiento radial sobre el hormigón y σ_j la tensión normal actuante sobre el refuerzo, resulta sencillo alcanzar la siguiente relación por puro equilibrio estático:

$$2 \cdot \sigma_j \cdot t_f = \sigma_l \cdot D$$

En el caso de que la dirección principal de las fibras se encuentre alineada circunferencialmente y cubriendo la totalidad de la columna, la presión de confinamiento radial puede evaluarse como:

$$\sigma_l = \frac{1}{2} \rho_j \cdot \sigma_j = \frac{1}{2} \rho_j \cdot E_{fu} \cdot \varepsilon_{ju} \quad \text{con} \quad \rho_j = \frac{4 \cdot t_f}{D}$$

donde:

ε_{ju} = **deformación última efectiva** del encamisado mediante FRP, con valores próximos a 0,005.

Las ecuaciones para el cálculo de la resistencia a compresión efectiva del hormigón en función de la presión de confinamiento están fundamentadas en resultados empíricos y existen distintas formulaciones. En este texto, se utilizan las indicadas en el informe técnico fib Bulletin 14. De tal forma, la resistencia a compresión y deformación última del hormigón para el caso de sección circular y fibras alineadas circunferencialmente en toda la columna, pueden evaluarse de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia última incrementada a compresión } \sigma_{cc} = \sigma_{c0} \left(2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_l}{\sigma_{c0}}} - 2 \frac{\sigma_l}{\sigma_{c0}} - 1,254 \right)$$

donde

σ_{c0} = resistencia característica a compresión sin confinamiento

$$\text{Deformación última incrementada } \varepsilon_{cu} = 0,004 + \left(\frac{2,5 \cdot \rho_j \cdot \sigma_f \cdot \varepsilon_{ju}}{\sigma_{cc}} \right)$$

donde

σ_f =resistencia última a tracción del FRP.

Igualmente, existen fórmulas experimentales para configuraciones de refuerzo más generales. En todos estos casos, se produce un funcionamiento deficiente de la técnica descrita y por ello los cálculos se basan en las fórmulas antes indicadas para el caso ideal, afectadas por unos coeficientes de efectividad que reducen sus valores.

Al producirse un aumento en la deformación última del hormigón ε_{cu} , se incrementará la curvatura última ϕ_u , mientras se mantiene el valor de la curvatura de fluencia ϕ_y , obteniéndose ambos mediante un análisis momento-curvatura de la sección transversal. Por lo tanto, el factor de ductilidad μ_Δ , que representa la relación entre el desplazamiento último y el de fluencia, y que se evalúa mediante la siguiente expresión, también aumentará:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + 3 \cdot \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \cdot \frac{L_p}{L} \cdot \left(1 - 0,5 \frac{L_p}{L} \right)$$

donde:

L_p =longitud de la rótula plástica

De tal forma, se observa que los parámetros básicos de dimensionamiento son el espesor de capa t_f y la configuración del FRP dispuesto. Debe por lo tanto seguirse un procedimiento de diseño similar al antes descrito para los refuerzos a cortante, pero con las consideraciones particulares según se busque aumentar la resistencia a compresión o la ductilidad de la pieza.

Finalmente, se ofrece un ejemplo con el fin de disponer de un orden de magnitud de esta técnica:

- Sección circular de 1,25 m de diámetro con hormigón HA-20
- CFRP de espesor $t_f = 4$ mm con fibras alineadas circunferencialmente en toda la columna
- Aumento de la resistencia a compresión del hormigón hasta un valor de $f_{ck} = 45$ N/mm²

6. Refuerzo a flexión

El refuerzo a flexión mediante materiales compuestos, puede realizarse a través de dos técnicas diferentes. La primera de éstas, es análoga a las anteriormente descritas y consiste en el uso de láminas o mallas de FRP normalmente unidireccionales, las cuales son adheridas a la pieza longitudinalmente. Alternativamente y en gran desarrollo hoy en día, pueden utilizarse barras de FRP que son dispuestas a través de unas pequeñas hendiduras ejecutadas en la superficie del hormigón mediante el método conocido como NSM (Near Surface Mounted).

El cálculo del refuerzo a flexión con FRP se realiza de forma análoga al de un armado, ya que se considera que trabaja monolíticamente con la sección existente. No obstante, para asegurar ese principio deberá de controlarse que no se produzcan previamente fallos de unión y que se genere el tipo de fallo deseado. Por ello se define una **deformación máxima efectiva** y es en este punto en el que difieren, en cuanto a cálculo, las dos técnicas mencionadas.



En el caso del método NSM, las barras de FRP se encuentran rodeadas por la resina y no pueden producirse desviaciones en el plano, encontrándose totalmente confinadas. Consecuentemente, a mayor longitud de anclaje, mayor fuerza podría transmitir el refuerzo al elemento. No obstante, pruebas experimentales demuestran que aquello no se ajusta a la realidad debido a mecanismos de rotura superficiales. Aún así, el comportamiento resulta más eficiente que en el caso de

disponer superficialmente el refuerzo. Las deformaciones máximas efectivas resultan, en este último caso, próximas al **0,65-0,75%** mientras que con el método NSM se admiten valores de **1-1,1%**. Estas limitaciones aseguran que no se origine antes el fallo en el refuerzo por flexión pura. Sin embargo, los fallos de unión requieren un estudio de los esfuerzos rasantes transmitidos y comprobaciones que verifiquen la compatibilidad de éstos con las deformaciones antes definidas. Al tratarse de una técnica relativamente nueva, el método NSM no cuenta aún con formulaciones generales para caracterizar sus mecanismos de rotura. No obstante, existen datos experimentales que pueden servir de referencia para su dimensionamiento. En el caso del refuerzo mediante láminas superficiales, la investigación sobre su comportamiento de rotura está más desarrollada y existen formulaciones de carácter empírico para su caracterización. Resulta entonces necesario comprobar adicionalmente, el fallo de anclaje y el denominado fallo por rasante puntual. El fallo de anclaje es el correspondiente al producido en la zona no fisurada del final del refuerzo. Con este método, al disponerse el refuerzo con una cara libre, pueden producirse desviaciones en el plano normal a la dirección longitudinal y por lo tanto se desarrollará una fuerza máxima de anclaje con su correspondiente longitud de anclaje máxima, que pueden caracterizarse mediante las siguientes ecuaciones de base empírica recogidas en el antes nombrado fib Bulletin 14:

$$\text{Fuerza máxima de anclaje } N_{fa,max}(N) = \alpha \cdot c_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_f \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}}$$

donde:

α = factor de reducción, de valor aproximado 0,9. Considerar $\alpha=1$ en elementos con suficiente armado a flexión y cortante.

K_c = estado de compactación del hormigón de valor general 1.

K_b = factor geométrico, que se define como:

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad \text{y} \quad \frac{b_f}{b} \geq 0,33$$

con

b_f = ancho de la lámina de FRP

b = ancho del elemento de hormigón

c_1 =obtenido por calibración con ensayos experimentales. Para CFRP se adopta un valor de 0,64.

E_f = módulo de elasticidad del FRP en la dirección principal de las fibras.

t_f = espesor de la lámina de FRP

f_{ctm} =resistencia media a tracción del hormigón

$$\text{Longitud máxima de anclaje } l_{b,max}(mm) = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{c_2 \cdot f_{ctm}}}$$

donde:

c_2 =obtenido por calibración con ensayos experimentales. Para CFRP se adopta un valor de 2.

No obstante, puede ocurrir que esta longitud máxima de anclaje no se alcance, al producirse fisuras próximas a la zona final del refuerzo. En tal caso, la fuerza de anclaje resulta igual a:

$$\text{Para } l_b < l_{b,max} \quad \text{fuerza última de anclaje } N_{fa} = N_{fa,max} \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right)$$

Como ya se ha indicado, otro posible fallo es el debido a fuerzas rasantes puntuales. Este fallo se produce debido a incrementos en las tensiones normales sobre el FRP en longitudes reducidas y se localiza en las zonas donde se ocasiona la plastificación del acero con la consecuente transmisión de tensiones al FRP. Existen igualmente ecuaciones de carácter empírico para la caracterización del máximo incremento de fuerza por longitud admisible por el refuerzo.

$$\text{Máximo incremento de fuerza por longitud admisible } \left(\frac{\Delta F_l}{\Delta x} \right)_R (N/mm) = \tau_{l,lim} \cdot b_l$$

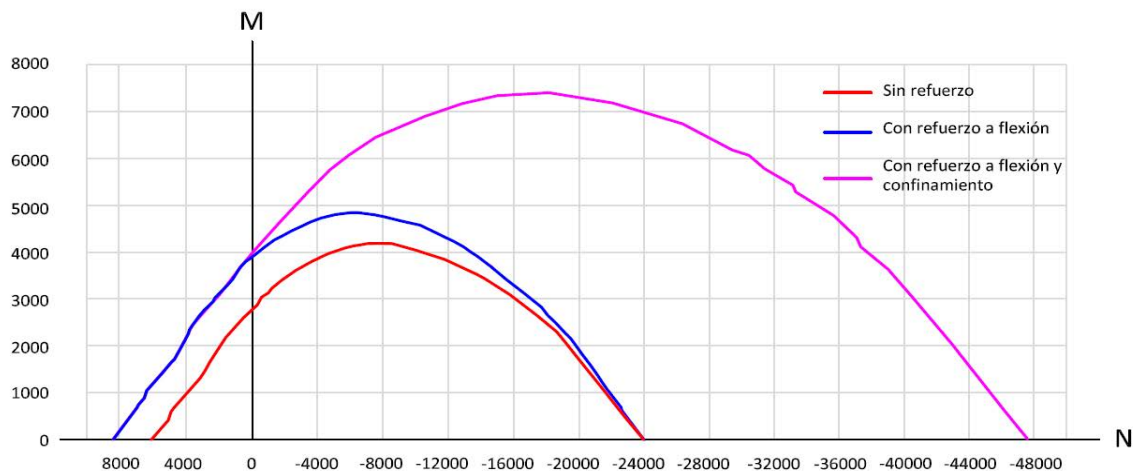
donde:

$$\tau_{l,lim} = 2,5 \cdot \tau_c \quad \text{y} \quad \tau_c = 0,3 \sqrt{f_{ck}} \quad , \text{ resistencia a tensiones tangenciales del hormigón}$$

El procedimiento a seguir para el diseño del refuerzo a flexión mediante FRP es el siguiente:

1. Determinar los requisitos de resistencia actuales y futuros.
2. Elegir una configuración y tipología del FRP, procurando disponer el anclaje del refuerzo en la zona no fisurada, para así disponer de la totalidad de la fuerza de anclaje.
3. Determinar la deformación inicial ε_0 en la fibra de máxima tensión, debido al momento M_0 previo a la disposición del refuerzo y calcular los valores limitantes de los fallos de unión.
4. Realizar un análisis de la sección transversal para determinar las deformaciones y fuerzas a lo largo de la pieza incrementando progresivamente las cargas actuantes, mientras se comprueban los tres distintos mecanismos de rotura: flexión pura, fallo de anclaje y fallo por rasante puntual. En el caso de que se produzcan fallos de unión, puede considerarse el uso de anclajes mecánicos adicionales.
5. Una vez identificado el mecanismo de rotura para la configuración dada, calcular el M_u de la sección transversal y comprobar su validez frente a las cargas solicitantes.
6. Comprobar la validez de las tensiones y deformaciones del hormigón, acero y FRP.
7. Detallar el sistema final de refuerzo mediante FRP

Para poder apreciar la eficacia de esta técnica, se adjunta el ejemplo de una viga de hormigón armado de sección rectangular de 75x30 cm, a la que se adhiere una lámina de CFRP de 150 mm de ancho y 4 mm de espesor. Suponiendo que no se producen fallos de unión y limitando la deformación máxima del refuerzo a un 6%, se obtiene que el $M_u=1123$ kNm, mientras que sin el CFRP resulta $M_u=760$ kNm, es decir, se produce una mejora del 47 % en su capacidad a flexión. La combinación de las técnicas previamente descritas es totalmente viable consiguiéndose un eficaz acoplamiento de cada uno de los efectos producidos por cada una. De tal forma, puede producirse una importante mejora en la capacidad a flexocompresión de una columna mediante la combinación de la técnica de confinamiento y de refuerzo a flexión mediante FRP, tal y como se observa en el siguiente diagrama M-N, para una sección circular como la antes definida:



7. Conclusiones

El refuerzo de estructuras de hormigón armado mediante materiales compuestos es hoy en día una técnica eficiente y eficaz. Su cálculo requiere de un entendimiento profundo de su comportamiento estructural para de esta forma evaluar correctamente la aportación del refuerzo en la capacidad resistente del elemento. En este texto se han aportado unos fundamentos básicos mediante distintas formulaciones, así como un pequeño guión para la realización del diseño del refuerzo. No obstante, el correcto dimensionamiento de refuerzos mediante esta técnica requiere de un extenso conocimiento de las propiedades del material, así como una profunda comprensión de sus mecanismos de rotura, de su caracterización matemática y de los textos técnicos, los cuales, al tratarse de una técnica innovadora, se encuentran en continua actualización.

BIBLIOGRAFÍA

Banks, L. C. 2006. "Composites for construction: structural design with FRP materials". Editado por John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, New Jersey.
 Fédération Internationale du Béton (fib). 2001. "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures". Fib Bulletin 14, Technical report. Lausanne, Suiza.

ESTUDIO POR MEDIO DE LOS ELEMENTOS FINITOS DEL EDIFICIO HISTÓRICO DEL “CELLER COOPERATIVO” DE “ROCAFORT DE QUERALT”

Calderón Valdiviezo, L^{1.*}, Maristany Carreras, J^{2.},

(1) (2) *Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona, Departamento de Estructuras en la
Arquitectura UPC, Barcelona, España*

RESUMEN

En el presente trabajo se analizan las patologías existentes en el edificio del “*Celler Cooperativo*” de *Rocafort de Queralt*, incluido dentro del catálogo del *Patrimonio Nacional de Cataluña* y obra del Arq. César Martinell. Para ello se utiliza una metodología basada en el método de los elementos finitos (MEF), en régimen “*elástico lineal*”.

La finalidad es llegar a determinar los patrones de fisuración de las zonas afectadas de la estructura. Cabe indicar que no se pretende en ningún momento presentar una herramienta para determinar las características de la fábrica ni para obtener su máxima fuerza de rotura, tanto a compresión como a tracción. Por el contrario, todos estos datos son imprescindibles para la aplicación del proceso.

Como se demuestra, el método propuesto resulta acertado, ya que el patrón de fisuración coincide sensiblemente con las fisuras reales que presenta la zona analizada.

Palabras claves: mampostería, fisura, arco, deformación, tensión.

STUDY WITH THE ELEMENT FINITE METHOD OF THE “CELLER COOPERATIVO” OF “ROCAFORT DE QUERALT”

ABSTRACT:

In the present research work analyses the existent pathology in the building the “*Celler Cooperativo*” of “*Rocafort de Queralt*”, included in the list of *National Patrimony in Cataluña* and it's work of the Arc. César Martinell. This study is based in the Element Finite Method (MEF) in state “*lineal elastic*”.

The purpose is to determine cracking patterns in the affected areas of the structure. It should be indicated that it is not intended to ever present a tool to determine the characteristics of the masonry or for maximum force break both compression and traction, but these data are essential for the method can be applied.

The proposed method is quite right, because the cracking pattern coming to obtain at the end of the study is almost equal to the real fissures has scanned area.

Key words: masonry, crack, arc, deformation, stress.

* lucrecia.calderon@upc.edu

1. Introducción

El método de los elementos finitos (MEF) es una herramienta potente que se utiliza para realizar el análisis de tipologías estructurales variadas. En nuestro caso se utiliza para analizar un edificio existente construido con obra de fábrica y que presenta problemas de fisuración.

La fábrica ha sido utilizada desde hace muchas décadas, es por ello que un buen número de los edificios catalogados como Patrimonio Arquitectónico fueron construidos con este material, como es el caso del edificio que se presenta: el “*Celler Cooperativo*” de “*Rocafort de Queralt*”.

Dada la complejidad que implica estudiar el comportamiento de este material, por definición heterogéneo, algunos investigadores que han publicado textos al respecto aplican diferentes

métodos teóricos, desde teorías elásticas a teorías mucho más complejas, basados en la plastificación y en la no linealidad impuesta por la aparición de fisuras.

Algunos investigadores sostienen también que el análisis elástico es válido únicamente desde un punto de vista cualitativo, pero que resulta inapropiado para determinar los verdaderos mecanismos resistentes o la capacidad portante, entendido en el conjunto de la fábrica.

En cambio otros investigadores sostienen, en base a estudios experimentales, que es posible este tipo de análisis haciendo uso de la mecánica de fractura elástico-lineal.

Finalmente existen también investigadores que admiten la posibilidad de un comportamiento elástico-lineal del material, eso sí, únicamente antes de que se produzca el fallo.

En el presente trabajo, nos decantamos por un rango “elástico-lineal” haciendo uso del “MEF” y “partiendo de datos mecánicos conocidos del material”. Por lo tanto, en ningún momento se pretende determinar las características mecánicas del material, sino que su objetivo es llegar a obtener los patrones de fisuración de las zonas afectadas del edificio.

2.- Método utilizado (1)

El método que se presenta a continuación, y que ha sido desarrollado en la Tesis Doctoral de uno de los autores de este artículo, se circunscribe dentro de un rango “Elástico Lineal”, por considerar que siempre nos movemos en valores que se encuentran dentro de dicha rama del diagrama si bien en el momento que se supera la resistencia a tracción de la fábrica, se reconoce la separación de los nodos.

La finalidad es obtener patrones de fisuración de los modelos y confirmar que resulta perfectamente factible la aplicación directa de los métodos lineales. Este razonamiento sustentado claramente por algunos investigadores (2) (3) (4), no es, sin embargo, aceptado por otros (5) (6) que entienden como necesario considerar métodos de tipo no lineal, que es completamente admisible si fuese el caso de determinar las características del material, lo cual no es nuestro fin.

El progreso de la fisura es un proceso iterativo y se realiza de modo manual, aunque actualmente se está desarrollando un programa que realice este proceso mecánicamente.

El método que se propone está basado en el “MEF” y considera tres aspectos centrales: especificación de datos básicos; la localización de la fisura y la determinación de su trayectoria.

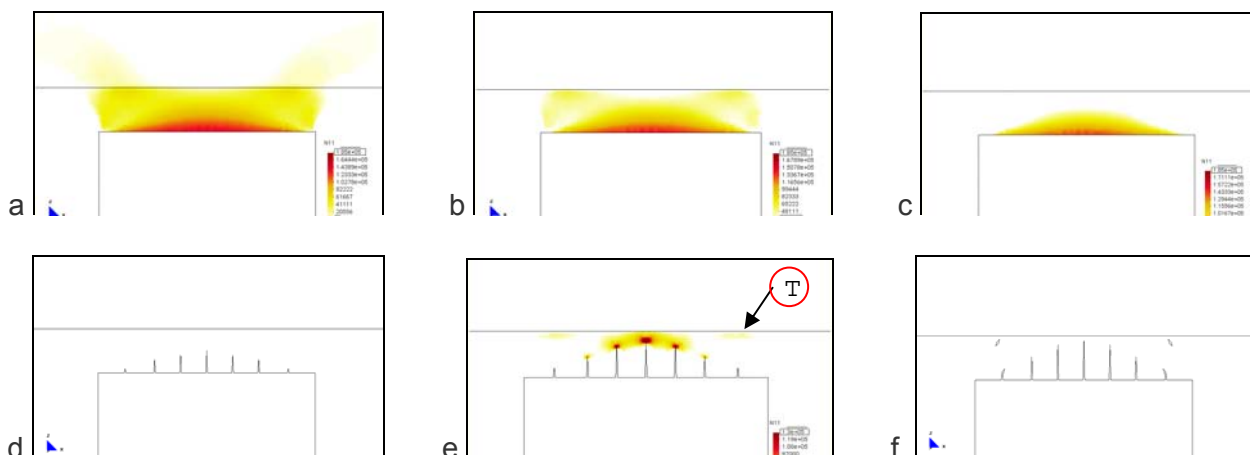
2.1.- Especificación de datos básicos

- a.- Los parámetros del comportamiento mecánico del material se deben conocer en su totalidad.
- b.- En el caso de nuestro ejemplo se consideran los siguientes valores: $\gamma=18.000\text{N/m}^3$ (densidad); $E=5,70\text{E}+09\text{ N/m}^2$; $G=2,30\text{E}+09\text{ N/m}^2$ y $\nu=0,20$ (coef. poisson).
- c.- La resistencia a compresión de la fábrica es de $3,20\text{N/mm}^2$ ($32,00\text{Kg/cm}^2$). En consecuencia se desprecia la contribución del material con excesivas compresiones por no ser capaz de soportar más esfuerzos.
- d.- El material rompe cuando supera su resistencia de cálculo a tracción que es de $0,32\text{N/mm}^2$ ($3,20\text{Kg/cm}^2$) y no se considera la existencia de la rama de ablandamiento.
- e.- Las máximas tracciones se localizan en la cabeza de la fisura, nunca en los labios de la misma.
- f.- La distancia entre fisuras se establece considerando la dimensión de la propia pieza cerámica.
- g.- Las direcciones de las fisuras que se generan en el proceso de cálculo deberán ser perpendiculares a los vectores de las direcciones principales de tracción que las originan.
- h.- En un punto sobre-tensionado a tracción se permite la formación de una fisura y como máximo dos.
- i.- El ángulo que forman ambas se determina en la mayoría de los modelos por el sentido de los vectores de fuerzas.

2.2.- La localización de la fisura

Se realiza de acuerdo a los siguientes pasos: selección de toda la zona traccionada del modelo (Graf: 1-a); selección de la zona traccionada que supera la σ_t (Graf: 1-b); selección de la zona que

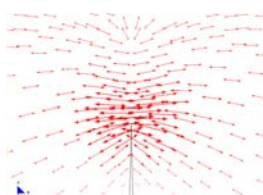
rompe primero (Graf: 1-c); formación del primer grupo de fisuras (Graf: 1-d); localización de las zonas menos tensionadas que no desaparecen de una etapa a otra (Graf: 1-e, zona “T”); y Formación de fisuras en las zonas localizadas en el paso anterior (Graf: 1-f).



Graf: 1 Desarrollo del proceso de localización de la fisura propuesto.

2.3.- Trayectoria de la fisura

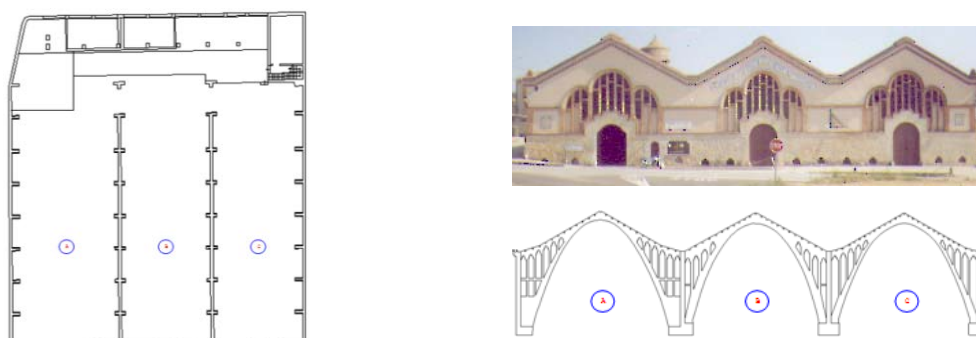
La trayectoria de la nueva fisura está determinada por - el máximo valor - que se obtiene al realizar la integración de las fuerzas en las diferentes direcciones de los vectores que se encuentran en la cabeza de la fisura. Si observamos el siguiente gráfico corresponde a los vectores de color rojo que se localizan alrededor de la fisura.



Graf: 2 Localización de los vectores de las fuerzas de tracción en la cabeza de la fisura.

3.- Descripción y estado actual del edificio a analizar

El “Celler Cooperativo” está localizado en la población de Rocafort de Queralt (comarca de la Conca de Barberá, Tarragona). Fue la primera obra agraria del Arq. César Martinell y su catalogación como Patrimonio Nacional se produjo el año 2003 por la Generalitat de Cataluña. El edificio está formado por un grupo de tres naves, las cuales fueron construidas en diferentes épocas (1918, 1931 y 1948 respectivamente). El trazado de los arcos, que forman los pórticos transversales, difiere en su geometría en cada una de las naves (Graf: 3).



Graf: 3 Planta (izquierda), alzado (superior derecha) y sección transversal (inferior derecha).

Las dimensiones de los arcos interiores, que forman la sección transversal del edificio, son las siguientes: izquierdo (nave-A) $b=11,50\text{m}$ - $h=9,90\text{m}$; central (nave-B) $b=10,60\text{m}$ - $h=9,60\text{m}$ y derecho (nave-C) $b=11,10\text{m}$ - $h=9,60\text{m}$. - En la parte posterior del edificio se encuentra una cuarta nave, construida dentro de la última etapa y que se utiliza como área de carga y descarga. En las imágenes de la Graf: 4 se puede apreciar el estado general de los arcos. Aparentemente no se observan problemas relevantes, pero sí nos permiten apreciar su elegancia arquitectónica, de lo cual deriva el interés por su conservación.



Graf: 4 Foto de la nave izquierda (a) y central (b).

Sin embargo, en las fotos de detalle se pueden apreciar serias patologías que se localizan preferentemente en la esquina superior, tanto de los arcos de la nave izquierda (Graf: 5).



Graf: 5 Fisuras localizadas en el extremo superior del arco: (a) de la nave izquierda-A y (b) de la nave derecha-C.

Las fisuras que se aprecian en la nave central son mucho menores. Cabe indicar que las claves de los arcos no presentan patologías¹.

4.- Herramientas de análisis

Los programas que se han utilizado para el estudio de los modelos informáticos son: como pre y post procesador el programa GID² y para la realización de los cálculos, haciendo uso del "MEF", el programa Ram-Shell³.

De éste último se utiliza como tipo de análisis el "Estático Lineal" y se emplea una malla integrada por elementos finitos triangulares con 6 grados de libertad para representar la fábrica, mientras que para modelizar los forjados se utilizan elementos tipo barra.

5.- Descripción de los modelos

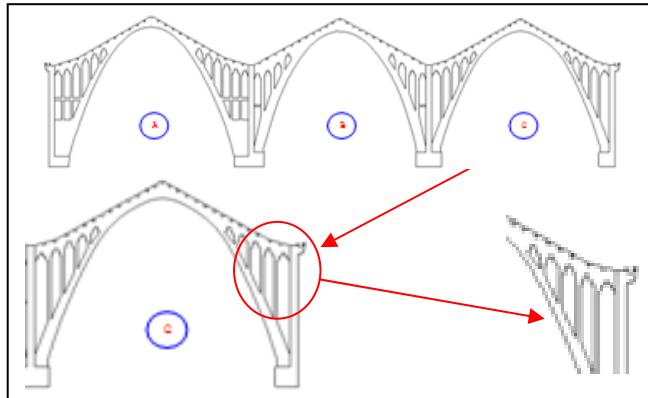
El modelo representa una de las paredes centrales del edificio, cuyo inter-eje entre pórticos es de 3,00m aproximadamente. La cubierta es de cerámica cuyo entramado de vigas es de madera con un inter-eje de 0,50m. Cabe indicar que las paredes de los extremos se han modelizado con el espesor real equivalente.

¹ Para mayor información del edificio y del análisis de sus patologías ver referencia bibliográfica (7)

² Desarrollado por © 2010 CIMNE International Center for Numerical Methods in Engineering. gid@cimne.upc.edu

³ Programa desarrollado por © 2001 - 2009 Compass Ingeniería y Sistemas S.A

Los modelos desarrollados incluyen las tres naves que constituyen los pórticos transversales del edificio, sin embargo, el proceso de fisuración se ha modelizado únicamente en la zona superior derecha de la nave derecha (Graf: 6).



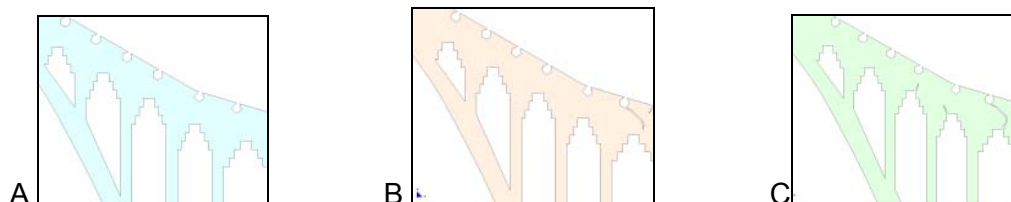
Graf: 6 Especificación de la zona a analizar, extremo superior derecho de la nave derecha.

Las condiciones de contorno consideradas han sido las siguientes: las bases empotradas y las caras laterales libres.

También es importante indicar que en los modelos se incluyen, como elementos finitos lineales, los dos forjados laterales existentes: uno en la nave central “B” y otro en la nave “C”.

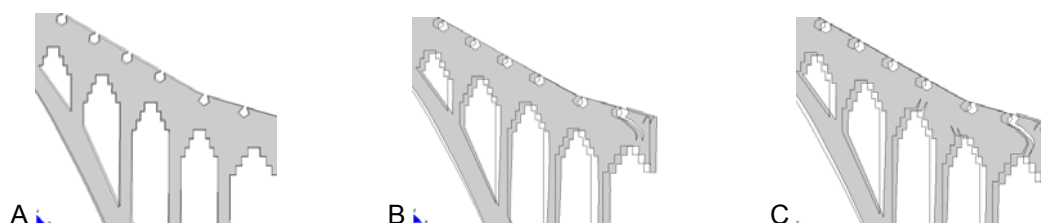
6.- Resultados obtenidos

Los resultados obtenidos representan las diferentes etapas de fisuración consideradas, el primer modelo sin fisuras, el segundo modelo con un primer grado de fisuración y el tercero con la rotura completa de la pared, apreciándose sus esquemas en el (Graf: 7). En el gráfico “C” se puede distinguir con precisión la formación del patrón de fisuración final.



Graf: 7 a) Modelo sin fisuración, b) Primera etapa de fisuración y c) Rotura completa.

En la evolución de los gráficos de las deformaciones se puede apreciar como al entrar en carga la pared, ésta tiende a desplazarse hacia la derecha y hacia abajo dando lugar a tracciones muy localizadas. A medida que la fisura aumenta, como era de esperar, las deformaciones de dicha zona también aumentan de modo muy acelerado (ver Graf: 8).

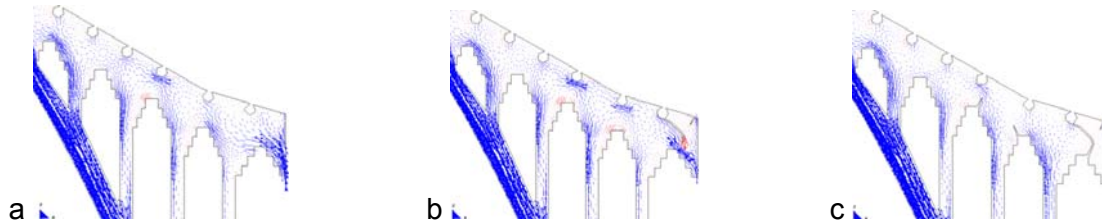


Graf: 8 Representación de las deformaciones de los modelos A, B y C.

Para una mejor interpretación de los resultados, se ha representado la dirección de los vectores principales de la siguiente manera: el color azul para las compresiones y el color rojo para las tracciones.

Si comparamos los resultados del recorrido de los vectores de las direcciones principales “Sii”, de los tres modelos del Graf: 9, se puede apreciar como las compresiones se canalizan con mayor intensidad a lo largo del recorrido del arco interior, tal como era de esperar en el comportamiento de un arco.

Es importante indicar que a medida que se desarrolla la fisuración se intensifican las zonas traccionadas existentes en el modelo “a”, sin embargo, no llegan a superar a las tracciones que se producen en el sentido opuesto.



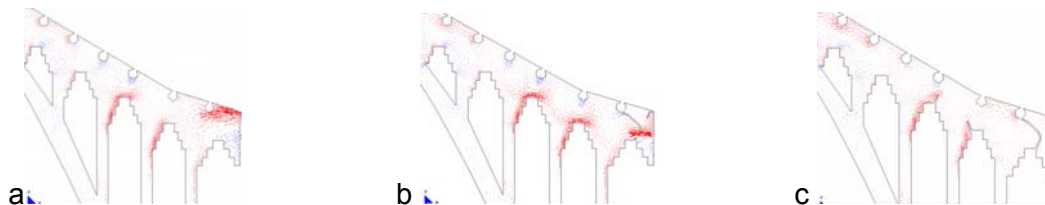
Graf: 9 Representación de los vectores de las tensiones principales “Sii” de los modelos “a, b y c”.

Si analizamos ahora el recorrido de las direcciones de los vectores principales “Si”, de los modelos del Graf: 10, podemos apreciar como aparecen tracciones concentradas principalmente en la zona superior derecha y en la zona en que se ubica la primera viga de madera “a”. En este caso las tensiones que se originan son superiores al 10% de la resistencia a compresión de la fábrica, dando lugar, por lo tanto, a las primeras fisuras.

La existencia de éstas origina que la pared pierda rigidez y con ello, a igualdad de carga, acelera considerablemente su deformación.

En el gráfico “b” se observa con claridad como en las cabezas de las fisuras se producen sobretensiones que pueden hacer posible el colapso de dicha zona de la pared.

En el gráfico “c”, en cambio, la pared llega a experimentar una relajación muy notoria y también se puede apreciar la presencia de nuevas fisuras.



Graf: 10 Representación de los vectores de tensiones principales “Si” de los modelos “a, b y c”.

8.- Conclusiones

1.- El método utilizado, basado en el Método de los Elementos Finitos “MEF”, para la obtención de patrones de fisuración proporciona resultados fiables (por supuesto teniendo en consideración los parámetros indicados en el punto-2.1), tal como se puede comprobar en el siguiente gráfico.

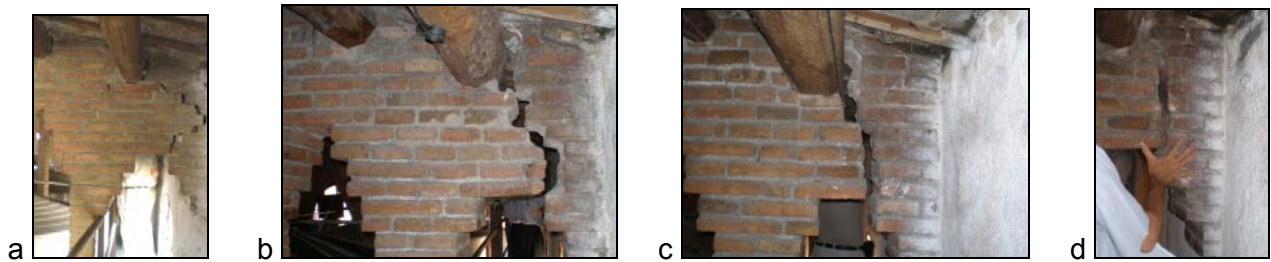


Graf: 11 Comparativa entre las fisuras reales (a) y el patrón de fisuración resultante (b).

En el Graf: 11 se comparan la fisura real con el resultado del modelo informático, constatando así que el resultado corresponde con bastante precisión a la realidad.

2.- Los patrones de fisuración de la pared "SI" se pueden obtener con bastante precisión utilizando un método basado en una teoría elástico lineal, tal como el que se expone en este artículo. Pero "NO" se puede utilizar en el caso de querer determinar las características mecánicas del material, ya que para su aplicación estos datos son indispensables.

Los recorridos de las grietas reales difieren una de otra, tal como se observa en el "Graf: 12", a causa de la diferencia de resistencia de los materiales que forman la pared. Lógicamente, rompe primero el de menor resistencia: mortero (a), aunque en alguno de los casos rompe incluso la fábrica (b, c y d).



Graf: 12 Comparativa de algunos arcos, localizados en la misma zona de análisis.

Sin embargo, y de modo general, coincide que la fisura se inicia en el lado derecho del apoyo de la primera viga y termina en el lado superior derecho del primer hueco, tal como ocurre con el patrón de fisura obtenido en este estudio.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) Calderón L. "Estudio sistemático de los apeos en paredes de obra de fábrica, con especial atención a la fisuración y a los mecanismos de colapso". - [Tesis Doctoral], Barcelona Departamento de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Barcelona-UPC, 2009.
- (2) Cecchi A. y Sab K. "A multi-parameter homogenization study for modeling elastic masonry" [Publicación periódica] // *European Journal of Mechanics A/Solids* 21. - 2002. - págs. 249-268.
- (3) Kong C. S. "A universal approach for the analysis and design of masonry infilled frame structures". [Libro]. - Canada : Doctoral Thesis, The University of New Brunswick, Academic Unit of Civil Engineering, 1998.
- (4) Reyes E., Casati M.J. y Gálvez J. C. "Rotura de probetas de fábrica de ladrillo a escala bajo tensiones normales y tangenciales" [Publicación periódica] // *Anales de Mecánica de la Fractura*, Vol.2. - 2003. - págs. 594-500.
- (5) Roca P., Molins C. y Marí A. R. "Strength capacity of masonry wall structures by the equivalent frame method" [Publicación periódica] // *Journal of Structural Engineering-ASCE*. - 2005. - págs. 1601-1610.
- (6) Romera L. E., Hernandez S. y Reinosa J. M. "Numerical characterization of the structural behaviour of the Basilica of Pilar in Zaragoza (Spain). Part 1: Global and local models" [Publicación periódica] // *ScienceDirect: Advances in Engineering Software*-39. - 2008. - págs. 301-314.
- (7) Calderón L., Maristany J., "Análisis de las fisuras del "Celler Cooperativo" de "Rocafort de Queralt". Artículo aceptado en la revista *Informes de la Construcción* próximo a ser publicado en el 2º Volumen del año 2012.

UN MÉTODO SIMPLE, DIRECTO Y EXACTO DE ANALISIS ESTRUCTURAL SIN RESOLVER SISTEMAS DE ECUACIONES

Lacort, A.G*

Universidad del País Vasco, Departamento de Arquitectura, San Sebastian-Donostia, España
agustinlacort@euskalnet.net

RESUMEN:

Considerando las hipótesis del cálculo manual, previamente se propuso una metodología de equilibrio (I) que analizaba de manera exacta determinados pórticos de edificación. La deformada incógnita se descomponía en deformadas parciales inmediatas de calcular sujetas a determinadas condiciones de carga. El trabajo proponía un procedimiento iterativo que conseguía estas cargas sin resolver sistemas de ecuaciones. En este trabajo se describe una modificación con la que se consigue el mismo objetivo realizando otras iteraciones y reduciendo tanto el número de operaciones como el de reglas nemotécnicas. El procedimiento no diferencia las incógnitas giro de los desplazamientos y todos los cálculos se representan en un diagrama sencillo de realizar manualmente, gobernado con una única regla nemotécnica fácil de ser implementada en una aplicación informática. Con la intención de encontrar el camino más directo a la solución, se analizan diferentes alternativas posibles. El estudio se completa con el análisis de una figura espacial formada con pocos elementos contemplando sus alargamientos. Los resultados indican que es posible simplificar el número de operaciones requerido por el álgebra matricial para analizar de manera exacta y en Teoría de primer orden pórticos de edificación.

Palabras clave: Análisis estructural, métodos iterativos, pórticos espaciales, métodos de equilibrio

A SIMPLE, DIRECT AND EXACT METHOD FOR STRUCTURAL ANALYSIS WITHOUT SOLVING EQUATION SYSTEMS

ABSTRACT:

Considering the manual calculation hypotheses, we have previously presented a methodology of equilibrium (1) that analysed in an exact manner certain building frames. The unknown deflection was decomposed into partial deflections of immediate calculation that were subject to certain load conditions. The study proposed an iterative procedure that provided these load conditions accurately without solving equation systems. This study describes a modification that provides the same objective but through other iterations and with both fewer operations and mnemonic rules. The procedure does not distinguish the unknown rotations from the unknown displacements and all the calculations are represented in a diagram that is simple to execute manually and that is governed by a single mnemonic rule that is easy to implement in a computer application. With the purpose of finding the most direct path to the solution, different alternatives are studied. The study is completed with the analysis of a three-dimensional figure that is made up of few elements considering its extensions. The results indicate that it is possible to reduce the number of operations required by matrix algebra to analyse the building frames in an exact manner and within a first-order theory.

Key words: Structural analysis, iterative methods, three-dimensional frames, equilibrium methods

(I) A. Lacort: "Análisis manual aproximado y exacto de pórticos espaciales mediante cargas descompuestas"; Inf. Tecnol. Vol. 22(2),2011

1.- Introducción

Este trabajo proviene de dos estudios basados en un procedimiento iterativo de equilibrio concebido a partir de otros métodos clásicos de análisis manual (II). El procedimiento permitía determinar los valores exactos de las deformadas sin resolver sistemas de ecuaciones porque proponía una manera de eliminar completamente los esfuerzos residuales obtenidos durante las iteraciones. Uno de los estudios (I) sugería dos tablas de aplicación conjunta para calcular las deformadas. El otro estudio (III) abarcaba menos tipologías de estructuras y proponía otra manera de eliminar las iteraciones. De los resultados obtenidos se observó que era posible resolver el problema de múltiples modos y que cada uno de ellos condicionaba el número de operaciones necesarias. Se continuó con esta línea de investigación para encontrar una solución que abarcara la mayor cantidad de tipologías posible y que minimizara el volumen de cálculo. Así se llegó a un procedimiento que sugiere determinar las deformadas con un diagrama de vértices y líneas específico para cada modelo. Dicho diagrama está gobernado por unas leyes autónomas muy simples y por tanto aceptables para ser aplicadas informáticamente e incluso manualmente en algunos casos. Además se diferencia de los anteriores estudios en el modo de tratar las incógnitas giro y desplazamientos. La exposición de este procedimiento comienza mostrando unas ideas relacionadas con los estudios comentados que han sido empleadas para su elaboración. Posteriormente se expone la aplicación sistemática del método y finalmente se analizan dos figuras espaciales considerando en ambos casos los acortamientos de sus tramos, sugiriendo diferentes análisis con objeto de encontrar el camino más directo a la solución.

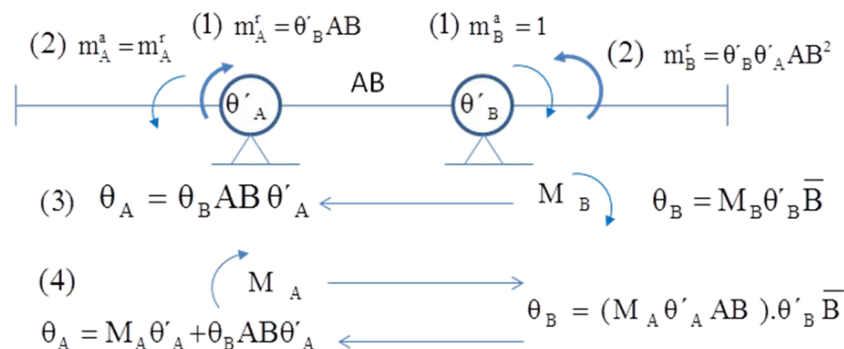


Figura 1. Cálculo de una deformada con estados de carga primarios. θ'_B , θ'_A : rigideces a flexión de A y B

Sea la viga de la figura 1 formada por dos nudos n rotables de la que se desea conocer su deformada exacta por M_A y M_B sin resolver sistemas de ecuaciones y sumando estados primarios. Cada estado primario está formado por un momento activo m_n^a aplicado en un nudo (permite girarlo) y por otro restrictivo m_n^r en el nudo restante (impide girarlo), relacionados entre sí con el coeficiente AB. Se comienza aplicando el estado (1). A continuación se elimina el momento restrictivo de A aplicando el estado (2), apareciendo un momento restrictivo en B menor que la unidad. Repitiendo estas operaciones indefinidamente, se obtiene en B un momento activo total:

$$\bar{B} = 1 + m_B^r + (m_B^r)^2 + \dots = \frac{1}{1 - m_B^r} = \frac{1}{1 - \theta'_A \theta'_B AB^2}$$

que multiplicado por θ'_B representa la rigidez modificada de B considerando la influencia de A. Es como si la figura “pudiera prescindir de A” para conocer θ_B por M_B . Finalmente, con \bar{B} en (3) y (4) se calculan los giros exactos por M_B y M_A .

Sea el modelo de la figura 2 del que se desea conocer la relación entre θ_A y θ_B considerando la influencia de θ_C empleando estados de carga primarios. Se comienza aplicando el estado (1). Si se elimina m_C^r aplicando el estado (2), aparece otro momento restrictivo en A. Procediendo como antes se obtienen unos momentos finales (3) en los nudos que sólo son restrictivos en B. Esta

situación equivale a la de la viga de la figura 2.b. Repitiendo el análisis con B y considerando el de A, se obtiene el esquema de la fig.2.c que relaciona θ_A y θ_B considerando θ_C .

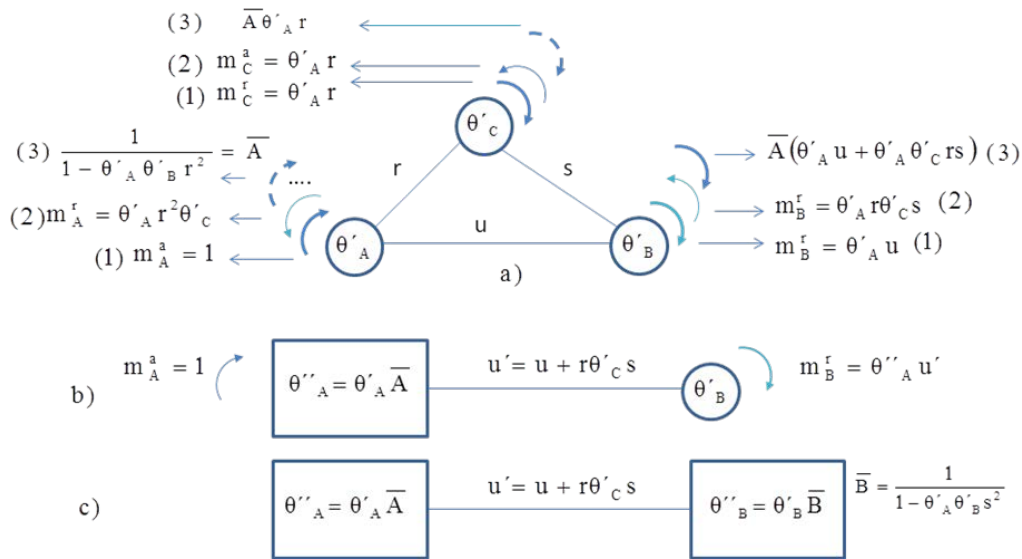


Figura 2. Análisis de una figura con tres nudos. Relación entre dos giros prescindiendo del tercero

2. – Aplicación

Para obtener un diagrama de deformadas de vértices y líneas se realizan tres etapas que se explican resolviendo el modelo de la figura 3.a. Después con él se obtendrá la deformada.

Etap 1: Dibujar a partir del modelo un esquema formado con vértices y líneas (fig.3.b). Los vértices, que se eliminarán del esquema en la etapa 2, se relacionan con las incógnitas del problema. En ellos se sitúan las rigideces de cada nudo en sentido rotacional o lineal expresados con los símbolos θ'_n, δ'_n . En las líneas se sitúan unos coeficientes equivalentes a los de transmisión del método de Cross pero extendidos tanto a giros como a desplazamientos. También se decide el orden de eliminación de los vértices. Eliminar un vértice implica reducir una incógnita del modelo quedando afectadas las restantes por la primera. En el ejemplo de la figura 3.b se observa que el vértice D será el primero en ser retirado y el C el último.

Etap 2: Eliminar progresivamente los vértices y las líneas del esquema. Al eliminar un vértice se incorpora el efecto de su incógnita en el resto de las que quedan, transformándose el esquema inicial en otro equivalente. Para ello se determinan los factores $\bar{A}, \bar{B}, \bar{C}$ que modifican los coeficientes de los vértices a medida que desaparecen y también se modifican los coeficientes de las líneas. Los vértices del ejemplo analizado se eliminan realizando los pasos siguientes:

- 1. Eliminar el vértice D (fig.3.c). Se aplica una regla nemotécnica basada en dos operaciones: (1) Calcular en cada vértice i conectado a D un coeficiente $\theta'_D \theta'_i D_i^2$, siendo D_i la relación entre D e i ; (2) Obtener nuevos coeficientes para las líneas que unen los vértices i , y que valen $\theta'_D D_i D_{i_2}$, siendo i_1 y i_2 dos vértices.
- 2. Eliminar el vértice A (fig.3.d). (1) Calcular en A su coeficiente \bar{A} y con él calcular como en 1 unos coeficientes en B y C. (2) Obtener una nueva relación entre B y C.
- 3. Eliminar el vértice B (fig.3.e) de la misma manera.
- 4. Eliminar el vértice C (fig.3.f).

Etap 3: Obtener el diagrama de deformadas. El diagrama se define a partir del esquema de la figura 3.b modificando los coeficientes de sus vértices y de sus líneas con los datos obtenidos en la Etapa 2 (fig.3.g). Para conocer la deformada de un estado de cargas concreto como es la debida a los momentos en D y B, primeramente se obtiene θ_{MD} y θ_{MB} , que son una parte de los giros totales en D y B. Después se calcula el efecto que tiene θ_{MD} en el resto de los nudos. Para

3. – Ejemplos

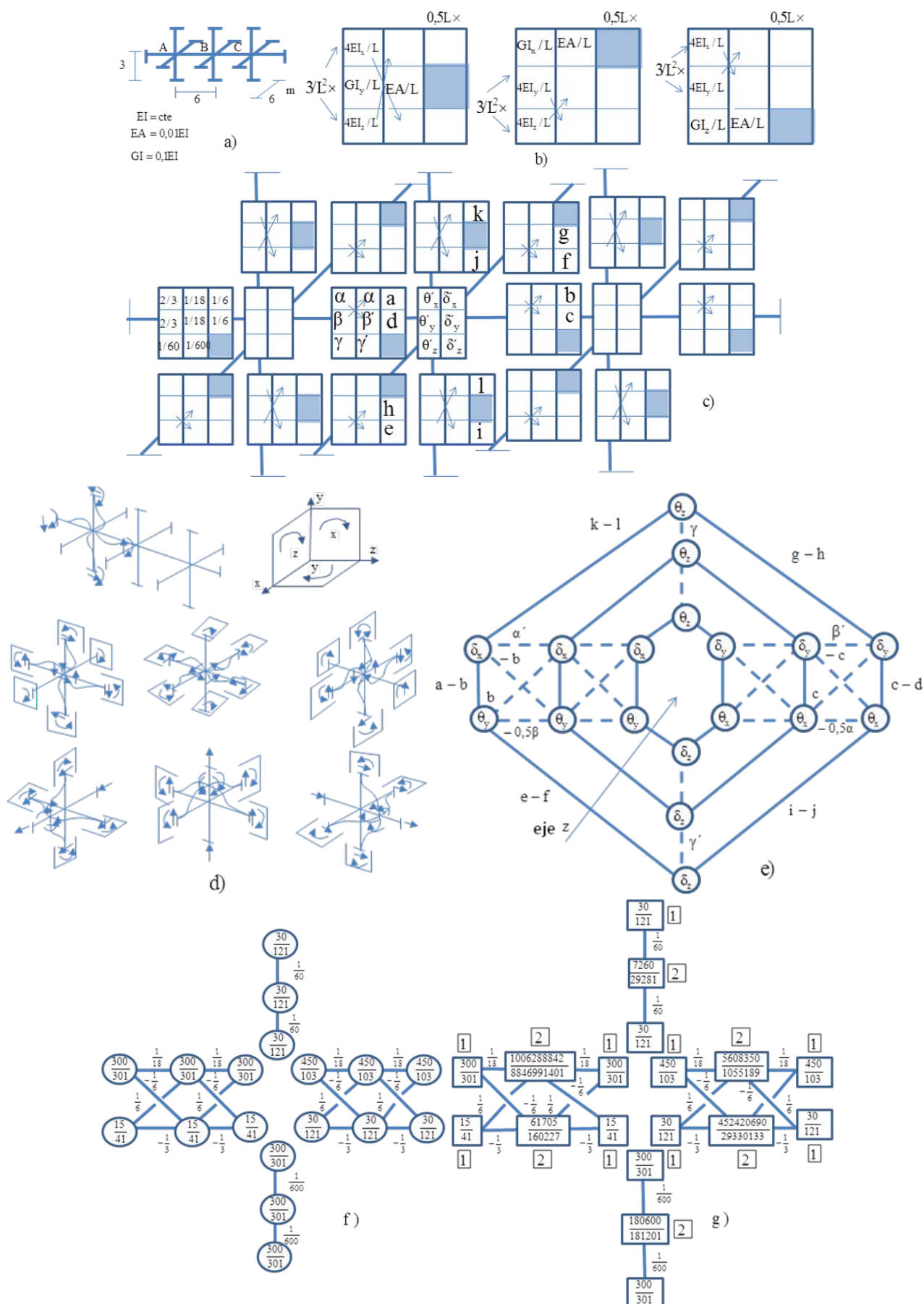


Figura 4. Análisis de una figura espacial. Esquemas y criterios utilizados

Se van a analizar dos modelos considerando las variaciones de tamaño de sus tramos. Se caracterizan por estar alineados sus nudos y por tener 18 incógnitas sus sistemas de ecuaciones de equilibrio. En la figura 4.d se muestra la deformada de un estado de carga primario empleado, los esfuerzos residuales transmitidos por cada estado primario y el criterio de signos. En la figura 4.e se aprecia el esquema de vértices y líneas de ambos modelos. Las relaciones entre las incógnitas de cada nudo (en línea continua) forman un hexágono y las relaciones que unen estos son las transmisiones entre nudos. En el ejemplo de la figura 4.a las barras alineadas entre sí que confluyen en cada nudo son iguales. Ello hace que las transmisiones entre las incógnitas de cada nudo sean nulas y que existan cuatro esquemas de vértices y líneas independientes (fig.4.h) que determinan cuatro diagramas de deformadas en función de $1/EI$ (fig.4.i). El esquema de la figura 4.h proviene del general (fig.4.e) particularizado con los valores de un esquema (fig.4.c) relacionado formalmente con el modelo. Las características de cada barra se representan en unas casillas en función de $1/EI$ (fig.4.b). Con ellas se obtienen en fig.4.c las rigideces:

$$\theta_n^x = \frac{1}{\sum \alpha_i}, \quad \theta_n^y = \frac{1}{\sum \beta_i}, \quad \theta_n^z = \frac{1}{\sum \gamma_i}, \quad \delta_n^x = \frac{1}{\sum \alpha'_i}, \quad \delta_n^y = \frac{1}{\sum \beta'_i}, \quad \delta_n^z = \frac{1}{\sum \gamma'_i}$$

que se disponen en cada nudo. Sus denominadores se obtienen aplicando la misma regla. Por ejemplo, el de la primera expresión es la suma de los valores α de las barras i unidas al nudo n .

El segundo ejemplo es la pérgola de la figura 5.a. Se ha considerado redondear los resultados de las operaciones realizadas empleando dos decimales. El esquema de vértices y líneas (fig.5.c) resultante de adaptar las figuras 4.c,e a este modelo es más complejo ya que existen relaciones entre las incógnitas de cada nudo y ello dificulta el procedimiento si se pretende obtener el diagrama eliminando progresivamente todos los vértices. Por esta razón, se ha descompuesto el esquema en tres (fig.5.b), cuyas incógnitas se han llamado Ω_1 , Ω_2 y Ω_3 . Ello equivale a descomponer el sistema de ecuaciones en tres relacionados entre sí. En este ejemplo los esquemas 1 y 2 son iguales y se han resuelto independientemente del 3º en función de EI (fig.5.d). La disposición inicial de sus líneas no ha posibilitado la aparición de otras nuevas, aunque sí han cambiado los valores asignados de algunas de ellas. Las soluciones genéricas de los diagramas 1 y 2 se recogen en las matrices R y S , respectivamente.

$$R = \begin{pmatrix} r_{11} & \dots & r_{16} \\ & & \\ & & \\ & & \\ & & \\ & & \\ r_{61} & \dots & r_{66} \end{pmatrix} = S = \begin{pmatrix} s_{11} & \dots & s_{16} \\ & & \\ & & \\ & & \\ & & \\ & & \\ s_{61} & \dots & s_{66} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2,06 & -0,13 & 0,15 & -0,02 & 0 & -0,1 \\ -0,13 & 0,49 & 0,12 & 0 & 0 & -0,06 \\ 0,15 & 0,12 & 1,89 & 0,21 & -0,12 & 0 \\ -0,02 & 0 & 0,21 & 2,05 & -0,16 & 0,13 \\ 0 & 0 & -0,12 & -0,16 & 0,49 & -0,06 \\ -0,1 & -0,06 & 0 & 0,13 & -0,06 & 0,4 \end{pmatrix}$$

Cada columna de R y S representa los valores de Ω_1 y Ω_2 cuando se aplica un estado de carga primario cuya acción activa se sitúa en alguno de sus vértices. En el caso del diagrama 1 las columnas están asociadas a las incógnitas $\delta_A^x, \theta_A^y, \delta_B^x, \delta_C^x, \theta_C^y, \theta_B^y$ y en el caso del diagrama 2, a $\delta_C^y, \theta_C^x, \delta_B^y, \delta_A^y, \theta_A^x, \theta_B^x$. Las incógnitas de Ω_3 se expresan en función de Ω_1 y Ω_2 mediante nuevas relaciones entre ellas que se obtienen empleando las siguientes expresiones:

$$ii = \delta_i^x (r_i^2 r_{ii} + s_i^2 s_{ii}) \qquad ij = r_i r_j (r_{ij}) + s_i s_j (s_{ij})$$

El término ii es el efecto que producen los diagramas 1 y 2 sobre cada incógnita i de Ω_3 , y el término ij es la nueva relación que se establece entre dos incógnitas i y j de Ω_3 por los diagramas 1 y 2. De este modo se llega al esquema de vértices y líneas 3 (fig.5.e) a partir del cual se obtiene su diagrama de deformadas en función de EI (fig.5.f). Con estos resultados, para conocer una deformada determinada debería realizarse los siguientes pasos, como en fig.3.g:

- Calcular las deformadas de los diagramas 1 y 2 por sus acciones exteriores, en caso de existir, como se hizo en el ejemplo de la figura 3.g.
- Con estos datos, “ascender” desde los diagramas 1 y 2 al 3 a través de las relaciones r y s .
- Calcular la deformada del diagrama 3 con estas acciones más sus exteriores existentes.
- “Descender” a los diagramas 1 y 2 y sumar resultados.

En la figura 5g se muestra el diagrama de deformadas en función de $1/EI$ cuando no se consideran los cambios de tamaño de los tramos (los giros positivos en OY se han considerado contrarios al los del ejemplo anterior). Comparándolo con el de la figura 5.c, se aprecia la diferencia de complejidad entre ambas interpretaciones.

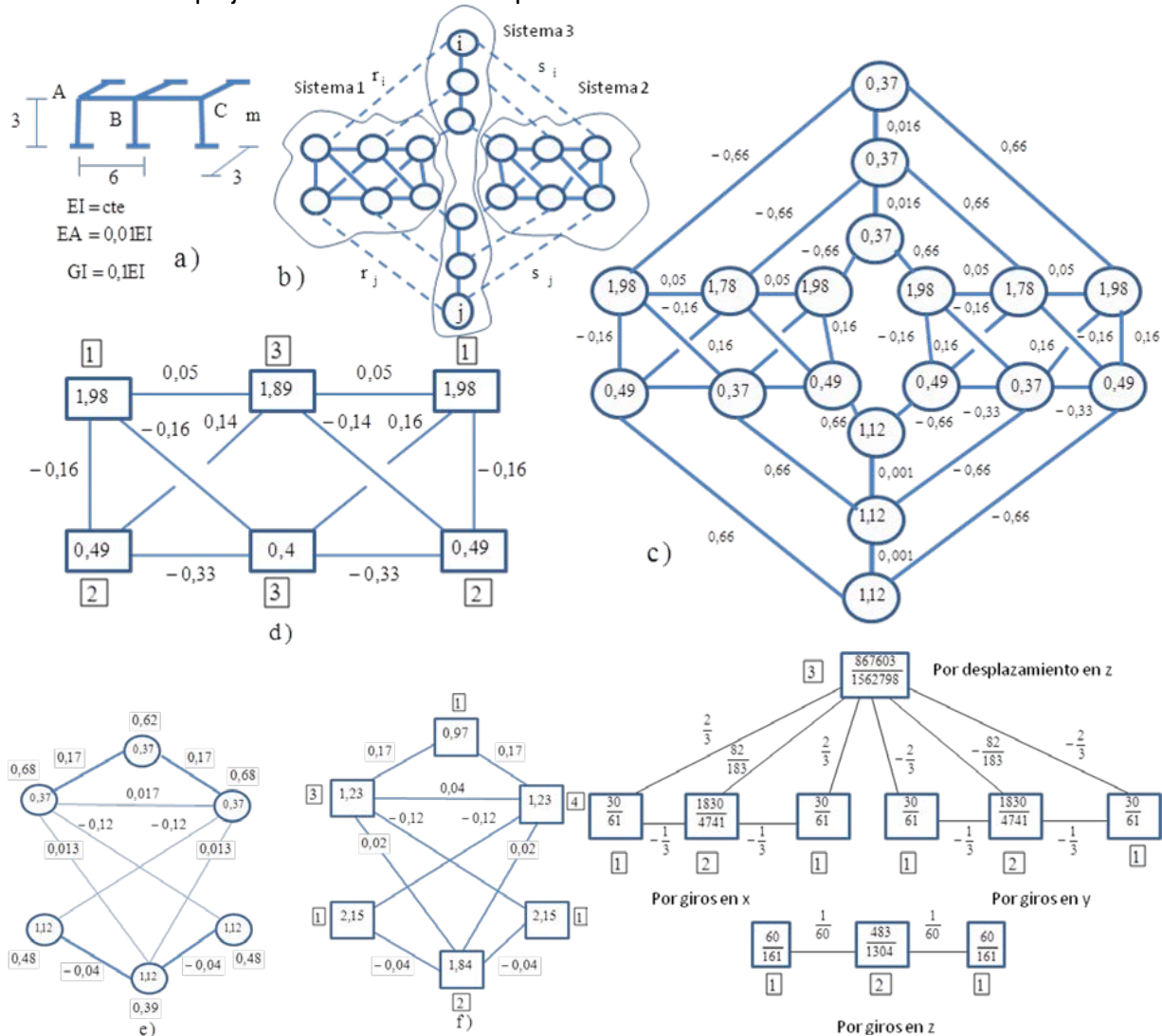


Figura 5. Análisis de una pérgola. Esquemas y diagramas finales

4.- Conclusiones

Es posible reducir el número de operaciones del álgebra matricial para analizar de manera exacta y en Teoría de primer orden determinadas estructuras de edificación.

BIBLIOGRAFÍA

- (II) Takabeya, F. 1968. “Estructuras de varios pisos sometidas a cargas verticales y horizontales, Estructuras de varios pisos: cálculo y tablas de momentos: métodos de Cross, Kani y Takabeya”, Ed. CECSA, 3-73, Barcelona, España.
- (III) Lacort, A.G. 2009. “Exact manual analysis of space frames by decomposition of the loads” Libro de comunicaciones. 50º Symposium of the International Association for Shell and Spatial Structures, 628-30, Valencia, España.

ACCIONES EN FACHADAS

Dávila Sánchez-Toscano, S^{1,2*}, Hoogendoorn, P.P¹; Álvarez Cabal, R.^{1,2}

(1) *Instituto Técnico de Materiales y Construcciones*

(2) *Universidad Politécnica de Madrid*

Tal y como ha puesto de relieve el reciente terremoto de Lorca, los sistemas constructivos habitualmente utilizados en las fachadas pueden resultar insuficientes frente a las acciones de carácter extremo a las que llegan a verse sometidos.

El presente trabajo trata de establecer una comparación entre los esfuerzos que sobre algunos de los elementos más significativos de las fachadas imponen las acciones de viento y sismo, tratando de identificar las sollicitaciones determinantes y compararlas con las capacidades correspondientes.

Es objetivo último es comprobar si el fallo generalizado observado en algunos elementos de fachada responde a un simple problema de dimensionamiento inadecuado o, por el contrario, se trata de un problema más grave, relativo al propio sistema.

Palabras clave: sismo, viento, fachadas.

LOADS ON BUILDING FAÇADES

Dávila Sánchez-Toscano, S^{1,2*}; Hoogendoorn, P.P¹; Álvarez Cabal, R.^{1,2}

(1) *Instituto Técnico de Materiales y Construcciones*

(2) *Universidad Politécnica de Madrid*

The generally used building façade systems can result insufficient for the extreme loads they are subjected to, as highlighted by the recent earthquake in Lorca (Murcia, Spain).

This study attempts to compare the earthquake and wind-induced forces that act on some of the most significant façade elements, determine the governing loads and compare them with the corresponding member capacities.

The objective is to determine whether the generalised failure observed in some façade elements is simply due to inadequate member dimensions or, on the contrary, caused by a more serious problem related to the actual façade system.

Keywords: earthquake loads, wind loads, building façades.

1-INTRODUCCIÓN

Hasta la entrada en vigor del Código Técnico de la Edificación, no existía reglamentación española específica relativa al cálculo de la estabilidad de las fachadas y había que remitirse al Eurocódigo 6: Proyecto de Estructuras de Fábrica, y a las Normas Tecnológicas de la Edificación de los años 70. El alcance de la NBE-FL-90, basada en la antigua norma MV-201/1972, se limitaba a los muros resistentes de fábrica de ladrillo.

Las fachadas de fábrica se concebían antiguamente como elementos resistentes de la estructura, muros de carga, sin embargo la funcionalidad de la mayoría de los cerramientos actuales parte de

un concepto muy distinto. Los cerramientos se diseñan como elementos autoportantes que no sólo envuelven la estructura resistente del edificio sino que están especialmente expuestos a las acciones ambientales existentes, acciones que deben resistir localmente y transmitir a la estructura. Por otro lado también deben ser capaces de absorber las deformaciones impuestas por la estructura resistente, deformaciones por flecha activa de los forjados o movimientos diferenciales debidos a fenómenos termohigrométricos.

En los últimos años han surgido multitud de avances relativos a los sistemas de cerramiento: empleo de nuevos materiales, sistemas de anclaje o procedimientos constructivos, conviviendo hoy en día las tradicionales fachadas de fábrica con los más innovadores muros cortina, por ejemplo. La normativa existente no ha seguido la misma evolución y consecuentemente cada vez resulta más patente la precariedad de la misma.

2-PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Si tenemos en cuenta la magnitud de las acciones que deben soportar las fachadas y las consecuencias derivadas del fallo de las mismas resulta evidente la necesidad de una norma más completa que derive en una mejora de la definición de estos elementos. En el caso del reciente terremoto producido en Lorca el desprendimiento de los elementos de fachada (fotografía adjunta) fue la causa de todas las muertes producidas. En este sentido sería deseable que al igual que la estructura resistente, el cerramiento se construyera conforme a un proyecto completo.



Los muros de cerramiento se caracterizan por la ausencia de cargas gravitatorias significativas, lo que, dada su limitada resistencia a flexotracción, se traduce en una mayor debilidad frente a acciones horizontales. Frente a este tipo de acciones su capacidad resistente estará condicionada por su geometría y la sustentación de sus bordes, (libres, apoyados o empotrados), dependiente de la vinculación dispuesta con la estructura resistente. Por ejemplo, a menudo nos veremos obligados a disponer juntas elásticas horizontales entre la estructura resistente y la fachada, las cuales debilitarán la resistencia de la misma frente viento, confiando dicha misión a los rigidizadores verticales.

Si centramos el estudio en las fachadas de fábrica, únicos elementos que están actualmente reglamentados según el Código Técnico de la Edificación en su Documento Básico SE-F, se admiten dos tipos de cálculo frente a acciones horizontales: como pieza a flexión sustentada en uno o varios bordes ó entrando en carga como arco estribado entre ambos

bordes. Si podemos contar con la resistencia a flexión en las dos direcciones principales del muro, paralela a los tendeles o perpendicular a los mismos, el comportamiento de este elemento es similar a una placa. En la tabla 4.6. del CTE-DB-SE-F se definen estas resistencias a flexión en función del tipo de pieza y mortero.

3-ACCIONES. VIENTO

3.1.-CONSIDERACIONES GENERALES

Generalmente se considera la presión del viento sobre una superficie, en ausencia de una interacción dinámica con la estructura, como el producto de la presión dinámica del viento en campo libre y un coeficiente de presión adimensional.

La presión dinámica depende de la altura, la rugosidad (obstáculos a barlovento como edificios, árboles etc. retardan el flujo del aire) y la topografía del terreno a barlovento del edificio (cambios en la topografía pueden aumentar la velocidad). El coeficiente de presión refleja, por definición, la

relación entre la presión resultante sobre la superficie y la presión dinámica en campo libre. Este coeficiente adimensional depende de las dimensiones globales y forma del edificio, la situación del punto considerado respecto a los bordes del mismo y el ángulo de incidencia.

Para el cálculo global de las estructuras se utiliza un coeficiente llamado de presión global, eólico o de fuerza, que supone el mayor promedio espacial de una distribución de presiones locales simultáneas. En los coeficientes de presión global, entonces, pierde importancia la situación del punto considerado respecto a los bordes de la envolvente. Sin embargo para comprobar elementos aislados, como son los de fachada, debemos tener en cuenta los coeficientes locales de presión de pico, no simultáneas, a lo largo del edificio. Las presiones locales de succión en un edificio pueden alcanzar valores de entre dos y tres veces la presión dinámica del viento en campo libre.

Dicho esto, es evidente por qué la Norma Básica de la Edificación NBE-AE/88 y su predecesor MV 101-1962, que históricamente se venían empleando en España para determinar las acciones en obras de edificación, no eran de aplicación a elementos de fachada. Estas normas sólo trataban la fuerza (o presión) resultante global que ejerce el viento sobre una estructura, promediando espacialmente las presiones locales.

La entrada en vigor en 2006 del CTE ha introducido varios cambios significativos. No sólo ha modificado la distribución de la presión dinámica del viento resultando, en general, cargas considerablemente superiores, sino que con el CTE existe por primera vez en España una norma de obligado cumplimiento que trata la incidencia del viento sobre elementos de fachada.

El formato sigue la vigente UNE-EN 1991-1-4 (Eurocódigo 1), adoptando, sin embargo, simplificaciones importantes en lo que respecta a los elementos de fachada. En este sentido, cabe realizar los siguientes comentarios:

- El Eurocódigo 1 indica que para calcular la presión exterior que actúa sobre una superficie debe emplearse la presión dinámica de pico a una altura de referencia, la cual en muchos casos no es igual a la altura a la que se encuentra el elemento a comprobar. Recomienda para las fachadas laterales y la de sotavento una altura de referencia igual a la altura máxima de la edificación, aunque admite una reducción limitada para la fachada a barlovento.
- El CTE no ha incorporado los coeficientes de presión recomendados por el Eurocódigo 1 para parapetos y barandillas. En caso de tratarse de un peto con contrafuertes en los extremos, dicha norma recomienda coeficientes de presión neta (presión + succión) de 2,1 para la zona de esquina con un mínimo de 1,2 para la zona central.

3.2.-CÁLCULO

Como ejemplo más sencillo proponemos estudiar la estabilidad de un peto apoyado en el forjado de cubierta frente a las acciones descritas en el apartado anterior. En el caso extremo de que no existieran muros transversales que lo arriostraran o que la distancia entre ellos fuera excesiva, el peto se comportaría como un voladizo y sólo podríamos contar con la resistencia a flexión en dirección paralela a los tendeles.

Suponemos una fábrica compuesta por piezas de ladrillo cerámico perforado y mortero de resistencia igual a 10 N/mm^2 . Atendiendo al Documento Básico SE-F del CTE, la resistencia característica a flexotracción en el plano del tendel se puede tomar igual a $0,10 \text{ N/mm}^2$. Suponiendo un coeficiente parcial de seguridad de valor 1,7, resulta una f_{xd} igual a 59 kN/m^2 .

En la siguiente tabla se han reproducido alturas seguras para petos en función de la presión resultante neta del viento y el espesor de la fábrica, considerando un peso específico de la misma de valor 15 kN/m^3 , y coeficientes parciales de seguridad para las acciones de valor 1,5 para viento y 0,8 para el peso propio.

Presión neta (presión + succión) [kN/m ²]	Espesor del muro [m]							
	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,20	0,25	0,30
0,60	0,35	0,45	0,55	0,70	0,80	1,00	1,30	1,60
0,80	0,30	0,40	0,50	0,60	0,65	0,85	1,10	1,35
1,00	0,25	0,35	0,45	0,50	0,60	0,75	0,95	1,20
1,50	0,20	0,30	0,35	0,40	0,45	0,60	0,75	0,95
2,00	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50	0,65	0,80
3,00	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,45	0,60	0,70
4,00	0,15	0,20	0,25	0,30	0,30	0,40	0,55	0,65

Cabe realizar los siguientes comentarios al respecto:

- Calculamos, a modo de ejemplo, la altura segura de un peto común de medio pie, frente a una sollicitación de viento de valor 1,5 kN/m². Este valor de presión total se obtiene partiendo de una velocidad básica del viento de 26 m/s, un entorno rural con algunos obstáculos (tipo III) y una altura de 15 m, resultando una presión dinámica de 1,1 kN/m². Multiplicando este valor por el coeficiente 1,4 (conforme a la citada UNE-EN 1991 para la zona C, alejado del borde donde el peto se encuentra arriostrado, en el caso de un peto con contrafuertes en su extremo), se obtiene una presión total de 1,5 kN/m². Entrando con este valor en la tabla se observa que la altura segura se limita a 35 cm. Es más, para ese valor de presión de viento, únicamente sería posible alcanzar la altura mínima normativa, 1,10 m, para espesores superiores a 30 cm.
- La influencia del peso propio podría despreciarse, del lado de la seguridad, en este tipo de cálculos, máxime cuanto mayores sean las presiones de viento y/o menor el espesor del muro.

3.3-RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos frente a presiones de viento habituales invalidarían la práctica totalidad de los petos, cuya altura mínima prescrita por el CTE-DB-SUA es de 1,10 m; incluso podríamos concluir que estos elementos ni siquiera resistirían la carga horizontal mínima prescrita por el CTE-SE-AE para barandillas y elementos divisorios, 0,8 kN/m.

Si tenemos en cuenta que la resistencia horizontal a flexión está directamente relacionada con la adherencia del mortero, la cual depende a su vez de la absorción de los elementos por capilaridad y de la retención de agua del mortero,, la situación analizada sería más desfavorable todavía. La sección más solicitada sería la correspondiente al apoyo del peto sobre el forjado, y la adherencia entre el hormigón, poco poroso, y el mortero es muy inferior a la existente entre mortero y ladrillo. Los resultados dados en la tabla 4.6 del CTE-SE-F están referidos a la adherencia entre mortero y las piezas propias de la fábrica y no recoge la circunstancia mencionada.

Sin embargo es cierto que la situación real no es tan dramática, fenómeno que podría explicarse mediante dos razonamientos:

1. Una de las posibles causas podría estar en los valores de resistencias definidos por el CTE, probablemente conservadores en exceso, máxime al tratarse de valores característicos que se verán afectados después por coeficientes de minoración elevados, propios de este tipo de sistemas constructivos.

En este sentido podemos aportar los resultados de los ensayos presentados por el IETcc-CSIC en las II Jornadas de Investigación en Construcción, celebradas en Madrid en mayo de 2008. Se fabricaron una serie de muretes de fábrica de ladrillo perforado y se ensayaron a compresión y flexión según Normas UNE-EN 1052-1 y UNE-EN 1052-2, respectivamente. Se obtuvieron resistencias medias a flexión en dirección paralela a los

tendeles con valores de $0,8 \text{ N/mm}^2$ y 1 N/mm^2 , muy superiores a las tabuladas y del orden de 10 veces al valor adoptado en los cálculos presentados.

También podríamos mencionar las tablas presentadas en el documento DAV-SE F. Seguridad Estructural Fábricas, donde observamos que para un cálculo similar al desarrollado en el presente estudio se toman resistencias f_{xd} igual a 160 kN/m^2 .

Como comentario a la tabla 4.6 del CTE se indica que podría considerarse un valor de resistencia a flexotracción igual a $0,1 \cdot f_k$ en el caso de que “se adoptasen disposiciones especiales sobre la trabajabilidad del mortero y su penetración en los huecos de las piezas”. Si bien según este comentario podríamos haber considerado una f_{xd} igual a $0,47 \text{ N/mm}^2$, resultante de adoptar una f_k de 8 N/mm^2 (coeficiente de minoración 1,7), por las razones que hemos expuesto en apartados anteriores no parece probable que en el apoyo del muro en el forjado se den estas condiciones óptimas de trabajabilidad del mortero.

2. La presencia habitual de pilastras espaciadas 4-5 m incrementa la resistencia del conjunto.

El cálculo del muro así configurado, muro apilastrado, se recoge en el CTE adoptando para el módulo resistente elástico a flexión una longitud de resalto no más del quinto de la altura. Esta consideración resulta confusa puesto que no depende de las dimensiones de las pilastras o de la separación existente entre ellas.

4-ACCIONES. SISMO

4.1.-CONSIDERACIONES GENERALES

En la Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02 encontramos algunas indicaciones respecto a las consideraciones que deben tenerse en cuenta a la hora de diseñar los cerramientos:

- Los paños deben enlazarse con la estructura para evitar desprendimientos, especialmente si se ha supuesto que la ductilidad de la construcción es alta o muy alta.
- Si $0,16 \text{ g} > a_c > 0,08 \text{ g}$, los paños que superen los 5 m de longitud o 20 m^2 , deberán subdividirse enlazándolos a elementos secundarios. Si $a_c > 0,16 \text{ g}$ la limitación se amplía a 3 m o 10 m^2 .
- En el caso de que puedan desarrollar rigidez y resistencia suficientes para alterar las condiciones en la estructura, se tendrán en cuenta para la confección del modelo de análisis estructural.

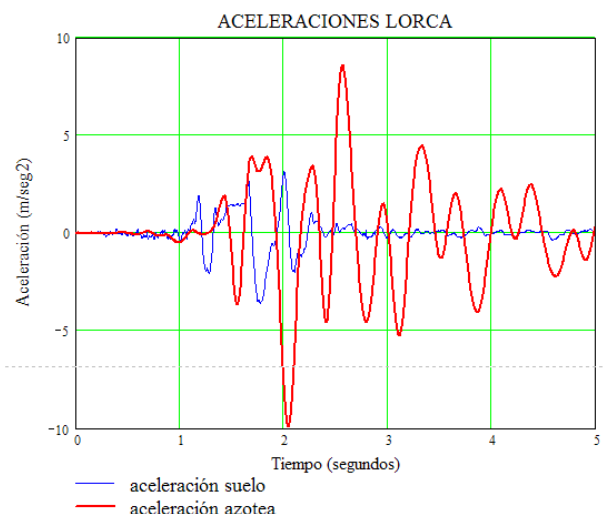
4.2.-CÁLCULO

Frente a la acción sísmica el CTE no permite emplear la resistencia a flexión por tendeles, lo que directamente excluye los petos sin mochetas o pilarcillos en las estructuras situadas en zonas sísmicas. Sin embargo, acontecimientos como el último terremoto en Lorca nos muestran que sí son habituales en muchas regiones, así que hemos procedido a calcular un caso práctico.

Siguiendo las indicaciones dadas en la NCSE-02, los petos deben enlazarse correctamente a la estructura para garantizar su estabilidad, calculándose con la acción sísmica correspondiente a la planta donde están ubicados y considerando, salvo justificación especial, $\mu = 1$. Para petos de más de un metro de altura y $a_c \geq 0,12 \text{ g}$ se señala la necesidad de encadenados de coronación, disponiendo refuerzos verticales anclados a la estructura.

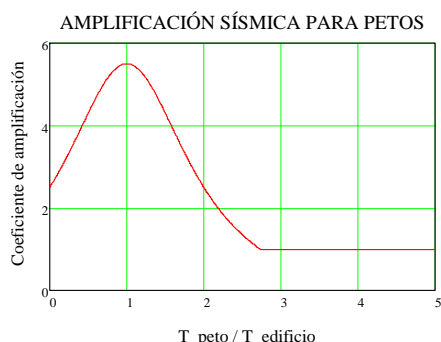
Como simple estimación de las solicitaciones que sobre los petos pudo haber desarrollado el terremoto de Lorca se procedió al cálculo de las aceleraciones en la cubierta de un edificio tipo, de ocho plantas sobre rasante y período fundamental en torno a 0,8 s. Se utiliza un modelo de pórtico a cortante en el que se ajustan las rigideces al objeto de simular el incremento que suponen los elementos no estructurales. Para la integración, directa, se utiliza un método explícito de pasos.

Los resultados obtenidos quedan recogidos en la figura adjunta, en la que se muestra el acelerograma a nivel de suelo y su amplificación en cubierta, nivel al que se alcanzan valores de aceleración semejantes al de la gravedad.



4.3.-RESULTADOS

Modificando las características mecánicas de los elementos se ha analizado el efecto del período fundamental del edificio sobre la aceleración en los niveles superiores del mismo. Para períodos entre 0.5 s y 1.0 s, la aceleración en estos niveles altos supera a la de la gravedad (hasta en un 50% para los períodos más bajos).



Para el cálculo de elementos no estructurales frente a la acción sísmica la UNE-EN 1998-1 (Eurocódigo 8) permite emplear un procedimiento simplificado. Para los elementos que nos ocupan el Eurocódigo 8 propone someter el peto en su centro de gravedad a una fuerza resultante de multiplicar la aceleración sísmica del suelo por un coeficiente de amplificación, que depende solamente de la relación entre el periodo fundamental del elemento en consideración y el del edificio. Como se puede observar en la figura adjunta, para petos muy rígidos en comparación con el edificio la amplificación sería igual a 2,5, alcanzando incluso un valor de

5,5 en caso de que esa relación sea igual a la unidad. Suponiendo que la rigidez de los petos sea superior a la del edificio, y teniendo en cuenta que la aceleración de pico registrada en Lorca ha sido del orden de 0,4g, los petos de los edificios en Lorca podían haber sido sometido a una aceleración que supera la de la gravedad (similar a los resultados obtenidos mediante el ejercicio anterior).

Aunque previsibles, estos resultados ponen de manifiesto la importancia de las acciones sobre la fábrica. En definitiva, tales acciones serían las que actuaran sobre ella si se construyese en voladizo horizontal (aunque parece difícil imaginar la posibilidad).

Naturalmente, la realidad sería incluso más desfavorable porque la flexibilidad del propio peto amplificaría las solicitaciones.

A la luz de estos resultados se comprende la práctica habitual en regiones sísmicas de disponer pilarcillos de anclaje de la fábrica (fotografía adjunta).

5- CONCLUSIONES

Para los elementos estudiados, muros de fábrica con borde



superior libre, podemos realizar las siguientes observaciones:

- Existe una gran dispersión en cuanto a los valores de las resistencias a flexión posibles, si comparamos los valores tabulados por el CTE con los obtenidos experimentalmente.
- Una interpretación inadecuada de la norma puede conducir a valores relativos a la presión del viento por debajo del lado de la seguridad.
- No disponemos de información suficiente acerca del comportamiento de la fábrica, solicitada frente a acciones horizontales, en el apoyo directo sobre el forjado.
- La altura mínima prescrita por el CTE para petos, 1,10 m, no resulta admisible para valores de viento moderados y espesores de muro habituales si el muro no se encuentra eficazmente arriostrado en sentido transversal. Ni siquiera sería admisible la carga horizontal mínima prescrita por el CTE-SE-AE para barandillas y elementos divisorios, 0,8 kN/m.

Muchas de las incertidumbres obtenidas tras el análisis realizado, pueden extrapolarse a los paños de fábrica entre forjados (valores de resistencia considerada, apoyo sobre el forjado, ...), y a los cerramientos en general (influencia del anclaje a la estructura, valores de presión de viento considerados...) y ponen de manifiesto la necesidad de completar la normativa existente.

Hemos de señalar que en todo lo expuesto se ha partido de la base de que la fachada se



encuentra en condiciones adecuadas, para las cuales son aplicables los valores de resistencia señalados en los apartados precedentes. Es muy frecuente, en cambio, la degradación de la resistencia de los petos a consecuencia de la rotura del nivel de apoyo en el forjado motivada por el empuje del material de cubierta cuando no se cuida el detalle de encuentro. Ello se manifiesta en la fisura que marca el apoyo (fotografía adjunta) y que se hace patente cuando se emplean acabados lisos. Se trata de situaciones muy precarias en las que resulta aventurada cualquier estimación de capacidad.

6- REFERENCIAS

1. Arcos Trancho, H; Cristina Porcu, M. 2003. "Movimientos sísmicos y estructuras murarias" Consorcio de Compensación de Seguros.
2. Rodríguez Romero, J.M^a; Santos Olalla, F; Arroyo Arroyo, J.R; Álvarez Cabal, R. 4º trim. 98. "Cálculo de muros cortina" Cuadernos de INTEMAC.
3. Arroyo Arroyo, J.R; Benito Muñoz, J.J; Álvarez Cabal, R. 4º trim. 97. "Análisis de la acción del viento en los edificios" Cuadernos de INTEMAC.
4. UNE-EN 1991-1-4 "Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de Viento". AENOR. 2007.
5. UNE-EN-1996-1-1 "Eurocódigo 6: Proyecto de Estructuras de Fábrica Parte 1-1: Reglas generales para estructuras de fábrica armada y sin armar". AENOR 2011.
6. UNE-EN 1998-1 "Eurocódigo 8: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. Parte 1 Reglas generales, Acciones Sísmicas y reglas para Edificación". AENOR 2011.
7. CTE-SE-F Seguridad Estructural Fábricas. Aplicación a Edificios de Uso Residencial Vivienda-DAV. Monografías CTE Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España.
8. Gutiérrez Jiménez, J.P., Oteiza S. José, I., Monjo Carrió, J., Rey González, J.R., mayo 2008. "Estudio del Comportamiento Mecánico de los Muros no Portantes de Fábrica de Ladrillo, en Fachadas", II Jornadas de Investigación en Construcción, celebradas en Madrid, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, IETcc-CSIC.
9. Miha Tomazevic. 1999. "Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings" Series on Innovation in Structures and Construction Imperial College Press.

Correo de contacto: sdavila@intemac.es

ESTRUCTURAS DE BARRAS. DESDE EL MÉTODO DE CROSS HASTA HOY

López-Rey, J.

E.T.S. Arquitectura de Barcelona.

Desde principios del siglo pasado, las bases teóricas del análisis de estructuras de barras quedaron claramente establecidas. El problema técnico, en ausencia de ordenadores, era la imposibilidad operativo-manual de resolver sistemas muy grandes de ecuaciones de equilibrio. Esta cuestión fue resuelta de manera práctica por varios sistemas de aproximación. El más famoso fue propuesto por el ingeniero Hardy Cross. Se basa en la relación entre un momento flector aplicado en un nudo y el inducido en los colindantes. La informática permitió la resolución directa de imponentes sistemas de ecuaciones lineales. Los matemáticos habían resuelto ya el problema. La aplicación de esta idea comportaba el “encapsulado”, mediante matrices, de las relaciones de rigidez entre esfuerzos y deformaciones en el conjunto de una barra. Actualmente, se toma como protagonista del análisis de la estructura, la BARRA en vez del NUDO. El ensamblaje en una matriz general de equilibrio de tantas matrices como barras hay en la estructura, es el método actual.

La conclusión es que el problema tiene una lectura “fractal”: la relación entre un esfuerzo y una determinada deformación es una ecuación de un término; la similar de los extremos de una barra es una matriz de rango seis. La matriz del conjunto de barras de una estructura puede ser, de rango astronómico. La extrapolación de esta filosofía lleva al moderno análisis por Elementos Finitos.

Palabras claves: Análisis estructural; rigidez; ensamblaje de matrices.
javier.lopez-rey@upc.edu

BEAMS STRUCTURES. FROM CROSS METHOD UNTIL TODAY

López-Rey, J.

E.T.S.Arquitectura de Barcelona

Since the begining of the last century, the theorical analysis of beams structures were clearly established. The technical problem in the absence of computers, was the inability to resolve operating-manual very large systems of equilibrium equations. This issue was resolved in a practical approach for several systems. The most famous system was the propposed by Hardy Cross. It is based in the relationship between a bending moment applied at a node and the adjacents induced. The informatical softward allowed to resolve the problem using very big systems of linear equiations. Mathematicians had already solved the problem. The application of this idea involves the “package”, using stiffness matrixes, from the relation between strengthes and strains in the whole beam. Currently, the reference tool in the structure analysis is the beam instead of the node. The reference method is the package in a general equilibrium matrix: the same number of stiffness matrixes as beams contains the structures.

In conclusion, the problem has a “fractal” interpretation: the relationship between a strain and one strengh is an equation with only one variable. Simillary, the relationship between the two tops of the beam is a six range matrix. The matrix of the whole beams of a structure could be of an astronomic range. The extrapolation of this ideology get us to the new analysis of Finite Elements Method (FEM).

Key words: structural analysis; stiffness; matrix package.

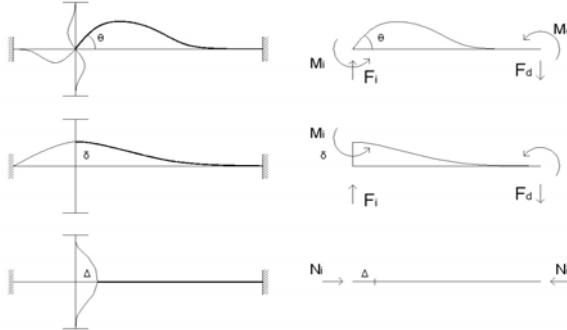
Javier.lopez-rey@upc.edu

DESDE EL MÉTODO DE CROSS HASTA HOY

La gran mayoría de las esctructuras en el mundo profesional arquitectónico se componen de barras rectilíneas. La forma habitual en el proceso de su dimensionado pasa por aplicar el

concepto de rigidez de las mismas. Se entiende por rigidez una relación algorítmica entre un movimiento de un nudo y un determinado esfuerzo. Por ejemplo: $M=(4EJ/L)\cdot\theta$. Hay tres tipos de esfuerzos contabilizables en una estructura plana: **Axiles**, **Cortantes** y **Momentos**. El número de desplazamientos es también tres: **Traslación Horizontal**, **Vertical** y **Giro**.

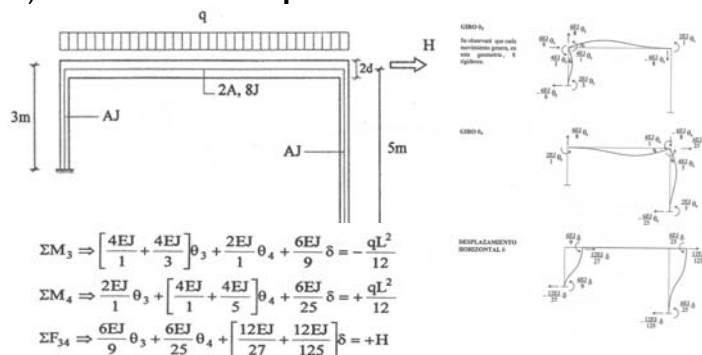
Las relaciones de rigidez en el nudo de una barra, comportan además, el nudo del otro extremo. El número total de estos algoritmos para un nudo es de 10 y para la barra completa como “dipolo” de dos nudos, evidentemente de 20.



RIGIDEZES PROVOCADAS POR LOS MOVIMIENTOS IZQUIERDOS			
$M_i = \frac{4EJ}{L} \cdot \theta$	θ	$M_d = \frac{2EJ}{L} \cdot \theta$	θ
$F_i = \frac{6EJ}{L^2} \cdot \theta$	θ	$F_d = -\frac{6EJ}{L^2} \cdot \theta$	θ
$M_i^* = \frac{6EJ}{L^2} \cdot \delta$	δ	$M_d^* = \frac{6EJ}{L^2} \cdot \delta$	δ
$F_i^* = \frac{12EJ}{L^3} \cdot \delta$	δ	$F_d^* = -\frac{12EJ}{L^3} \cdot \delta$	δ
$H_i = \frac{EA}{L} \cdot \Delta$	Δ	$H_d = -\frac{EA}{L} \cdot \Delta$	Δ

La resolución de una estructura completa de barras consiste en aplicar en los nudos de la misma:

- Ecuaciones de **compatibilidad de movimientos** en todos los extremos de las barras convergentes en ellos.
- Ecuaciones de **equilibrio de fuerzas** en cada uno de los mismos, como se ve en el ejemplo.



Este planteamiento nos lleva a la resolución de un sistema de ecuaciones lineales donde los movimientos de los nudos son las incógnitas.

La resolución de estos sistemas lineales por métodos de **reducción** más o menos ordenados quedó resuelta hace dos siglos por los matemáticos.

Pero, la resolución **manual** de este proceso es muy larga y engorrosa. Sin la ayuda de la **informática**, en gran parte de el siglo pasado se recurrió a otros trucos para la obtención de soluciones. El más conocido de ellos, fue el propuesto por el ingeniero norteamericano Hardy Cross para el dimensionado de la estructura del Empire State hacia los años 30. La propuesta de este profesional fué, atajar en la resolución del problema. Para ello utilizó la ingeniosa idea de la “deflacción” del 50% al pasar de la consideración del momento en un nudo al opuesto en la misma barra. Con esta iniciativa planteaba un sistema de resolución implícito de las ecuaciones que convergía muy rápidamente.

MATRIZ COMPLETA DE BARRA HORIZONTAL

N_i	$\frac{EA}{L}$	0	0	$-\frac{EA}{L}$	0	0	Δ_i
F_i	0	$\frac{12EJ}{L^3}$	$\frac{6EJ}{L^2}$	0	$-\frac{12EJ}{L^3}$	$\frac{6EJ}{L^2}$	δ_i
M_i	0	$\frac{6EJ}{L^2}$	$\frac{4EJ}{L}$	0	$-\frac{6EJ}{L^2}$	$\frac{2EJ}{L}$	θ_i
N_d	$-\frac{EA}{L}$	0	0	$\frac{EA}{L}$	0	0	Δ_d
F_d	0	$-\frac{12EJ}{L^3}$	$-\frac{6EJ}{L^2}$	0	$\frac{12EJ}{L^3}$	$-\frac{6EJ}{L^2}$	δ_d
M_d	0	$-\frac{6EJ}{L^2}$	$-\frac{2EJ}{L}$	0	$\frac{6EJ}{L^2}$	$\frac{4EJ}{L}$	θ_d

Con la aparición de los **ordenadores**, el viejo sistema canónico de resolución de ecuaciones recuperó la posibilidad de pasar del campo teórico al práctico. Aparece, sin embargo, un problema **logístico** nuevo y es que, desde el punto de vista de la programación informática, resulta muy difícil montar el proceso, dando el protagonismo al **NUDO**. La razón estriba en que las tipologías posibles de nudo con un número muy variable de barras concurrentes en él y tipo de vínculos

diferentes, es tan **variado** y **abundante**, que hace imposible abordar una sistematización por este camino. Sin embargo si se toma como protagonista a la **BARRA**, el número de posibilidades es solamente de 4.

Barra Biarticulada, barra Biempotrada, Barra con Articulación en nudo menor y Empotramiento en el mayor, y finalmente **Barra con los Vínculos inversos** al caso anterior. Expresada la correlación entre la colección de esfuerzos en los dos nudos de la barra y la de movimientos en los mismos puntos, el algoritmo en forma matricial de las 20 rigideces implicadas en el proceso, adopta un rango de valor 6 para la barra biempotrada. La barra biarticulada presenta una matriz de rigidez de rango 2 y las otras dos de rango 5.

La representación del conjunto de rigideces de una barra en forma matricial implica un paso más en la expresividad de las **ecuaciones de equilibrio**: se podría **realizar todo el proceso** en versión matricial. Las figuras inferiores son dos maneras similares de exponer la misma relación

$$\begin{aligned}\Sigma M_3 &\Rightarrow \left[\frac{4EJ}{1} + \frac{4EJ}{3} \right] \theta_3 + \frac{2EJ}{1} \theta_4 + \frac{6EJ}{9} \delta = -\frac{qL^2}{12} \\ \Sigma M_4 &\Rightarrow \frac{2EJ}{1} \theta_3 + \left[\frac{4EJ}{1} + \frac{4EJ}{5} \right] \theta_4 + \frac{6EJ}{25} \delta = +\frac{qL^2}{12} \\ \Sigma F_{34} &\Rightarrow \frac{6EJ}{9} \theta_3 + \frac{6EJ}{25} \theta_4 + \left[\frac{12EJ}{27} + \frac{12EJ}{125} \right] \delta = +H\end{aligned}$$

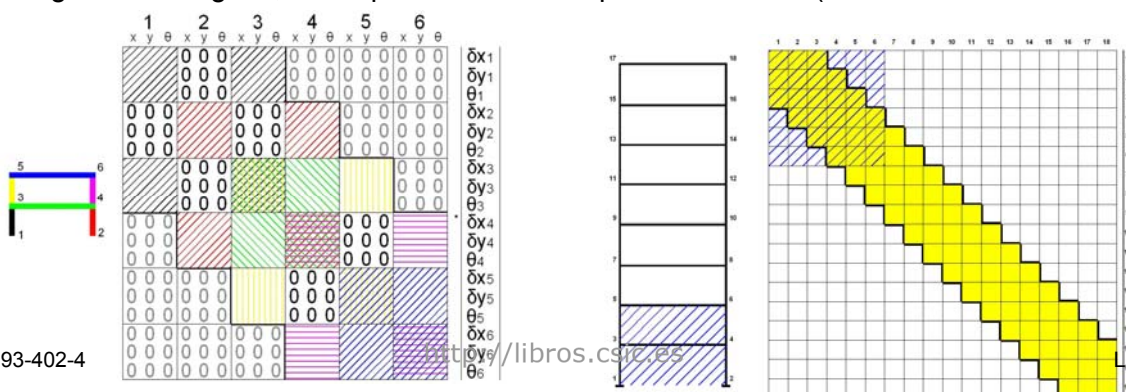
$$\begin{bmatrix} -\frac{qL^2}{12} \\ +\frac{qL^2}{12} \\ +H \end{bmatrix} = EJ \begin{bmatrix} \left(\frac{4}{1} + \frac{4}{3} \right) & 2 & \frac{6}{9} \\ 2 & \left(\frac{4}{1} + \frac{4}{5} \right) & \frac{6}{25} \\ \frac{6}{9} & \frac{6}{25} & \left(\frac{12}{27} + \frac{12}{125} \right) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \theta_3 \\ \theta_4 \\ \delta \end{bmatrix}$$

matemática. Sin embargo la segunda tiene algunas ventajas: se gasta menos tinta tipográfica y tiempo escribiendo las incógnitas **una sola vez** y no tres como en la primera versión, y se pueden extraer algoritmos comunes (EJ) como factor único. A cambio de ello, esta terna de movimientos deberá grafarse necesariamente en forma de columna. La colección de las fuerzas exteriores, ya tienen, de forma natural, esta ordenación. Las tres colecciones: **Fuerzas, Ordenación numérica de las rigideces y Movimientos**, se encapsulan entre dos líneas verticales. Las que tienen forma de columna se llaman, con toda generalidad: **vectores** y todo lo que queda inscrito en el cuadrado, se denomina: **tensor**.

La parte numérica, inscrita en la matriz cuadrada central presenta la curiosidad (no gratuita como se verá más adelante) de mostrar una evidente **simetría** en el supuesto de que la diagonal que va del vértice superior izquierdo al inferior derecho (**diagonal principal**), fuera un eje especular.

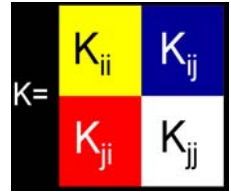
Con esta nueva estrategia general, que dá el protagonismo a la barra frente al nudo, el proceso de montaje del sistema matricial de ecuaciones (para la resolución de una estructura) pasa por las cuatro etapas siguientes:

- Particularización de las matrices de barra** generales (las cuatro antes citadas) para cada pareja de nudos concretos que flanquean a cada una de ellas en la estructura. Esta operación equivale al establecimiento de las **ecuaciones de compatibilidad** de los movimientos en los nudos.
- Ensamblaje de todas y cada una de las matrices de barra particularizadas, en la matriz general de equilibrio de la estructura.** Lógicamente, ello implica la colección completa del vector de esfuerzos en todos los nudos y simultáneamente la de los corrimientos en todos ellos a través del vector columna de la derecha. Evidentemente, esta operación (relativamente fácil de conseguir en la programación) es equivalente al establecimiento clásico de las **ecuaciones de equilibrio**.
- Resolución del sistema de ecuaciones.** Problema resuelto desde los tiempos de Gauss y que un ordenador puede realizar con una tremenda rapidez.
- Proceso de resustitución** de los valores de los movimientos ya conocidos en las relaciones matriciales particularizadas para cada barra, con lo cual deducimos los valores de los esfuerzos en las dos cabezas de las barras. La obtención de los diagramas completos a lo largo de su longitud, es un problema de interpolación clásico (Resistencia de Materiales).



Planteadas las cosas así, convendrá hacer algunas observaciones sobre las características de las matrices generales de equilibrio que aparecen en nuestro problema.

A) Estos operadores son siempre **simétricos**, al igual que los de barra, como ya se ha sugerido en un párrafo anterior. La explicación es que, la forma del **ensamblaje** de las matrices simétricas de barra se hace de forma **igualmente simétrica** sobre la diagonal principal de la matriz general. Aunque las matrices particularizadas de barra pueden ir **“rotas”** en cuatro **cuadrantes**. Los dos situados sobre su propia diagonal principal seguirán colocados en la diagonal principal de la matriz de la estructura y los otros dos se dispondrán simétricamente respecto a la misma. Aunque, generalmente, separados (excepto en el caso en que la numeración de los nudos de una barra sea correlativa, lo que, no siempre, es posible).



B) El limitado carácter de la **conectividad** de las barras (un nudo determinado está conectado con muy pocos nudos de su entorno), hace que el ensamblaje de matrices llenas de barra en la matriz general de equilibrio de la estructura, provoque composiciones **“en banda”**. Es decir, que las esquinas superior-derecha e inferior-izquierda (idénticas por simetría) están llenas de ceros.

Estas dos características: **simetría** y **bandidad** aceleran mucho el tiempo de resolución informática.

Se observará que la expresión comprimida: $[F] = [K] \cdot [\delta]$ puede representar:

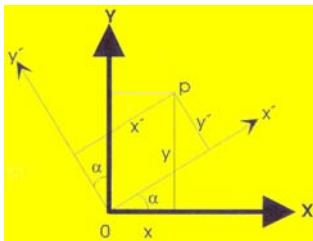
A) Una relación de **rigidez elemental**: $M = (4EJ/L) \cdot \theta$

B) Una **matriz de rigidez de barra**. Véase, dos páginas más arriba, la matriz de rango 6 de una barra biempotrada.

C) La ecuación matricial de **equilibrio de una estructura**, que en la actualidad, podría tener un rango imponente: de muchos miles de ecuaciones.

Esta posibilidad de lectura **“fractal”** en varias escalas de la misma idea, hace particularmente atractivo, desde el punto de vista teórico, este procedimiento.

Se ha insistido en algún párrafo anterior, sobre la simetría en todas las escalas fractales de matrices utilizadas en el proceso. Pero esto no es absolutamente cierto.



MATRIZ BÁSICA DE ROTACIÓN BÁSICA

$$[R]_{3 \times 3}$$

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X' \\ Y' \\ Z' \end{bmatrix}$$

No se ha tocado el hecho de que una barra en el plano, puede no ser **horizontal** (jácena), sino **vertical** (pilar), o **inclinada**. Consecuentemente, se impone ahora, abordar el tema de **giro** de barras respecto a ejes globales. Se recordará que sus matrices de rigidez solo han sido definidas, hasta el

momento, en **ejes locales**. Esta operación, comporta definir el problema del giro por métodos también matriciales. La nueva cuestión también está resuelta hace mucho tiempo con la conocida matriz de **cosenos directores**. Como es sabido, cuando las relaciones de giro se hacen entre sistemas de ejes ortogonales, las matrices así obtenidas reciben este mismo adjetivo: **ortogonales**. Tienen dos características dignas de mención:

A) **No son simétricas** por muy poco. Siempre hay un signo negativo fuera de la diagonal principal en un lado de la matriz y no en su simétrico. Ello es un tanto inquietante.

B) En cambio, presentan una cualidad que las hace especialmente amigables a la hora de su resolución: su **matriz inversa** coincide con su **traspuesta** (lo que no es posible en otro tipo de matrices).

Esta falta de simetría inicial se corregirá gracias al proceso matemático de transformación. El tratamiento consiste en el preproducto y postproducto de la matriz de barra en ejes locales mediante la matriz de giro **directa** y **traspuesta** respectivamente. $[F_b] = [R] [K'] [R^T] [\delta_b] = [K] [\delta_b]$. En esta expresión, el acento de la K central indica **matriz de barra en ejes locales**. El que no haya más acentos en la expresión, explica que la formulación final se está planteando en **ejes globales**.

Ya se ha dicho que las matrices **R** y **R^T** no son simétricas. En consecuencia, el primer producto parcial no será simétrico, pero al realizar el segundo, **se recuperará la simetría**. En este apartado solo falta indicar que las matrices **R** y **R^T** no son las indicadas en la figura sobre fondo rojo, porque, con toda generalidad, el rango de los vectores fuerzas-desplazamientos es 6 y no 3.

Se impone, en consecuencia, hacer composiciones de matrices de giro básicas para montar las dimensionalmente adecuadas a la expresión anterior.

Avanzando en el proceso, la siguiente cuestión a tratar, es la ubicación en el **Espacio** de la matriz particularizada de barra. Ello se logra sin más que traducir el problema estructural a esta tercera dimensión. Desde el punto de vista cualitativo, la “paleta” de esfuerzos crece de la siguiente

$$\begin{bmatrix} N_i \\ F_i^x \\ F_i^y \\ M_i^x \\ M_i^y \\ N_j \\ F_j^x \\ F_j^y \\ M_j^x \\ M_j^y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} +EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & +12EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +6EJ_z/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & +12EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +6EJ_z/L^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 6J_z/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6EJ_z/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 6J_z/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6EJ_z/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & +6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & +2EJ_z/L^2 & 0 \\ 0 & 0 & +6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & +2EJ_z/L^2 \\ -EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -12EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +12EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -12EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & +12EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -6J_z/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6EJ_z/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -6J_z/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 6EJ_z/L & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & +6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & +2EJ_z/L^2 & 0 \\ 0 & 0 & +6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 & -6EJ_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & +2EJ_z/L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_i^x \\ \delta_i^y \\ \theta_i^x \\ \theta_i^y \\ \delta_j^x \\ \delta_j^y \\ \theta_j^x \\ \theta_j^y \end{bmatrix}$$

manera: sigue existiendo un **esfuerzo axil**, pero ahora hay **dos flectores** y **sus correspondientes cortantes** ligados a los dos ejes de la sección. Además, anexo al eje longitudinal, aparece un nuevo momento que es el

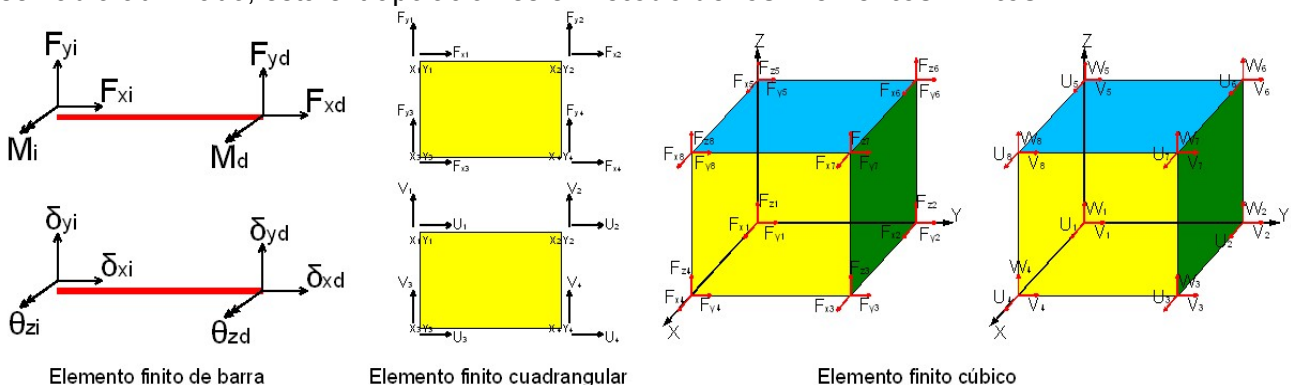
torsor. Consecuentemente, el vector de esfuerzos de un nudo es, ahora, de rango 6. Y el correspondiente a una barra de dos nudos, de rango 12. El rango del vector de movimientos será similarmente de 12. En consecuencia la matriz de rigidez de una barra biempotrada en el espacio es de rango 12. De los 144 algoritmos posibles que deberán definir esta matriz, solo hay 40 que expresan rigideces reales. El resto, son ceros.

La reducción informática a solo cuatro tipologías de barras en el plano, según el carácter de sus vínculos, ahora **crece notablemente** por el número de combinaciones posibles. En este nivel, lo que suele hacerse, es crear una subrutina que “enseñe” al programa a montar la matriz adecuada para cada pareja de vínculos.

Existen casos particulares, especialmente amigables y muy rentables. Esto es así desde el punto de vista de cálculo como funcional. Se está haciendo alusión a las barras **biarticuladas en el espacio**. Su matriz particularizada en ejes globales es de rango 6 (las dos componentes de sus desplazamientos y axiles en ejes locales, pero referidas a los tres ejes coordenados globales).

Si resumimos todo lo dicho hasta ahora, el principio básico de este escrito es que los métodos modernos de análisis estructural pasan por dar protagonismo a un ente geométrico llamado barra. Esta geometría se reduce a un elemento unidimensional rectilíneo flanqueado por tres vectores en sus extremos (esfuerzos o deformaciones).

Hacia los años 60 del siglo pasado, muchos analistas expresaban su “envidia” hacia los calculistas de estructuras de barras que disponían del poderoso método **matricial-informático** para resolver sus estructuras. En cambio se quedaban fuera de esta posibilidad otras tipologías estructurales como,; placas, pantallas, bóvedas,... que no podían ser analizadas por este método. **La idea de extrapolar el principio del análisis matricial de barras a otras geometrías bi y tridimensionales llegó a un grado de madurez resolutive en menos de cinco años.** Como ya se habrá adivinado, esta extrapolación es el **Método de los Elementos Finitos**.



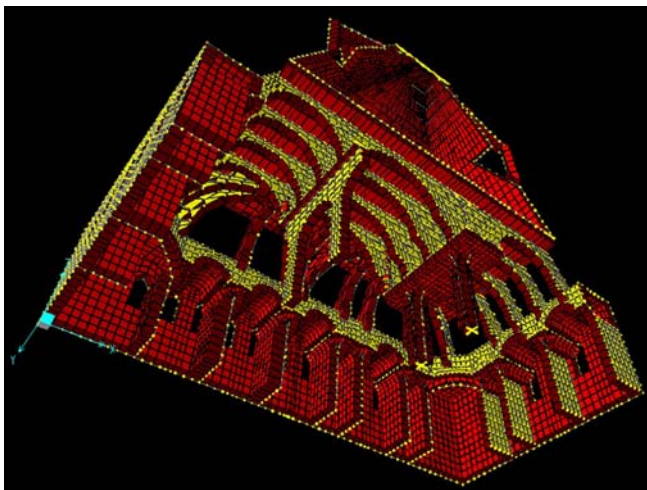
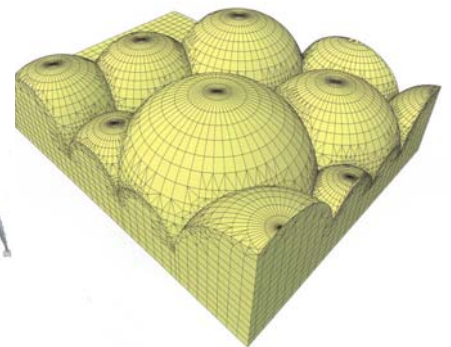
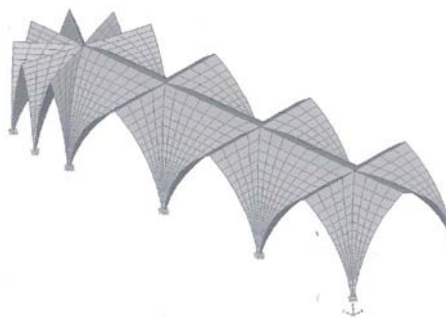
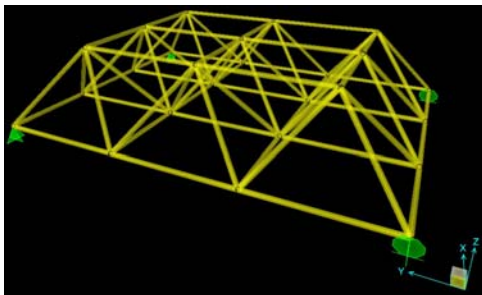
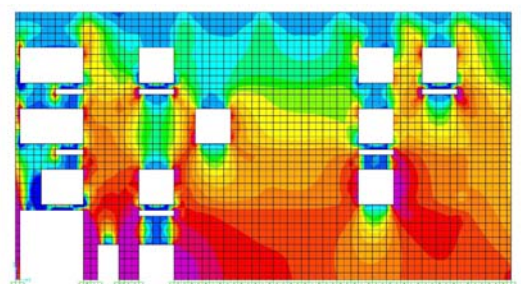
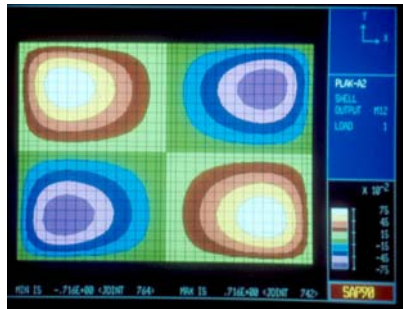
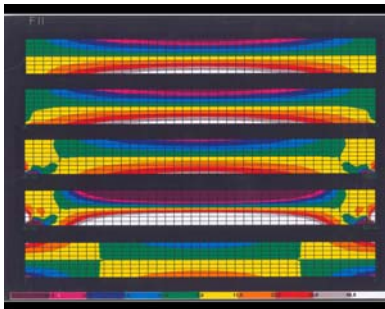
El nexo entre la matriz de barra y el de un elemento finito rectangular o cúbico, es la utilización del **mismo tipo de vectores en sus nudos**: movimientos y fuerzas que ahora se llamarán **nodales**. Es cierto que la bi y tridimensionalidad de estos elementos, no disponen del **impagable apoyo de la Resistencia de Materiales** para generar matrices de rigidez de barra, pero sí de la **Elasticidad bi y tridimensional**. A modo de resumen se dirá que la falta del **concepto de rigidez** implica un par de “peajes” en el proceso de montaje de las matrices equivalentes:

- A) la creación de unas **funciones de interpolación** entre puntos internos del elemento finito y sus vértices.
- B) El montaje de la matriz definitiva mediante el procedimiento de la **integración de la energía de deformación**.
- C) Los dos pasos intermedios en el proceso,; **la inclusión de las deformaciones y las tensiones** son propios de la **elasticidad**.

Como colofón a este escrito se puede decir ahora, que **una barra es un elemento finito unidimensional** de dos nodos. Y consecuentemente un programa de **resolución de elementos finitos** tiene mucho en común con uno de **matricial de barras**. Todo el proceso de ensamblaje y resolución es idéntico. En consecuencia, estos programas suelen presentar conjuntamente barras y elementos bi y tridimensionales. En el fondo es lo mismo.

Se annexonan algunas imágenes de modelizaciones realizadas por el firmante de este escrito o por algunos estudiantes.

Barcelona, Octubre de 2011.



BIBLIOGRAFIA

- Argüelles Alvarez, Ramón. 1981. *Cálculo de estructuras*. Ed. ETSIMM
- Fernández Casado, Carlos. 1967. *Cálculo de estructuras reticulares*. Ed. Dossat S.A.
- López-Rey Laurens, Javier. 1989. *Apuntes de matricial de barras*. Ed. ETSAB
- López-Rey Laurens, Javier. 1993. *Apuntes de elementos finitos*. Ed. ETSAB
- Oñate Iváñez, Eugenio. 1992. *Análisis elástico lineal por elementos finitos*. Ed. CIMNE
- Zienkiewicz, O.C. 1980. *El método de los elementos finitos*. Ed. Reverté S.A

LA CONSTRUCCIÓN DE LOS EDIFICIOS MÁS ALTOS DE ESPAÑA REALIZADO CON PANELES PREFABRICADOS.

del Águila, A^{1.*}, Hernando, S^{2.*} *.

(1) *Catedrático Emérito del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid.*

(2) *Ayudante del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la UPM, Madrid.*

RESUMEN:

Esta Ponencia se refiere a un trabajo de investigación analítica realizado dentro del "SEMINARIO DE INDUSTRIALIZACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN", cuyo director es el Catedrático Alfonso del Águila, correspondiente al Programa de Doctorado del Dpto. de "CONSTRUCCIÓN Y TECNOLOGÍA ARQUITECTÓNICAS", en la Escuela T. S. de Arquitectura de la UPM.

Como la investigación total es bastante amplia, nos hemos centrado aquí principalmente, en los aspectos estructurales, tanto desde las peculiaridades de cálculo, como en la especial forma de trabajar, desde el punto de vista constructivo.

Se trata de un conjunto de 484 viviendas realizadas con paneles prefabricados portantes de hormigón en el año 2009. Una parte de los edificios tiene 24 plantas (4 en sótanos y 20 sobre rasante)

Gracias a realización de este trabajo se han podido analizar nuevas aplicaciones innovadoras de estos sistemas, que alguien pudiera pensar que están obsoletos.

Palabras clave: Vivienda; Industrialización; Prefabricación; Paneles Prefabricados; Paneles Portantes, hormigón arquitectónico

THE CONSTRUCTION OF THE HIGHEST BUILDINGS MADE IN SPAIN WITH PRECAST WALL PANELS

ABSTRACT:

This communication concerns an analytical research work performed within the "SEMINAR INDUSTRIALIZATION OF CONSTRUCTION", whose director is Professor Alfonso del Águila for the Doctoral Program of Dept. in "CONSTRUCTION AND ARCHITECTURAL TECHNOLOGY", at School of. Architecture of the UPM.

As the full research work is very broad, we have focused here mainly on structural aspects, both from the peculiarities of calculation, as in the special way of working, from the constructive point of view.

This is a set of 484 houses made with precast load-bearing concrete panels in 2009. Two of the buildings have 24 floors (4 in basement and 20 on ground)

The work shows that there are new applications for these systems, these might seem at first obsolete, and show their innovative evolutionary possibilities.

Keywords: residential building, industrialization, precast, precast wall panel, precast RC load bearing wall panel, architectural precast concrete panel

* alfonso.delaguila@upm.es

** susana.hernando.castro@upm.es

1. Introducción

En este trabajo se describe, en general, el proceso constructivo de una Promoción de 484 viviendas distribuidas en varios edificios y, en particular, la realización con paneles prefabricados de hormigón, llegando en dos de los edificios a las 20 plantas, que es la mayor altura que se había logrado en España nunca.

El trabajo tiene un doble interés: por un lado, trata un tema inédito, a pesar de encontrarse dentro de una tecnología muy conocida, como es la de construcción con paneles prefabricados de hormigón; por otro, el estar hecho por doctorandos del Seminario, como trabajo de iniciación a la investigación, dirigidos y asesorados en todo momento por el Director del Seminario, con una larguísima experiencia en ese tema.

Este proyecto, llevado a cabo en el año 2009, se caracteriza por un proceso constructivo innovador, ya que alcanza una altura nunca antes conseguida con esta técnica.

Desde que entró en su conocimiento causó un vivo interés en la Cátedra de “Industrialización y Prefabricación de la Construcción”, en el “Seminario de Doctorado de Industrialización” y en la Cátedra U+E de “Hormigón Arquitectónico”, todos ellos de la Escuela T.S. de Arquitectura de Madrid, y en la parte del Equipo del Grupo TISE de la UPM que participa en la investigación de Subproyecto 5 del Proyecto Singular y Estratégico para la “Industrialización de la Vivienda Sostenible” (INVISO).

Debemos tener en cuenta, que nos encontramos con un proyecto de unas características tan interesantes, en cuanto a su proceso constructivo, que supuso una importante oportunidad de estudiar la evolución constructiva del sistema, por parte de la Cátedra de “Industrialización y Prefabricación de la Construcción” que dirigida por el Prof. Alfonso del Águila, lleva más de 40 años siguiendo y explicando estos y otros procesos productivos innovadores.

Así, nos pusimos en contacto con Pryconsa, como promotora y constructora general de la obra, con un extensísimo historial en la promoción y construcción de viviendas y con el Grupo Ortiz, que desarrolla el Sistema INDAGSA de paneles prefabricados de hormigón arquitectónico.

Se les propuso a ambas empresas realizar un seguimiento de las obras, con la siguiente programación:

1º.- Por un lado, unas visitas puntuales con los alumnos de “Construcción Industrializada”, seguidas de la entrega de un Informe Técnico, para completar la docencia con visitas reales en obra, como se hacían habitualmente en esta asignatura.

Se trataba de realizar una actividad docente, dentro del camino que sigue la asignatura de evaluación continuada, con supresión de exámenes, con una estrategia similar a la que se va a seguir en Bolonia.

2º.- Realizar un estudio de seguimiento, mucho más pormenorizado, dirigido por el Catedrático, con participación de Doctorandos del “Seminario de Industrialización” y parte de los Becarios-Investigadores del Grupo “TISE”, que participaban en el Proyecto Singular Estratégico “INVISO”, para la Industrialización de la vivienda.

Aunque en principio parece un tema con una tecnología muy conocida, la importancia reside en que se trata de la primera vez que iban a hacer en España edificios de 20 alturas con este procedimiento. Se ha podido acceder a todo el proceso constructivo y se ha podido estudiar la evolución que plantea este tipo de sistemas. De este estudio se han obtenido una serie de importantes conclusiones.

2. Descripción del Edificio

El proyecto se compone de un conjunto de edificios, a nivel de promoción inmobiliaria, se caracteriza por ser conjunto que contiene un programa de viviendas, locales comerciales y oficinas y que pretende convertirse en un ejemplo de tipología residencial, combinada con otros usos, moderna y sofisticada apoyándose en el uso de tecnologías innovadoras, como se describe mas adelante y cumpliendo además con ciertos criterios de sostenibilidad.



Figura 1 Imagen de los edificios durante su proceso de construcción.

En cuanto a los criterios sostenibles, además de lo beneficioso que puede resultar utilizar sistemas industrializados en este tipo de proyectos, teniendo en cuenta los factores sociales que engloba el termino sostenibilidad, este conjunto de edificios es el proyecto con la mayor superficie de paneles solares integrados de Europa (865 m²), cumpliendo sobradamente además con la normativa CTE-DB-AE.

El conjunto está formado por 484 viviendas de 1 y 2 dormitorios, 36 despachos profesionales tipo loft y locales comerciales y se encuentra situado en la céntrica Avda. De la Constitución de Coslada (Madrid).



Figura 2. Alzado principal en avda. de la Constitución.

Se trata de una edificación que consta de 8 bloques denominados de la A a la H. Los edificios A y B constan de 4 plantas sobre rasante más cubierta y 4 plantas de Sótano bajo rasante. Los edificios C y E constan de 8 plantas sobre rasante más cubierta y 4 plantas de Sótano bajo rasante. Los edificios F y H constan de 19 plantas sobre rasante más cubierta y 4 plantas de sótano bajo rasante, son el objeto de la investigación que se va a presentar, ya que suponen un importante alarde constructivo, al realizarse con el sistema de paneles portantes de hormigón.

Los edificios D y G están situados en la parte central de la parcela. El edificio D consta de 4 plantas de Sótano bajo rasante. El edificio G consta de 1 planta sobre rasante y de 4 plantas de Sótano bajo rasante.

Programa del edificio:

– Viviendas con 1 dormitorio resueltas en plantas de pisos.

- Trasteros situados en planta inmediatamente inferior a la baja y a razón de uno por vivienda.
- Garaje aparcamiento en cuatro plantas de sótano.
- Zona de piscina para uso de la comunidad en el espacio libre de la parcela.
- Locales comerciales en planta baja.
- Oficinas en planta primera.

3. El sistema constructivo y estructural empleado

Vamos a centrarnos en los edificios que alcanzan las 20 plantas (F y H) ya que es donde reside la mayor innovación estructural y constructiva. Se trata de dos edificios iguales, situados paralelamente y limitan con los edificios C y E en las 8 plantas sobre rasante existentes de éstos.

La estructura de estos edificios se realiza con paneles portantes de hormigón armado transversales a las fachadas principales, liberando las fachadas de cargas estructurales. Las fachadas también se realizarán con paneles, pero en este caso de “hormigón arquitectónico” cuya única función es la de cerramiento.

Los forjados, en este caso realizados de forma convencional, transmiten las cargas a los paneles estructurales que llevan las cargas hasta la planta baja, donde apoyan en grandes pórticos de hormigón armado realizado “in situ”.

Es importante destacar el hecho de que en esta obra se ha optado por una combinación de sistemas estructurales convencionales, con otros industrializados. Esta situación ha podido disminuir las ventajas que a priori pueden tener las obras con todos los sistemas industrializados, principalmente la reducción de tiempos de ejecución, pero en este caso se puede valorar un aspecto positivo del hecho de combinar ambos sistemas, y es la adaptación de este tipo de sistema industrializado al permitir la unión con otros, tratándose así de un ejemplo de solución abierta y adaptable, característica de nuevos criterios de industrialización, implantados y e impulsados por la “Open Building” a nivel internacional.

El uso como aparcamiento en las plantas sótano del edificio, conlleva la solución adoptada y resuelta de modo convencional de una planta baja porticada, realizada con estructura de hormigón armado “in situ” que transmite la carga de los paneles de las plantas superiores, y libera el espacio suficiente para el paso de vehículos. La cimentación y contención de tierras de las 4 plantas de Sótano se realiza mediante pantalla perimetral de pilotes. Los cuatro sótanos y la planta baja porticada se resuelven con construcción tradicional. A partir de los pórticos de planta baja, se comienza con la construcción mediante paneles hasta la planta veinte.

Este tipo de solución de paneles estructurales colocados transversalmente a fachada y en una única dirección requieren elementos que arriostren la estructura, en este caso, los núcleos de ascensores, que sirven de arriostramiento del edificio, también se construyen con paneles prefabricados de hormigón armado, y en este caso, desde el último sótano, ya que su uso es continuo en todo el edificio.



Figuras 3 y 4. Detalle de apoyo de los paneles portantes estructurales en planta baja, para la transmisión de cargas a las plantas sótano.

Los forjados, sin embargo, se realizan de forma tradicional, con vigueta y bovedilla cerámica, con unas luces variables, con un máximo de 6,60 m. Se trata de una imposición de la promotora, por la necesidad de instalación de luces en techo, sin usar falsos techos, que se ha podido llevar a cabo gracias a la adaptabilidad del sistema industrializado estructural, pero es cierto que también sería compatible con otros sistemas de forjados industrializados que hubiesen mejorado el conjunto de la construcción, principalmente en cuanto a la optimización del proceso constructivo.

3.1. El sistema Indagsa.

El sistema descrito y utilizado en esta obra es el Sistema Constructivo Indagsa, basado en paneles portantes de hormigón armado, prefabricados de forma racionalizada, en taller. El sistema está enmarcado dentro del grupo de paneles de hormigón armado previstos para trasdosar. Además posee un Documento de Idoneidad Técnica emitido por el IETcc, con el número DIT 452.

El sistema Indagsa es de junta seca, puesto que las uniones entre los paneles se realizan con anclajes soldados, lo que confiere rigidez instantánea al edificio y proporciona una gran rapidez de montaje y ejecución de obra. Los paneles una vez montados en obra constituyen el cerramiento y/o la estructura del edificio.

Las obras de Indagsa se caracterizan por ser precisas, ordenadas y limpias. Estas características no suelen ser muy comunes en obras de construcción tradicional y aportan una serie de ventajas de gran valor socio-económicas.

3.2. Solución estructural e hipótesis de cálculo

El sistema estructural concebido de este modo se corresponde con lo definido en el apartado 1.5.2 (“Asociación de pantallas y entramados”) del libro “Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios”, Tomo 1 de INTEMAC, en que manifiesta su mejor funcionamiento respecto a cargas horizontales que las estructuras formadas por entramados exclusivamente.

Los edificios construidos con este sistema se conciben como estructuras formadas por grandes elementos verticales que se constituyen al agruparse los paneles prefabricados, trabajando como ménsulas flechadas en su plano, como indica Lewicki y corroboran Halász y Tantow

Consideramos que los elementos de arriostramiento del edificio están constituidos por los paneles resistentes verticales prefabricados, que constituyen los núcleos de comunicación del edificio, el libro “Edificio de viviendas prefabricados con elementos de grandes dimensiones” de Bohdan Lewicki lo expresa claramente en el apartado 5.3.1. “Esquemas de funcionamiento de los muros de arriostramiento”

Por supuesto, que para que los edificios tengan la estabilidad suficiente se disponen en las dos direcciones, o a través de núcleos rígidos, por ejemplo, de escaleras y ascensores, como se ha usado en este caso. Como se comprende, esta consideración de rigidez-estabilidad es básica en un edificio de esta altura realizado con paneles.

La unión entre los elementos prefabricados es articulada, de forma que la rigidez transversal de cada elemento vertical es despreciable.

La transmisión de cargas entre paneles verticales se consigue en estos edificios mediante la unión por soldadura de las placas de anclaje existentes entre paneles contiguos, complementada con el armado del zuncho al nivel de planta.

Para el dimensionado del espesor de los paneles, Indagsa admite la formación de una articulación en el borde del panel considerado y, por tanto, aceptando que no se transmiten cargas de flexión entre forjado y paneles ni entre paneles.

El monolitismo del forjado se garantiza colocándose la armadura necesaria en el zuncho perimetral del forjado; el mecanismo para transmitir los esfuerzos horizontales entre el forjado y el

panel se basa en el macizado de hormigón que penetra en las llamadas “almenas” (huecos en el borde superior de los paneles) y, si fuese necesario, en las “cachavas” (armaduras que se dejan embebidas en los paneles para facilitar la manipulación de éstos)



Figura 5 (izquierda) Núcleo estructural realizado con paneles que cumple la función de arriostramiento.

Figura 6 (derecha) Estructura transversal de paneles portantes y unión con forjado tradicional, en paralelo a la colocación del cerramiento no portante.

Además se ha seguido la casuística que exponen las “Directrices comunes de la UEAtc” sobre estos sistemas, también se consideran todos los esfuerzos, que aparecen específicamente en ellos, según los “A”, “B” y “C”, de adherencia al molde, de manipulación y de montaje y de situación definitiva en la obra.

3.3 Análisis y planificación de la puesta en obra

Como es lógico, al emplear estructura prefabricada (resistente desde la correcta colocación de ésta y de sus necesarios arriostramientos) no se requieren tiempos de espera hasta que la estructura alcance las resistencias mínimas necesarias para el avance en vertical. Es por esto, al igual que sucede con estructura metálica, por lo que se mejoran sustancialmente los tiempos de obra.

En el caso concreto de esta obra, la constructora asegura ahorrar hasta en un tercio el tiempo de obra respecto de una estructura convencional.

Es de vital importancia reconocer en la planificación de la obra una de las claves para la reducción del riesgo de inversión de capital. Más aún en esta época en que no pocas constructoras se han visto agotadas debido a disponer la mayor parte del capital (propio o procedente de préstamos) inmovilizado en obras aún por terminar, de modo que imposibilita afrontar el pago de los préstamos e intereses.

3.4 La Fachada de Hormigón Arquitectónico

Las fachadas se realizan con paneles de Hormigón Arquitectónico, que actúa como hoja exterior del cerramiento.

Los paneles tienen un espesor de 8 cm, de hormigón blanco, de cemento tipo BL1 y árido blanco. El acabado es liso en su totalidad, salvo en la franja entre carpinterías que tiene un acabado grecado que mejora el comportamiento de estos hormigones frente al ensuciamiento ambiental.

Estos paneles no asumen ninguna función estructural en el edificio, ni siquiera de arriostramiento de la estructura, ya que ésta se arriostra en los núcleos de comunicación. Aunque los paneles de fachada, “no estructurales” sí aportan cierta rigidez a la estructura, no se tiene en cuenta esta resistencia en el cálculo estructural, entre otras, debido a que parte de la función estructural que podría solicitarse a este tipo de panel surge con anterioridad a la colocación de los paneles de fachada.



Figura 7 (izquierda) Imagen general de estructura y cerramiento.

Figura 8 (derecha) Detalle de paneles de cerramiento de fachada con huecos

El anclaje de los paneles de fachada se realiza mediante chapas metálicas embebidas en los paneles, que se unen por soldadura a los paneles estructurales también prefabricados de hormigón armado.

Además de los paneles H+A como hoja exterior, ésta se recubre de 5 cm de poliuretano proyectado. Tras una separación de 64 mm se realiza la hoja interior a base de trasdosado de doble placa de yeso laminado, con perfilaría de acero galvanizado. El conjunto multicapa en este caso alcanza un espesor total de 22 cm.

Agradecimientos

Para terminar, deseamos expresar nuestro agradecimiento a PRYCONSA y a CONSTRUCCIONES ORTIZ, por las facilidades que nos han concedido para realizar este trabajo, facilitándonos el acceso a las obras y a la documentación de la misma.

BIBLIOGRAFIA

- Ache, 2004 "Recomendaciones para el proyecto, ejecución y montaje de elementos prefabricados" Ed. Colegio ICCP
- A. del Águila, 2006. "La industrialización en la edificación de viviendas". Tomo 1 y 2: Sistemas. Componentes Ed. Maireta.
- A. del Águila, et alter. 2009. Los edificios de paneles más altos de España. "Informes de la Construcción" Vol 61, No 513.
- A. del Águila. 1996. Sistemas constructivos industrializados. "Informes de la Construcción" Vol 48, No 446.
- M. y P. Anderson, 2007, "Prefab prototypes: site-specific design for offsite construction". Ed. Princeton Architectural Press. New York,
- Atep, 1996 "Estructuras de la edificación prefabricadas"
- C.I.B. "Recommandations internationales pour les Structures en Panneaux". Ed. As. Italiana del Cemento. Roma.
- M. Galindo, E. Cullerton 2007 "Contemporary prefab houses". Ed. Daab GMBH
- B. Lewicki, 1968. "Edificación de viviendas prefabricadas con elementos de grandes dimensiones". Ed. IETcc.
- M. Meijs, U. Knaack – 2009. "Components and connections: principles of construction" Ed. Birkhäuser.
- R. von Halász y G. Tantow. 1972. "La construcción con grandes elementos prefabricados". Ed. Urmo,

INDUSTRIALIZACION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN LA CONSTRUCCION

José Luis Azkue, Jon Urien*, Pedro Cavia, Josu Goñi

(1) *Lanik Ingenieros*

Hasta hace pocos años, la construcción era uno de los sectores con un nivel muy escaso de industrialización. A nuestro modo de ver, la industrialización debe ayudar al desarrollo de la actividad.

En nuestro caso, hemos podido comprobar cómo la automatización y la industrialización en el diseño, la logística, la fabricación y el montaje confieren a este sector características muy importantes: calidad, rapidez, seguridad y economía. En definitiva ha aportado eficiencia. Gracias a ello, se ha conseguido una mayor viabilidad técnica económica en edificios de complejos diseños arquitectónicos.

Dentro del mundo de las estructuras, LANIK ha desarrollado varios sistemas que permiten un alto nivel de automatización. Pero a su vez, y en el caso de las estructuras hiperestáticas, se ha debido resolver la exigencia de una alta precisión en la fabricación de los componentes. La falta de precisión provocaría unos esfuerzos parásitos en la estructura que disminuirían su capacidad resistente. Con ello, conseguimos que las tensiones teóricas calculadas por software sean similares a las que realmente existirán.

En cuanto a la calidad, la prefabricación en taller simplifica el control del proceso y de los productos comparativamente con el trabajo en obra. Máxime si se trata de obras en países no desarrollados.

El procedimiento de montaje se reduce básicamente a una unión de elementos por atornillado, sin necesidad de soldadura.

Palabras clave: Industrialización, Eficiencia, Calidad, Lanik.

INDUSTRIALIZATION OF STRUCTURAL ELEMENTS IN BUILDING

José Luis Azkue, Jon Urien*, Josu Goñi

(1) *Lanik Engineers*

Until recently, construction was one of the sectors with a very low level of industrialization. In our view, industrialization must help develop the activity.

In our case, we have seen how automation and industrialization in the design, logistics, manufacturing and assembly gives to this sector some very important characteristics: quality, speed, security and economy. Actually improve efficiency. As a result, has achieved greater technical and economic feasibility in complex architectural buildings.

In the world of structures, LANIK has developed several systems that allow a high level of automation. But as well, in the case of hiperstatic structures, has had to resolve the requirement for high precision manufacturing of components. The lack of precision would produce parasites efforts decreasing the structure's strength capacity. With this, we got the theoretical tensions calculated by software similar to those that actually exist.

As about quality, pre-fabrication shop simplifies process control and product compared with work on site. Especially if we work in less developed countries.

The assembly procedure is basically reduced to a union of elements by screwing, without welding.

Keywords: Industrialization, Efficiency, Quality, Lanik.

jurien@lanik.com

1. INTRODUCCIÓN

Hasta hace pocos años el sector de la construcción se caracterizó por poseer un nivel muy bajo de industrialización. Salvo raras excepciones, este aspecto era común en la mayoría de las estructuras metálicas convencionales.

LANIK ha desarrollado en los últimos 30 años sistemas estructurales que aúnan automatización e industrialización, lo que le ha permitido crecer y diferenciarse de los demás. Diseña celosías tridimensionales conocidas como mallas espaciales, multicapas con nudos articulados y estructuras monocapas con nudos articulados o empotrados, en función de su geometría o comportamiento estructural.

Estos sistemas se han concebido siempre bajo la perspectiva de conseguir un alto grado de prefabricación, lo que permite abordar de forma económica soluciones estructurales de gran complejidad, tanto por su diseño como por su tamaño.

La automatización del diseño, de la fabricación, de la logística y del montaje aporta a nuestros sistemas calidad, rapidez, seguridad y economía.

2. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS

LANIK ha desarrollado varios sistemas que permiten la generación de estructuras espaciales monocapa, bicapa o multicapa que se caracterizan por estar constituidas a base de elementos muy simples: barras y nudos que se ensamblan por atornillado.

La topología, la distribución de barras en el espacio se consigue como consecuencia de la repetición de figuras o poliedros sencillos, iguales o parecidos. Los conjuntos, de gran repetitividad geométrica, recuerdan en cierto modo a las organizaciones elementales de la naturaleza.

En las estructuras espaciales no existen elementos preponderantes: todas las barras trabajan en conjunto, repartándose los esfuerzos y siguiendo preferentemente las direcciones principales de la retícula.

En particular, en las estructuras espaciales bicapa el trabajo conjunto de todos los elementos hace que los valores máximos de las solicitaciones sean normalmente muy inferiores a los de las estructuras convencionales constituidas por celosías planas. De aquí su capacidad para cubrir mayores luces para los mismos niveles de carga. Su peso propio, en consecuencia, es muy inferior al de las estructuras convencionales, oscilando entre 15 y 25 kg/m² para cubiertas ligeras y luces hasta 50 m.

Son sistemas de gran rigidez estructural que se comportan como sólidos prácticamente indeformables, permiten una distribución muy flexible de apoyos y, por el hecho de trabajar conjuntamente, transmiten de forma más homogénea las reacciones a los elementos de sustentación.

Como hemos indicado al principio, en los sistemas estructurales LANIK las barras se conectan a los nudos mediante atornillado. Estas conexiones presentan unas características peculiares que las diferencian de otras uniones clásicas en las estructuras metálicas:

- El nudo debe permitir la concurrencia de un número elevado de barras bajo direcciones muy diversas; el sistema debe poseer capacidad para adaptarse a cualquier distribución geométrica en el espacio.
- La unión debe ser sencilla de montar, con independencia del orden de ensamblaje y de la topología; el sistema debe facilitar tanto las uniones en el suelo como en altura, así como su posible desmontaje.
- La combinación de elementos consigue un aprovechamiento óptimo de los materiales: barra, tornillo y nudo.
- Su comportamiento es acorde con las hipótesis de cálculo, garantizando el comportamiento y la fiabilidad de la estructura.

Todo sistema debe ser capaz de soportar los diferentes órdenes de esfuerzos que pueden darse dentro de la gama de estructuras en que desee aplicarse. Por ello resulta conveniente estandarizar los componentes con un escalonamiento tal que consiga un mayor aprovechamiento de los materiales. Los sistemas LANIK poseen, dentro de su gama estándar, componentes cuya capacidad oscila entre 0 y 200 toneladas.

3. COMPONENTES ESTÁNDAR

3.1.- Nudos esféricos o cilíndricos:



Normalmente se fabrican con aceros al carbono C45E ó C45R según EN-UNE 10083-11 con un tratamiento térmico de normalizado.

En los nudos esféricos la gama estándar parte de un diámetro de 76 mm. hasta un diámetro máximo de 250 mm. y está compuesta por 7

diferentes tamaños. Las propiedades mecánicas son:

Carga de rotura mínima: 620
N/mm²

Límite elástico mínimo: 340
N/mm²

3.2.- Tubo

Normalmente se emplea tubo conformado en frío con soldadura longitudinal. Son tubos de



fácil soldabilidad y cumplen las especificaciones recogidas en el Documento Básico "DB SE-A Acero" del código CTE.

Las calidades empleadas ordinariamente son S235JRH y S275J0H y con menor frecuencia S355J2H, según UNE-EN 10219-1:2007.

La gama estándar posee 19 referencias, desde el tubo más pequeño de diámetro 40 y espesor 2 mm. hasta el tubo mayor de diámetro 219 y espesor 10 mm.

Sus propiedades mecánicas se corresponden a las indicadas en la Tabla A.3 s/Norma UNE-EN 10219.

3.3.- Tornillos

Sus características se indican en la tabla a continuación. La gama estándar está compuesta por 8 referencias. Llevan normalmente un tratamiento de temple con revenido alto para garantizar una mayor tenacidad del material, sin apurar la capacidad del mismo (Aceros de Alta Resistencia).

TIPO TORNILLO ORTZ SEO	MATERIAL / NORMA	LIMITE ELÁSTICO MÍNIMO (N/mm2)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (N/mm2)	CARGA DE ROTURA MINIMA (Tn) C.S.=1/1,15	RESILIENCIA a +20º (J)
12/16	1.7225 42CrMo4 EN-UNE 10083-1	900	Min. 1000 Max. 1250	7.7	27
16/20				14.5	
22/27				28	
30/36				51.5	
37/45	F1272 40NiCrMo7 UNE 36012			79.9	
44/52				112.8	
54/64				180	
64/76				263	

4. PROCESO DE FABRICACIÓN

El proceso de fabricación de las mallas espaciales realizadas con los diferentes sistemas estructurales LANIK es muy similar: Una parte importante de los componentes se obtiene de fabricantes especializados. Así, son materiales de compra ordinariamente, el tubo, los casquillos y las tapas, la tornillería y las esferas y discos forjados o mecanizados.

El proceso de fabricación de LANIK incluye las siguientes operaciones fundamentales:

a) Fabricación de barras:

- Mecanización de los casquillos y/o de las tapas.

- Premontaje de los terminales de barra (subconjuntos con los tornillos incorporados)
- Marcado y corte del tubo.
- Soldadura de los tubos a los terminales.
- Protección superficial de las barras mediante diferentes sistemas en función de la exigencia y del nivel de corrosión
- Clasificación para envío a obra.
- b) Fabricación de esferas:
 - Mecanización: taladrado y roscado de los orificios.
 - Marcado.
 - Preparación superficial y pintado.
 - Clasificación y preparación para envío a obra.

Como particularidad del sistema de fabricación de las barras cabe citar que el proceso de soldadura se lanza tras un posicionamiento previo de los extremos en la bancada de la máquina de soldar. La separación entre los tornillos extremos se define por dicho posicionamiento y no por la acumulación de las dimensiones de los elementos intermedios: tornillos, casquillos y tubo. Este sistema evita la acumulación de errores dimensionales de los diferentes componentes y permite unos márgenes de tolerancia muy estrechos en la longitud de las barras, que prácticamente son los resultantes de la dispersión del proceso de soldadura.

Este proceso de soldadura se realiza de forma automática bajo atmósfera protectora. La instalación está dotada de un posicionador mandado por control numérico que determina automáticamente la longitud real de la barra y cuya secuencia se establece a partir de los listados de fabricación emitidos por la oficina técnica. Este sistema de fabricación permite la consecución de unas tolerancias dimensionales de 0,3 mm. en la longitud de las barras.

En cuanto a la mecanización de los orificios roscados de las esferas y de los discos, esta operación se realiza en máquinas especialmente concebidas para ello. Se trata de unas máquinas de C.N. que pueden ser programadas manualmente pero que ordinariamente funcionan integradas dentro de un sistema CAD-CAM. Estas máquinas reciben la información codificada directamente de los programas generados en la oficina técnica y que son la salida directa del programa de cálculo.

El operario se limita a alimentar las piezas brutas y cargar los programas de C.N. Las máquinas realizan sucesivamente las operaciones de taladro y roscado de los orificios, posicionando la pieza para cada orificio y realizando automáticamente los cambios de herramientas.

El sistema de producción en definitiva no funciona comandado por los operarios. La información directa de los parámetros de fabricación no se transmite al taller mediante planos constructivos sino que se transfiere bajo soportes informáticos en códigos interpretables directamente por las unidades productivas.

5. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SUPERFICIAL



Existen diferentes sistemas de protección para las barras y los nudos, siendo el cliente y el nivel de durabilidad frente a la corrosión quienes determinan el sistema a aplicar en cada caso.

En ambientes interiores y poco agresivos (niveles C1 y C2) lo más habitual dentro de este tipo de estructuras suele ser el pintado a base de resinas epoxi o poliéster, aplicadas en polvo electrostáticamente y

polimerizadas en horno con depósito de capa sólida no menor de 60 micras.

Este tratamiento va siempre precedido por una preparación superficial que como mínimo implica un desengrase y un fosfatado en el caso de que no existan trazas de óxido y una limpieza mecánica por cepillado o incluso granallado en el caso de existir óxido.

El granallado puede aplicarse aún sin la presencia de óxido para aumentar la adherencia de la capa de pintura en los casos en que las especiales condiciones así lo aconsejen.

Para ambientes más agresivos (niveles C3 y C4) se aplican, siempre partiendo de la misma preparación superficial, sistemas dúplex o bicapa también en base a resinas epoxi o poliéster compuestos por una imprimación previa rica en zinc y una capa de acabado en poliéster, aplicadas en polvo, polimerizadas y un depósito de capa sólida no inferior a 130 micras.

Para ambientes más agresivos (C5 y C5M) existen soluciones basadas en protecciones previas mediante galvanizado por inmersión o complejos de pintura en polvo o en pintura tricapas que garantizan la durabilidad en estos ambientes.

6. SISTEMA DE CALIDAD

Las inspecciones a realizar en cada proyecto se especifican en el programa de puntos de inspección del proyecto, documento que se elabora durante la fase de diseño y se acuerda con el Cliente.

Los programas de puntos de inspección contemplan una serie de inspecciones que son comunes a todos los proyectos (debido a la producción estandarizada en fábrica) y, para cada proyecto, las inspecciones que acuerdan el responsable del proyecto y el Cliente y que se entiende que son necesarias atendiendo a las particularidades de cada proyecto.

Entre las inspecciones seriadas, o comunes a todos los proyectos, se incluye:

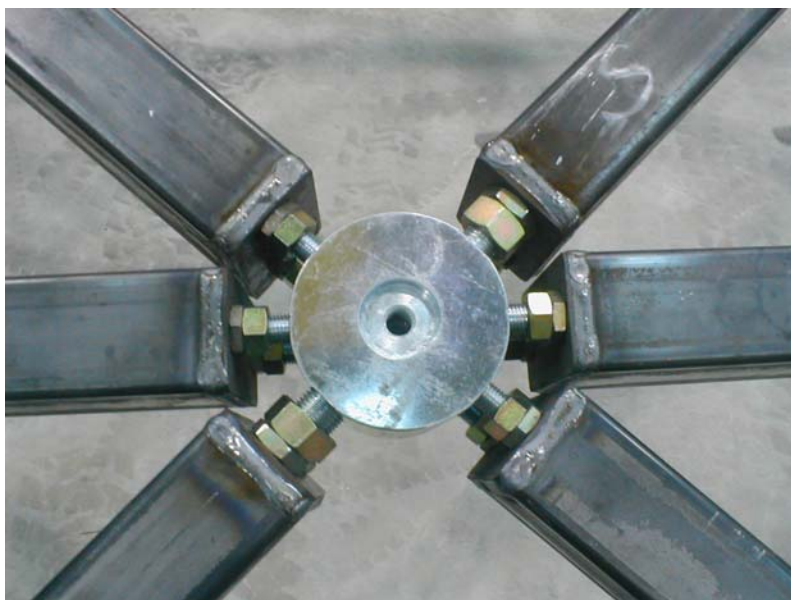
- Controles de recepción: Verificación de certificados y ensayos solicitados, controles dimensionales, ensayos periódicos.
- Inspecciones durante la fabricación: dimensionales, control por ultrasonidos de las soldaduras.

- Inspecciones durante el montaje: Inspección de soldaduras, recuento de materiales sobrantes, verificación de geometrías y pandeos.

LANIK posee para sus procesos de diseño, fabricación y montaje las certificaciones UNE EN ISO 9001 y UNE EN ISO 14001

También posee y consigue homologaciones para sus proyectos y sistemas en mercados internacionales (tipo Avis Technique del CSTB, etc.).

En estos momentos el Sistema Estructural ORTZ de LANIK está siendo voluntariamente sometido a la evaluación técnica del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc), con Nº. Expediente 19.702. Dicho Sistema contará, previsiblemente a finales del año 2011, con la Homologación DIT (Documento de Idoneidad Técnica), que en España sólo concede el IETcc, dependiente del Centro Superior de Investigaciones Científicas (CSIC) e integrado en el Ministerio de Ciencia e Innovación.



EVOLUCIÓN DE LOS CERRAMIENTOS DE PANELES INTERCAMBIABLES A LO LARGO DEL SIGLO XX.

Suárez Fernández-Coronado, I^{*1}, González Bravo, R², del Águila García, A³.

(1) *Arquitecta doctoranda en la ETSAM-UPM (Dep. Construcción y Tecnología Arquitectónicas)*

(2) *Arquitecto, Profesor asociado de la Universidad Camilo José Cela (Dep. Arquitectura)*

(3) *Dr. Arquitecto, Catedrático de la UPM*

RESUMEN:

En los últimos años, la tendencia hacia la optimización del proceso constructivo, buscando una arquitectura abierta y sostenible, ha hecho que el concepto de la flexibilidad se convierta en esencial. *Arquitectura Abierta* significa la capacidad que tiene la arquitectura de adaptarse y transformarse cuando surgen nuevos requerimientos.

En este concepto de flexibilidad, el cerramiento no sólo es la cara visible del edificio, también es responsable de dotar a los espacios habitables de unas óptimas condiciones ambientales.

El esfuerzo por conseguir pieles flexibles y adaptables no es algo nuevo, sino un concepto que lleva desarrollándose desde principios del S.XX.

La intención de esta comunicación es hacer una reflexión de la evolución de las envolventes flexibles analizando algunos casos pioneros, y reflejando la evolución de un concepto que permanece a lo largo de los años, adaptándose a los tiempos y aprovechando las posibilidades y avances que la industria ofrece cada momento.

Esta investigación se va a centrar en el análisis de seis edificios no residenciales de algunos de los diseñadores más influyentes de los últimos tiempos. Los edificios analizados siguen una secuencia cronológica que abarca desde 1930 hasta finales del S.XX. Todos son iconos de la arquitectura moderna industrializada y persiguen una misma meta: una piel flexible.

Palabras clave: flexibilidad, fachada, paneles, industrialización. insuarezcoronado@gmail.com

THE EVOLUTION OF REPLACEABLE PANEL ENCLOSURES THROUGH 20th CENTURY

ABSTRACT:

In the later years, the tendency towards the optimization of the building process, looking for an open and sustainable architecture, flexibility concept has become essential. Open Building means the competence of the architecture to transform and adapt, when new requirements arise.

Within this flexibility concept, Enclosure plays an essential role, as it is not only the visible face of the building, which gives its character. Enclosure is partially in charge of the achievement of optimal environmental conditions of the liveable spaces. When environmental conditions required to a building evolve and change, cladding must be suitable to adapt to those new circumstances.

The struggle to reach adaptable and flexible buildings is not something new. This concept has been developed through many built examples since the early 20th century.

The aim of this paper is doing a reflection, from an historical perspective, on the evolution of architectural flexible skins, analyzing some pioneer case studies and reflecting the development of a concept that remains along the years, adapting and taking advantage of the possibilities that industrial technology allowed.

Keywords: flexibility, enclosure, panels, industrialization. insuarezcoronado@gmail.com

1. INTRODUCCIÓN.

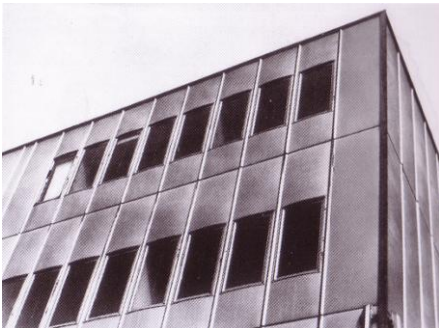
Esta comunicación pretende hacer una reflexión de la evolución de las envolventes flexibles a lo largo del SXX por medio del análisis de una serie de casos pioneros que reflejan la evolución técnica producida, durante esta época, en la construcción de cerramientos flexibles a partir de la aplicación de nuevos materiales y tecnologías de fabricación y puesta en obra.

Para poder caracterizar los cerramientos de fachada objeto de estudio se ha desarrollado una metodología que permitirá, mediante una serie de parámetros, realizar un análisis crítico de cada sistema de fachada. Los parámetros que se han estudiado son: los datos generales del edificio (fecha, autor, etc.); los condicionantes de partida para el diseño de la envolvente; las características técnicas del cerramiento (estructura principal sobre la que se apoya, soporte de los paneles y elementos que componen el cerramiento) y los aspectos constructivos del sistema, entre éstos, la composición y características técnicas de los paneles, el sistema de fijación empleado, el procedimiento de sellado de las juntas entre éstos y, por último, los procedimientos de colocación y reemplazo de los paneles.

Esta caracterización ha permitido poder realizar un análisis crítico de los mismos, centrado en la respuesta y prestaciones que ofrecen en lo referido a aislamiento térmico, estanqueidad, tratamiento de las discontinuidades y flexibilidad. Con esto se ha podido determinar la evolución de los sistemas estudiados a lo largo del periodo de tiempo elegido, así como los aspectos susceptibles de ser mejorados en un futuro.

2. FACHADA DE LA MAISON DU PEUPLE DE CLICHY (FRANCIA). Jean Prouvé, 1935-1939

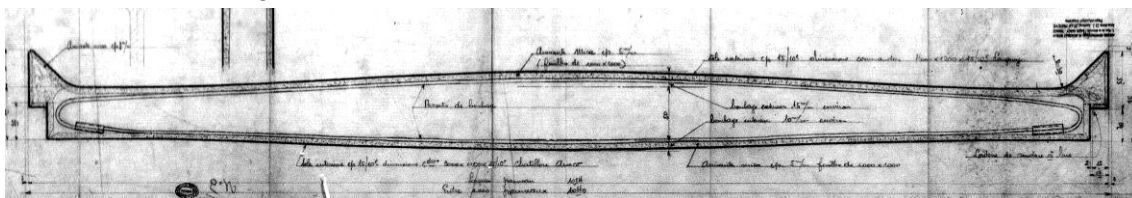
En el año 1935, el Ayuntamiento de Clichy tomó una valiente decisión: construir un edificio con un nuevo espíritu. Para Jean Prouvé esto supuso la oportunidad de hacer una demostración de cómo los adelantos de la producción industrial, aplicados a la arquitectura, harían posible combinar varias funciones en un mismo componente.



La estructura del edificio es de forjados convencionales sobre soportes metálicos. El cerramiento está formado por paneles autoportantes, *tipo sándwich*, compuestos por dos láminas - interior y exterior- metálicas, ambas recubiertas internamente por una capa de aislamiento de 5mm. El grosor medio de los paneles es de 60mm. Todos los paneles tienen un metro de ancho y su altura es de tres o tres metros y medio dependiendo de la distancia existente entre forjados. Existen dos tipos de paneles: opacos y parcialmente acristalados, con las mismas características en su contorno, lo que permite que puedan combinarse de la forma deseada.

El metal utilizado para las láminas es una aleación cobre y acero; el aislamiento que se aplica es una mezcla de amianto y lana de escoria pulverizado. La hoja exterior se curva en forma de "V" en sus bordes verticales, reforzando el panel frente a la presión del viento sin la necesidad de estructuras auxiliares. Los paneles disponen de dos ganchos, que permiten su fijación por suspensión directamente de unos perfiles angulares de acero atornillados a la estructura de forjado (superior). La base del panel colocado en la parte superior se machihembra con el panel inferior con lo que se evita el balanceo de los paneles sin fijaciones adicionales.

El sellado de las juntas horizontales se resuelve mediante la inclusión de tiras de asfalto entre el machihembrado de los paneles, logrando así la estanqueidad necesaria. Las juntas verticales, también se diseñaron siguiendo el principio de sellado por presión.



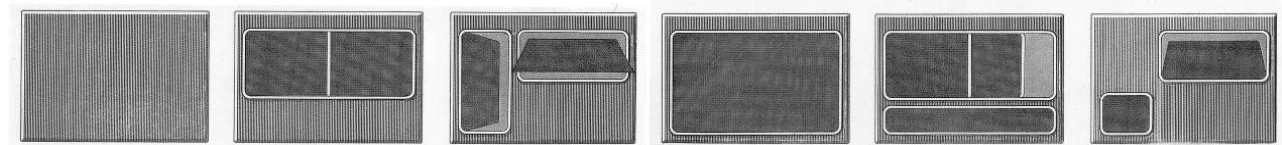
La fijación de los paneles se realiza de una manera rápida y sencilla, ya que tan sólo son necesarias dos personas y el único medio auxiliar requerido es una polea para el izado de los mismos. El procedimiento de montaje implica el machihembrado, lo que hace que el reemplazo de los paneles presente gran complejidad.

Es fácil concluir que el aislamiento utilizado en la Casa del Pueblo de Clichy no sería aceptable hoy en día al no cumplir los estándares de eficiencia energética exigibles en la actualidad. No obstante cabe destacar que a pesar de la evidente carencia que presenta el aislamiento, no existen apenas puentes térmicos en la fachada, ni en el panel de cerramiento, ni en las juntas verticales u horizontales, ya que el aislamiento presenta una gran continuidad.

3. PATENTE “PANEL MURO CORTINA”. Jean Prouvé (1956-1970). Varios edificios.

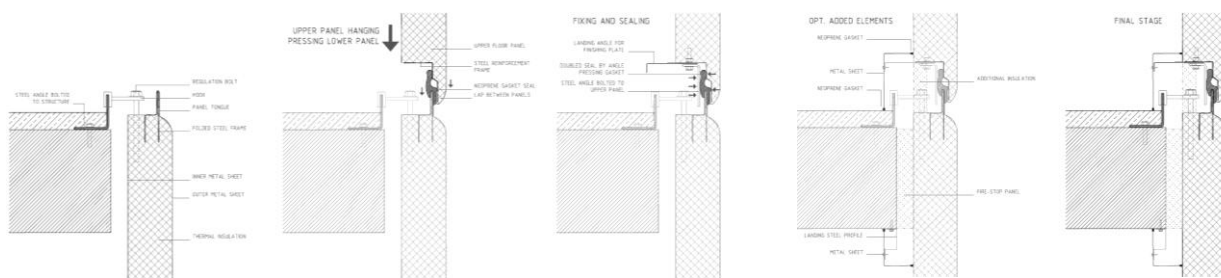
El objetivo de Prouvé de conseguir racionalidad, calidad, buenas condiciones de trabajo y una rápida ejecución, así como optimizar económicamente la construcción aprovechando los avances que la tecnología industrial podía ofrecer en cada momento. Al igual que en la *Maison du Peuple*, el sistema está pensado para adaptarse a estructuras reticulares convencionales de edificios de varias plantas.

No existe una subestructura de fachada, ya que los paneles son capaces de salvar la distancia de piso a piso, resistiendo la presión de viento. La envolvente, se compone mediante el ensamblaje de paneles sándwich, con paneles de medidas variables (limitadas a una superficie máxima de 9m²). Los paneles de cerramiento pueden ser opacos o vidriados con múltiples variaciones.



Se trata de un panel sándwich revestido de metal interior y exteriormente – aluminio y acero – con alma de plástico expandido que realizan la función de aislamiento térmico. El sistema de fijación de los paneles se realiza de la misma manera que en la *Maison du Peuple*.

La retención de la parte inferior del panel evoluciona notablemente respecto al caso anterior ya que la retención se logra mediante una serie de pestillos que se presionan contra la lengüeta del panel inferior. Con este procedimiento se logra que los 3 elementos – panel superior, inferior y junta de neopreno – queden presionados, de forma que se obtiene simultáneamente la retención del panel superior y el sellado de las juntas horizontales. El proceso de sellado de las juntas verticales se realiza del mismo modo que en la *Maison du Peuple*, pero utilizando una tira de neopreno.

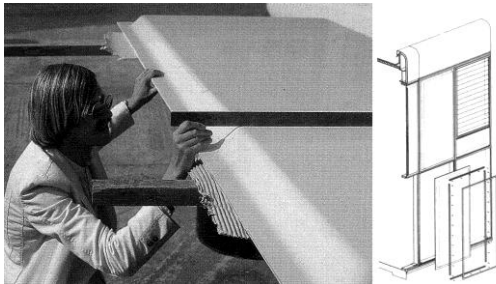


Los paneles se cuelgan de un angular de acero que se encuentra fijado a la estructura. Gracias a la evolución del sistema, los paneles se pueden reemplazar sin necesidad de desmontar los adyacentes, aunque durante el proceso de reemplazo, el panel superior quedará sin retención en su arista inferior, aunque continuaría fijado en su cara superior.

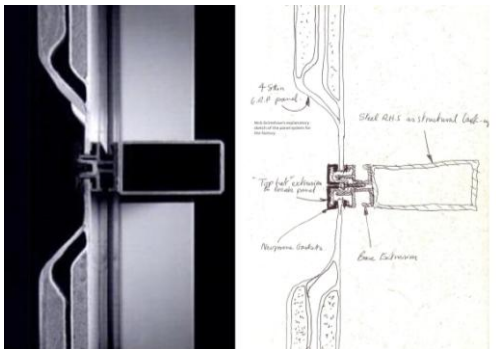
Esta patente supone un desarrollo importante respecto a la fachada de la *Maison du Peuple* ya que los paneles pueden ser reemplazados sin apenas inconvenientes y el aislamiento térmico conseguido mejora de una manera tan notable que incluso podría ser aceptable hoy en día para determinados usos. No obstante cabe destacar la existencia de puentes térmicos tanto en las juntas verticales como en las horizontales.

4. FÁBRICA DE HERMAN MILLER EN BATH (R.U.). Nicholas Grimshaw (1970)

En este caso, el cliente deseaba un edificio que tuviera un gran potencial de cambio, como un organismo capaz de adaptarse para cumplir diferentes requerimientos. Esta condición impuesta por Herman Miller fue la razón del diseño de un nuevo sistema de fachada, usando paneles de G.R.P. que dotaron al edificio de una piel con una gran flexibilidad y adaptabilidad.



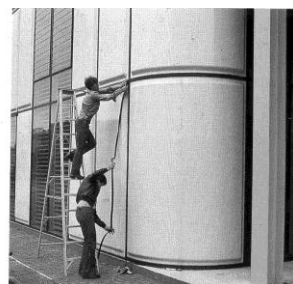
La estructura principal está formada por una retícula convencional de soportes y vigas, con una altura libre de 20m. La subestructura de fachada consiste en una serie de montantes y travesaños de acero de sección rectangular hueca. Los montantes salvan una luz entre suelo y cubierta de 6m de altura y se disponen cada 1,20m, coincidiendo con las juntas verticales de los paneles. Los travesaños se disponen cada 3m de altura, coincidiendo con el despiece de los mismos.



Existen cuatro tipos de paneles: opacos (tipo *sándwich*), acristalados, de lamas y puertas, todos intercambiables entre sí, adaptándose perfectamente al diseño de junta, lo que dota a la fachada de una gran flexibilidad. Cada panel está compuesto de dos “subpaneles” de G.R.P. con núcleo aislante inyectado, unidos entre sí, mediante presión, formando unas alas planas de 6mm en sus aristas, proporcionando al panel una cámara de aire.

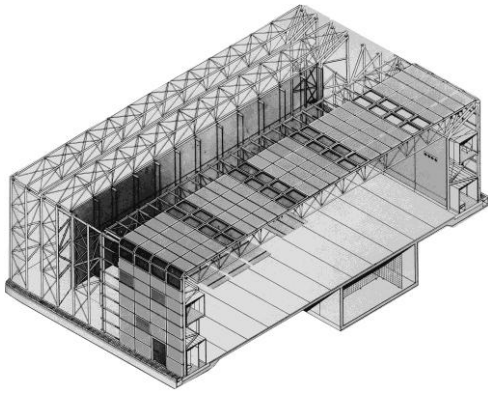
Sobre la subestructura vertical de perfiles de acero, se dispone una perfilera de aluminio extruido, donde se disponen las alas de los paneles. Una vez colocados los paneles se dispone un *burlete* de neopreno sobre los bordes de los mismos para, posteriormente presionar contra éstos un junquillo tipo “omega”, de aluminio, que se atornilla a la perfilera mencionada anteriormente. Esta presión logra fijar el panel sin necesidad de perforarlo, además de lograr una primera junta de estanqueidad entre el panel y el junquillo de aluminio. Adicionalmente, el perfil de aluminio sobre el que se fijan lleva incorporados unos burletes elásticos en la cara sobre la que se apoyan los paneles, de manera que se logra un *doble sellado* o *doble tope*, que optimiza notablemente la estanqueidad.

La colocación de los paneles requiere únicamente de dos operarios, debido al poco peso de los paneles al estar fabricados en poliéster que permite su manipulación sin necesidad de maquinaria alguna. El proceso es exactamente el inverso al de montaje, lo que permite la colocación de cualquier otro panel compatible con el sistema de fijación.



Este edificio supone un avance significativo en la construcción de envolventes flexibles: la subestructura reticular de aluminio totalmente estandarizada, dota al edificio de una fachada absolutamente intercambiable. Los paneles empleados inicialmente no presentan grandes prestaciones de aislamiento térmico debido a la limitación presupuestaria de la obra, pero el sistema permitiría sustituirlos, en su caso, por otros más eficientes sin apenas esfuerzo y coste. La única carencia apreciable de este sistema es la existencia de grandes puentes térmicos, tanto en los bordes de los paneles, debido a su sistema de conformación por presión como en la subestructura de soporte, debido a que los perfiles de aluminio no incorporan elementos aislantes.

5. CENTRO DE ARTES VISUALES SAINSBURY, NORWICH (R.U.). Norman Foster (1974-78)



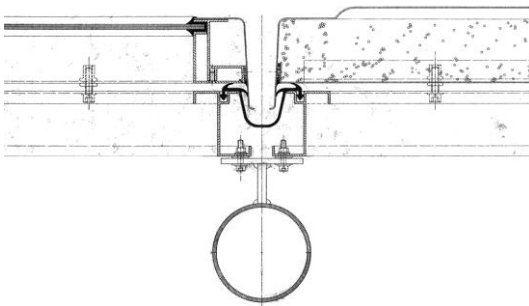
La doble función que debía cumplir el edificio, derivó en un esquema constructivo compuesto por un gran espacio central, libre de soportes, con una doble piel envolviendo la estructura exterior e interiormente.

La estructura principal del edificio está formada por una serie de pórticos de celosía de sección triangular. Dada la configuración de la estructura principal no se requiere la presencia de montantes que transmitan los esfuerzos de viento, ya que la modulación de los paneles es de 1,80m de anchura.

Sobre unas pletinas de espera dispuestas en los cordones exteriores de los pórticos se fija una perfilera de aluminio extruido que sirve también para reforzar la separación horizontal entre pórticos.

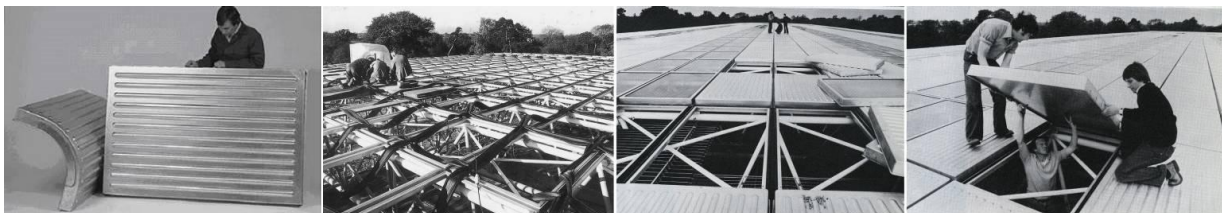
Para la construcción del cerramiento se emplearon tres tipos diferentes de paneles, todos de las mismas dimensiones. Estos paneles podían ser opacos, acristalados o de rejilla pudiendo ser intercambiados según las necesidades puntuales del edificio en cada momento. Cada panel se forma a partir de dos capas (exterior e interior) de aluminio estirado altamente maleable, incorporando entre ambas caras una capa de 75mm de espuma fenólica como aislamiento.

Los paneles están unidos a la subestructura mediante tan sólo 6 tornillos, 3 en su arista superior y otros 3 en su arista inferior. Los tornillos se roscan sobre unas tuercas en espera en el interior de los paneles.



El sistema de sellado de juntas consiste en una red de cintas de neopreno extruidas, vulcanizadas una vez colocadas. Las bandas de neopreno tienen una forma en "U" para facilitar la evacuación de agua.

El reemplazo de los paneles lleva unos minutos y puede llevarlo a cabo una sola persona, gracias a su ligereza. Como las cintas de neopreno se encuentran colocadas bajo el panel, no es necesario la manipulación de ningún otro elemento para la sustitución de los paneles.

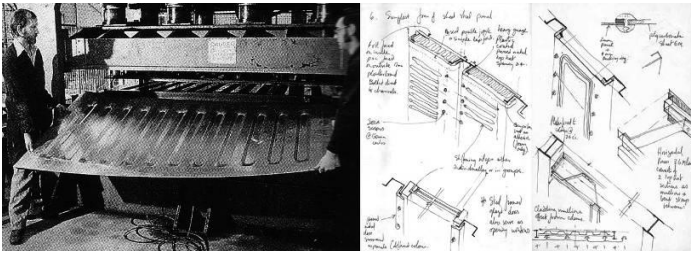


Además del gran avance en cuanto a la colocación y sustitución de los paneles mencionada en el apartado anterior, el sistema de Foster va más allá en lo que a flexibilidad se refiere. En este caso las necesidades cambiantes de luz natural obligan a extender también la flexibilidad a la cubierta, por lo que el mismo sistema de fachada es utilizado también en ésta sirviendo las juntas de neopreno como canalización del agua. Como aspectos susceptibles de mejora cabe destacar, una vez más, la existencia importantes puentes térmico entre los paneles, muy relevantes, aunque en este caso no se producen puentes térmicos en los bordes de los propios paneles, ya que estos tienen un espesor constante.

6. CENTRO DE DISTRIBUCIÓN DE HERMAN MILLER, CHIPENHAM (R.U.) N. Grimshaw (1982)

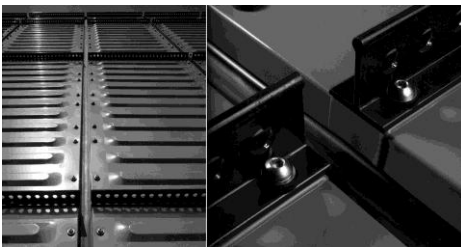
Años más tarde de realizar su fábrica de Bath, Herman Miller encarga de nuevo a Grimshaw el proyecto para la construcción de un centro logístico de distribución. Tanto el arquitecto como el cliente siguen manteniendo la filosofía de Bath: un edificio con una fachada completamente flexible de componentes intercambiables, para responder a necesidades variables en un futuro.

La estructura de la nave está formada por soportes HEB y vigas alveolares, con una altura de 7,20m. En el perímetro se disponen, además de la viga de coronación, dos travesaños y cada 1,20m se disponen pares de montantes compuestos por dos perfiles *Unistrut* en forma de “C”, soldados entre sí, que se atornillan al suelo, a los travesaños angulares y a las vigas de coronación.

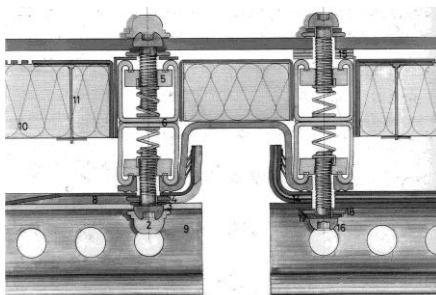


Al igual que en la fábrica de Bath, hay cuatro tipos de paneles: opacos, acristalados, de lamas y puertas, la intercambiabilidad entre paneles es absoluta. Esta vez, los paneles de fachada no son tipo sándwich sino que la envolvente está formada por un conjunto de componentes versátiles en tres capas: interior, exterior y alma de aislamiento.

La capa exterior del panel es una lámina de aluminio lacado. La capa intermedia consiste en un panel de lana mineral de 50mm de espesor, que va unida conjuntamente con la capa interior, que es un panel plano de aluminio perforado. El panel exterior se fija directamente a los montantes *Unistrut*, mediante el atornillado a unas tuercas dispuestas en su interior, fijadas mediante muelles que a su vez permiten su desplazamiento longitudinal a lo largo del perfil.



Para la rigidización de las juntas horizontales de los paneles, se disponen unos perfiles en “T” de acero, atornillados conjuntamente con los paneles. El panel interior se fija mediante unos casquillos angulares soldados a los cantos del panel, atornillados a la cara interior de la subestructura. En el espacio entre montantes, para evitar puentes térmicos, se dispone un panel adicional de aluminio con aislamiento, de



80mm de ancho, fijado mediante presión. La estanqueidad se obtiene, en la junta horizontal, por solape entre paneles consecutivos insertando una banda de neopreno entre ellos. Las juntas verticales, se resuelven mediante la inclusión de una banda elástica de neopreno.

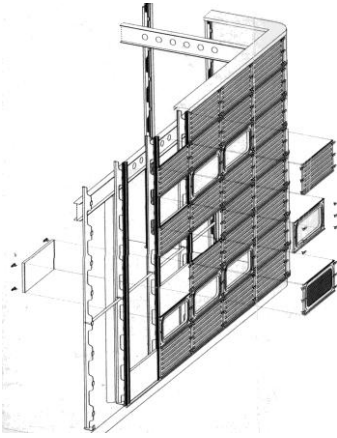
El reemplazo de los elementos de la envolvente requiere de dos operaciones, ya que ambas capas deben reemplazarse separadamente, aunque ambas operaciones se pueden hacer simultáneamente.

Desde el punto de vista del rendimiento de la fachada, este caso es sin duda el más eficiente, ya que los puentes térmicos se han eliminado casi en su totalidad con la excepción de los montantes *Unistrut*. Por otro lado, este cerramiento consiste en la formación de una unidad funcional por medio de varios componentes con un sistema diferente de ensamblaje, lo que implica la necesidad de más tiempo y mano de obra para su desmontaje y reemplazo, con respecto a los paneles tipo *sándwich* de los casos anteriores. Como contrapartida, este tipo de cerramiento presenta la ventaja de permitir el reemplazo independiente de las hojas exterior o interior según sea necesario en cada caso.

7. CERRAMIENTO DE LA FACTORÍA IGUS, COLONIA (ALEMANIA) N. Grimshaw (1990-2001)

El cliente requería un edificio que proporcionara la máxima flexibilidad para acomodar futuros cambios. El diseño del edificio fue concebido para que la fábrica pudiera cambiar su configuración rápida y frecuentemente, con la finalidad de adaptarse a los habituales cambios que requería el negocio.

La estructura principal se compone de una retícula vigas principales de 11,5x11,5m, suspendidas de mástiles de 40m de altura ubicados en unos patios centrales en cada módulo de la factoría. La subestructura que sirve de soporte a los elementos de la fachada está compuesta por unos montantes de sección circular hueca de acero que llevan soldada una pletina *dentada* con unas chapas frontales dónde se atornilla un perfil compuesto por 3 secciones “C” de aluminio de *Unistrut*. Estos montantes

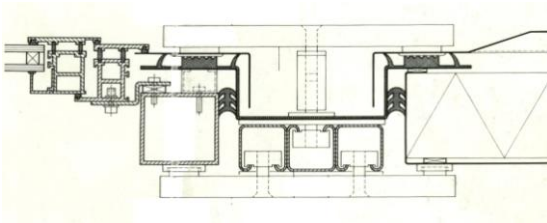


se fijan en su base a la cimentación y en su coronación a las vigas perimetrales de la estructura principal.

El cerramiento, en esta ocasión, también está formado por dos capas, interior y exterior. Los paneles pueden ser opacos, ventanas de doble acristalamiento, de lamas o puertas de diferentes tipos. Ambas hojas son paneles de aluminio plegados en sus bordes con una manta de lana mineral de 100mm entre ambas.

Ambos paneles se fijan a los *Unistrut* mediante unas chapas de aluminio que se atornillan interiormente en dos puntos y exteriormente sólo en uno, de manera que puede aflojarse y girarse hasta conseguir una posición vertical.

Una vez fijadas las pletinas interiores, se fijan los paneles interiores y el aislamiento a éstas mediante atornillado. Posteriormente se inserta una banda elástica de sellado, sobre la que se coloca el panel exterior o las ventanas en su caso. El doble sellado se realiza por medio de la inclusión de un perfil de neopreno en forma de "U" que se inserta entre ambas capas. La estanqueidad se obtiene mediante la presión entre el neopreno y las dos capas de los paneles al realizar la fijación conjunta.



Los paneles deben ser reemplazados necesariamente desde el exterior, aunque de manera muy sencilla, ya que es suficiente con liberar la presión de la grapa exterior, estirando y girando ésta hasta su posición vertical. Cómo avance sobre el sistema empleado en el centro de distribución de Herman Miller, no es necesario retirar tornillos ni perfilería auxiliar para el reemplazo.

Este edificio hace una importante contribución a la flexibilidad en la Arquitectura, aunque cabe mencionar que en lo que se refiere a la evolución del cerramiento, no ha habido casi avances respecto al Centro de Distribución realizado diez años antes. Si es verdad, que hay una evolución en la estructura secundaria, dado que la unión entre los montantes y la perfilería de los paneles optimiza el número de elementos empleados, aunque el sistema es realmente similar y los puentes térmicos son más significativos, más aún si consideramos la pequeña dimensión de los paneles, que implica una mayor proporción de juntas.

7. FUENTES

Fernández-Galiano, L.; Foster, N. (Eds.), 2011. *Jean Prouvé 1901-1984*. AV Monografías, vol. 149, Sept.,

Visconti, M. 1989. "Jean Prouvé: il progetto della facciata". *Domus*, no. 706, 1989 June. Sulzer, P. 1999-2008. *Jean Prouvé: Complete works*. (4 vols.). Basel, Birkhäuser.

Amery, C. 1995. *Architecture, Industry and Innovation: the early works of Nicholas Grimshaw & Partners*. Phaidon, London.

"Ladkarn Ltd., new office and workshop, Tower Hamlets, London; Herman Miller distribution centre, Chippenham". *A+U*, no. 9 (192), 1986 Sept.

Kronenburg, R. 1996. "Case Study 08. Igus Factory, Portz Lind, Cologne, Germany". *Portable Architecture*. p. 125-135. Architectural Press, Oxford.

Osborn, D. 1985. "Construction studies. 2. High-tech cladding". *Architect's Journal*, vol. 182, no. 36, 1985 Sep 4.

Foster, N. 2002. *Norman Foster: works 1*. München, Prestel Verlag.

Foster, N; Kenneth, P. 2010. *Sainsbury centre for the visual arts. Foster and partners*. London, Prestel.

Peckham, A. 1979. "Metal shed with savoir faire encloses arts center". *Architectural Record*, no. 8, 1979 Aug.

"The Sainsbury Centre for the Visual Arts at the University of East Anglia; Architects: Foster Associates". *Architecture d'aujourd'hui*, no. 213, 1981 Feb., p. 72-74.

"Sainsbury Centre for the Visual Arts, University of East Anglia; Architects: Foster Associates". *Informes de la Construcción*, vol. 33, no. 321, 1980 June, p. 3-10.

EDIFICIO TORRE ESPACIO

Descripción del proceso constructivo de la estructura

Aguirre G., Mauricio (*) y Ayuso G., Pedro

Dirección Técnica de OHL, Madrid - España

Resumen

La construcción de grandes edificios en altura, plantea un cambio radical de las técnicas constructivas habituales en la edificación estándar, que comienza con un acertado diseño de la implantación en Obra, la tecnología y uso eficiente de los medios auxiliares, la utilización de materiales de última generación y la aplicación sistemática de diferentes y singulares técnicas de ejecución, cuyo objetivo esencial es el de obtener el mayor rendimiento productivo, con un alto nivel de calidad al menor coste posible. Todos estos aspectos, resultaron fundamentales durante la construcción del edificio TORRE ESPACIO, de la cual se presenta una descripción sintetizada pero muy ilustrativa de los procesos que marcaron el ritmo constructivo y que en definitiva determinaron la clave del éxito.

Palabras clave: torre espacio, construcción de rascacielos, hormigón de alta resistencia, cimentaciones postensadas, ciclos de producción.

TORRE ESPACIO BUILDING

Description of the structure constructive process

Abstract

High rise building construction poses a radical change in habitual techniques of standard building that begins with a correct design of worksite location, technology and efficient use of auxiliary lifting resources, use of the latest generation materials and systematic application of different and singular techniques of execution whose essential objective is to obtain the most productive performance, of the highest quality at the least possible cost. All these aspects, were fundamental during the construction of the TORRE ESPACIO building, of which a condensed description of the process is found below that marks the rate of construction and determining key to its success.

Key words: torre espacio, tall buildings construction, high strength concrete, post-tensioned foundations, production cycles.

maquirre@ohl.es, ayuso@ohl.es

1. INTRODUCCIÓN

El edificio Torre Espacio situado al final del Paseo de la Castellana en Madrid, diseñado por la firma PEI COBB FREED & PARTNERS Architects LLP., posee como rasgo distintivo la mutación de su forma que evoluciona desde una planta cuadrada a una almendrada mediante el retranqueo de los planos de las fachadas Norte y Sur según una función cosenoidal, en intersección con 2 arcos de circunferencia que tienen como cuerda común la diagonal NE y SW del edificio. Esta evolución de la forma constituye parte fundamental del carácter emblemático y de la dinámica que transmite Torre Espacio.

En consideración de múltiples factores, el cliente solicitó que la estructura fuese de hormigón armado en la que se implementaran tecnologías de vanguardia en diseño y ejecución de hormigones de altas prestaciones, incluidos los de alta resistencia.

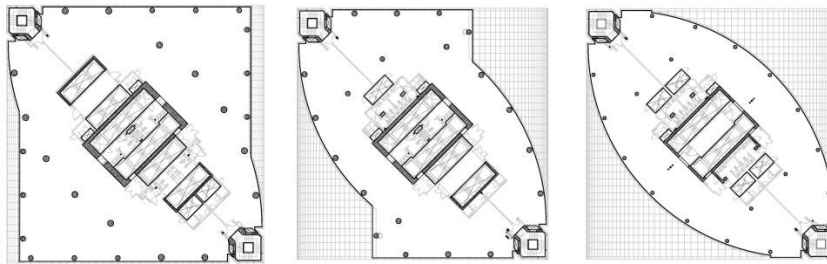


Figura 1 Evolución geométrica de la forma en planta de Torre Espacio

2. DESCRIPCIÓN

Torre Espacio tiene una altura de 235 m, 57 plantas sobre rasante y 6 sótanos. La superficie total construida sobre rasante es de 75.250 m² con áreas en planta que varían entre 1.800 m² en las primeras plantas y 1.200 m² en las superiores. Cuenta con cerca de 40.000 m² bajo rasante con casi 1200 plazas de aparcamiento.

El sistema estructural es combinado, compuesto por pórticos losa-soporte, núcleos y un cinturón de rigidez ubicado a 2/3 de la altura del edificio aproximadamente. El material constituyente es hormigón armado y postensado, aunque la estructura tiene acero estructural en pilares mixtos, vigas cargadero, vigas de acople de núcleos y estructuras auxiliares de fachada.

Los principales componentes de la estructura de Torre Espacio, cuya ejecución se describe en los apartados posteriores son: *cimentación, pilares, núcleos, forjados, vigas cargadero, y cinturón de rigidez*. Todos con singularidades bien sea tipológicas, funcionales o constructivas que dotan al edificio de un carácter que lo enmarca tanto en el ámbito de la edificación como en el de la obra civil.

3. HORMIGON HA-80

Los requerimientos del proyecto estructural especificaban hormigón de alta resistencia HA-70 en los núcleos y la mayor parte de los pilares de las primeras plantas, así como en el cinturón de rigidez. Dichos hormigones se diseñaron especialmente para la torre, con una reserva de capacidad adicional de 10 MPa (HA-80), en función de los condicionantes de producción del fabricante y de las necesidades constructivas de la Obra, que en el caso del cinturón, implicaron medios de producción, materiales y técnicas de diseño singulares, con el objeto de realizar su colocación mediante bombeo con las máximas garantías.

Para el hormigonado de la mayor parte de los elementos sobre rasante, se utilizó una bomba estática SCHWING BP 5000 20R, con la cual llegó a bombearse hormigón de alta resistencia HA-80CR al Cinturón de Rigidez con cota máxima de tubería a 160 m de altura.

4. CIMENTACIÓN

La cimentación del edificio es una losa postensada de 4 m de canto con dimensiones en planta 42,3x52,3 m. Tiene aproximadamente 5 m más en los lados este y oeste respecto a la proyección del perímetro de la Torre, y 1 m más hacia el sur.

Con el fin de garantizar un coeficiente de rozamiento inferior a 0,5 que permitiera que las fuerzas de tesado aplicadas a la armadura activa se transmitieran efectivamente al hormigón, se colocaron 2 láminas de polietileno de 250μ cada una, dispuestas sobre el terreno compactado y nivelado. De este modo la lámina superior protegía a la que está en contacto con el terreno y permitía un proceso de ferrallado limpio. Una tercera lámina, dispuesta

localmente en las zonas de mayor deformación prevista, como protección de las que desempeñan la función de reducir el rozamiento, permitió que las labores de montaje y soldadura de la armadura de la losa, tromplacas de anclajes activos, etc., no afectara la capa de interfase.

La losa de cimentación se ejecutó en dos tongadas de 2 m cada una. La primera tongada tiene armadura tanto inferior como superior, la segunda sólo en la cara superior y a lo largo del perímetro armadura de piel. En total se dispusieron 1.450.000 kg de acero B500SD, cuya preparación y proceso de colocación se estudió detalladamente para que fuese lo más eficiente, rápido y adecuado conforme los requerimientos del proyecto estructural.

En función de varios factores asociados al esquema de armado de la cimentación, se implementaron separadores especialmente diseñados que cumplieron misiones secundarias aportando velocidad y precisión al montaje.

Toda la armadura básica de la tongada inferior se prefabricó en taller y se moduló de forma que al montarla quedaran listas las esperas de la armadura de cortante. Con esta metodología, sumada a una alternativa de postensado más rápido, se consiguió una reducción del plazo previsto de ejecución de toda la losa de 3 a 2 meses.

La armadura activa de la losa de cimentación se encuentra en la primera tongada, y está constituida por 40 tendones de 37 cordones de 0,6" y acero Y1860S7 en cada dirección, ubicados en las respectivas franjas centrales de la losa de 24 m de ancho y con trazado vertical prácticamente recto. El tesado se realizó en varias fases una vez terminada la primera tongada de hormigonado, trabajando desde los extremos este-oeste de la losa, y desde el extremo sur en la dirección ortogonal.

El hormigonado de la losa de cimentación se ejecutó de forma distinta para cada tongada. En la primera tongada se implementó un esquema de hormigonado de 7 fases que buscaba adaptar los grados de avance en el armado pasivo con las franjas centrales donde coexistía con la armadura activa, las posibilidades de suministro diario de la planta de hormigón y los condicionantes del programa de tesado en cuanto a la resistencia mínima del hormigón al momento de tesar, todo con el objeto de tener la mayor continuidad en el proceso de ejecución y el consiguiente ahorro en el plazo.

Cada zona de hormigonado se delimitó mediante rejillas metálicas que permitieron ejecutar juntas verticales, de este modo, cada jornada de hormigonado no excedió los 650 m³, salvo la última fase que cubrió 1.205 m³.

En la segunda tongada el esquema de hormigonado fue diferente, debido a que la armadura superior de la losa debía adaptarse a la forma geométrica del núcleo central y los laterales, cuyas esperas, al igual que las de los pilares, debían montarse sobre el nivel superior de la primera tongada. Este condicionante, nuevamente ajustado a los grados de avance en el armado, determinó una distribución de fases diferente, donde las cantidades de hormigón, según la zona, oscilaron entre 450 y 650 m³ reales, salvo en la zona 4 donde se colocaron 760 m³ en una jornada.

5. SOPORTES

Los pilares más importantes, presentes en toda la altura de la Torre son los interiores o de la "almendra", que arrancan en la cimentación con sección circular de diámetro 1,2 m y hormigón HA-70 hasta el forjado de planta baja donde se convierten en mixtos de 1,0 m de diámetro con perfiles HEM 300 y HEM 500 de acero S355J2G3 reforzados hasta la entreplanta mecánica EM1. A partir de ésta, los pilares de la "almendra" son de hormigón HA-40 hasta la planta 30 y de HA-30 hasta la coronación con secciones circulares que van desde 1,0 m hasta los 0,60 m de diámetro en general.

La ejecución de los soportes de Torre Espacio requirió la aplicación de diferentes técnicas y procedimientos en función de las características concretas que en cada caso se presentaron. Las tipologías de armado son múltiples, desde armados convencionales en los pilares que mueren en el forjado de planta baja y los que están por encima de la planta 29, hasta los armados de doble corona presentes en los primeros 2/3 de altura del edificio, y corona exterior con perfil metálico que llegan hasta la planta primera.

La armadura de los pilares se prefabricó en taller para alturas de 5 a 14 m, fueron transportados en una sola pieza hasta la obra y montados mediante grúa. Se montaron piezas de hasta 18 m, cuyo ensamblaje (2 piezas) se realizaba antes de izarlas y llevarlas a su posición en el caso de los pilares que cubrían 4 plantas de altura.

El encofrado de los soportes circulares se conformó mediante semimoldes metálicos convencionales; en el caso de los rectangulares se utilizaron encofrados de paneles fenólicos reforzados por costillas metálicas o de madera.

El hormigón de los soportes con HA-40 se colocó con *bombas móviles* hasta la entreplanta E3 y en los demás casos se efectuó con *bomba estática*. Los pilares con HA-80 se hormigonaron mediante *cubilote-grúa* hasta la planta 1, método que también se empleó excepcionalmente para algunos soportes de HA-40 o HA-30 del resto de la Torre en circunstancias especiales. Para el hormigonado de los pilares con altura superior a los 12 m, el hormigonado se llevó a cabo con la utilización de un sistema de tolva y tubos tipo *tremie* de varios tramos.

6. NÚCLEOS

El núcleo central que discurre en toda la altura de la torre contiene los ascensores que comunican el acceso con el tercio superior del edificio, tiene dimensión interior constante de 12,80x8,70 m, y sus muros tienen espesores que varían de 1,50 y 0,60 m en los sótanos a 0,40 m entre la planta 29 y la coronación.

Los núcleos laterales de menor entidad se extienden hasta 1/3 y 2/3 de la altura del edificio, tienen una forma que es variable desde los sótanos hasta la planta mecánica M1 y única desde la planta 1 hasta la coronación, sus muros tienen espesores de 0,35 y 0,45 m en los sótanos S6 a S4 y en el resto de las plantas de 0,25 y 0,30 m.

El hormigón requerido para los núcleos fue de HA-70 hasta el forjado de planta 1, HA-40 hasta la planta 7 y de HA-30 hasta la coronación.

El núcleo central marcó desde el inicio el ritmo del proceso de ejecución constituyéndose en el elemento crítico del ciclo productivo de la Torre. Fue durante toda la Obra el referente de crecimiento de la estructura, pues como punto de partida de las labores de topografía (altimetría), encofrado y armadura en cada nueva planta, determinaba la duración de cada unidad de producción del ciclo. La modulación de su armado se estudió detalladamente de acuerdo con los condicionantes de transporte, la compensación de equipos de ferralla y las posibilidades de diseño del encofrado *autotrepante*, que se instaló al nivel de planta baja.

La armadura se prefabricó en taller en módulos transportables mediante camiones estándar, que se montaron de modo que los repartos horizontales, colocados *in situ*, conectaran finalmente todos los elementos. De este modo, se obtuvo el mínimo de solapes horizontales, un rendimiento óptimo durante el montaje y un proceso compensado que le daba continuidad a las labores de los equipos de ferralla.

Las vigas de acople (dinteles) llegaron a la Obra totalmente prefabricadas, y se llevaron directamente a su posición, requiriendo excepcionalmente ajustes mínimos en su posición, y finalmente se fijaban mediante puntos de soldadura, antes del cierre de encofrados.

El encofrado desde el sótano S6 hasta el S1 fue del tipo *tropa* convencional, y a partir de la planta baja se comenzó el montaje del *autotrepante*, diseñado especialmente para trepar conjuntamente con la estructura del distribuidor de hormigón a través del cual se bombeó el mismo a cada planta.

El hormigón HA-80 de este elemento fue vertido con *cubilote-grúa* hasta el nivel de la planta M1, y en adelante hasta la coronación, los demás hormigones constituyentes del mismo se colocaron mediante *bomba estática*.

7. FORJADOS

Los forjados de la Torre son losas macizas de hormigón HA-30 colocado mediante *bombas* móviles hasta la planta M1 y por *bomba* estática en el resto a través del distribuidor ubicado en el núcleo central. El canto de las losas de forjado es, en general, de 0,28 m con luces que varían entre 7 y 12 m, pero en algunas plantas (mecánicas y Skylobby) o zonas concretas de plantas el canto de las losas es de 0,35 m y en las plantas del cinturón de rigidez de 0,45 m.

El armado de los forjados tiene sus direcciones principales concordantes con las diagonales del edificio que son ortogonales a los núcleos, razón por la cual se facilitan los encuentros con tales elementos, pero se complica en los bordes de fachada. El vínculo de los forjados con los núcleos verticales de la torre es rígido, y fue materializado en obra de varias formas. En las primeras plantas (hasta la 1ª), las armaduras de calibres bajos se anclaron directamente por prolongación recta en los muros cuyo espesor era lo suficientemente grande para admitirlo; en los demás casos, las armaduras se solaparon con horquillas estandarizadas para todos los forjados del mismo canto, dispuestas a espaciados variables y ancladas a los muros de cada núcleo.

Los *zunchos* y *vigas* se ensamblaron en un taller dispuesto en obra, en tramos parciales o completos según el diseño de planillas elaborado previamente para todos los elementos de cada planta, dicho taller permitió un nivel de compensación óptimo en la continuidad de las labores de los equipos de montaje y ferrallado, en el ámbito del ciclo constructivo.

8. VIGAS CARGADERO

Las dos vigas cargadero ubicadas entre las plantas mecánica M1 y 1ª que dan lugar al gran lobby de acceso a la torre, son cerchas tipo Pratt de especial singularidad en el ámbito de la edificación que soportan los pilares de las fachadas *sur* (figura 2) y *este* del edificio. Estas vigas de acero S355J2G3 pesan unos 130.000 kg cada una, sus dimensiones son de 30 m de luz por 8 m de canto y tienen sus diagonales postensadas mediante parejas de tendones de 19 y 31 cordones de 0,6" de acero Y1860S7.

La fabricación de todos los elementos se llevó a cabo íntegramente en taller; las técnicas de soldadura empleadas fueron de arco sumergido y de hilo tubular con protección gaseosa, conformando unidades de montaje a colocar individualmente en Obra con un peso máximo por pieza de 28.000 kg.

Las piezas se montaron con *grúas móviles* desde la planta baja controladas topográficamente con estaciones totales que determinaban en varios puntos de la pieza su ubicación en relación con la geometría final especificada en los planos del proyecto. Dicho control se prolongó más allá del montaje, con lecturas de mañana y tarde hasta el hormigonado de la planta 1.



Figura 2 Viga cargadero 2 (fachada sur) de TORRE ESPACIO

Finalizado el montaje de las vigas, y una vez ejecutadas al menos las 10 primeras plantas, se procedió con el tesado parcial de las diagonales exteriores según el plan general de tesado especificado, que determinaba 4 fases distribuidas cada diez plantas aproximadamente, lo cual permitía la colocación de la fachada sin que los movimientos derivados del tesado le afectaran.

9. CINTURÓN DE RIGIDEZ

El cinturón de rigidez es un elemento fundamental del sistema estructural de la torre, ocupa una planta completa ubicada a 2/3 de la altura y está conformado por 4 pantallas radiales de 0,80 m de espesor y 2 perimetrales de 0,60 m, que constituyen un cajón de muy alta rigidez junto con las losas de las plantas mecánica M2 y 29 de 0,45 m de espesor y postensadas en ambas direcciones mediante tendones de 19 cordones de 0,6". El hormigón colocado en el cinturón fue el HA-80CR diseñado especialmente al efecto para colocarlo por bombeo.

La ejecución de este importante componente de la estructura se basó en la determinación de no desmontar el encofrado autotrepante del núcleo central y en la posibilidad de zonificar y hacer un ciclo específico de las plantas implicadas que optimizara el proceso constructivo del cinturón. Esta decisión implicó la implementación de manguitos de empalme mecánico para las armaduras de las pantallas radiales del cinturón; además, se introdujeron variaciones en los detalles constructivos del proyecto inicial que facilitaron su control y permitieron mayor versatilidad durante el montaje. Con dicho fin, se realizaron planos de elaboración y montaje de la armadura de las plantas mecánica M2 y 29 que contenían entre otras indicaciones, la ubicación exacta de los solapes, lo que resultaba necesario dada la alta densidad de armadura pasiva y activa ligada a la que correspondía a las pantallas radiales y perimetrales. Del mismo modo, se prepararon planos detallados de replanteo de los manguitos que se dejaron alojados en los muros del núcleo central, así como las especificaciones de los mismos, referentes al tipo de empalme a efectuar, fuese del tipo estándar o especial, cuya fijación era asegurada por una pieza central de roscas invertidas.

10. CICLO CONSTRUCTIVO

En términos generales, el objetivo que pretende todo ciclo de producción es el de obtener la mayor reducción del plazo, manteniendo un alto estándar de calidad al menor coste posible. Dicha consideración gobernó el diseño de los varios ciclos establecidos durante la ejecución de la Torre.

En el caso de Torre Espacio, el ciclo 1 comenzó a establecerse desde la ejecución de la 2ª tongada de la losa de cimentación, y como en todos los demás, su frente avanzaba por el núcleo central, donde se concentraba la mayor cantidad de trabajo; éste hizo parte de la *zona central* del ciclo, que además tenía 2 *subzonas* que incluían los núcleos laterales de menor entidad. Este ciclo que inicialmente producía 1.800 m² de planta cada 9 días laborables, se desarrolló inicialmente con encofrados *trepantes* conformados por consolas estándar hasta la entreplanta E3 en el núcleo central y la planta 1 en los laterales, niveles en los que

comenzaron a funcionar respectivamente los encofrados *autotrepantes*, lo que además de otros aspectos, influyó en que el plazo de ejecución de las primeras plantas sobre rasante se redujera a 7 días laborables.

Los ciclos posteriores, a partir del segundo, establecieron un ritmo de producción que comenzó con una duración de 7 días y llegó a ser de 4,5 días (ciclo 3) para 1.200 m² de planta ejecutada. Éstos se desarrollaron avanzando por el núcleo central a la planta $n+1$ con una franja de forjado NW-SE, que mientras progresaba hasta el hormigonado (fase indicada en la figura 3), concentraba las labores de ferrallado en la *zona norte* y de encofrado en la *zona sur*, al día siguiente del hormigonado de esta zona en la planta n .

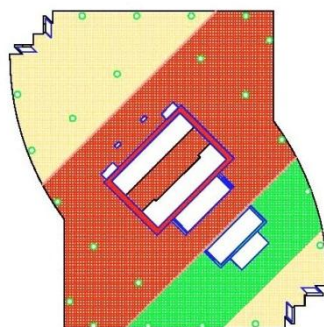


Figura 3 Fase hormigonado zona central, ciclo 2 TORRE ESPACIO

11. CONTROL

Durante la ejecución de la estructura de la Torre, se efectuaron múltiples ensayos de prueba y control. Entre otros, se realizaron para la losa de cimentación pruebas de rozamiento *losa-terreno*, se controló la evolución de la temperatura del hormigón y se midieron las deformaciones por tesado, se hizo un control topográfico de montaje y seguimiento en el tiempo de las vigas cargadero, antes y después de las fases de tesado; se controlaron topográficamente los asentamientos de la Torre, acortamientos diferenciales entre pilares y núcleos, evolución en el tiempo de las flechas en los forjados, se efectuaron ensayos específicos de arrancamiento para barras ancladas con grout y resina, pruebas sobre manguitos para empalmes mecánicos, etc.

12. BIBLIOGRAFÍA

- AGUIRRE G., Mauricio. 2008. *Torre Espacio, Aspectos constructivos de ejecución de la estructura*. Revista „Hormigón y Acero”, Vol. 59, nº 249, p. 45-56.
- AYUSO G., Pedro. 2011. *Torre Espacio*. Revista de Obras Públicas, Nº 3.523/Año 158.
- BRUGUERA M., José. 2008. *Torre Espacio, Proyecto arquitectónico*. Revista „Hormigón y Acero”, Vol. 59, nº 249, p. 9-17.
- MARTINEZ C., Julio y GÓMEZ N., Miguel. 2008. *Torre Espacio, La estructura del edificio*. Revista „Hormigón y Acero”, Vol. 59, nº 249, p. 19-43.

LA CONTRIBUCIÓN DE LA INDUSTRIA A LA EVOLUCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS LAMINARES METÁLICAS

González Bravo, R.*¹ y Cassinello Plaza, P.²

(1) *Arquitecto. Profesor Asociado de la Universidad Camilo José Cela, Departamento de Arquitectura, Villanueva de la Cañada, España.*

(2) *Arquitecta. Profesora Titular de la Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónica, Madrid, España.*

RESUMEN:

La contribución de los avances técnicos y tecnológicos a la evolución de los sistemas y procedimientos constructivos y, en definitiva, a la Arquitectura, es un hecho indiscutible que puede constataarse en todos los periodos de la historia de la humanidad.

Analizando el caso de estructuras laminares, durante la mitad del siglo XX esta tipología estructural se ha desarrollado notablemente, especialmente a lo que se refiere a su evolución desde las cáscaras continuas de hormigón armado hacia su materialización mediante entramados reticulares de componentes metálicos.

Esta evolución ha sido posible gracias a los avances en los procedimientos de análisis y dimensionado, pero estos avances por sí solos no hubiesen conducido a este gran desarrollo, ya que era necesario, además, que su materialización fuese técnica y económicamente viable.

En los hitos estudiados en este trabajo: las cúpulas del *Pabellón Z* en Brno, de F. Lederer; para la central eléctrica de Grandval, de S. du Chateau; en el desierto de Mojave, de D. Richter y, finalmente, la cubierta central de los nuevos recintos feriales de Milán, de M. Fuksas, podemos apreciar cómo las nuevas posibilidades que ofrece la industria son aprovechadas para avanzar en la evolución de este tipo estructural.

palabras clave: estructuras, laminares, metálicas, industrialización, componentes.

rbravo@ucjc.edu

INDUSTRY CONTRIBUTION TO THE EVOLUTION OF METALLIC GRID SHELLS

ABSTRACT:

The contribution of the technical and technological advances to the evolution of the constructional systems and procedures and, definitely, to the Architecture, is an obvious fact which can be observed in all periods throughout the human History.

Focusing on the case of laminar structures, amongst the second half of the 20th century this structural typology has been strongly developed, especially about the evolution from the thin reinforced concrete shells towards its realization by steel grids.

Advances in the analysis and dimensioning procedures made possible this evolution, as they allowed to predict precisely its behaviour, but this advances could not lead only by themselves to this great development, as its technical and economical viability was also essential.

Throughout the milestones shown in this paper: the domes of *Z Pavilion* in Brno, by F. Lederer; the Grandval power station, by S. du Chateau; in Mojave desert, by D. Richter and, finally, the recent roof for the new Milan Trade Fair, by M. Fuksas, can be observed how the new possibilities offered by the industry are thoughtfully used to advance in the evolution of this structural typology.

keywords: structures, shells, metallic, industry, components. *rbravo@ucjc.edu*

1. Introducción

Como se describe brevemente en el resumen inicial, esta ponencia trata de mostrar la evolución experimentada en el proceso de construcción de las estructuras laminares metálicas durante la segunda mitad del siglo XX, pero más allá de una mera exposición de estos procesos, se pretende relacionar dicha evolución con los avances tecnológicos aplicados a la producción de los componentes empleados en su materialización.

Para que una determinada tipología estructural resulte exitosa y viable no sólo debe poseer las deseables cualidades de rigidez, resistencia y una adecuada relación entre estas propiedades y la cantidad de material empleada en su realización, sino que resulta también imprescindible que su construcción resulte rápida y sencilla y, por tanto, económica.

No cabe duda de que en una sociedad industrial como la nuestra no cabe imaginarse ningún proceso de construcción arquitectónica eficiente que no esté basado en la producción industrializada de sus componentes; dentro de este concepto, por supuesto, la estructura portante no puede ser una excepción.

2. Cúpula del *Pabellón Z* en Brno (República Checa)

El primer ejemplo mostrado es la cúpula construida en la ciudad checa de Brno por el ingeniero Ferdinand Lederer y concluida en 1959. Esta estructura salva una luz de 93,50m, con una altura en su vértice central de 19,10m (1/5 aproximadamente de la luz).



La subdivisión geométrica de la superficie esférica responde a una trama triangular tipo *lamella*. Esta trama se caracteriza por presentar una serie de anillos concéntricos formados por triángulos idénticos en cada anillo, por lo que tanto las barras que forman cada uno de los anillos, como las diagonales entre cada uno de estos, presentarían la misma longitud en cada anillo. De la misma manera, los ángulos que forman las barras en su encuentro en los nudos serían idénticos para cada anillo, tanto en el plano tangente a la superficie como en el plano normal.

El inconveniente que presentaría, por contra, esta tipología de subdivisión de la esfera sería la variación en cada anillo tanto de las longitudes de las barras como de las características de los nudos en los que confluyen éstas.

Para evitar este inconveniente, el prof. Lederer plantea para la construcción de la malla triangulada que forma la cúpula un entramado de tubos circulares huecos de acero, curvados según el radio de la superficie. Los nudos entre los distintos tubos se resuelven mediante la superposición de los distintos tubos en su encuentro.

La unión en los nudos se realiza mediante unas abrazaderas que, mediante atornillado de sus componentes, presionan las barras de las distintas direcciones entre sí. En un cierto porcentaje de los nudos, en torno a 1/3 de los mismos, se procedió posteriormente a soldar entre sí los tubos de acero para lograr una mayor rigidez.

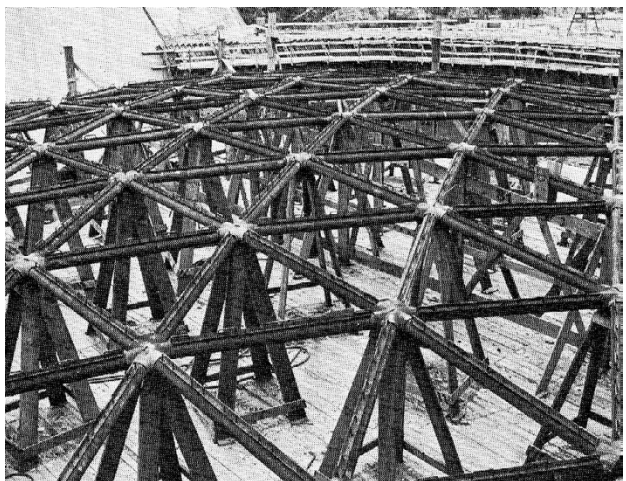
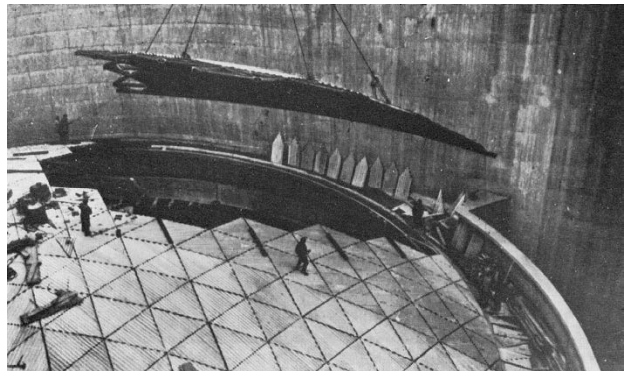
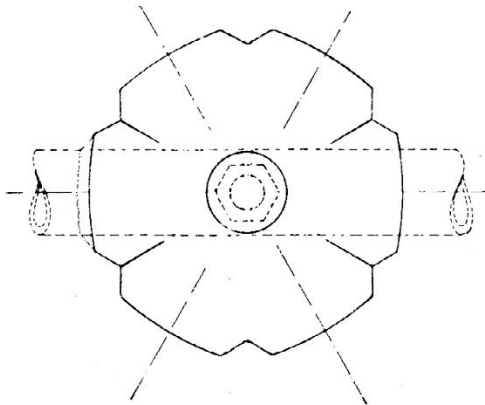
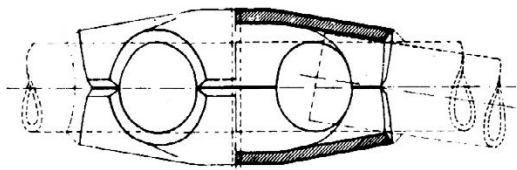
Asimismo, para unir longitudinalmente los tubos entre sí, se recurrió a un procedimiento bastante sencillo: la tipología *lamella* tiene entre sus características presentar una malla mucho más tupida hacia el vértice central, lo que permite emplear tubos de menor dimensión. De esta manera se

empleaban, conforme se ascendía, tubos de menor dimensión que permitían ser introducidos en los anteriores y soldados. Para los anillos se emplearon uniones por soldadura a tope entre componentes.

Este planteamiento permite emplear elementos de mayor longitud que la triangulación de la, sin necesidad de interrumpirse en los nudos. No obstante el sistema presenta numerosos inconvenientes, en primer lugar, la excentricidad en los nudos, que penaliza la eficiencia estructural del sistema. Ya desde un aspecto meramente constructivo, a pesar de la relativa rapidez de montaje de la malla, esta requiere numerosas operaciones de soldadura in-situ, con la complejidad y el riesgo de error que implica, así cómo la gran cantidad de mano de obra que requiere en su montaje, aunque debido a su ubicación en un país con menor desarrollo industrial quizás esto no fue un inconveniente tan grande en su momento.

3. Cúpula la Central Eléctrica de Grandval (Francia)

Este ejemplo es prácticamente coetáneo del anterior y, aunque salva una luz notablemente menor – 42,00m frente a los casi 94 de Brno – es un ejemplo de gran interés dado lo innovador de su proceso de construcción. Además hay que considerar que es una cúpula muy rebajada, de una altura en su vértice de únicamente 6m, 1/7 de la luz, con los problemas de pandeo local en los nudos que esto puede generar. Sus autores son el arquitecto Henry Marty y el ingeniero Stephane du Chateau. La esfera se descompone en una trama triangulada que resulta de la proyección sobre la esfera de una retícula triangular plana.



Para su construcción, el ingeniero du Chateau desarrolló el sistema que lleva su nombre – *SDC* – consistente en unos nudos formados por dos piezas cóncavas de acero fundido que permiten alojar en su interior los tubos circulares huecos de acero que forman las barras. Una vez dispuestos los tubos sobre la *cáscara* inferior del nudo, se coloca la mitad superior, atornillándose entre sí ambas mitades para posteriormente soldarse tanto el contorno de ambas piezas entre sí cómo el contorno de los tubos con el nudo.

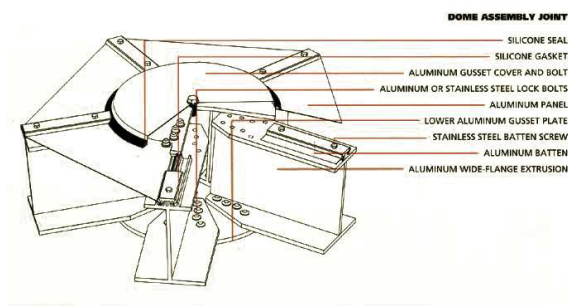
Este sistema supone un gran avance en la prefabricación de la construcción de estructuras laminares de acero, ya que se emplean tanto componentes de nudos idénticos como tubos de la misma sección y longitud en la práctica totalidad de la superficie, ya que el sistema permite ligeros movimientos y giros de las barras dentro de los nudos previamente a su soldadura definitiva. Además el sistema logra uniones con rigidez total en los nudos, ya que la soldadura continua permite la transmisión de los momentos flectores capaces de ser asumidos por las barras.

Por el contrario también se plantean varios inconvenientes, el primero derivado del propio diseño geométrico de la malla, que implica la existencia de barras y nudos muy dispares en los bordes de la cúpula. También cabe destacar los mismos inconvenientes de la soldadura in-situ planteada en Brno.

Quizás el aspecto más interesante del sistema planteado por Du Chateau fue el proceso de montaje de la estructura, que se realizó sobre el terreno anexo a su ubicación definitiva, mediante una cimbra dispuesta sobre el suelo. Esto permitía que la gran mayoría de las uniones se realizasen con unas significativas condiciones de seguridad y precisión, además de permitir un mejor replanteo de los nudos. Sobre el terreno se construían distintos gajos de la cúpula que posteriormente se izaban y por último se soldaban entre sí para conformar la estructura definitiva.

4. Cúpula de almacenamiento de mineral en el Desierto de Mojave (California, EE.UU.)

El siguiente caso estudiado es una cúpula construida a mediados de los años 70 por la empresa Temcor, propiedad del ingeniero Donald Richter, destinada al almacenamiento de caliza para fabricación de cemento, cuya propuesta fue adjudicataria del concurso convocado por la empresa *California Portland Cement Company*.



En su diseño Richter empleó la subdivisión por él patentada, consistente en una ligera variante de la *cúpula geodésica* de Fuller, y para su construcción se empleó el sistema, también por él patentado, *Temcor Polyframe*. La cúpula presenta una luz de 97,60m y una altura en su vértice de 21,30m (ligeramente superior a 1/5 de la luz).

El sistema *Polyframe* consiste en barras de aluminio de sección *doble T*, producidas por extrusión, de unos 250mm de canto, unidas mediante unas chapas curvadas situadas bajo y sobre las barras y atornilladas a éstas. La innovación que introduce el sistema es el empleo de procedimientos industrializados de gran precisión, mediante control numérico, en el corte a la longitud deseada de las barras y en el taladrado tanto en los extremos de éstas como en las pletinas de unión.

Esto permitía un sistema de montaje altamente fiable ya que, por una parte, al presentar la cúpula una curvatura homogénea en toda su superficie, el ángulo formado por las barras en los nudos en el plano tangente es siempre el mismo, lo que facilita enormemente el posicionamiento de éstas. Por otro lado, al suministrarse los elementos ya mecanizados, el procedimiento de montaje consiste únicamente en el atornillado de los distintos elementos entre sí, lo que permitió que se realizase con gran rapidez.



Cabe también destacar que el proceso de ensamblaje se realizó con ayuda de un mástil central que permitía ir suspendiendo de éste fragmentos de la cúpula previamente ensamblados sobre el terreno a medida que avanzaba el proceso, de forma que se mantenía estable en su posición, siguiendo una filosofía similar a la empleada por Du Chateau en Grandval.

Otro aspecto importante del sistema *Polyframe* es el empleo del revestimiento de chapa de aluminio, de 1,3mm de espesor, fijado mediante un sistema de junquillos atornillados – que también forma parte de la patente de Richter – que permitía que el material de cobertura colaborase tanto en el arriostramiento de la malla cómo en la transmisión de tensiones (alrededor de un 17%, según el propio diseñador) lo que permitió que el peso total de la estructura fuese realmente reducido, de tan solo 17,6kg/m².

El principal logro que se alcanzó en esta estructura fue el empleo en su totalidad de componentes producidos industrialmente en fábrica, de forma masiva, para su posterior ensamblaje in-situ, utilizando los procedimientos más novedosos de producción disponibles.

Como único inconveniente del sistema habría que señalar que la unión de los distintos elementos en el nudo se realiza mediante atornillado a cortante que al implicar un elevado riesgo de desgarro de las chapas de unión, requiere el empleo de nudos de una dimensión significativa para evitar el problema.

5. Cubierta del nuevo Recinto Ferial de Milán (Italia)

El último ejemplo analizado es muy reciente, del año 2007, obra del arquitecto italiano Massimiliano Fuksas. En este caso la estructura no es una cúpula, sino una superficie de *forma libre*, es decir, de curvatura no homogénea, lo que resulta un avance muy significativo en la construcción de estructuras laminares a partir de componentes prefabricados.

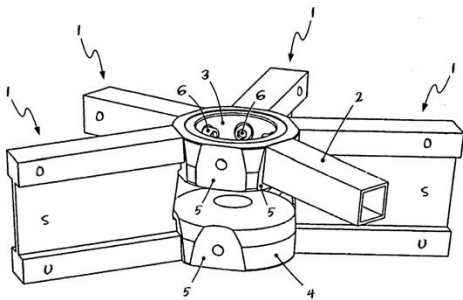


Para su construcción se empleó el sistema de *doble disco* patentado por el fabricante alemán Mero, ampliamente conocido en el sector de las estructuras espaciales, y desarrollado especialmente para esta estructura. El sistema es una evolución del sistema *DK (disk knot)* del mismo fabricante, patentado en el año 1994.

Estos nudos de *doble disco* permiten el ensamblaje in-situ de barras de acero de sección rectangular, rematadas en *doble T* en sus extremos, que presentan una importante inercia y rigidez frente a momentos flectores. Cada uno de los discos transmite los esfuerzos normales generados

en las alas de los perfiles, de forma que se logra una unión con una rigidez significativa, lo que permite la presencia de grandes radios de curvatura en la superficie.

El ensamblaje de las barras se realiza mediante el atornillado frontal de las mismas a los discos que conforman el nudo desde el interior de éstos. Los discos permiten alojar los extremos de las barras en unos rebajes previamente realizados en su superficie, de forma que la superficie de contacto entre la superficie plana de los extremos de las barras resulta totalmente precisa.



Esta precisión resulta posible gracias, precisamente, al procedimiento empleado en su fabricación y que consiste en el fresado individual, a medida, de las caras de los nudos para conformar el ángulo preciso de incidencia de las distintas barras. Posteriormente se realizan los taladros necesarios para realizar la unión atornillada in-situ.

Tanto el proceso de fresado – consistente en el desbaste del material del nudo base – cómo de taladrado, se realizan mediante procedimientos de control numérico, de gran precisión y rapidez, a partir de *componentes brutos* – discos – producidos de forma masiva y en serie mediante forja.

Esto permite la fabricación de un gran número de componentes diferenciados, necesarios para la construcción de una superficie tan compleja, con un coste económico relativamente reducido.

Este procedimiento no es en absoluto novedoso, ya que Max Mengerlinghausen, el fundador de la empresa, ya había patentado en 1975 un sistema para la conformación a medida de nudos poliédricos, a partir de su conocido nudo *Mero KK*, empleado anteriormente en varios ejemplos y, a partir de 1994, mediante las patentes *BK*, *DK* y *ZK* en diversas cúpulas geodésicas, pero sí es el primer ejemplo conocido del empleo de sistemas prefabricados de nudos de *atornillado frontal* en la construcción de superficies laminares de *forma libre*, de ahí la relevancia de esta estructura.

6. Conclusiones

Mediante el estudio de los ejemplos expuestos, y de muchos otros que la extensión de esta ponencia no permite mostrar, se ha podido constatar cómo la introducción de nuevos procedimientos industriales de producción y mecanización de componentes ha revolucionado el proceso de construcción de las estructuras laminares formadas por mallas trianguladas de barras metálicas, permitiendo su construcción de forma cada vez más rápida, precisa y fiable, además de lograr estructuras de importantes dimensiones susceptibles de ser desmontadas en un futuro de manera sencilla, pudiendo recuperar y reutilizar y/o reciclar sus componentes, condición indispensable también en la búsqueda de la *sostenibilidad* de la construcción.

Además, más allá de lograr un importante avance en su proceso de construcción, la incorporación de nuevas técnicas ha permitido la prefabricación de estructuras geométricamente más complejas, primero de cúpulas de tipo geodésico (Mojave) con barras y nudos sensiblemente diferentes pero muy eficientes desde el punto de vista estructural y, posteriormente, de superficies complejas, sin ningún tipo de uniformidad en su curvatura y, por tanto, en las dimensiones de las barras que las componen y en ángulos de incidencia de estas en los nudos.

7. Referencias

- Du Chateau, S. 1984. "Domes: their form, function and architecture". En: MAKOWSKI, Z.S. Analysis, Design and Construction of Braced Domes. London, Granada. p.599-624.
- Du Chateau, S. 1963. "The SDC structural system". En: ESQUILLAN, N. y SAILLARD, Y (eds.). Hanging Roofs: proceedings of the IASS Colloquium on Hanging Roofs, Continuous Metallic Shell Roofs and Superficial Lattice Roofs. Paris 9-11 July 1962. Amsterdam, North-Holland Publishing Company. p. 288-299.
- Eberlein, H. 1984. "Single and double-layer Mero Domes". En: Makowski, Z.S. Analysis, Design and Construction of Braced Domes. London, Granada. p.541-574.
- Kemmer, W. 2005. Plane Load-Bearing Structure. [Mero-TSK International GmbH]. Oficina Internacional de Patentes. nº WO 2005/111330 A1. 2005
- Kraus, P. 1994. Knotenstück für zweifach gekrümmte Gittertragkonstruktionen, insbesondere in einlagiger Ausführung. [Mero-Raumstruktur GmbH]. Deutsches Patentamt nº DE 42.24.663.A1.
- Makowski, Z.S. 1984. "History of the development of domes and a review of recent achievements world-wide". En: MAKOWSKI, Z.S. Analysis, Design and Construction of Braced Domes. London, Granada. p. 1-81.
- Mengerlinghausen, M. 1974. Apparatus for the Production of Connectors for Space Frameworks or the like. [Mero AG]. United States Patent Office nº US 3.841.783.
- Richter, D.L. 1993. "Polyframe: the system solution space structures". En: Parke, G.A.R.; Howard, C.M. (eds.). Space Structures 4. Fourth International Conference on Space Structures. London, Thomas Telford. p.1400-1408.
- Richter, D.L. 1984. "Developments in Temcor Aluminium Domes". En: Makowski, Z.S. Analysis, Design and Construction of Braced Domes. London, Granada. p.521-540.
- Richter, D.L. 1975. Dome Construction. [Temcor]. United States Patent Office nº US 3.909.994.
- Stephan, S.; Sánchez-Álvarez, J.; Knebel, K. "Reticulated Structures on Free Form Structures". Disponible en: < <http://www.mero.de/index.php?id=bausysteme-downloads&L=1> >

EJECUCIÓN PASARELA SOBRE RÍO JUCAR - CUENCA

Cordero, M^{1*}; Hernández, M²

(1) *MeKano4, S.A., Departamento de Ingeniería, Barcelona, España*

(2) *Acciona Infraestructuras, Departamento de Innovación Tecnológica, Madrid, España*

En este trabajo se presenta la ejecución de un paso peatonal sobre el río Júcar, en la provincia de Cuenca. Se trata de una pasarela de losa continua, de 216 m de longitud entre estribos y anchura de 3 m. Está compuesta por 3 vanos iguales de 72 m, y dos pilas con alturas de 21,65 m y 16,98 m culminadas con capiteles.

La solución adoptada fue una estructura tipo *banda tesa* formada por 16 tirantes de fibra de carbono y resina epoxi, apoyados en los capiteles de las pilas y anclados en los estribos mediante 16 anclajes de barras de alto límite elástico. Todas las zonas de contacto entre estructura y cables de fibra están rematadas con láminas semitoroidales de fibra de vidrio.

Una de las singularidades de esta obra radica en la utilización de un material innovador como la fibra de carbono como elemento estructural principal ya que, dentro del sector de la construcción, estos materiales sólo suelen emplearse como elementos de refuerzo estructural o como estructuras secundarias.

Otra particularidad ha sido su ejecución, combinando el uso de un material tan flexible como es el compuesto fibra-resina con uno tan rígido como el acero de alta resistencia. La técnica utilizada para el tesado de dichos tirantes ha requerido el diseño de elementos especiales para su ejecución, gatos en ambos extremos tesando en simultáneo y una instrumentación con lectura continua para asegurar que las deformaciones y tensiones en ambos extremos eran las mismas.

Palabras clave: fibra de carbono, tesado, barras de alta resistencia, ejecución

RUNWAY ON JUCAR RIVER EXECUTION – CUENCA

Cordero, M^{1*}; Hernández, M²

(1) *MeKano4, S.A., Engineering Department, Barcelona, Spain*

(2) *Acciona Infraestructuras, Technological Innovation Department, Madrid, Spain*

In this work a runway on Jucar river execution is presented. This river is in Cuenca country. The runway is a continuous slab, with a length of 216 meters between abutments and 3 meters of width. The runway has 3 spans with a length of 72 meters, has 2 piles with a height of 21,65 meters and 16,98 meters finished in capitals.

The solution adopted was a stress ribbon structure formed by 16 stay cables of carbon fiber and epoxy resin, supported on the tops of the piles and anchored with 16 anchor bars with high yield limit to the abutments. All the contact zones between the structure and fiber stay cables are topped with semitoroidal fiberglass thin plates.

This structure is special for the materials adopted. The carbon fiber is usually used as structural reinforcement or as secondary structures but not as structural elements like in this case.

Another peculiarity is its execution, combining the use of a flexible material such as fiber-resin compound with a rigid one as high-strength steel bars. For prestressing of these stay cables, some special tools had to be designed. Jacks in both ends of the stay cables and continuous measuring have been applied to ensure that the elongation and stress were the same in both ends.

Key words: carbon fiber, prestressing, high-strength steel bars, execution

* mcordero@mekano4.com

1. Introducción

El presente trabajo presenta los pasos para la ejecución de un paso peatonal sobre el río Júcar en la provincia de Cuenca, en el mismo se combinó el uso de dos materiales de comportamientos muy diferentes como son el compuesto fibra-resina y el acero de alta resistencia.

2. Descripción de la pasarela

La pasarela es una losa continua, de 216 m de longitud entre estribos y anchura de 3 m. Está compuesta por 3 vanos iguales de 72 m, y dos pilas con alturas de 21,65 m y 16,98 m culminadas con capiteles

El proyecto de esta pasarela es una estructura de tipo *banda tesa* formada por 16 tirantes de fibra de carbono y resina epoxi apoyados en los capiteles de las pilas y anclados en los estribos mediante 16 anclajes de barras de alto límite elástico. Todas las zonas de contacto entre estructura y cables de fibra están rematadas con láminas semitoroidales de fibra de vidrio. Debido a la singularidad de esta pasarela, su sistema constructivo no está exento tampoco de particularidades.

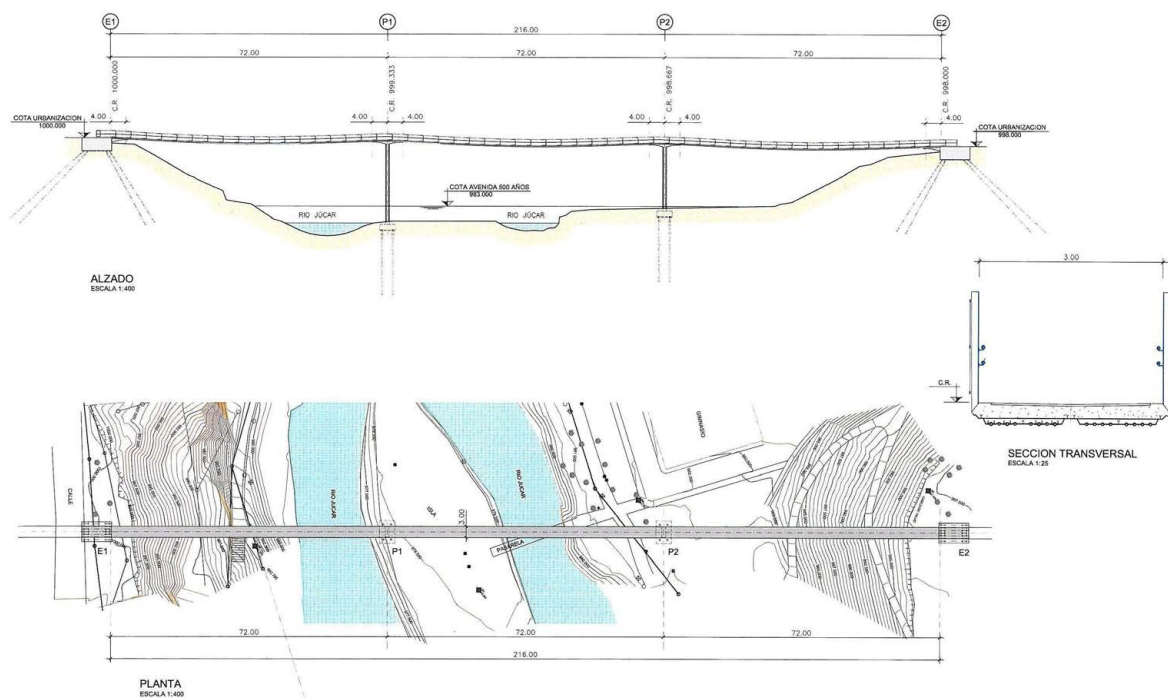


Figura 1: Plano general de la pasarela

3. Materiales y equipos para la instalación:

3.1. Estribos:

En los estribos existen básicamente dos elementos en relación al montaje de los tirantes:

a) Anclaje de tirantes:

Los tirantes de fibra de carbono van anclados en sus extremos a los estribos. Este anclaje se materializó uniendo los extremos de los tirantes de fibra a barras de alto límite elástico alojadas en los estribos.

En el siguiente plano se observa la zona del anclaje en el estribo:

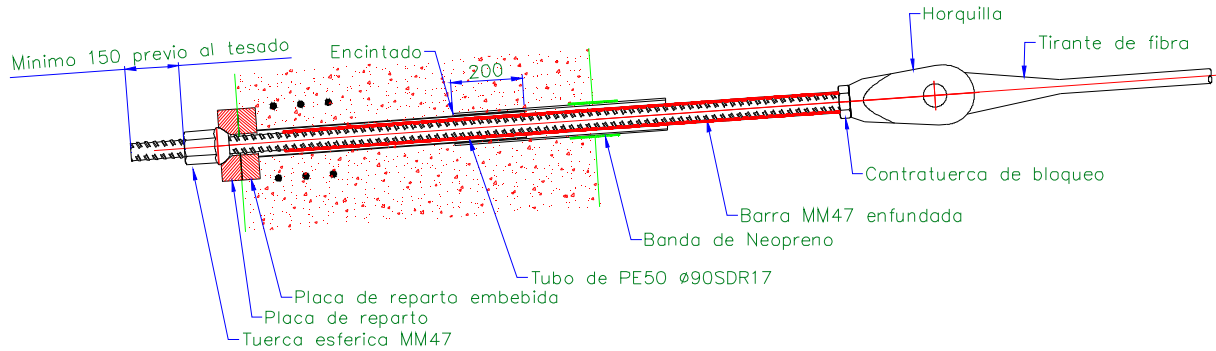


Figura 2: Zona de anclaje en el estribo

En el plano anterior se distinguen los siguientes elementos:

- Tuerca esférica + placa esférica: absorben ángulos de desviación de montaje en la barra.
- Placa embebida en el hormigón: transmite los esfuerzos de la barra al hormigón. En el hormigón se ha dejado embebido el refuerzo necesario (espirales), para absorber las tracciones tras la placa embebida.
- Características de la barra de alto límite elástico:
 - Tipo: MKY105047
 - Diámetro: 47mm
 - Tensión de rotura: 1.050 N/mm²
 - Límite elástico: 950 N/mm²
 - Carga de rotura: 1.820kN
 - Sección: 17,35cm²
 - Peso Kg/ml: 14,1
- Horquilla de conexión.

La barra se une en su extremo al tirante de fibra mediante una horquilla, y se conectan por medio de un perno pasante.



Figura 3: Detalle horquilla

- Tubo pasante de barra en estribo: se han dejado para cada barra unos tubos pasantes en los muretes del hormigón para amortiguar posibles vibraciones de las barras durante su vida útil.
- Elementos para anclaje tirolina: para pasar los tirantes se utilizó una estructura auxiliar que de ahora en adelante llamaremos tirolina. Esta se materializó mediante una serie de piezas diseñadas específicamente para este proyecto y que se describen a continuación.

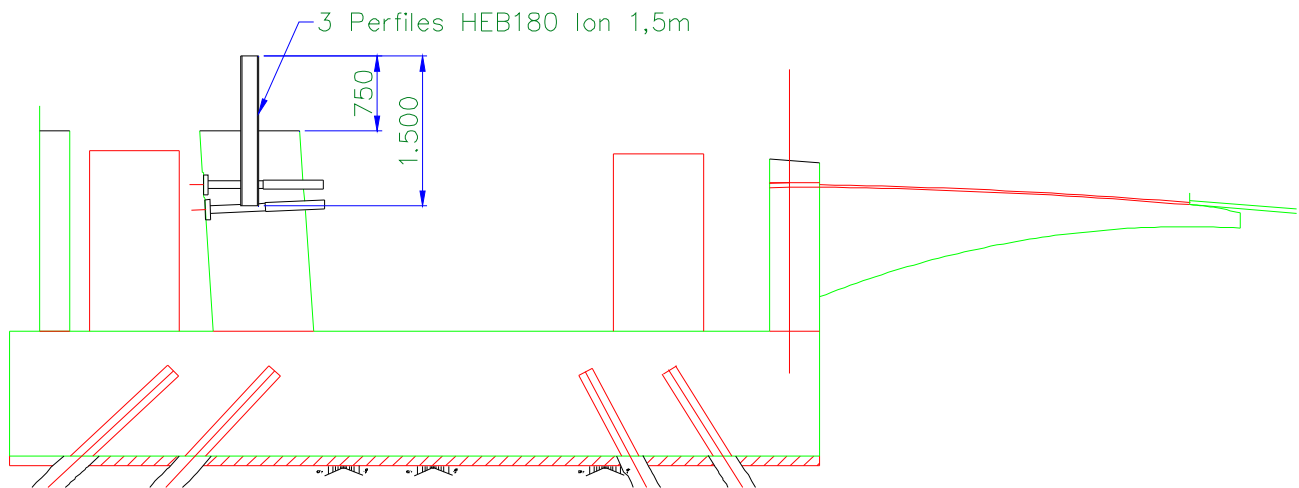


Figura 4: Trazado de la tirolina

- Perfiles embebidos en el hormigón: eran los encargados de transmitir la carga de la tirolina a los estribos.
- Conjunto carro-tirolina iba contra las vigas embebidas en el hormigón y estaba formado por:
 - Corredera: por donde se desplazaba el carro de tirolina.
 - Carro tirolina: era el encargado de retener los cables de la tirolina y posibilitar su tesado.

3.2. Pilas:

En las pilas y sobre sus capiteles, para la instalación de los tirantes de fibra fue necesario colocar unos caballetes, donde descansaban los dos cables de la tirolina. Los caballetes iban rematados en su parte superior con madera, para no dañar el cable de la tirolina y permitir su fácil desplazamiento, incluso con tensión.

3.3. Tirolina:

La tirolina iba de estribo a estribo (anclando en éstos), y se apoyaba sobre unos caballetes en las pilas intermedias.

- Anclaje de tirolina: el anclaje de la tirolina se realizó mediante cuñas metálicas
- Cables de la tirolina: tenían las siguientes características.
 - Área de cable: 140mm^2
 - Tensión de rotura: 1.770Kn/mm^2
 - Carga de rotura: $247,8\text{kN/cable}$
- Camas de apoyo: el tirante de fibra apoyaba sobre unas camas de apoyo que iban unidas a los dos cables de la tirolina a lo largo de toda su longitud.

3. 4. Equipos.

Los equipos utilizados para la instalación de las fibras, serán básicamente de tres tipos:

- a) Equipos instalación tirolina: fue necesario un tiro en un extremo para trasladar los tirantes hasta el otro extremo.
- b) Equipos para el tesado de tirolina: fue diseñado para poder ser tesado y destesado con relativa facilidad.
- c) Equipos para el tesado de los tirantes: los tirantes eran tesados simultáneamente por ambos extremos de las barras de alto límite elástico.

3.5. Barras de fibra.

La sección transversal de la pasarela está constituida por una losa continua de hormigón armado apoyada sobre 16 cables de 41mm de diámetro en fibra de carbono embebida en resina epoxi.

Todos los cables tienen la misma longitud, de aproximadamente 40 m y dos terminaciones idénticas constituidas cada una por un anillo de acero engarzado en el cable durante su fabricación. La luz total de la pasarela, de 216 m, se encuentra entonces salvada por grupos de 5 cables unidos longitudinalmente por medio de horquillas de acero inoxidable. Cada cable está revestido por un tejido de fibra aramida con el objetivo de proporcionarle una mejor resistencia frente a posibles impactos derivados de su manipulación. Antes de la instalación de los cables, para comprobar sus características mecánicas, se ensayaron 6 de éstos contruados a medida, con una longitud de 3m para adaptarse a las dimensiones de la maquina de ensayo. Tres cables se ensayaron a tracción directa (Fig. 5a) y otros tres a tracción desviada (Fig. 5b), estos últimos para simular el comportamiento de las partes de los cables que se apoyan encima de los capiteles de las pilas. Los ensayos de tracción directa brindaron un valor para la rigidez axial de los cables de aproximadamente 180 MN y una carga de rotura mayor de 1600 kN.

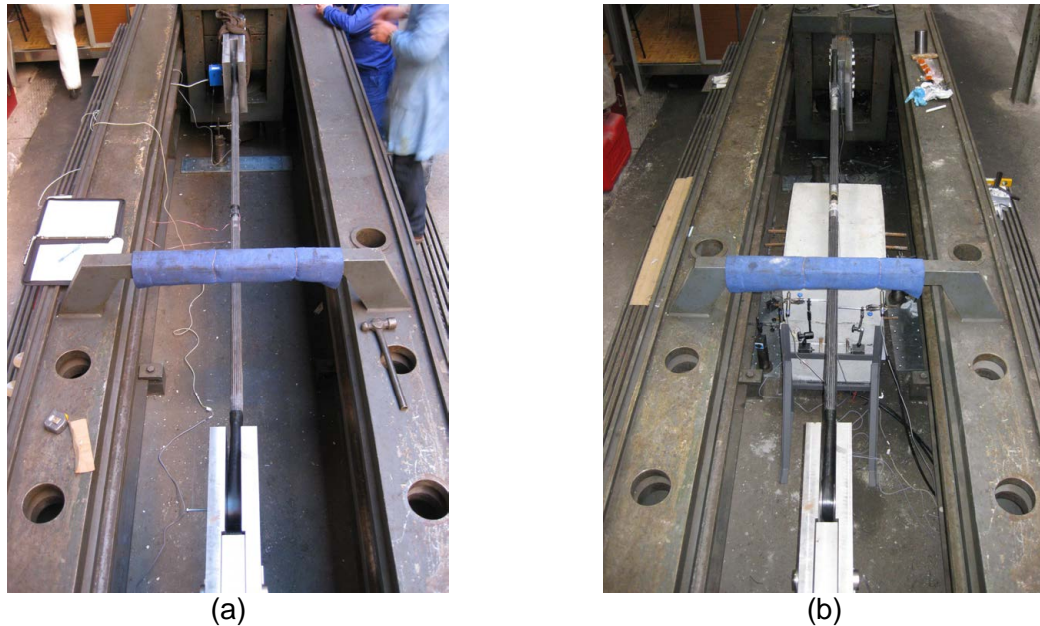


Figura 5: (a) Prueba de tracción directa; (b) Prueba de tracción desviada

4. Proceso de instalación.

4.1. Preparación del parque de salida y llegada.

Se tuvieron que extremar los siguientes detalles:

- Las curvas que pudiesen sufrir las barras, por lo que el camino a seguir por estas había sido determinado con anterioridad a su movimiento.
- Verificar en este recorrido la ausencia de elementos que pudiesen dañar las barras durante su movimiento.

4.2. Montaje de la pretirolina.

Debido a la dificultad del terreno en que se emplaza la pasarela antes del montaje de los cables de la tirolina se procedió al montaje de lo que se llamó pre-tirolina.

A diferencia de los cables de la tirolina (cables de acero), los cables de la pre-tirolina eran de cuerda, lo que posibilitaba un fácil manejo en las zonas de tierra entre estribo/pilas/estribo, cosa que no ocurría con los cables de acero.

Una vez montada la pre-tirolina, los cables de la tirolina principal eran pasados de estribo a estribo.

4.3. Montaje de tirolina:

- Una vez se tuvo el estribo preparado, esto es con la ménsula colocada y todo el conjunto hormigonado, se soldó la corredera a los tres perfiles embebidos en el hormigón.

- Se utilizó la pre-tirolina para el paso de los dos cables de la tirolina.
- El tesado de la tirolina se realizó con las siguientes fases:
Pre-tesado de los cables de la tirolina con gatos hidráulicos
Verificación de todos los puntos singulares del recorrido del cable
Tesado de la tirolina con gato hidráulico a 2 Ton Se controló la fuerza de la tirolina (sensores de fuerza) durante el proceso de lanzamiento de tirantes.
Nueva verificación de todos los puntos singulares del recorrido del cable.



Figura 6: Montaje de la tirolina

4.4. Lanzamiento de los tirantes:

- Con anterioridad al lanzamiento de tirantes se realizó una parte de colocación de fibras donde se incluyó:
 - Esquema básico de los componentes de un tirante.
 - Referencias en las barras de los tirantes.
 - Trazabilidad de los tramos de barras de cada tirante.
- Lanzamiento del cable.
El montaje de tirantes se realizó de un extremo al otro en grupos de 8 cordones.
El proceso de lanzamiento se realizó como sigue:
 - Se unió el tiro a la primera barra de fibra
 - Se desplazó la barra hasta la entrada en la tirolina.
 - Se introdujo el tirante de fibra en la tirolina con el tiro. En todo momento se tuvo especial cuidado de no dañar la barra durante todo su recorrido.
 - Se realizó la unión entre barras durante el proceso de lanzamiento. Este se realizó mediante eslabones de unión.
 - Cuando la primera barra llegó al otro extremo (estribo opuesto al de lanzamiento), se unió a la barra MKY dispuesta en el estribo.
- Liberar tirolina.
 - Se dio una carga de montaje al tirante separándolo de la cama donde apoyaba.
 - Se recogieron todas las camas de la tirolina.
 - Se desplazó la tirolina moviendo el carro en la corredera.



Figura 7: Lanzamiento de tirantes

4.5. Tesado de tirantes:

La fuerza de tesado y la secuencia seguida en el tesado era marcada en proyecto. Había que garantizar la posición vertical final de los tirantes y los alargamientos sufridos por los mismos. Para ello se controlaron estas deformaciones en cada escalón de tesado y en ambos extremos.

BIBLIOGRAFÍA

Calvo, Miguel Ángel. 2011. "Procedimiento para la instalación de cables". Documento técnico N° 10-2101659-01, interno de MeKano4, S.A., Barcelona, España

NUEVO SISTEMA DE LANZAMIENTO DE PUENTES BASADO EN DOBLE CAJÓN COLABORANTE

Del Coz J^{1,*}, Navarro-Manso A.², Alonso M.², Castro-Fresno D².

(1) *Universidad de Oviedo, E. P. S. I. G., Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación, Gijón, España*

(2) *Universidad de Cantabria, E. T. S. I. C. y P., GITECO, Santander, España*

RESUMEN:

En este trabajo se muestra un nuevo método constructivo que permite realizar el empuje de puentes metálicos o mixtos con luces de hasta 150 m., sin necesidad de medios auxiliares y aprovechando la propia estructura del puente. Para conseguirlo, se plantea una configuración especial de los dos primeros vanos de avance, constituidos por el puente propiamente dicho, sobre el que se conecta el último vano lateral del mismo por medio de tornillos de alta resistencia. De este modo, en la zona más solicitada durante el empuje, se consigue una sección resistente capaz de soportar los esfuerzos globales de flexión, cortante y torsión. El sistema se complementa con un dispositivo para desconexión de ambas secciones y montaje del último vano lateral. El método es aplicable a estructuras metálicas con geometrías rectas o curvas en planta y alzado, para uso carretero o ferroviario, realizando el empuje del puente mediante los métodos actualmente en práctica. De esta manera, el material es aprovechado al máximo y no precisa de operaciones intermedias durante la fase de lanzamiento, por lo que el plazo de ejecución y el coste se reducen de forma significativa.

Palabras clave: Empuje, Patch Loading, Estructura Metálica, Elementos Finitos, Análisis No Lineal.

NEW LAUNCHING BRIDGES PROCEDURE BASED ON A DOUBLE DECK SYSTEM

ABSTRACT:

In this work a new launching procedure for steel bridges is shown. It is based on a double deck system, taking advantage of the bridge's own structure and avoiding erecting devices and associated temporary works and it is usable up to spans of 150 meters. A special structural configuration in the two first spans is adopted, joining the last lateral span to the main deck through pretension bolts. With this special structural configuration the most critical section is able to support the bending, shear and torsion global forces. A system to disconnect the two main parts of the structure is also designed. The present erecting method can be used in several kinds of bridges such as railway or road traffic, straight or curve plants regardless of the launching system. In consequence, this new launching bridge procedure is a highly efficient erection system minimizing construction durations and achieving optimal productivity.

Key words: Launching, Patch Loading, Steel Bridge, Finite Elements, Nonlinear Analysis.

* delcoz@uniovi.es

1. Introducción

La técnica de construcción de puentes por empuje nace en el siglo XIX para los grandes viaductos en celosía metálicos, necesarios en la incipiente red de ferrocarril europea de la época, aunque no es hasta mediados del siglo XX cuando este sistema constructivo alcanza su racionalización y popularidad, también para viaductos de hormigón. La primera aplicación moderna de este método data de 1961 [1] y considera la construcción de todo el viaducto de hormigón en la plataforma de

acceso de uno de los estribos, en un emplazamiento fijo, y su posterior empuje sobre las pilas ya construidas. Muy pronto se vio la necesidad de la mejora del método, adoptando lo que hoy en día se conoce como “Incremental Launching Method”, que se describe en la patente E01D21/06 [3] y que consiste en la construcción y empuje sucesivo de tramos más cortos de puente.

Los sistemas de lanzamiento utilizados actualmente para tableros de puentes o viaductos, se distinguen primeramente por el material de su sección, ya sea metálica o de hormigón. El parámetro más importante que determina el sistema más aconsejable en cada caso es la luz máxima que se debe empujar, y existe abundante bibliografía que lo describe [4,5,6,7,8].

No obstante, uno de los principales problemas de los sistemas de lanzamiento se deriva de la diferencia existente entre el esquema resistente de la estructura durante el proceso constructivo (voladizo) y durante su vida útil o situación de servicio (viga continua). Además, la naturaleza evolutiva del lanzamiento implica que todas las secciones del tablero soportarán esfuerzos alternos de flexión positiva y negativa, siendo muy elevados (superiores a los esfuerzos en servicio) en los dos primeros vanos de avance. Además, todas las secciones del puente pasaran durante su movimiento por los apoyos de cada pila, por lo que todas deberán ser capaces de soportar el esfuerzo cortante y el efecto local de la carga concentrada, y no solo las secciones que se diseñan para apoyo definitivo de la estructura. Para dotar de la resistencia necesaria a estos dos primeros vanos, existen actualmente dos posibles soluciones:

La primera consiste en reducir la luz máxima a empujar, mediante la disposición de pilas provisionales intermedias [9] que en algunos casos pueden ser móviles [10]. El problema de este sistema es la necesidad de duplicar las cimentaciones de pilas y la construcción de elementos verticales de soporte importantes, debido a las elevadas fuerzas horizontales y verticales que se producen durante el lanzamiento. En ocasiones, no es posible acceder al fondo y laderas del valle para la construcción de las pilas provisionales, por la orografía del mismo o la especial protección ambiental del entorno.

La segunda solución consiste en disponer ciertos elementos auxiliares que permitan al voladizo soportar los grandes esfuerzos que se producen en fase de avance máximo, tales como:

- 1. **Nariz de empuje** (o pico de lanzamiento): estructura metálica situada en la sección frontal de empuje, de peso reducido con respecto al tablero definitivo que se empuja y longitud variable entre el 30% y 60% de la luz máxima a empujar [8,9,11]. Cada empuje particular, requiere de una nariz diferente; siendo también variable la tipología de unión de ésta a la sección frontal del tablero.
- 2. **Aligeramiento del tramo frontal** de avance: es un caso particular del anterior, en el cual se lanza el tablero con una parte de su sección resistente final, completándose la construcción una vez la estructura ha sido colocada en su posición definitiva. Generalmente se utiliza para luces cortas o medias (40-70 m.) [12,13], aunque no todas las tipologías permiten el aligeramiento de la sección frontal.
- 3. **Torre de atirantamiento provisional**: situada sobre la sección que se encuentra encima de la pila de avance durante la situación de empuje máximo, soporta mediante cables dorsales y frontales el tablero, constituyendo un sistema activo de control de flecha en la llegada a pila. Para controlar los desplazamientos del voladizo se varía la tensión de los cables en función de la situación del avance mediante elementos activos, lo que introduce una mayor complejidad en la operación de empuje. El número de cables, la tipología de la torre, etc son variables según la sección y la luz del tablero a lanzar [9,14]
- 4. **Torre de atirantamiento definitiva**: constituye un caso particular del anterior, cuando el diseño del tablero de la estructura no es una viga continua, sino que se trata de una estructura concebida como atirantada. En este caso es posible contar con la presencia de este elemento definitivo de la estructura para empujar el tablero [9;15].

-5. **Disposición de un tirante superior:** esta solución permite soportar la fuerte flexión negativa que se produce en situación de máximo avance sobre la sección de pila. Se utiliza en el rango de luces inferior a 50 o 60 m, ya que para luces superiores el sobredimensionamiento del tirante es excesivo [9]. El campo de aplicación de este sistema es bastante reducido.

-6. **Sistema ábaco:** se dispone sobre las pilas un capitel de hormigón con una longitud máxima en torno al 20% de la luz a lanzar; con el fin de disminuir la longitud máxima de voladizo y de simplificar el empuje de tableros de canto variable [16]. El principal inconveniente de este sistema es la modificación de las pilas y la unión de la cabeza de las mismas con el tablero o dintel, debiendo ejecutar una conexión compleja y específica.

-7. **Refuerzo de las secciones de los dos primeros vanos** del tablero: solución en general antieconómica, solo justificable en casos muy particulares y de poca luz, ya que el encarecimiento y aumento de peso derivado del incremento de espesores de acero puede hacer inviable la construcción. Además, estas secciones reforzadas se sitúan en las proximidades de los vanos laterales, donde los esfuerzos a puente terminado son, en general, inferiores con respecto al resto de la estructura [8]

- 8. **Empuje desde ambos estribos:** a pesar del coste que representa duplicar el dispositivo de empuje y la preparación de dos parques de fabricación y lanzamiento, este sistema permite duplicar prácticamente las luces a empujar, siendo realmente efectivo cuando no se utiliza ningún otro medio auxiliar, o cuando se trata de empuje de tableros con atirantamiento definitivo [9].

- 9. **Cualquier combinación de métodos**, por lo general destinada a obras de gran envergadura y donde el coste de la estructura permite la aplicación de criterios especiales. La multiplicidad de medios auxiliares penaliza en exceso la prefabricación y racionalización del proceso constructivo, constando éste de multitud de operaciones particulares, y en general, no automatizables [9].

La característica común de todos estos sistemas es que representan un coste importante en tiempo de ejecución y presupuesto. Además, resulta necesario retirar estos medios auxiliares, puesto que no forman parte de la estructura definitiva. El aprovechamiento de los mismos materiales a otros casos, aunque posible, en general es más costosa que la nueva fabricación de estos elementos [4,5,17]. Por último, las operaciones intermedias que requieren los métodos analizados anteriormente suponen incrementos en los tiempos de lanzamiento y excesiva diversificación en las tareas, perjudicando la racionalización que el método de empuje incremental de puentes permite.

Finalmente, considerando el estado actual de ésta técnica, se puede concluir que las luces máximas de empuje se sitúan, para puentes o viaductos metálicos, en el entorno de los 80 – 100 m de luz. Una combinación de medios auxiliares singular y particular puede permitir alcanzar luces de hasta 140 m, pero consumiendo un alto porcentaje de tiempo de ejecución, en el montaje y posterior retirada de elementos auxiliares costosos, que no formarán parte de la estructura definitiva.

Por todo lo anterior, un equipo multidisciplinar de la Universidad de Cantabria y de Oviedo, conjuntamente con la empresa Coprosa, hemos planteado el desarrollo de un proyecto de investigación titulado “Diseño de un nuevo sistema de empuje de puentes metálicos (mixtos) y sección constante mediante métodos numéricos y validación experimental”, mostrando en este artículo alguno de los resultados obtenidos hasta el momento.

2. – DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DE LANZAMIENTO

Con el fin de resolver los inconvenientes mencionados anteriormente, se plantea un nuevo sistema y método de lanzamiento de tableros de puentes o viaductos [18]. Para ello se dispone el

último vano de la estructura definitiva encima del tablero a empujar, materializándose una unión entre ambas partes capaz de transmitir los esfuerzos globales de flexión, cortante y torsión, con lo que se consigue el refuerzo de las secciones pésimas en situación de máximo voladizo durante el avance. De este modo se consigue que ambas partes trabajen de forma solidaria y colaboren para resistir los esfuerzos mencionados. Todo ello con una repercusión positiva en la economía y plazos de la ejecución (ver Fig.1).

Con el fin de mejorar y completar el sistema, se han incorporado también los siguientes elementos, que pueden ser opcionales:

- Una cartela delantera y al menos una cartela trasera, configuradas para transmitir los esfuerzos desde el primer al segundo tablero dispuesto sobre aquel.
- Una percha delantera situada en la parte frontal de dicho tablero inferior.
- Una contranariz para completar el avance de la estructura.
- Un segundo sistema de montaje configurado para colocar el vano lateral formado por dicho tablero superior en su posición definitiva en la estructura.
- Unos elementos auxiliares de desconexión entre el tablero inferior y el tablero superior.

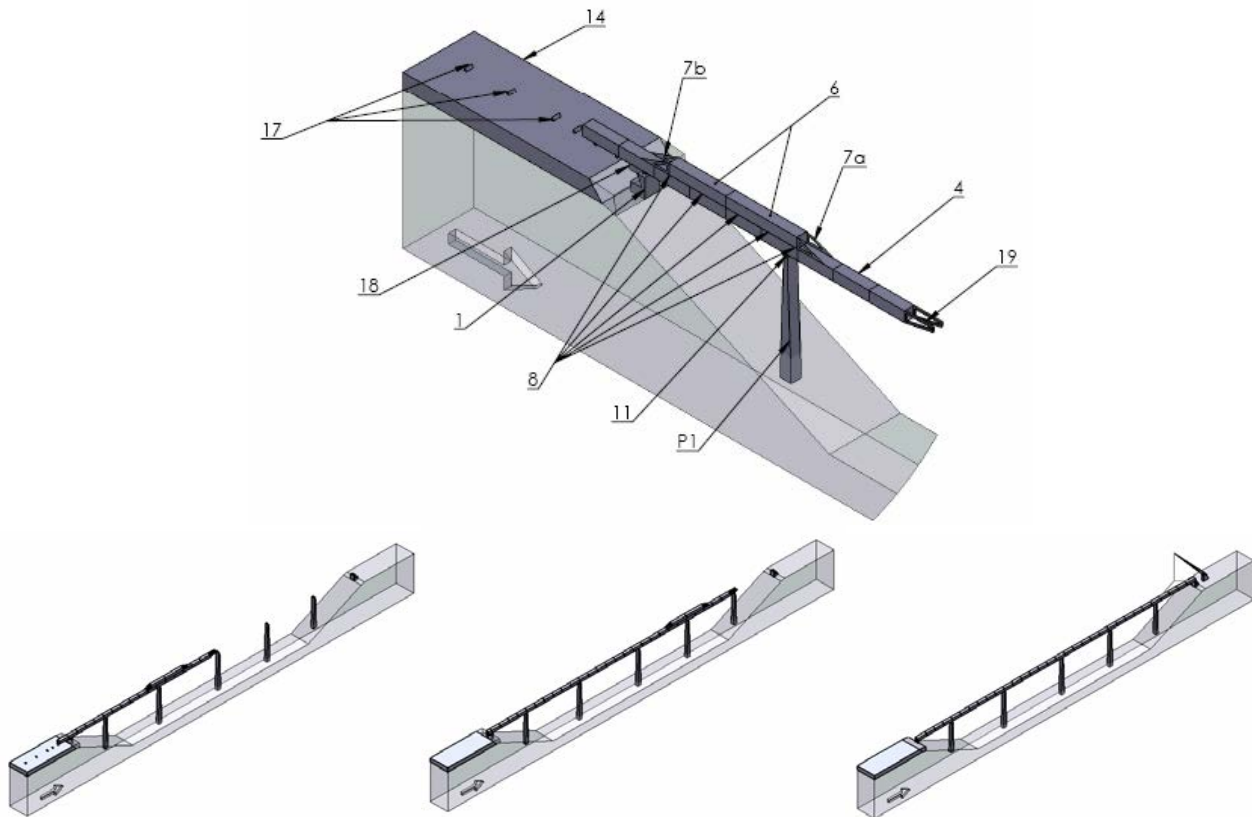


Fig.1. Detalles del sistema de lanzamiento (arriba) y secuencias del montaje (abajo)

Esta técnica es aplicable al lanzamiento de estructuras, tales como puentes metálicos o mixtos, con independencia de su sección, ya sea esta: losa ortótropa o sección mixta con losa de hormigón, incluso con doble acción mixta; tipo cajón, cajón multicelular, bójacena incluso multiviga o emparillado; de ancho variable, preferentemente entre 14 y 25 m. El canto puede ser constante o variable y la directriz del tablero puede ser recta o curva, tanto en planta como en alzado, pero de forma que coincidan los dos últimos vanos. El empuje puede ser con o sin losa superior y es aplicable a viaductos tanto de carretera como de ferrocarril.

3. – JUSTIFICACION DEL PROCEDIMIENTO

Con el fin de estudiar las proporciones óptimas del cajón superior respecto del inferior, tanto en longitud como en posición y entender adecuadamente el mecanismo de colaboración entre el tablero superior e inferior durante todo el proceso de empuje, se han llevado a cabo un importante

número de análisis no lineales mediante elementos finitos (FEM) asistidos con la técnica de diseño de experimentos (DOE).

Las técnicas de simulación mediante elementos finitos son bien conocidas desde hace años en el ámbito de la ingeniería por lo que no se darán demasiados detalles acerca de la misma. La metodología conocida como diseño de experimentos, sin embargo, es más desconocida y permite abordar con eficacia el estudio de cualquier problema estructural, térmico o de fluidos. Mediante esta técnica es posible conocer la influencia de una variable de entrada en la respuesta del sistema, siendo necesario para ello un importante número de modelos y análisis mediante elementos finitos. El método proporciona como salidas el estudio de sensibilidad, es decir la importancia relativa de cada variable de entrada en la respuesta, así como diferentes superficies de respuesta donde se puede apreciar la evolución de una variable de salida en función de las de entrada.

En el caso que nos ocupa, mostraremos los resultados del análisis de sensibilidad y la superficie de respuesta obtenidos en las etapas preliminares de este proyecto, donde se puede apreciar la eficacia de esta metodología. Como variables de entrada hemos considerado:

- El canto del tablero, entre 6.3 y 7.7 m, con un valor inicial de 7 m.
- La longitud del voladizo, entre 121.5 y 148.5 m, con un valor inicial de 135 m.
- La longitud de la nariz, entre 10 y 40 m, con un valor inicial de 25 m

Como variables de salida hemos estudiado la tensión máxima en el tablero y la relación de flecha en el voladizo, mostrándose los resultados en la figura 2.

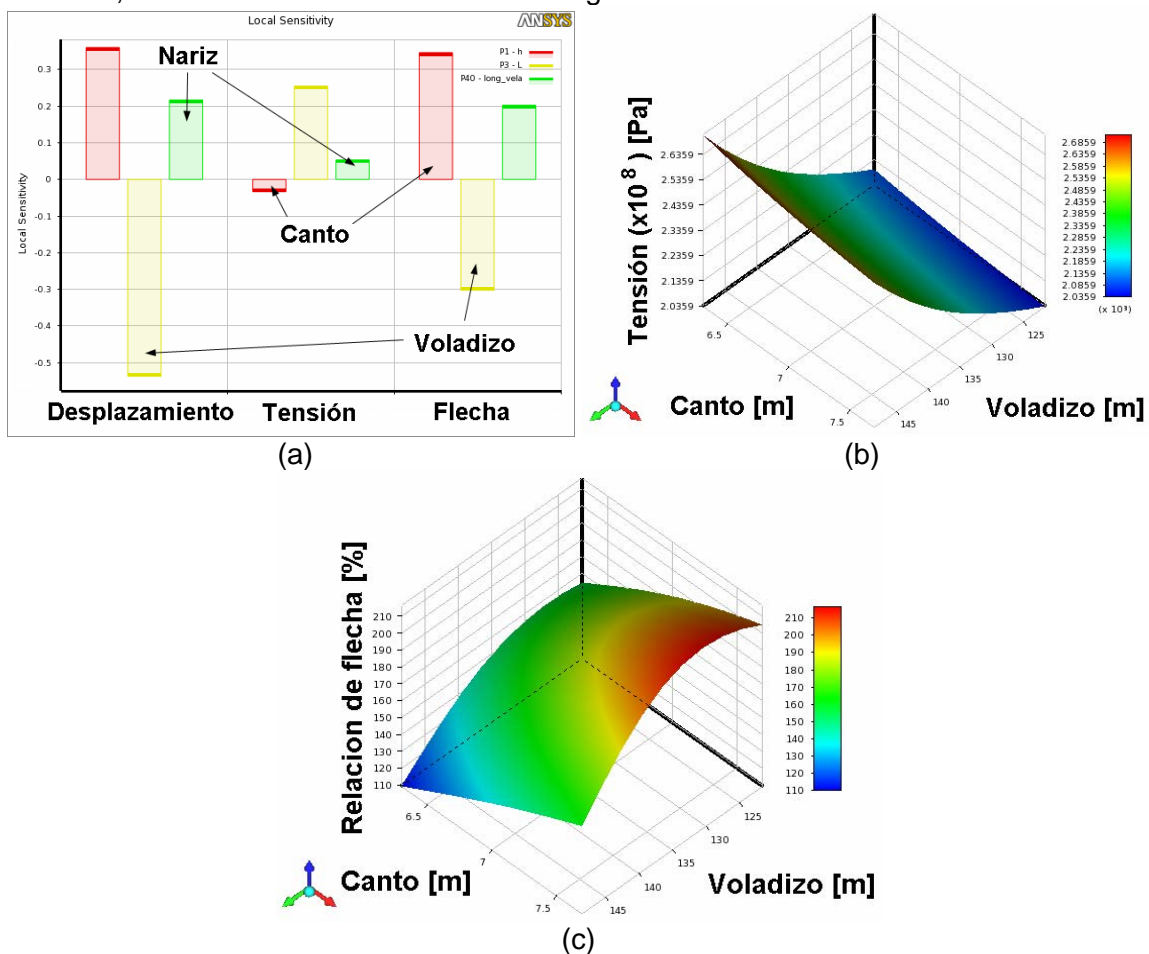


Fig.2. Resultados del diseño de experimentos: (a) estudio de sensibilidad, (b) y (c) superficies de respuesta.

A la vista de los resultados que se muestran en la Fig. 2 se pueden extraer las siguientes conclusiones:

1. Del estudio de sensibilidad (Fig. 2a) se observa que el factor que mas influye en el valor del desplazamiento y la flecha es la longitud del voladizo, seguido del canto del puente y en ultimo lugar de la longitud de la nariz.
2. En la superficie de respuesta mostrada en la Fig. 2b se observa un aumento no lineal del valor máximo de la tensión en el tablero, siendo mayor la influencia de la longitud del voladizo.
3. En las superficie de respuesta de la Fig. 2c se aprecia la variación de la relación de flecha del voladizo con respecto al canto del tablero y la longitud del voladizo. Se observa un punto óptimo para el caso de un voladizo de 130 m, pues a partir de esa longitud se debería de aumentar el espesor de la chapa del tablero.

Como consideraciones generales, podemos afirmar que las tensiones se mantienen en valores admisibles, siendo la flecha del puente la condición más restrictiva.

4. – CONCLUSIONES

El nuevo método de lanzamiento propuesto en este artículo tiene aplicación en el lanzamiento de estructuras, tales como puentes metálicos o mixtos, con independencia de su sección, ya sea esta losa ortótropa o sección mixta con losa de hormigón, incluso con doble acción mixta. Asimismo, la sección transversal puede ser tipo cajón, cajón multicelular, bijácena; etc de ancho variable, preferentemente entre 14 y 25 m.

En el caso de que la sección transversal sea de tipo cajón de paredes verticales el vano lateral podrá ir orientado en su posición definitiva de montaje. En otros casos (por ejemplo en secciones tipo artesa o bijácena), el vano lateral podrá ir orientado bien en su posición definitiva o girado 180 grados sobre el tablero.

El canto del puente puede ser constante o variable mediante cartelas en pila, adosadas al fondo de la sección metálica, incluso linealmente variable mediante la adaptación de los capiteles de las pilas y la modificación de los apoyos de lanzamiento.

Se ha demostrado que pueden alcanzarse luces de hasta unos 150 m. Además la directriz del tablero del puente o viaducto puede ser recta o curva, tanto en planta como en alzado. El empuje puede ser con o sin losa superior (ídem losa inferior, para doble acción mixta). El método constructivo es aplicable a viaductos tanto de carretera como de ferrocarril.

Entre las ventajas del método propuesto destacamos las siguientes:

1. Se refuerzan las secciones críticas durante el proceso constructivo de empuje, en especial la sección sobre la pila durante el máximo voladizo, condicionadas de forma determinante por el sistema constructivo.
2. El tablero superior no forma parte del frente de avance (como en los empujes tradicionales) y, por consiguiente, no es necesario sobredimensionarlo con respecto al cálculo en servicio.
3. El refuerzo del tablero inferior de empuje se realiza en su mayor parte mediante una pieza integrante de la estructura definitiva, por lo que el aprovechamiento del material es máximo y se evita la utilización de otros medios auxiliares.
4. Se mejora enormemente el comportamiento a torsión de los dos primeros vanos, ya que se cierra la sección entre ambos tableros, inferior y superior.
5. Se facilita el encaje de geometrías no canónicas de lanzamiento, al montar el último vano de forma independiente al empuje general.
6. No es necesario modificar ningún elemento del sistema, ni su posición, una vez que se inicia el lanzamiento, ni realizar ninguna corrección en la unión entre el tablero y el último vano lateral.
7. De forma general, también se consigue un proceso constructivo seguro y estable en todas sus fases, compuesto por operaciones simples y repetitivas (con un grado de prefabricación elevado), susceptibles de automatización y monitorización continua, y que redunda en unos menores plazos y costes de ejecución

Para finalizar, la metodología de análisis propuesta, basada en el diseño de experimentos se muestra como muy adecuada para abordar el estudio y optimización de procedimientos de montaje y estructuras similares a la aquí expuesta.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al Ministerio de Ciencia y Tecnología la financiación del Proyecto de Investigación IPT-380000-2010-012 del subprograma INNPACTO titulado “Diseño de un nuevo sistema de empuje de puentes metálicos (mixtos) y sección sonstante mediante métodos numéricos y validación experimental”. Agradecemos especialmente la participación activa y el apoyo de COPROSA S.A. en el proyecto. También agradecemos la colaboración de los grupos de investigación GITECO de la Univeridad de Cantabria y GICONSIME de la Universidad de Oviedo. Finalmente agradecemos el uso de la licencia universitaria de investigación del programa ANSYS-Workbench V13.

BIBLIOGRAFÍA

- [1]. Leonhardt, W., Baur, W. Puente sobre el Río Caroní, Venezuela, 1961-1963.
- [2]. Leonhardt, W., Baur, W. Puente sobre el Río Innm en Kufstein, Austria, 1965.
- [3] Leonhardt, F. Andrae, W., Baur, W. International Patent E01D21/06. Verfahren zum Herstellen von langen Bauwerken, insbesondere Bruecken, aus Stahl-oder Spannbeton. 1967.
- [4]. Rosignoli, Marco. 2002. “Bridge launching”. Thomas Telford.
- [5]. Association Française de Génie Civil. 1999. “Guide des ponts poussés”. Varios autores.”
- [6]. Tesis Doctoral “Evolución tipológica y estética de los puentes mixtos en Europa”, Jorge Bernabeu Larena, ETSICCP, Madrid, 2004.
- [7].Trabajo de Investigación “Aspectos condicionantes del diseño y análisis de puentes contruidos por empuje.”, Carlos Castañón Jiménez, ETSICCP, Madrid, 2008.
- [8]. Manterola, Armisen. 2000 “Puentes”. ETSICCP.
- [9]. Fernández Troyano, Leonardo. 2004, 2ª ed. “Tierra sobre el agua”. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- [10] Guanmin, D. Quanxin, G. Benwen, Y. Et.al. Int. Patents E01D21/00; E01D21/10. Incremental launching positioning construction method of bridge subsection girder temporary pier, 2008.
- [11] Kondo, S., Tanji, Y., Sato, S. International patents E01D2/00; E01D21/00; E01D21/06. Launching method and launching machine for bridge, 2004.
- [12]. Millanes Mato, F. 2007. “Viaducto Arroyo Las Piedra, primer viaducto mixto de las líneas de alta velocidad españolas. Hormigón y Acero, 243, 5-38.
- [13] Khizhavskij Olej, A., Gubin Aleksej, V. International Patent 01D21/06 Method for incremental launching of bridge span. 2010.
- [14] Bonatz, P. European Patents E01D21/06B; E04C5/08. Verfahren zum Herstellen langer Bauwerke aus Spannbeton im taktweisen Verschiebverfahren mit während des Vorschiebens wanderner, exzentrischer Längsvorspannung. 1978
- [15] Wittfoht, H. European Patents E01D11/04; E01D19/14; E01D21/06B. Procède de construction d'un pont a suspentes obliques ou a membrure bridee. 1981
- [16]. Martínez Calzón, J. 2002. “El sistema ábaco para el lanzamiento de puentes mixtos de grandes luces con canto constante.” III Jornadas Internacionales: Puentes Mixtos, estado actual de su tecnología y análisis.
- [17]. Marchetti, M. E. 1984. “Specific design problems related to bridges built using the incremental launching method.” Engineering Structures, 6, pp 185-210.
- [18] del Coz Díaz, JJ., Castro Fresno, D., Navarro Manso, A., Alonso Martínez, M. Patente P201100755 - Sistema y método de lanzamiento de estructuras. 2011.

EXCAVACIÓN Y CONTENCIÓN DEL EDIFICIO POLIVANTE BARCELÓ (MADRID)

Henche, J (*)

Ingeniero de Caminos GRAHEN INGENIEROS S.L., Madrid, España. Profesor Departamento de Tecnología de la Edificación. Escuela Arquitectura UEM

RESUMEN:

El edificio polivalente de la calle Barceló es una obra importante y singular de 5.900 m² de superficie de parcela, con profundidad de excavación superior a los 16 m, situado en la manzana comprendida entre las calles Barceló, Mejía Lequerica y Beneficencia. El edificio posee cuatro sótanos con tipología de losa maciza de diversos espesores. La contención es una pantalla de pilotes de Φ 650/1,0m. Los propios forjados de las plantas subterráneas son la contención, pero solo en su parte perimetral. La primera fase soportada en pilas pilote, se construye descendientemente; el área interior, que coincide con el edificio sobre rasante se cimenta mediante losa y se construye ascendientemente. Las condiciones del entorno impiden emplear anclajes provisionales; los arriostramientos metálicos proporcionan escasa rigidez y elevadas complejidades constructivas.

La contención de pantallas mediante marcos de forjados posee interesantes ventajas constructivas:

- El sistema de vaciado es similar a una construcción a cielo abierto, no a una obra subterránea.
- Los forjados perimetrales ejecutados sobre el terreno son ya obra definitiva. No se introducen sistemas de contención provisionales.
- La repercusión económica de la cimentación profunda es baja. En general solo soporta cargas de losas hasta planta de calle.

Ello genera un complejo sistema de interacción entre la contención y la pantalla. Ha sido estudiado con un método específico de interacción que estima los empujes en función de la rigidez.

Palabras clave: Barceló, Contención, Forjado arriostrante.

SUPPORT EXCAVATION OF BUILDING BARCELÓ (Madrid)

ABSTRACT:

The multi-purpose building Barceló is an important and remarkable work of 5,900 m² of floor, with over 16 m digging depth, located between the streets Barceló, Mejía Lequerica, and Beneficencia in center town of Madrid. The building has four underground levels with concrete slab of various thicknesses. Retaining wall is a sheet of piles Φ 650/1, 0 m.

The own underground floors slabs are the struts, but only for the external edge. The first phase is bearing on preliminary piles, builds downward; the inner area, which coincides with the main building, is supporting by a raft foundation and built upwards. The environmental conditions prevent employ temporary anchors; steel struts provide low stiffness and high construction complexities. Diaphragm walls supported through preliminary slabs frameworks has interesting constructive advantages:

- Dig system is similar to a usual construction, not to an underground work.
- The concrete slab made on the ground is already a definitive work. Do not introduce temporary struts systems.
- The economic impact of the preliminary piles is low. Only supports loads of slabs to ground level.

This generates a complex interaction system between slabs struts and diaphragm wall. It has been analyzed with a specific method, in which soil stresses and strut stiffness are linked.

Key words: Barceló, Contención, Forjado arriostrante.

(*) e-mail: javier.henche@grahen.es

1. Descripción de la estructura subterránea del mercado de Barceló

La planta subterránea ocupa un área de 5875 m² y unos 315 ml de perímetro, en forma de cuadrilátero con longitudes de lados de 105 – 55 – 81 – 73m. Se sitúa entre las calles Barceló, Mejía Lequerica y Beneficencia, ocupando en gran parte las calzadas transitables de estas últimas. El último lado de la planta cuadrangular lo ocupa el IES Isabel la Católica, que es casi medianero. Las rampas de acceso son asimismo túneles que llegan a los sótanos 1º y 2º. La sección tipo del edificio subterráneo se compone de una pantalla de pilotes de $\Phi 650$ separados 1,0 m entre ejes y de unos 22,0m de profundidad, para una altura de excavación desde el nivel de calle variable entre 16,0 y 17,0m. Al disponerse parte de planta bajo la calzada, en esta zona la construcción descendente es obligada, disponiéndose para ello losas de 90cm de espesor, hormigonadas sobre el terreno. El resto de las plantas son forjados de losa maciza de 35 (planta 1ª) ó 30 cm (resto de las plantas). El edificio principal sobre rasante de mercado y polideportivo se sitúa en el centro de la planta subterránea, y el edificio de biblioteca se sitúa junto al IES.

Este sistema constructivo inicialmente previsto era incompatible con la reposición rápida de la cubierta. La solución desarrollada consiste en construir marcos perimetrales de forma descendente, como elemento de contención ejecutados previamente a la excavación, y posteriormente la parte central del edificio de forma ascendente. Ello implica interesantes ventajas constructivas:

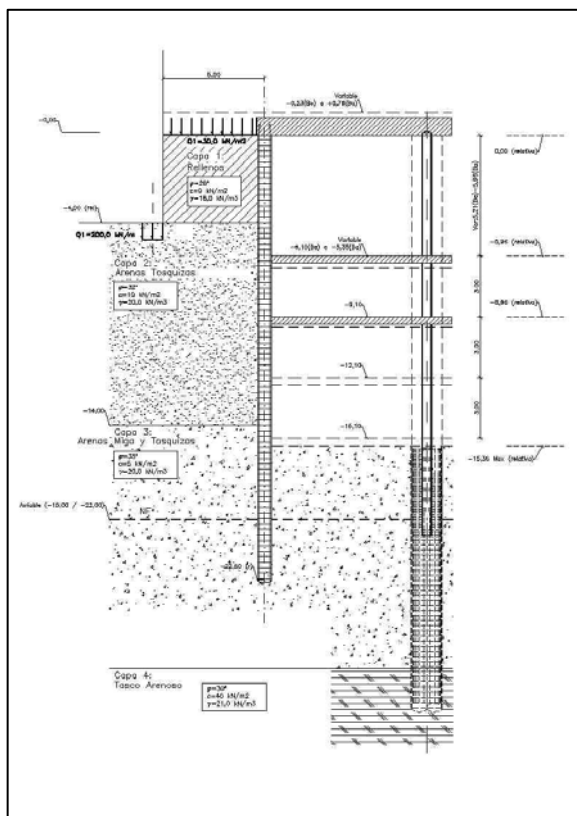


Figura 1: Sección Tipo de pantalla

- El sistema de vaciado es básicamente similar a una construcción a cielo abierto: acceso de camiones hasta fondo de excavación, disposición de grúa torre etc.
- Los forjados perimetrales ejecutados sobre el terreno son ya obra definitiva, y por tanto no se introducen sistemas de contención provisionales que poseen importantes complicaciones constructivas
- La repercusión de la cimentación profunda por pilares pilote es moderada, ya que, en general, solo soporta cargas de losas hasta cubierta de calle, siendo la mayor parte pilares tradicionales de hormigón.
- Permite la reposición del tráfico rápida y la eliminación de la ocupación de cubierta duradera.
- Se puede solapar la ejecución del módulo de biblioteca con la obra subterránea (planteamiento parcial de una construcción ascendente-descendente).

En cambio ha sido preciso cambiar 39 pilares de hormigón del edificio por pilares-pilote. Los pilares son metálicos de 5 tipos de sección diferente, y los pilotes de 7 tipos de diámetros de 2000 y 1500, y profundidades entre 22,0 y 8,0m para adaptar el diseño lo más posible a la gran variación de cargas. Asimismo se han construido 18 pilastras de pilote aislado entre $\Phi 850$ y 1250, que posteriormente son demolidas. Este conjunto de pilastras y pilas pilote aportan sustentación suficiente a los forjados en las fases constructivas, y son la contrapartida que el sistema requiere para conseguir las ventajas anteriormente citadas. En su conjunto, esta corona perimetral de pilotes de cimentación posee una cierta racionalidad en su diseño: El perímetro se sustenta en

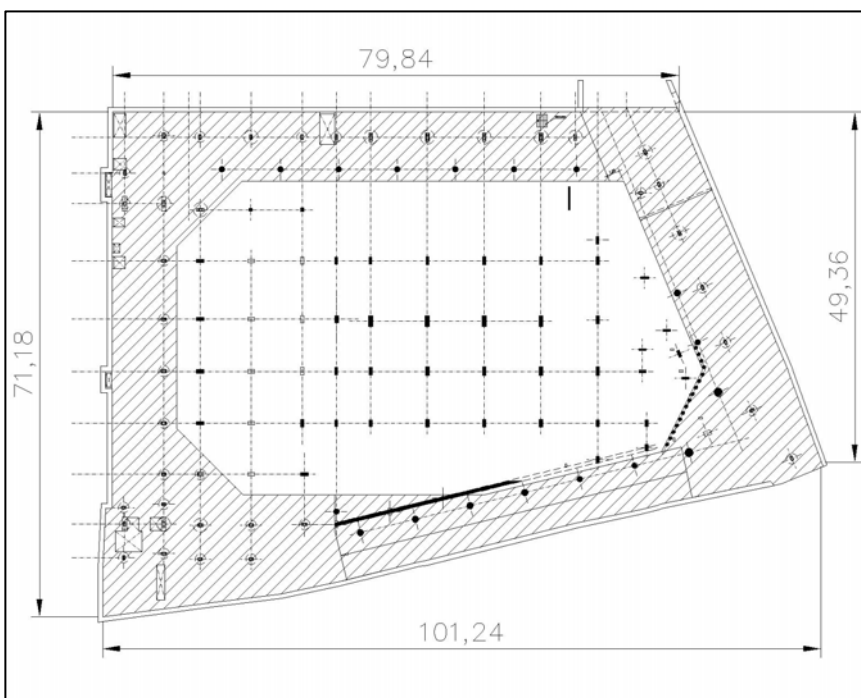
cimentación profunda (pantalla y pilares pilote), y el edificio principal, con acciones en pilares mucho más elevadas, se cimenta mediante losa de 1,20m de canto.



Figura 2: Estado actual de la obra (Marzo de 2010)

2. Marcos de Contención

Las enormes dimensiones de la parcela, y la inmediata proximidad de los edificios próximos no han permitido ni utilizar apuntalamientos provisionales ni anclajes activos para la contención de la pantalla. Esta función la realizan los forjados perimetrales de cubierta, planta 1ª y planta 2ª, que se construyen en fases descendentes sucesivas una vez excavada la fase anterior. La anchura de cada lado del marco se ha determinado por la posición de la 1ª crujía de pilares-pilote. También ha sido determinante pretender no mezclar cimentación directa y profunda en la planta del edificio principal. Evidentemente el lado más desfavorable es el de la calle Beneficencia, en la que la planta del edificio posee más de 100m de desarrollo, con solo 7,0 m de canto en su parte central. Ello ha obligado a disponer amplios chaflanes en las esquinas, que poseen la ventaja de reducir radicalmente las concentraciones de tensiones, y aumentar la rigidez del conjunto.



A la vista de las considerables dimensiones de la parcela la cuestión crucial es conocer la rigidez de este sistema de marcos. Poseíamos buena experiencia en obras similares (*Aparcamiento de la Plaza de Cabestreros Madrid y Plaza de los Bandos en Salamanca*).

Figura 3: Planta general y dimensiones del marco de contención.

3. Establecimiento de las condiciones de equilibrio y compatibilidad entre paramentos opuestos.

Vamos a aplicar a este caso las conclusiones de unos estudios de interacción entre pantallas y sótanos, y algunas otras reflexiones de índole teórica. Supongamos inicialmente un modelo sencillo en 2D en el que los muros son indefinidos. Las condiciones geométricas generan una descompensación de empujes evidente, por ejemplo, cuando el edificio posee una altura de excavación más en uno de los lados, como es el caso del ejemplo que se adjunta.

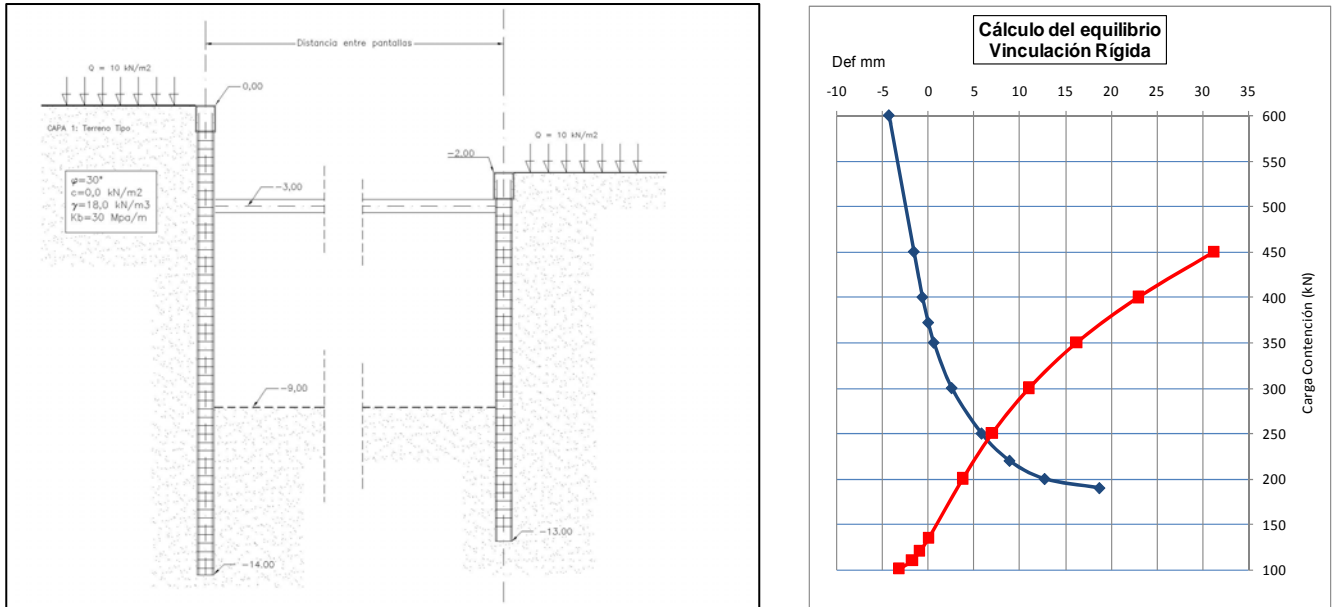


Figura 4 y 5: Sección de pantallas con desequilibrio de empujes. Cálculo de la carga de compatibilidad para vinculación rígida.

Como es lógico, el equilibrio implicará que si ambos paramentos están vinculados por un elemento de estructura (bien sea un forjado definitivo o un apuntalamiento provisional), la carga de contención en ambas pantallas debe ser la misma. Usualmente el planteamiento del análisis es calcular las dos secciones de pantalla, sin considerar que están ligadas. Ello es evidentemente incorrecto ya que incumple la condición de equilibrio. Para establecer correctamente la compatibilidad recurriremos a lo que denominamos **diagrama característico del sistema de contención**, que no es más que la relación entre la carga de contención aplicada en un nivel y la deformación de la pantalla. Para ello recurrimos a un programa de comportamiento elastoplástico del terreno para el cálculo de pantallas, en nuestro caso el denominado programa CORTINA. Estos gráficos nos dicen que, por ejemplo en la pantalla 1, la presión de contención mínima ronda los 200 kN/ml, no siendo estable para valores inferiores. Otro valor importante es la carga de contención para deformación nula que asciende a 372 kN/ml: valores inferiores generan deformaciones hacia la excavación, y superiores hacia el terreno. En el caso de la pantalla 2, la carga de equilibrio límite es de unos 100 kN/ml y la de deformación nula 134,8 kN/ml. En el caso particular de forjado infinitamente rígido, las deformaciones de ambas pantallas deben ser iguales, por lo que gráficamente podemos obtener la solución compatible y equilibrada. Como se observa la carga de contención es de 243,2 kN/m, con una deformación añadida de unos 6 mm, valor relevante si se considera que usualmente se efectúa la condición de apoyo fijo. Hemos estudiado otras vinculaciones como son forjados rígidos con deformación impuesta por retracción, y apuntalamiento provisional flexible, que revelan la importancia del fenómeno.

4. Modelo estático de compensación de empujes

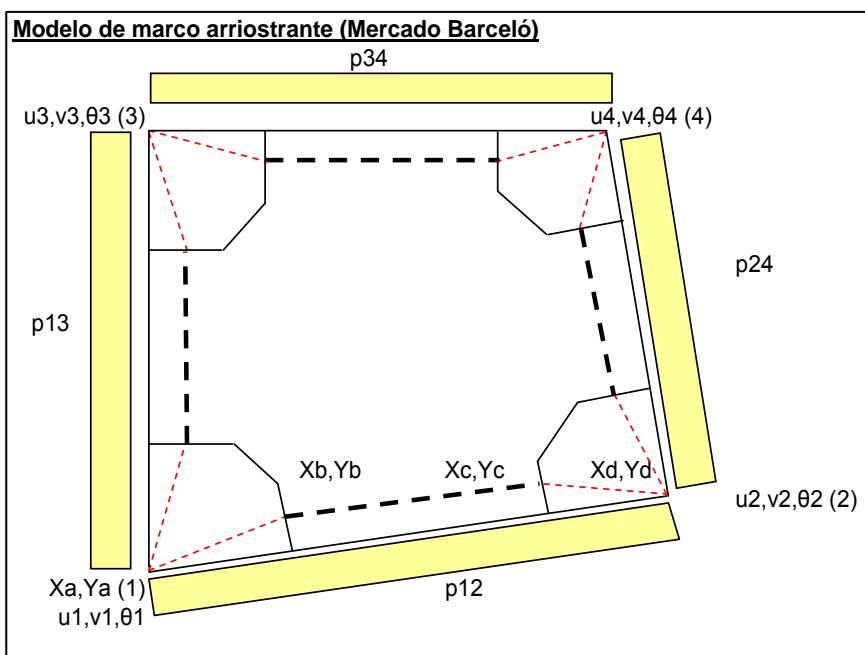
Si supongamos la planta de un sótano como un perímetro cerrado que recibe los empujes de los diversos muros o pantallas, con las siguientes hipótesis:

- La carga es perpendicular a la pantalla, sin aparición de fuerzas rasantes entre pantalla y terreno. Es decir no existe rozamiento entre el terreno y la pantalla.
- La distribución de cargas es uniforme en todo el paramento de la pantalla. Esta hipótesis es claramente aproximada debido a la diferente deformación de los forjados (por su propia rigidez como membrana o por el efecto de la retracción), siendo más flexibles en el punto medio del paramento, y más rígido en los extremos.

Si las fuerzas están en equilibrio el contorno el flujo de la presión de contención en el perímetro es nula; la aplicación del teorema de Gauss, implica por tanto que también lo sea el operador divergencia de la presión entre paramentos. Ello solo sucede solo en general para una planta irregular cuando la presión es constante en todo el perímetro. Por tanto la consecuencia el equilibrio de empujes implica que su magnitud sea igual en todos los paramentos, y al ser perpendicular, los forjados trabajan en condiciones hidrostáticas. ¿Cuál es un valor razonable de esta carga de equilibrio? Del lado de la seguridad se podría tomar el empuje mayor. Sin embargo esto sería claramente conservador: sería más exacto contemplar que el sistema rígido provocará mayores deformaciones en los lados activos y menores en los pasivos, hasta igualarlos, considerando el comportamiento no lineal del terreno que es, en último extremo, el origen de los empujes. Es decir será más razonable establecer que la carga de contención es el promedio de las cargas de contención de cada lado, y este valor será aún un tope superior de la carga real por aplicación del teorema de estado límite superior de la plasticidad, al tratarse de una situación de equilibrio estáticamente admisible.

5. Cálculos de proyecto

En los apartados anteriores, se analizaron las condiciones estáticas y cinemáticas que rigen la contención ligada de pantallas. Sin embargo el modelo aplicado a nuestro caso reveló que no tenía compatibilidad cinemática, ya que las deformaciones pasivas que aparecían en los lados cortos, eran demasiado elevadas para ser reales. Era preciso redistribuir los empujes en los paramentos para buscar también una coherencia cinemática, disminuyendo la reacción de los lados largos y aumentándola en los cortos. Este efecto es decisivo ya que aumenta la rigidez del sistema, y se aproxima más a la realidad. Se adoptó para ello un modelo de cálculo de acuerdo a



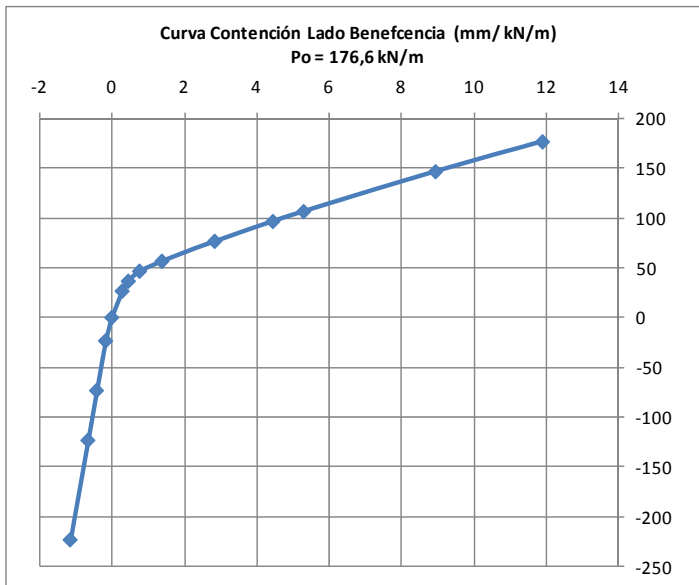
los criterios de diseño geométrico planteado: considera el marco compuesto por esquinas rígidas que poseen deformación uniforme con tres grados de libertad en su plano (las traslaciones de nudo en ejes X e Y –U y V– y el giro rígido de la esquina –θ–), unidas por barras flexibles cuyas características mecánicas son las propias de una sección rectangular de canto igual al del marco y de ancho el canto de la losa del forjado.

Figura 6: Esquema de cálculo de marco

A partir de esta planta simplificada, se realizó un cálculo matricial con 6 GDL (tres por cada esquina tal como se ha mencionado), en hoja de cálculo. Los resultados del cálculo son las solicitaciones tipo viga en los extremos y en el centro de cada barra.

Con ellas se obtienen los pares de tracción y compresión aplicados en los puntos de aplicación que por hipótesis se han considerado el 0,85 del canto útil. El modelo aplicado reveló, como no podría ser de otra forma, que el pórtico está fuertemente comprimido por la compensación de empujes entre paramentos. Es decir las barras centrales trabajan a flexión compuesta con pequeñas tracciones en el lado interior central y en los lados exteriores extremos. Por esa razón se dispusieron armados sobreabundantes respecto a los obtenidos por cálculo.

6. Modelo de interacción para el cálculo del marco



Por último presentamos un modelo de cálculo del marco que supera las simplificaciones y las incertidumbres del modelo de barras: se trata de un modelo de elementos finitos tipo membrana que simula el comportamiento del marco en su plano, y vinculado al perímetro de pantalla mediante un resorte continuo no lineal, que se obtiene a partir de la anteriormente definida curva característica de la contención. La única simplificación establecida es no considerar el rozamiento entre la pantalla y el terreno. Para ello efectuamos los siguientes pasos:

Figura 7: Curva característica de la contención en el lado Beneficencia

1. Establecimiento de las curvas características de la contención en los cuatro paramentos
2. Definición de unas condiciones de vinculación entre el marco y la pantalla, descomponiendo la respuesta del diagrama de contención, en una cantidad fija aplicada como carga externa al modelo igual a la presión de contención bajo deformación nula, más una variable de respuesta correspondiente a la reacción de un muelle no lineal.
3. Aplicación de la geometría del marco a un modelo de elementos finitos tipo membrana equivalente a una losa de hormigón de 35 cm de espesor, (modelo SAP 2000 V14).
4. Definición de muelles no lineales diferentes en los cuatro paramentos, con unos diagramas de fuerza deformación obtenidos según el método explicado en el apartado 2.
5. Cálculo del modelo SAP, con aplicación de un cálculo en ELS no lineal.

La respuesta en deformaciones se presenta a continuación:

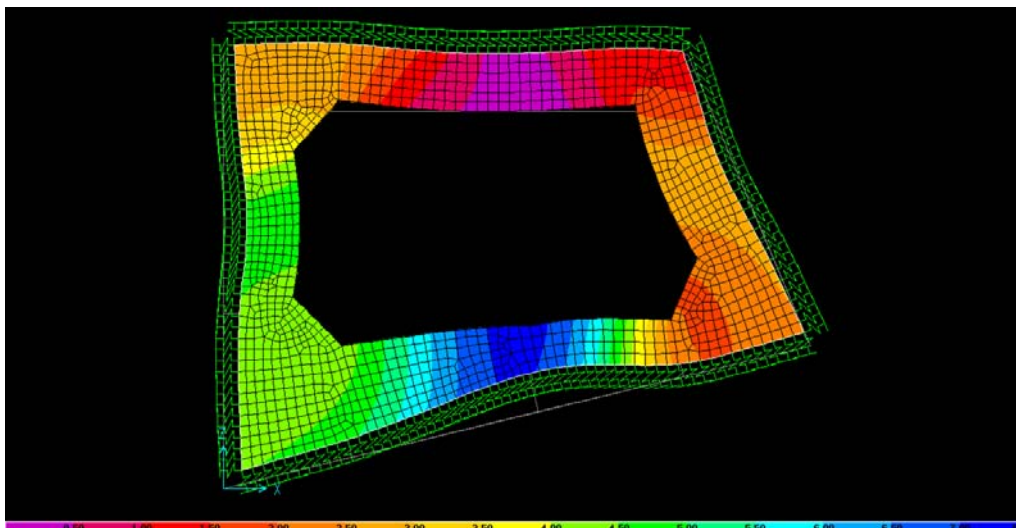


Figura 8: Deformaciones del modelo de elementos finitos con interacción no lineal con el terreno

La deformación máxima se produce en el lado Beneficencia y asciende a 7 mm. En el siguiente gráfico se especifican los esfuerzos de tipo membrana mediante la representación de las direcciones principales. Este gráfico explica bien el mecanismo resistente: el marco concentra tensiones de compresión en la parte superior de los centros de los lados, y en la parte exterior de las esquinas, que justifica la disposición de amplios chaflanes. Las máximas compresiones son del orden 1680 kN/m; las tracciones son residuales, situándose en el interior del centro de los marcos. Las isostáticas dibujan un antifunicular ovalado, que pasa por los puntos citados.

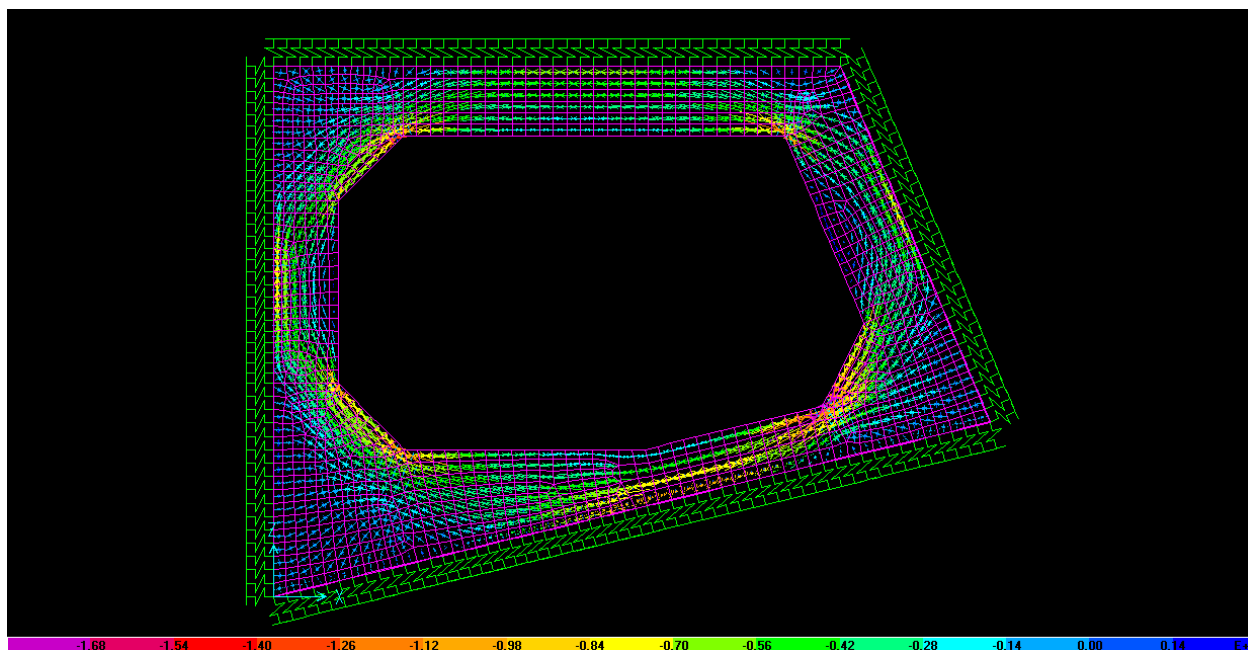


Figura 9: Isostáticas del modelo en el que se aprecia la distribución de las isostáticas de compresión.

7. Conclusiones y referencias de la obra

La excavación de un considerable vaciado se ha realizado con el aprovechamiento de parte de la estructura definitiva, ejecutándolos previamente en forma de marcos perimetrales. Ante la necesidad de conocer bien su funcionalidad, hemos profundizado en el análisis de la compatibilidad y el equilibrio de los empujes del terreno en obras subterráneas cuando existe una vinculación entre pantallas, ya sea provisional o definitiva. Ello abre interesantes consecuencias acerca de la infravaloración de las deformaciones calculadas en las pantallas. Asimismo se presenta un modelo de equilibrio hidrostático simplificado pero válido para algunas aplicaciones. Por último se presenta un cálculo refinado para esta obra, que utiliza las posibilidades del cálculo no lineal con elementos finitos por aplicación de la denominada curva característica de la contención.

Queremos mostrar nuestro agradecimiento a los siguientes intervinientes en la obra:

Proyecto y Dirección de obra:

Ingeniería de Estructura de la Dirección de obra:

Inspección de Proyecto (Ayto. Madrid):

Asesor Geotécnico:

Empresa Constructora (UTE Barceló Dragados - Acciona):

Asistencia Técnica (FHECOR – ANETO – INTEINCO):

Nieto - Sobejano Arquitectos.

NB-35

Jorge Presa y Javier Viñas.

José María Rodríguez Ortiz

Ramón Arteaga y Julio Fernández

Daniel Jiménez y José Soriano.

VERSATILIDAD CONSTRUCTIVA EN PUENTES MÓVILES

Ladrón de Guevara, G.^{1*}, Martínez-Calzón, J.¹, Serrano, A.¹, Castañón, C.¹

(1) MC2 Estudio de Ingeniería S.L., Madrid, Spain

RESUMEN:

El proyecto y construcción de puentes móviles se enmarca dentro de una actividad de carácter singular que ofrece un amplio abanico de posibilidades constructivas las cuales incorporan una gran versatilidad a los procesos de diseño. La elección de la tipología y del proceso constructivo es un componente esencial en la concepción y diseño de los mismos, no solamente en relación a los aspectos técnicos y analíticos, sino también, por su carácter generalmente emblemático, en los planteamientos formales y estéticos de la obra. El estudio del proceso constructivo, su interacción con los materiales involucrados y las condiciones particulares de los recintos para la maquinaria y su ubicación, así como el entorno de la obra, deben ser contemplados desde las fases preliminares del proyecto.

Los planteamientos desarrollados en el presente artículo se basan en el máximo aprovechamiento de los recursos, tanto de los de la propia estructura como de los medios auxiliares que puedan incorporarse a los posibles procedimientos, así como en la utilización de las posibilidades que ofrece el lugar de la obra y su entorno, las cuales pueden ser especialmente relevantes y favorables en determinados casos.

Como ejemplos de la construcción de puentes móviles se presentan en este artículo tres obras cuyos procesos de ejecución poseen aspectos innovadores que merecen ser mencionados.

Palabras clave: puente basculante, puente rotatorio, procesos constructivos singulares, estructuras metálicas, estructuras mixtas, recintos de maquinaria

CONSTRUCTION VERSATILITY OF MOVING BRIDGES

ABSTRACT:

The design and construction of moving bridges is part of an exceptional activity offering a large range of construction possibilities that add great versatility to the design processes. The choice of the construction type and process of moving bridges is an essential part of their conception and design; not only with respect to the technical and analytical aspects but also, and because of their overall emblematic character, in regards with their form and aesthetics. As from the very beginning, the construction process and its interaction with the chosen materials, the particular conditions and location of the machinery enclosures, and the construction-site environment must be looked at.

The methods expound in this article focus on the maximum exploitation of the available resources; those of the structure itself as well as those of auxiliary means that can be integrated in potential procedures. They also centre on the utilization of the possibilities of the work site and its environment which could be especially significant and favourable in certain cases.

The construction processes of the three moving bridges presented in this article have all worth mentioning innovative aspects.

Key words: Bascule Bridge, Swing Bridge, special construction processes, steel structures, composite structures, machinery enclosures

* gines@mc2.es

1. Introducción

Las principales ciudades portuarias españolas han tenido un crecimiento muy importante en las dos últimas décadas. De igual modo, el desarrollo de las obras de infraestructura de los mismos se ha incrementado considerablemente. Las estructuras de puentes se han incorporado a estas nuevas obras aportando diversas tipologías entre las que destacan, por su singularidad, los puentes móviles.

Se presentan en el presente artículo tres estructuras de puentes móviles ubicados en los puertos de Valencia, dos de ellos, y Santander, el tercero, con el objeto de establecer un estudio comparativo de las tres obras, señalando el amplio abanico de soluciones tipológicas y constructivas que pueden desarrollarse en este tipo de estructuras.

2. – Soluciones tipológicas y descripción general de los puentes

2.1. – Puente basculante en el Puerto de Valencia

El Puente basculante sobre la antigua bocana del Puerto de Valencia entre los muelles de Poniente y de Levante fue proyectado en el año 2001. El diseño del puente, realizado por MC-2 Estudio de Ingeniería S.L., se llevó a cabo considerando el paso de tráfico ferroviario y carretero. El proyecto tuvo en cuenta los aspectos estéticos y de imagen que la presencia de esta obra incorporaba al paisaje de los muelles, destinados a incorporar un importante desarrollo urbanístico. Durante el año 2002 se llevó a cabo la construcción del puente (Fig.1).



Fig. 1. Puente basculante en el Puerto de Valencia



Fig. 2. Puente rotatorio en el Puerto de Valencia

El aspecto que prácticamente condicionó el diseño de la obra fue el requerimiento de que la posición de la rasante del puente debía de ser prácticamente coincidente con las cotas de los muelles (1,50 m en el muelle de Levante y 2,50 m en el de Poniente) en los que se apoya, con el fin de reducir al mínimo las rampas de acceso.

La luz del tramo central del puente era de 98 m, correspondiendo una longitud de 49 m, para cada una de las dos hojas móviles. Los tramos de compensación presentaban una luz de 13,50 m, determinando en conjunto una longitud total para el puente de 125 m; es decir, 62,5 m de longitud total para cada semipuente basculante.

2.2. – Puente rotatorio en el Puerto de Valencia

La reordenación urbanística del Puerto de Valencia supuso el cierre de la bocana sobre la que estaba dispuesto el puente basculante anteriormente descrito y, por tanto, la inutilización del mismo. Sin embargo, la reciente realización de una nueva salida directa al mar de la dársena interior mediante la apertura de un canal propio, introdujo una serie de circunstancias que llevaron a requerir la incorporación de un puente móvil que cruzase dicho canal. Estas circunstancias estaban fundamentalmente centradas en la necesidad del Puerto de disponer de una salida de emergencia o alternativa para el tráfico de camiones y vehículos interior al mismo, en caso de cualquier incidente en el viario interior, que permitiera poder seguir manteniendo la plena actividad hasta la finalización del inconveniente.

Posteriormente, a la ciudad de Valencia se le otorgó la realización en el año 2008 de un gran premio de automovilismo Fórmula Uno, en un circuito urbano que rodearía prácticamente la citada dársena interior y cruzaría el canal en el que se pretendía disponer el nuevo puente rotatorio. En estas circunstancias se desarrolló el proyecto de un nuevo puente de movimiento rotatorio con la premisa fundamental de aprovechar al máximo la estructura y los mecanismos del puente basculante existente.

La anchura total de la obra (Fig. 2) alcanza los 20,45 m; y el ancho útil entre cuchillos es de 18 m, que resulta algo mayor del doble del ancho útil de la obra actual (8,00 m), reflejando claramente la envergadura de la operación realizada. La luz del nuevo puente se incrementó ligeramente respecto a la del puente anterior alcanzando una luz de 99,20 m.

Las ideas fundamentales que coordinaron toda la actuación de reutilización de los materiales del actual puente basculante son las siguientes: utilización integral de las dos piezas principales o cuchillos, constituidas por piezas cajón de 60 cm de anchura, como elementos principales del nuevo sistema, con los eventuales cambios que las longitudes y geometría general que la nueva solución impone sobre estos sistemas, y el aprovechamiento completo de los sistemas mecánicos de enclavamiento en clave y en extremos dorsales.

2.3. – Puente basculante en el Puerto de Santander

La tipología considerada para el conjunto del puente es de carácter híbrido; es decir, una combinación apropiada de tipologías y características. Por una parte se dispone un tramo móvil, totalmente centrado en la línea de la bocana, consistente en una solución metálica en viga cajón con tablero superior ortótropo y canto suavemente variable entre las zonas extremas y la clave, mientras que los dos tramos de acceso, que conectan cada muelle con los recintos de maquinaria ubicados en los extremos del tramo móvil, se llevan a cabo mediante sendas vigas mixtas en cajón empotradas elásticamente en los extremos correspondientes a dichos recintos y simplemente apoyadas en los extremos situados en los muelles (Fig. 3).

Todo el puente, por tanto, se resuelve mediante un sistema de tablero superior que resulta muy apropiado para una situación plenamente marítima, al poderse contar con una gran parte de la sección de tipo cerrado, lo que ayuda notablemente a la conservación y durabilidad de la obra. La optimización de la luz del tramo móvil no solo favorece el coste propio del tablero, sino que determina que los tramos de culata –aquellos que se sitúan dentro los recintos– tengan una longitud pequeña, capaz de poder albergarse en un recinto cuyo fondo se sitúa por encima del lecho de la ría, permitiendo así llevar a cabo una solución de cimentación mediante pilotes, evitando de este modo el dragado del lecho del canal, lo cual facilita los procesos constructivos y reduce los plazos de la obra, y evita el necesario tratamiento de los residuos especiales procedentes del citado dragado.

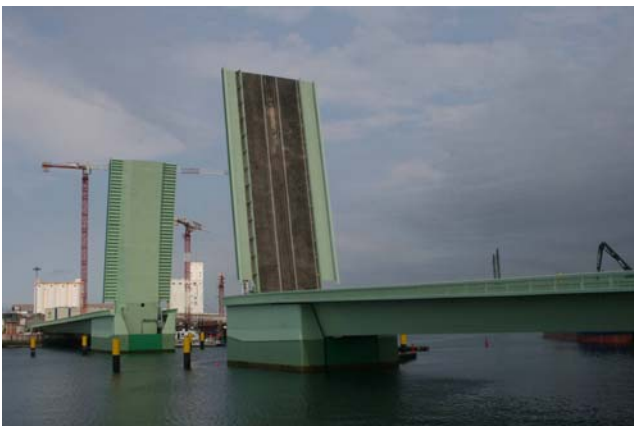


Fig. 3. Puente rotatorio en el Puerto de Valencia

3. – Recintos de maquinaria

Los recintos de maquinaria en los que se ubican los sistemas de apertura y cierre del puente, así como las zonas dorsales de los mismos, o culatas, en las fases de puente abierto, se resuelven de manera muy diferente en los tres casos presentados. En el primer caso, se ejecutan dos

recintos gemelos de carácter profundo, debido a la exigente condición de la rasante del puente, en los extremos de las dársenas, con el objeto de albergar las culatas de los tableros en posición abierta. En el segundo puente, el movimiento se transforma en rotatorio, requiriéndose, por tanto, recintos de carácter superficial, pero de gran extensión, que permiten la ubicación completa del puente en paralelo al canal. Finalmente, en el caso de puente del Puerto de Santander, se efectúan recintos de gran altura, para permitir la ubicación de la culata durante el movimiento basculante, con la idea de no afectar el fondo del canal por motivos fundamentalmente medioambientales y económicos. Por ello, se ejecutan los recintos semi-flotantes elevados sobre dicho fondo, y apoyados sobre sendos grupos de pilotes de gran diámetro.

3.1. – Recintos del puente basculante en el Puerto de Valencia

Los tramos dorsales de compensación en fase abierta, los contrapesos y la maquinaria de elevación se alojan en dos fosos (Fig. 4) con forma básicamente rectangular, dimensiones interiores en planta de 18,85 x 10,85 m y 13,00 m de profundidad. Dichos fosos están constituidos por pantallas de hormigón armado de 34,00 m de profundidad y 1,00 m de espesor, coronadas a la cota +0,80 por una viga riostra. La solera de los fosos está formada por una losa de hormigón armado de 2,00 m de espesor situada a la cota -12,20 m. Sobre la viga riostra superior apoyan las rótulas de giro, y se encuentran los alojamientos para los mecanismos de enclavamiento y topes laterales, constituyendo básicamente la cimentación del puente.



Fig. 4. Recinto de maquinaria. Puente basculante en Valencia

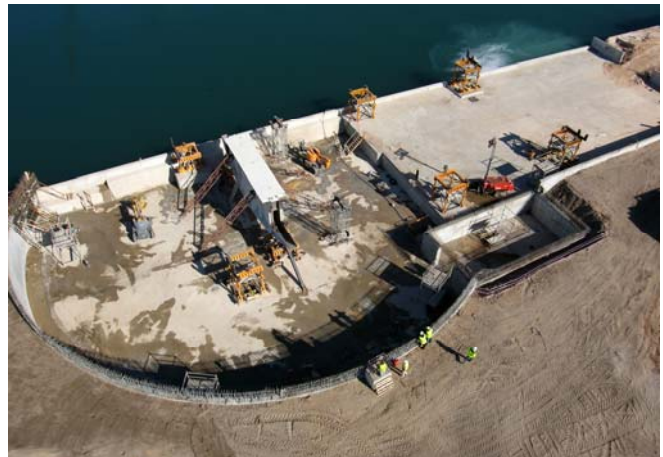


Fig. 5. Recinto de maquinaria. Puente rotatorio en Valencia

3.2. – Recintos del puente rotatorio en el Puerto de Valencia

Como se ha indicado, se trata de dos recintos de carácter superficial en los cuales se disponen dos niveles, uno a la cota -1.27 exigida por geometría del contrapeso y su desplazamiento durante las fases de apertura y cierre, y otro al nivel +0.50 determinado por la zona frontal del puente en fase cerrada (Fig. 5).

3.3. – Recintos del puente basculante en el Puerto de Santander

Tal y como se ha señalado anteriormente, estos grandes elementos estructurales (Fig. 6) se disponen en posición semi-sumergida y apoyados sobre un conjunto de pilotes de 2,0 m de diámetros. Se diseñaron en hormigón armado, formando una especie de gran cajón con forma prácticamente paralelepípedica con unas dimensiones aproximadas de 13,30 m de anchura, 23,00 m de longitud y 11,56 m de altura. Los espesores de los muros varían entre 0,40 m y 0,50 m, y el canto máximo del encepado resulta de valor 3,30 m.



Fig. 6. Recinto de maquinaria. Puente basculante de Santander

4. – Soluciones para los tableros

Las condiciones estéticas y económicas han determinado en cada caso la tipología estructural de los tableros móviles. Se describen a continuación la definición de los tableros de cada puente.

4.1. – Tableros del puente basculante en el Puerto de Valencia

Los tableros correspondientes a las dos hojas del puente (Fig. 7) fueron diseñados con una solución de tablero metálico ortótropo con nervios dispuestos en dirección transversal al puente. El sistema resistente global elegido para el puente estaba constituido por la disposición de dos vigas laterales situadas a ambos lados del tablero que recibían por el exterior de las mismas las subestructuras de las aceras, creándose una sección transversal que separaba netamente la calzada del tránsito ferroviario-carretero del tránsito peatonal.

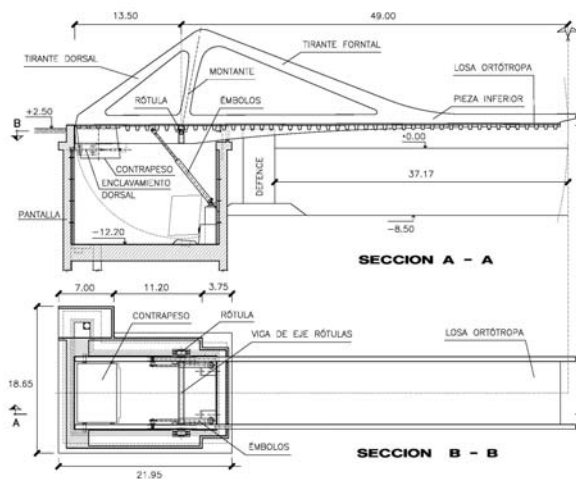


Fig. 7. Puente basculante de Valencia. Esquema una hoja

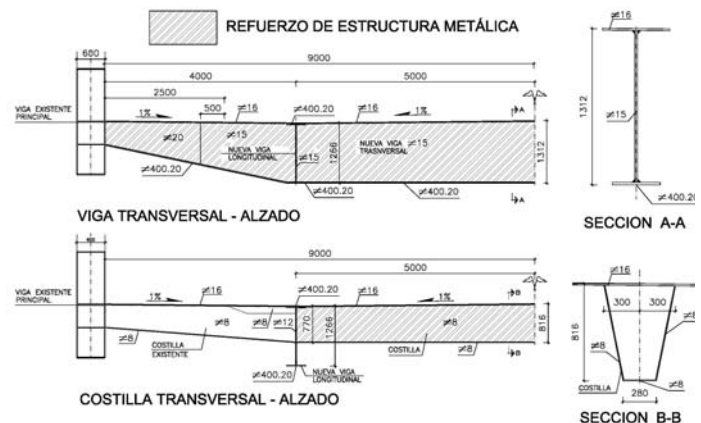


Fig. 8. Puente rotatorio de Valencia. Vigas y nervios transversales

Las vigas principales se componen de cuatro grandes piezas. Una pieza inferior formada por un dintel longitudinal que se extiende a lo largo de toda la longitud de cada hoja. Estos dinteles, de sección en cajón rectangular, presentan un ancho de 0,60 m, constante en toda su longitud y un canto suavemente variable desde la clave hacia las rótulas. El canto en clave es de 1,60 m y aumenta progresivamente hasta 3,60 m en la zona de culata. Un tirante frontal, formado por barras diagonales inclinadas que parten desde un punto intermedio de cada dintel. La forma de la sección de esta pieza es de viga cajón rectangular con un ancho constante de 0,60 m y un canto ligeramente variable. Un tirante dorsal formado por barras también diagonales de constitución análoga a la del tirante frontal. Y, finalmente, un montante o fuste que une el punto superior con el

eje de la rótula, dirigiendo, en acción directa de compresión hacia la misma, la resultante de las dos componentes de los tirantes frontal y dorsal actuantes en el nudo superior.

Cada una de las dos hojas móviles del puente se equilibra mediante los oportunos contrapesos dorsales, de forma que el centro de gravedad de las cargas permanentes se sitúe con toda precisión en el eje de giro de cada hoja.

4.2. – Tableros del puente rotatorio en el Puerto de Valencia

El tablero del nuevo puente rotatorio surge del aprovechamiento íntegro de la estructura del tablero del puente basculante original. Las operaciones críticas que posibilitan la transformación entre un puente y otro se detallan a continuación. Se realiza un corte longitudinal total por el eje del puente actual, para separar en dos el sistema portante principal y llevarlo hasta la nueva anchura requerida, incorporando en la parte central entre dichas dos zonas separadas, una nueva estructura parcial que, por una parte, da continuidad transversal a los nervios del tablero ortótropo de la actual solución; y, por otra, permite disponer, en cada uno de los bordes del corte realizado, nuevas vigas longitudinales capaces de mantener el trabajo apropiado de los antedichos nervios. Estas nuevas vigas longitudinales son recogidas por diversas vigas transversales, también totalmente nuevas, que se sitúan a intervalos apropiados, intercalándose en los espacios existentes entre los nervios trapeziales transversales, permitiendo recoger las acciones transferidas por aquellas hasta los cuchillos longitudinales laterales recuperados de la estructura existente (Fig. 8 y Fig. 9).



Fig. 9. Traslado de las hojas del puente rotatorio de Valencia

4.3. – Tableros del Puente basculante en el Puerto de Santander

La solución adoptada para el tramo móvil corresponde a una disposición basculante; es decir, dos hojas voladas apoyadas en dos parejas de rótulas con unas luces de 36 m, siendo, por tanto, la luz total entre rótulas de 72 m en la situación de puente cerrado. La luz de las zonas dorsales o de culata, donde se ubican los contrapesos de equilibrio, es de 10,5 m.

Las dimensiones adoptadas para las longitudes de dichas culatas son inferiores a la profundidad del fondo de la dársena, respecto a la cota de situación de las rótulas, lo cual determina que los recintos en los que han de disponerse la totalidad de los elementos de apoyo, enclavamientos, maquinaria y sistemas requeridos para la movilidad y fijación de cada hoja, puedan estar situados por encima de dicho fondo.

La tipología general del puente basculante es de tablero superior (Fig.10), constituido por una sección transversal en cajón trapezoidal metálico, de canto ligeramente variable entre un máximo de 4,30 m en la zona de culata y un mínimo de 2,50 m en la clave del tramo móvil.

La plataforma del tablero presenta una anchura total de 15 m. La pieza cajón trapezoidal presenta una anchura de la base inferior de 7,00 m y superior de 10 m, que se extiende a ambos lados con voladizos de 2,50 m para completar la anchura total de 15 m antedicha.

El tablero superior está constituido por un sistema ortótropo, formado por una chapa superior de 12 mm de espesor en la zona central, entre las alas laterales, y 8 mm de espesor en las zonas de voladizos; y nervios trapeciales transversales de chapa de 8 mm de espesor en la zona central y 6 mm en la zona de voladizos. La altura de estos nervios es constante de 250 mm, con una base superior de 350 mm de ancho e inferior de 150 mm, y una separación entre nervios de 800 mm. Esta disposición ortótropa se extiende a los voladizos y a las zonas interiores bajo la calzada de tráfico automóvil, mientras que entre las almas centrales se dispone un sistema de riostras transversales separadas cada 2,40 m que reciben sendos perfiles longitudinales, los cuales se sitúan bajo los carriles de la vía de ancho métrico.

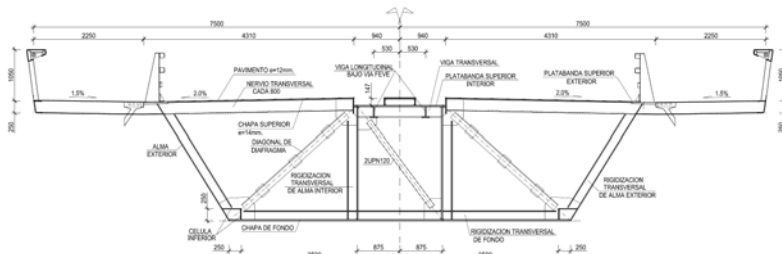


Fig. 10. Puente basculante de Santander. Sección transversal tipo

5. – Conclusiones

Se han presentado en este artículo tres soluciones constructivas que, contribuyendo a resolver un problema estructural muy similar, a priori, en los tres casos, lo solventan planteando tres soluciones radicalmente distintas, tanto en los aspectos de diseño como en las alternativas constructivas empleadas en cada caso. Las condiciones locales particulares del entorno portuario y urbano, y las exigencias de las diferentes autoridades portuarias, permiten afrontar la problemática concreta de cada estructura desde unas perspectivas constructivas y de diseño de gran diversidad.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Martínez Calzón J., Pozo Moya C., Álvarez Andrés J.J., Hué Ibargüen P., Ortega Arias A., Tarquis Alfonso F., “Puente levadizo en el Puerto de Valencia”. Hormigón y Acero. nº 221-222. Tercer y cuarto trimestre de 2001. p. 3-24
- [2] Martínez Calzón J., Pozo Moya, C., Álvarez Andrés J.J., “Puente basculante en el Puerto de Valencia para la conexión de los muelles transversales de levante y poniente”, II Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Vol. 4. Noviembre 2002. Madrid, España. p. 2283-2292
- [3] Martínez Calzón J., “Puente basculante en el Puerto de Valencia. Situación presente y posibilidades de ampliación”, CEA2004 Congreso de la estructura de Acero, 2004. La Coruña, España
- [4] Hué Ibargüen M.P., Ortega Arias A., Tarquis Alfonso F., “Construcción del Puente Móvil en el Puerto de Valencia”, II Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Vol. 4. Noviembre 2002. Madrid, España. p. 2293-2303
- [5] Martínez Calzón J., Ladrón de Guevara Méndez, G., “Diseño del puente rotatorio para el circuito de Fórmula 1 en el Puerto de Valencia, IV Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de ACHE. Noviembre 2008. Valencia, España. p. 545-546
- [6] Martínez Calzón J., Ladrón de Guevara Méndez, G., “Swing Bridge for the Formula 1 Race Course on Valencia Harbour”, EUROSTEEL2008. 3-5 Septiembre 2008. Graz, Austria

VIADUCTO DE CADAGUA (ESPAÑA). PRIMER MONTAJE MUNDIAL DE ESTE TIPO.

Martínez Gutiérrez, J. M. *

VSL director de Heavy Lifting. Madrid, España.

VSL ideó un nuevo método de montaje para este viaducto, único hasta la fecha que tengamos referencias. Después de un estudio detallado adaptado a las necesidades de la obra, se obtuvo una solución distinta a la de proyecto que evitaba muchos de sus problemas, que ahorra acero constructivo y tiempo global de ejecución.

El viaducto, encajonado entre dos túneles, tenía muy poco espacio para su construcción. El proyecto original consistía en lanzar en paralelo y a la vez los cuatro puentes, lo que suponía varios problemas debidos al poco espacio y a su distancia variable en planta.

VSL lanzó los puentes principales con sus puentes laterales montados temporalmente en su parte superior que, posteriormente, fueron girados, ripados y descendidos a su posición definitiva.

Los puentes son mixtos con sección de cajón. Los puentes principales tienen una longitud de 364 m dividida en cuatro vanos de 80 a 102 m. Los cuatro puentes son curvos en planta con radios diferentes. Para aumentar la zona de fabricación, VSL suministró 4 torres temporales entre la primera pila y el estribo. La flecha máxima delantera a recuperar en pila fueron 3.6 m.

Los puentes principales se lanzaron cuesta arriba. Se empujaron solo los cajones metálicos de peso entre 3.25 t/m para los puentes laterales a 4.1 t/m para los principales. En total, VSL montó más de 4.000 T.

Palabras clave: Lanzamiento, ripado, giro, descenso.

CADAGUA VIADUCT (SPAIN). FIRST INSTALLATION LIKE THIS IN THE WORLD.

Martínez Gutiérrez, J. M.

VSL Heavy Lifting Manager. Madrid, Spain.

VSL designed a new installation method for this viaduct, first time ever used in the world as far as we know. Following a detailed study about the jobsite conditions, VSL achieved a solution different from the projected one avoiding several of their problems, saving structural steel and reducing the execution time.

The viaduct, right in between two tunnels, had a very short room for its construction. In the original project the four bridges were launched at a time, which meant several problems due to the short available room and the variable distance among them.

VSL launched the main bridges with their lateral side bridges on them. Later, the side bridges were turned, shifted and lowered to their final position.

All the bridges are composite ones, with a transversal box section. The main bridges have a length of 364 meters divided in four spans from 80 to 102 meters. The four bridges are curved in top view with different radius. To increase the fabrication area, VSL supplied temporary steel towers between the abutment and the first pier. The maximum front deflection to be recovered arriving at a pier was 3.6 meters.

Only the steel boxes were launched up hill. The weights of them were 3,25 tons/meter for the lateral side bridges and 4,1 tons/meter for the main ones. In total, more than 4.000 Tons.

Key words: Launching, shifting, turning, lowering.

* jmmartinez@vslsp.com

Descripción del trabajo:



▲ Vista aérea durante lanzamientos. V1 cerca de E2 con V4 sobre él. V2 pasado P2 con R2 sobre él. Abajo, cables temporales en V3.

CTT-Stronghold (VSL España) ha realizado con éxito varias maniobras para la instalación de la autopista de peaje del enlace de Cadagua en la carretera de circunvalación sur de Bilbao. El complejo enlace queda justo entre dos túneles (los cuales están muy cercanos a cada uno de los estribos) y cruza varias carreteras secundarias, una vía férrea, el río Cadagua y la autopista. El enlace está compuesto por dos viaductos principales: Cadagua Oeste (V1 con V4) y Cadagua Este (V2 con R2/V3). Los puentes principales V1 y V2 cruzan el valle desde el estribo 1 (E1) al estribo 2 (E2) y los dos puentes laterales (V4 y R2/V3) permiten la salida de las carreteras V1 y V2, respectivamente (ver fotos).

Todos los puentes son mixtos compuestos por un cajón metálico y una losa de hormigón. Los puentes V1 y V2 tienen una longitud total de 364 m divididos en cuatro vanos de 80/102/100/82 m con tres pilas intermedias (P1, P2 y P3). Todos los cajones metálicos de los puentes V1, V2, V4 y R2 tienen un canto constante de 4,15 metros. Para V1 y V2, el cajón metálico tiene un ancho inferior constante de 5,5 m y uno superior de 6,5 m. Para V4 y R2, el cajón metálico tiene un ancho inferior constante de 3,5 m y uno superior de 4,5 m. La planta de V1 y V2 (los únicos puentes realmente lanzados) es un círculo de radio 5.000 y 1.600 m, respectivamente. La planta de V4 arranca recta de E1, pero se transforma rápidamente en clotoide. Algo similar ocurre para R2, pero desde E2. La pendiente longitudinal de E1 a E2 para V1 y V2 es variable del +2% al +3%, por lo que los puentes siempre fueron lanzados cuesta arriba. En el proyecto inicial el ala inferior de los cajones metálicos tenía una pendiente transversal del 2,5%, pero se cambió a horizontal.

Solo se lanzaron los cajones metálicos de los puentes. El peso propio de los mismos fueron unas 4,1 T/m para V1 y V2, y 3,25 T/m para V4 y R2. En el proyecto inicial, V4 y R2 también estaban previstos lanzarse aunque no en su totalidad (aproximadamente unos 200 m). Durante esta longitud, la distancia entre los ejes longitudinales de V1 a V4 y de V2 a R2 varía de 1,95 m a 5,14 m. Así, el peso total a lanzar eran aproximadamente 1.500 T para V1 y para V2. más 650 T para V4 y para R2. En total, fueron lanzadas más de 4.100 T de acero, aunque finalmente la parte de R2 lanzada fue menor de lo esperado (como se comenta al final de este informe).

La distancia del E2 a su túnel es de solo unos pocos metros. Desde E1 a su túnel es algo mayor, pero aun así la máxima traza para montaje de los puentes detrás de E1 no era mayor de 55 m. Por esta razón para aumentar el área de fabricación y lanzamiento, VSL suministró dos parejas de torres metálicas temporales entre E1 y P1 para ser utilizadas como soportes de fabricación y a su vez como apoyos deslizantes de los puentes. Aun así, fue necesaria una nariz metálica delantera de 33 m para reducir el voladizo máximo a la llegada a P2. Estas fueron las razones que obligaron a lanzar los 364 m de V1 y V2 ocho fases cada uno

En el proyecto original, todos los puentes V1, V2, V4 y R2 se montaban detrás de E1, su cota final y se lanzaban por parejas (V1/V4 y V2/R2). Esto implicaba varias e importantes cuestiones a tener en cuenta debido a la distancia variable entre sus ejes longitudinales, especialmente para la parte delantera del V4 y la parte posterior de R2 que tenían que ser lanzadas más de 5 m de V1/V2 (por lo que pasaban por fuera de las secciones transversales del E1, P1 y P2). Además, entre el túnel y el E1 había solo el espacio transversal justo para construir todos los puentes a la vez.

Para evitar todos estos problemas, durante la fase de licitación VSL estudió, diseñó y propuso al cliente un cambio significativo de estos procedimientos para montar estos puentes de una forma que, hasta donde sabemos, nunca ha sido realizada antes en el mundo: **montar V4 sobre V1, lanzar ambos a la vez, después girar y deslizar V4 sobre V1 y, finalmente, descender V4 a sus apoyos definitivos** (de manera similar con R2 sobre V4).

Esta idea, tan fácil de escribir en una sola línea, requirió durante el estudio de detalle de una gran cantidad de la ingeniería, pero entre las grandes ventajas de ella podemos citar:

- a) el problema de espacio detrás del E1 se redujo a casi la mitad,
- b) las grandes estructuras metálicas necesarias en las cabezas de pilas debido a la excentricidad en aquellos lanzamientos fueron sustituidas por unas cartelas o torres metálicas estándar y, sobre todo,
- c) los refuerzos requeridos para el lanzamiento de V4 y R2 incluidos en el proyecto original se evitaron. Y con la posición final acordada de V4 sobre V1 (y de R2 sobre V2) los refuerzos de los puentes principales V1 y V2 fueron mínimos.

Por supuesto, este nuevo procedimiento significó cambios importantes en los equipos necesarios para todas estas nuevas maniobras, pero aun así VSL pudo estudiar y ofertar este procedimiento de manera que al cliente le resultara más barato que el original (teniendo en cuenta todos los factores mencionados, especialmente la planificación general de la obra).

Después de un completo estudio de ingeniería de detalle de las maniobras junto con el cliente, los equipos principales suministrados por VSL fueron:



Detrás de E1 (por dos veces, para cada lanzamiento principal):

- 2 parejas de apoyos mecánicos deslizantes de 300 T/unidad.
 - 2 parejas de gatos hidráulicos de 225 T/ud. y 250 mm de carrera.
 - 2 unidades hidráulicas de tiro por cable de 330 -120 T/unidad.
 - Entre E1-P1 (también por dos veces, para cada lanzamiento principal):
 - 2 torres metálicas auxiliares 15 m cada una para 300 T/unidad.
 - En el E1 y en las torres metálicas auxiliares (también por dos veces):
 - 2 apoyos hidráulicos deslizantes de 300 T de capacidad cada uno y 400 mm de carrera.
- Con estos equipos en cualquier momento de cada lanzamiento, las cargas verticales sobre estos puntos eran conocidas, controladas y ajustables de acuerdo con la previamente calculada geometría longitudinal del puente (hasta su carrera).



En todas las pilas P1, P2 y P3 (también por dos veces):

- 2 apoyos hidráulicos deslizantes de 500 toneladas de capacidad cada uno y 600 mm de carrera, con la misma finalidad que los apoyos mencionados anteriormente.



Para la recuperación de flecha frontal del puente durante los lanzamientos:

- 2 unidades hidráulicas de izado por cable de 70 T de capacidad cada una. Incluso con la nariz de lanzamiento, la flecha con 102 metros de voladizo fue de 3,6 m. Estas unidades se instalaban en un pequeño pórtico en la parte superior de cada pila que se alcanzaba.



Para el giro en planta y ripado de V4 sobre V1 (o R2 sobre V2) en P1 y P2:

- 1 línea de 8-10 m del sistema de deslizamiento VSS 500 T de VSL, incluyendo un patín plano de deslizamiento de 4,5 m y un gato de empuje de 56 T. Debido al trazado variable en planta de V4 (y R2) tuvo que ser construido sobre V1 (o V2) en una posición girada tratando de que su sombra estuviera situada lo máximo posible dentro de V1 (o V2). Una vez concluido el último lanzamiento, V4 (R2) se giraba y ripaba hasta su posición necesaria para el descenso final. Para estas maniobras se dispusieron unas pequeñas extensiones metálicas en los mamparos de P1 y P2 de los puentes principales para permitir que V4 (R2) alcanzase su posición y poder así hacer sitio para el montaje de los pórticos siguientes.

Para el descenso final de V4 y R2:

- 2 pórticos metálicos sobre P1 y P2 diseñados para 300 T de capacidad cada uno. El pórtico permite conectar V4 (o R2) desde su posición final del ripado para poder izarlo, deslizarlo y descenderlo a sus pots definitivos de las pilas. Cada pórtico se componía principalmente por los siguientes elementos:
 - una estructura metálica auto estable de 60 T de peso, con dos marcos verticales de dos patas cada uno. La pata más corta apoya en V1 (o V2) y la pata larga en P1 (o P2). Con casi 11 m de luz, esta estructura permitió alojar V4 (o R2) en su interior.
 - cada marco vertical incorporaba en su parte superior el sistema de deslizamiento VSS 150 T de VSL, con dos patines planos y dos gatos de empuje de 20 T.
 - 2 unidades hidráulicas de izado por cable de 330 T de capacidad. Se situaban sobre unas vigas que se apoyaban en los patines planos del sistema VSS 150 T.



▲ Descenso de V4. Detalle de los pórticos de VSL en P1 y P2.

Y todas las centrales hidráulicas y un ordenador de control para la operación de nuestros equipos.

Para las maniobras de giro, ripado y descenso de V4 sobre V1 fue necesaria una grúa de 500 T situada junto al E1. Para R2 no fue necesario debido a que su longitud final así montada fue más corta que V4. Al inicio de las maniobras, unos 200 m de R2 iban a ser montados sobre V2, como V4 en V1, pero unos 50 m detrás de su posición definitiva (para no añadir más carga delantera adicional, más deformación y/o más refuerzos en V2 con 102 m de voladizo, debido al peso propio de R2). Así, una vez que el último lanzamiento de V2 hubo terminado, R2 se iba deslizar 50 m sobre V2 para llegar a la posición de giro, pero finalmente se decidió montar sólo una parte de R2 en su posición final, sin sus 50 m delanteros.



Todos los pots de estos puentes (también suministrados por VSL) estaban colocados en su posición final sobre pilas y estribos antes del inicio de los lanzamientos (para V1 y V2 los apoyos hidráulicos deslizantes fueron situados sobre ménsulas y/o torres metálicas auxiliares próximas a las pilas y cajeados en el E1). Después del último lanzamiento de V1 y V2, estos se apoyaron directamente en sus apoyos definitivos, así como V4 y R2 después de su último descenso (evitando cualquier gateo final adicional).

VSL ha completado con éxito estas 20 maniobras dentro de los plazos fijados en la programación inicial.



Giro y ripado de V4 sobre V. Vista general desde el E2. Descenso de V4 (210 m y 625 T) a su posición final.

Detalles del trabajo:

Cliente: UTE "Enlace del Cadagua" (Sacyr-Exbasa).

Propiedad: Interbiak-Diputación Foral de Bizkaia.

Proyectista: Carlos Fernández Casado S.L. Oficina de Proyectos.

Supervisión: DAIR-FULCRUM-IDOM.

Asistencia técnica cliente: Sacyr oficina técnica de las obras civiles.

Alcance VSL: Lanzamiento de la estructura metálica completa de los viaductos V1 y V2, más giro, ripado y descenso de V4 y R2 (incluyendo la ingeniería de detalle). Apoyos definitivos y los cables temporales para V3.

Fechas de Ejecución: de Mayo 2009 a Junio de 2010.



▲ Vista desde E2. Descenso R2 (130 m y 405 T) a posición final.



▲ Vista aérea después de lanzar V1 y V2 y de descender V4. Pórtico en P2 durante el desmontaje. R2 listo para ripar y deslizar.

CONSTRUCCIÓN VIADUCTO DE TRAPAGARAN

Pico, R.¹, Montoya, M.¹

(1) *Oficina Técnica de OHL, Madrid, España*

RESUMEN:

El viaducto se divide en dos partes: viaducto de acceso – bifurcación del viaducto principal en su integración con el enlace de Trapagarán- y viaducto principal. Éste tiene 670m de longitud y 35.60 m de ancho. Se divide en seis vanos de 90.5 + 125 +125+ 125+ 125 +80 m. El tablero es una viga continua de 5.90m de canto con forma de cajón de hormigón pretensado. La sección se compone de un núcleo central de 19m de ancho superior que se completan con voladizos laterales apoyados en jabalones metálicos transversales. Los jabalones exteriores tienen una continuidad dentro de la sección con una triangulación formada por tubos metálicos para permitir resolver todo el ancho con un sólo cajón.

El sistema constructivo es el de construcción por avance en voladizos sucesivos desde las distintas pilas mediante dovelas de hormigón pretensado ejecutadas in situ. La no afección al intenso tráfico de las vías que cruza el viaducto ha sido fundamental en el diseño de la solución.

Se trata de una construcción singular tanto por la gran anchura del tablero, como por su peralte y pendiente longitudinal. Las soluciones a los problemas concretos que han ido surgiendo durante la construcción hacen de esta obra un proceso constructivo de especial interés.

Palabras clave: Voladizos sucesivos, dovelas, jabalones.

TRAPAGARAN VIADUCT CONSTRUCTION

ABSTRACT:

The viaduct is divided into two stretches: access viaduct and main viaduct. The last is 670 m long and 35.60 m wide. It is sectioned in six spans 90.5 + 125 +125+ 125+ 125 +80 m. The deck is a continuous prestressed box girder, 5.90 m deep. The central core is 19 m on top completed with lateral cantilevers supported by inclined steel struts.

The bridge has a segmental deck built following the balance cantilever method using form travel. The segment sequence of construction is from the piers to mid-span. It was a priority not to interfere the heavy traffic of the roads below the viaduct.

It is a remarkable construction due to the large width of the deck as well as its longitudinal slope and cant. The specific solutions for every problem or complication arisen during the construction, makes this viaduct a very special and interesting construction system.

Keywords: Cantilever bridge, segments, steel struts.



1. Introducción

En este trabajo se han recopilado las dificultades y singularidades más importantes que se han encontrado durante la ejecución de viaducto de Trapagarán. Se centra el trabajo en la construcción del viaducto, los imprevistos que surgen y la solución que se les da. En algunos casos se trata de indefiniciones de proyecto, en otros de alternativas encontradas en obra que facilitan la construcción o aminoran el coste sin perjuicio de la solución. También puede ocurrir que por los medios disponibles en obra, distintos de los previstos inicialmente, se encontraran soluciones más efectivas.

Se divide el trabajo en seis partes diferenciadas del viaducto y en cada una de ellas se hace referencia a las unidades más relevantes.

2. Excavaciones y Cimentaciones

El problema fundamental de este capítulo se debe a que, bien por la inestabilidad de los taludes, bien por la proximidad de carreteras, obras de drenaje o líneas ferroviarias, fue necesario realizar las excavaciones al amparo de sostenimientos provisionales.

En cuanto a las cimentaciones, en general, se recalcularon todas las armaduras.

En la pila 1 estaba prevista la ejecución de un recinto de pantallas con arriostramiento mediante perfiles HEB 450 en dos alturas. Después de estudiar diversas alternativas, como hacer un recinto de pilotes secantes o tangentes, que se desechó por problemas de sobre coste (sin aportar mejora a la solución de proyecto); el uso de tablestacas que se desestimó por la presencia del nivel freático y roca; finalmente se optó por ejecutar la solución de proyecto añadiendo dos filas de anclajes como arriostramientos provisionales. Fue necesario el uso de trépano. La extracción del material del fondo de la excavación se realizó con contenedores ya que las cerchas impedían el acceso de los camiones.

La pila 5 en proyecto estaba prevista con cimentación profunda- De los informes geotécnicos se dedujo que era posible el cambio a cimentación directa. Se hizo el cambio, sin embargo la roca finalmente se encontró a más profundidad de lo esperado, por lo que la pila tiene nueve metros más de lo esperado.

Las cimentaciones de las pilas próximas al ferrocarril se hicieron al amparo de pantallas de micropilotes.

3. Pilas

En la ejecución de las pilas se utilizaron encofrados trepantes, con trepas de cinco metros en los fustes de las pilas. Se usaron cuatro juegos de encofrados, dos para el fuste y dos para el capitel. La altura de la trepa inicial se calcula de manera que la última trepa del fuste coincida con el arranque del capitel.

Un detalle que no estaba resuelto en proyecto era el paso de la zona hueca del capitel a la zona maciza. Las barras verticales interiores de los muros que forman el capitel se doblan ligeramente, lo que permite dejar una pequeña superficie horizontal donde se apoyan losas de encofrado perdido sobre las que se hormigona una primera tongada de 50cm y a partir de ahí se hormigona normalmente.

Pila 3: En proyecto estaba prevista la construcción de un muro de escollera para sostener los taludes próximos a esta pila. Se considera no necesaria la ejecución del muro, aun así, se hace un relleno de toda la zona con tierras para dejar un talud definitivo estable. La afección de éstas a la pila hace necesario que se rellene los primeros metros de fuste, dado que no estaba dimensionada para estos empujes horizontales.

Pila 5: El paso de cimentación profunda a directa provoca que la altura final de la pila aumente en nueve metros (fue necesario excavar hasta encontrar la roca). De nuevo la reposición del talud estable y el consiguiente relleno en el exterior de la pila hacen necesario un relleno de los primeros metros del fuste con hormigón en masa para compensar los empujes no previstos.

4. Tablero viaducto principal

Es en esta unidad donde se llevaron a cabo los cambios más significativos.

Dovelas

Aunque en proyecto estaba previsto que su longitud fuera 10.0 m y así es como finalmente se hizo, se estudió la posibilidad de hacerla de 20.0 m par que cupieran los dos carros en ella y así poder hormigonar los dos vanos adyacentes a la vez. Esto suponía la utilización de una cimbra enorme y una dovela muy pesada. También se



barajó la posibilidad de fundir los carros (crossmember) y luego separarlos.

Se montaba un solo carro, se hormigonaba la dovela 1, se movía el primer carro y se colocaba el segundo. A partir de ahí ya se podían hormigonar simultáneamente las dovelas de los dos vanos. En cualquier caso no era necesario simultalearlas hasta llegar a la dovela 7 – 8.

Para el hormigonado de la dovela de cierre se lleva a cabo el siguiente procedimiento: desmontaje de uno de los carros (A) en centro de vano y traslado del mismo para su montaje sobre la siguiente dovela cero. El carro que se queda (B) se aprovecha para hacer la dovela de cierre. Mientras ésta se hormigona se monta el carro A y se hormigona la primera dovela del nuevo vano. Una vez finalizada la dovela de cierre se traslada el carro B a la nueva ubicación donde ya se ha liberado el espacio para su montaje y se puede empezar a montar la primera dovela en sentido contrario.

El plazo de ejecución de la dovela cero fue entre seis y siete semanas (en la dovela de cierre, de cinco metros de longitud se emplean dos o tres semanas). Resto de dovelas: normalmente se ejecutaba una dovela por carro a la semana, hormigonando el viernes y moviendo el carro a su siguiente posición el lunes. En caso de que la resistencia alcanzada no fuera suficiente para poder tesar, se tesaban solo algunos cables -los necesarios para poder mover el carro.

Jabalcones interiores

Se hicieron pequeños cambios frente al diseño de proyecto, especialmente en la conexión inferior y superior del jabalcón con la dovela, como ejecutar un dado de apoyo para cada jabalcón, en lugar de la viga corrida prevista en proyecto.

Para su ubicación en el interior de la dovela se dejan unos huecos de 2.0 x 2.0 m ad hoc, en la losa superior de la dovela. Se utilizan para su manejo y colocación: una viga carril, un polipasto manual y grúa. Posteriormente se cierran los huecos, desdoblado la armadura y hormigonando en segunda fase.

Método de replanteo y corrección carro

La Asistencia Técnica a la Dirección de Obra entregó un listado con las contraflechas con las que se deben colocar los carros de avance en cada una de las dovelas, previamente al hormigonado. Se utilizan carros de cinco metros de longitud, se ajustan en cada puesta porque las contraflechas teóricas nunca son iguales a las reales. Estos carros, con barras y cadenas, permiten adaptarse muy bien a las pendientes longitudinal y transversal.

Tesado prelosas-dovelas

El pretensado transversal, para unir las dovelas con las prelosas, se resuelve dejando embebidas en la losa superior de la dovela unas vainas “rectangulares” de poca altura por las que luego se enfilan los cables de pretensado. Esta solución dio muchos problemas. Gran cantidad de las vainas de pretensado transversal estaban aplastadas y resultaba imposible enfilear los cables. Se procedió al picado, descubierto, se pasaron los cables y posteriormente se procedió al tesado y reparación de las zonas picadas con morteros especiales.

A partir de ahí se adoptó la solución de colocar dos ϕ 25, uno a cada lado de la vaina, a modo de protección, para evitar su aplastamiento durante el hormigonado e incluso impedir que se pisaran. Con esta solución se consiguió una gran mejora.

Jabalcones exteriores y prelosas

Las prelosas apoyan en el tablero y en una viga que une el extremo superior de los jabalcones exteriores.

Los jabalcones exteriores forman un pórtico. Se coloca una chapa decorativa entre cada dos de ellos, con forma de parábola (de 8 mm de espesor).

En proyecto se prevé la colocación de un tirante provisional por debajo de la prelosa a modo de sistema de sujeción recuperable. Al poner en práctica esta solución resulta prácticamente imposible recuperar el tirante. Se opta por



colocarlo por arriba, queda por encima de la capa de compresión. Una vez hormigonada ésta se retira fácilmente la barra.

Se colocaron ocho jabalcones al día y entre 30 y 40 prelosas al día

Anclaje provisional pila tablero

Este anclaje inicialmente se realiza por medio de 28 tendones (cuatro grupos de siete) formados por 12 cordones ϕ 0.6" alojados en una vaina de polietileno. Está dimensionado teniendo en cuenta un desequilibrio de media dovela en el hormigón de las cuatro últimas dovelas. Cada tendón consta de un anclaje superior activo y un anclaje inferior pasivo embebido en el hormigón. Debido al canto del tablero (5.90 m) estos anclajes sobresalen de la cabeza de la pila, durante la fase de ejecución, una longitud aproximada de ocho metros, lo que dificulta su posicionamiento vertical, ya que tienden a caerse y hacen necesario el montaje de una estructura auxiliar provisional para su fijación. Además, en una de las pilas, debido a las fuertes ráfagas de viento, se tumbaron y fue necesario reparar las vainas posteriormente.

Se decidió cambiar la solución, se colocaron 10 tendones de 19 cordones de 0.6", cada tendón alojado en un tubo con forma de U, metálico en el tramo curvo y de polietileno en los dos tramos rectos. Dispone de dos anclajes activos en la parte superior. De esta forma el tubo se sujeta firmemente a la armadura de la cabeza de la pila, lo que facilita el posicionamiento de cada tendón. Los dos tendones de cada U se deben tesar simultáneamente y una vez tesados se inyectan las vainas con lechada de cemento

Una vez terminada su función, se corta el macizo de anclaje con hilo de diamante.

5. Vano de transición



La zona más próxima a la pila se realiza en dos fases; en una primera se ejecuta el núcleo del tablero y en una segunda se colocan jabalcones y prelosas. Posteriormente se hormigona in situ el resto de la losa

Se modificó el pretensado con anclajes intermedios para que, a medida que ese iba montando la cimbra se pudiese avanzar armadura, vainas y hormigonado. En la solución inicial era necesario esperar a finalizar todo el montaje de la cimbra para comenzar a montar las vainas (Solo se podía avanzar con el acero)

La cimbra es del tipo aporticada lo que permite salvar carreteras y la línea de ferrocarril.

6. Viaductos de acceso

Los tableros de los distintos ramales se resuelven con cajones mixtos para afectar lo menos posible al tráfico existente de la A-8 durante la construcción.

Los cajones metálicos se montan con grúas móviles sobre castilletes provisionales. La losa superior de estos cajones está formada por prelosas de hormigón armado que también se suben con grúa. Sobre dichas losas se coloca la ferralla y se hormigona in situ hasta completar la losa superior de hormigón armado.

Se recalcularon los tableros para optimizar las cuantías de acero.

7. Otros

Cuñas de transición

En proyecto se prevé la ejecución de un bloque técnico en la transición entre el tablero y el estribo 2 con tres tipos de materiales y un talud 2:1 entre ellos. También está proyectada una losa de transición. Finalmente se hormigona la losa de transición, de cinco metros de longitud y sobre ella se dispone una capa de grava cemento.

Para la compactación bajo las orejas del estribo se utilizó un rodillo grande y otro pequeño en las zonas de acceso más difícil.

Juntas de dilatación en pila 0 y estribo 2

En el estribo 2 se monta la junta de dilatación modular prevista en el proyecto. En la pila 0 se instala un junta de peine. Hubo un problema de geometría, la junta prevista no cabía.

Montaje de apoyos POT

1. Primera fase del hormigonado de capitel: se dejan embebidos cuatro tubos metálicos $\phi 140$ mm y espesor de pared 5 mm (uno por cada anclaje del apoyo de $\phi 90$ mm y longitud 450 mm) cuya parte superior queda por encima de la cota superior de la meseta de apoyo del pot. Estos cuatro tubos disponen en su parte inferior de una placa de $150 \times 150 \times 5$ para impedir la entrada de hormigón. Estos tubos sirven de base de sustentación del apoyo pot.
2. Se marca en los tubos la cota inferior del apoyo pot. Se elimina la parte superior sobrante del tubo.
3. Se iza el pot, una vez presentado se comprueba topográficamente su posición. Después de comprobarlo se retira.
4. Se encofra la meseta hasta 1 o 2 cm por encima de la parte inferior del apoyo pot.
5. Se rellena con grout el interior de los tubos metálicos y se hormigona la meseta con hormigón HP 50 hasta que quede enrasado con el encofrado.
6. Se coloca el pot sobre los tubos metálicos y se retira el grout y el hormigón que fluye entre los laterales del apoyo y el encofrado de la meseta. De esta forma se asegura que el pot queda perfectamente apoyado en su posición teórica sobre el hormigón en toda la superficie.



Barreras rígidas y colocación de farolas

Se dejaron anclajes en las prelosas para colocar la barrera rígida lateral, prefabricada.

La barrera rígida central se construye con bordilladora, con un rendimiento de 240m al día.

Ante la imposibilidad de colocar los pernos de las farolas en su sitio porque intersectan con las vainas se pretensado, se diseña un nuevo soporte. En proyecto no estaba definida la posición de las farolas ni pórticos de señalización.

Drenaje

Hay sumideros en el tablero que se conectan con tubos que van al hueco del tablero y bajan por las pilas. Se cambió la clase y desarrollo del tubo empelado.

Aglomerado

Extensión de 3 cm de F10 más 4 cm de S12. Al ser tan pequeño el espesor de extendido, se enfriaba muy rápidamente y era muy difícil compactarlo adecuadamente. En concreto, durante el extendido de una calle de F10, se levantaron rachas de viento que hicieron que aunque la temperatura nunca bajó de 12°C , se enfrió con tal rapidez que no dio tiempo a compactarlo adecuadamente. Se fresó la calle afectada y se volvió a extender en condiciones adecuadas de viento y temperatura.

8. Conclusiones

En las distintas fases de la obra es importante resaltar algunos aspectos:

- Cimentaciones: las condiciones reales son, con demasiada frecuencia, distintas a las definidas en el proyecto. En esta fase hay que tomar decisiones rápidas, ya que:
 - o Condicionan el comienzo de la obra.
 - o Requieren estudios técnicos, con sus plazos correspondientes.

- Pueden requerir medios no previstos inicialmente.
- Pilas y capiteles: la definición de los medios de elevación y puesta en obra es una de las decisiones más importantes en esta fase
- Tablero (Dovelas): Para su ejecución se ha tenido que determinar el medio auxiliar más importante de la obra: los carros de avance, teniendo en cuenta:
 - Disponibilidad (propios y contratados).
 - Número de unidades a emplear.
 - Plazos.
 - Ejecución de la dovela 0.

La topografía debe ser exquisita pues el conseguir los índices de calidad de rodadura como el IRI, puede ser muy complicado en caso contrario.

La colocación, el mantenimiento de la posición y la no deformación de las vainas de pretensado en espesores cada vez más reducidos ha de ser especialmente cuidado.

- Otros: Hay algunos problemas de diseño o indefinición que el equipo de obra ha resuelto a plena satisfacción:
 - Tirantes provisionales de sujeción de jabalcones.
 - Anclaje de farolas y defensas exteriores.
 - Juntas de dilatación de defensas.
 - Bajantes de drenaje.

Hay otras, como la compactación de las tierras bajo las orejas de los estribos, imposibles de resolver con este tipo de diseño

Lo que es patente es que el resultado de las decisiones tomadas, los problemas resueltos y la dedicación del equipo de obra ha conseguido un resultado realmente notable.



BIBLIOGRAFÍA

- Proyecto de construcción: Fase I de la variante metropolitana entre Trapagarán y Arraskitu. Tramo 3B. viaducto de Trapagarán, Vizcaya.
- Análisis de la excavación de la pila P1 (OHL Oficina Técnica, Agosto 2008).
- Análisis de la cimentación de la pila P5 Versión 2 (OHL Oficina Técnica, Mayo 2008).
- Nota técnica Estribo 2 (julio 2010).
- Programa de ejecución de cimentaciones y pilas.
- Calendario real de ejecución de cimentaciones, alzados y estribos.

- Plazos de ejecución de los capiteles de las pilas del viaducto principal.
- Planificación quincenal del Viaducto principal.
- Calendario real de ejecución de dovelas.
- Propuesta de reparación Pretensado transversal viaducto principal (UTE Trapagarán marzo 2010).
- Calendario real de ejecución de vanos cimbrados.

CIMBRA AUTOLANZABLE DEL VIADUCTO DE RIBÓN

Navarro-Manso A^{1,*}, Navamuel B², Castro-Fresno D², Del Coz J J³

(1) *Universidad de Cantabria, E. T. S. I. C. y P., GITECO, Santander, España*

(2) *ULMA, Vitoria, España*

(3) *Universidad de Oviedo, E. P. S. I. G., Departamento de Construcción e Ingeniería de Fabricación, Gijón, España*

RESUMEN:

En este estudio se presenta la ejecución de un viaducto mediante la adaptación de una cimbra autolanzable a unas condiciones geométricas particulares: pendiente longitudinal ascendente del 3%, radio de curvatura de 436 m, existencia de un viaducto paralelo a 2 m y presencia del emboquille de un túnel previamente ejecutado a 14 m de la junta del estribo 2. La viga cajón es de hormigón pretensado, con tres vanos de 42+50+42 m, altura de pilas de 35 m, cimentadas mediante micropilotes en un valle de difícil acceso. Para la construcción se empleó una viga de lanzamiento superior, formada por una celosía metálica de 6,5 m de canto, que trasladaba y soportaba el encofrado. El montaje de la cimbra se realizó en posición horizontal, procediéndose posteriormente a un gateo de 1,5 m sobre el pórtico de salida, para situar la viga en posición de hormigonado. El tiro de la misma se realizó en contrapendiente, mediante barra McAlloy. La cinemática del proceso estuvo condicionada por la excentricidad en apoyos debido a la curvatura y la necesidad de desmontaje progresivo de la nariz de avance durante la ejecución del último vano. Este sistema permitió la construcción del viaducto con los condicionantes mencionados en un plazo muy ajustado, sin afectar al valle.

Palabras clave: Hormigón pretensado, Cimbra autolanzable, Celosía metálica, Gatos Hidráulicos.

OVERHEAD MOVABLE SCAFFOLDING FOR THE RIBÓN VIADUCT, ASTURIAS, SPAIN

ABSTRACT:

This study shows the construction of a viaduct by adapting a overhead movable scaffolding system to a special geometric conditions: longitudinal slope upward of 3%, radius of curvature of 436 m, presence of a parallel viaduct 2 m offset and a previously executed tunnel separated 14 m from the abutment 2. The three spans (42 +50 +42 m) main beam is a prestressed concrete box, supported by piers 35 m height. Micro-piles was used for the foundation of the piers in a very deep valley. For the construction of the bridge a movable scaffolding was used, formed by a 6.5 m height tubular steel girder, from which the formwork was hanged and moved. The assembly of the formwork was held horizontally, then we proceeded to a 1,5 m elevation over the rear frame by means of hydraulic jacks placing the beam under the casting position. The pushing of the girder was made upward slope using a McAlloy bar. The kinematics of the process was influenced by the eccentricity on the supports due to the plant curvature of the bridge and the need for progressive removal of the launching nose during the erection of the last span. This system allowed the construction of the viaduct with the constraints mentioned in a very tight deadline, without affecting the valley.

Keywords: Prestressed Concrete, Movable Scaffolding, Tubular Steel Structure. Hydraulic Jacks.

* antonio@constru.uniovi.es

1. Introducción

La presente ponencia describe el singular proceso constructivo del Viaducto de Ribón. Esta estructura se encuentra entre las localidades de Cadavedo y Ballota, forma parte de la futura Autovía A-8 entre Tamón y Otur, y discurre por los concejos de Cudillero y Valdés, del Principado de Asturias. El trazado adoptado para el tronco de dicho tramo tiene una longitud total de 6.000 m, aproximadamente, y consiste en el desdoblamiento de la calzada actual mediante la construcción

de otra paralela (Fig.1). La sección tipo adoptada para las calzadas del tronco es dos carriles de 3,5 m, arcén exterior de 2,5 m y arcén interior de 1 m. El drenaje transversal está compuesto por nueve obras de fábrica, prolongación de las ya existentes.

En el conjunto del tramo se contempla la construcción de otras dos nuevas estructuras (Cadavedo y Ferreras) y la ampliación del Viaducto del Pintor Fierros.



Fig. 1: Vista aérea de los dos viaductos y del túnel de Ribón; vista inferior de la cimbra, vano 1.

El estado actual de la técnica permite construir luces del orden de los 50 m a 60 m, anchos de tablero de hasta 15 m. La curvatura en planta puede ser variable (el mínimo radio construido es 418 m) y la pendiente longitudinal puede ser ascendente o descendente. Las secciones transversales admiten distintas tipologías (cajón, pi, artesa). En el caso de viaductos paralelos, se han llegado a realizar tableros con separaciones inferiores a 1 m y curvaturas de 509 m simultáneamente. Dado que en este proyecto se alcanzaron varios de estos límites, el presente estudio pretende destacar aquellos aspectos que consideramos mas relevantes.

2. Descripción del viaducto

La estructura está constituida por un tablero continuo de 11,50 m de anchura y 131,00 m de longitud total, distribuidos en tres vanos de 40,50 / 50,00 / 40,50 m de luz, respectivamente. La geometría del trazado en planta corresponde a una curva circular de 436 m de radio; en alzado, tiene pendiente variable en los primeros 36 m, hasta alcanzar el máximo del 3,20%. En sección transversal, el peralte es del 8%.

El tablero es de hormigón pretensado con una sección tipo cajón y canto constante de valor 2,35 m, y se sustenta en dos pilas macizas. Todas las cimentaciones de las pilas se resuelven mediante micropilotes 220 mm de diámetro. En cuanto a los estribos, ambos son de tipo cerrado, con cimentación directa.

Los condicionantes que afectan de forma decisiva al proceso constructivo elegido, son:

2.1. Trazado: la propia geometría en planta, con un radio circular pequeño, sitúa esta actuación en los límites de aplicación de cimbras autolanzables, debido a la fuerte excentricidad en apoyos que se produce. Además, a 14 m de la salida del estribo 2, se sitúa el emboquille del falso túnel de Ribón; estructura previamente ejecutada en la primera fase de las obras y que interfiere con el avance de la cimbra requerido para el último vano del viaducto.

2.2. Tramo ampliado: debido a que la nueva Autovía aprovecha la calzada de la antigua N-632, el puente se encuentra a 6,5 m de distancia del viaducto existente. El compromiso de mantener la circulación durante el desarrollo de las obras, imposibilita el montaje de una nueva estructura mixta o prefabricada desde aquel.

2.3. El valle del arroyo Ribón tiene la morfología de las gargantas de la rasa litoral costera del occidente asturiano. Son valles muy profundos, en forma de V, y de difícil acceso. En este caso,

se encuentra también protegido medioambientalmente, por la existencia de flora (helecho) y fauna (nutria) de especial interés.

2.4. Por último, la experiencia acumulada en el viaducto de Cadavedo (dentro del mismo tramo), decantó la decisión de utilizar este medio auxiliar, a pesar de las dificultades citadas (que se convirtieron en interesantes retos técnicos) y de la corta longitud del viaducto.

3. Descripción de la cimbra

La construcción del tablero se realiza con cimbra autolanzable de viga superior. (modelo VL6500 de Ulma CyE, S.Coop), ejecutándose fases de $\approx 1/5$ a $1/5$. Esta estructura está formada por dos celosías metálicas de 6,5 m de canto, moduladas a 4,5 m, y de una longitud de 121 m. De ambos cuchillos, y mediante un sistema de brazos y tirantes, se cuelga el encofrado, compuesto por semipaños de 4,5 m de longitud. La cimbra se traslada sobre rodillos instalados en unos pórticos anclados en la cabeza de las pilas (Fig.2).

La luz máxima que salva la cimbra es de 50 m, y el avance de la misma se compone de desplazamientos longitudinales combinados con ripados transversales (debido a la curvatura en planta del tablero de 436 m de radio). El peso total de la cimbra y el encofrado es de 700 Tm.

La cimbra autolanzable se sitúa con la misma pendiente que el vano a ejecutar y, dado que el encofrado se cuelga en posición perpendicular a la misma, se debe apoyar en el estribo 1 y la primera pila. Posteriormente se debe anclar en el tablero ya ejecutado y apoyarse en la pila de avance correspondiente (con el fin de contrarrestar la componente paralela al tablero del peso de hormigón y encofrado que dicha pendiente provoca). Transversalmente, la cimbra se coloca horizontal, con lo que la pendiente transversal del tablero se consigue con el encofrado: los montantes o elementos de suspensión del lado izquierdo en sentido de avance son de mayor longitud que los del derecho.

En el punto de unión entre el montante superior e inferior se dan las contraflechas al encofrado en sentido longitudinal intercalando chapas de compensación de distinto espesor. En sentido transversal, las flechas que se originan por el peso del hormigón, tienen la posibilidad de corregirse con los husillos del encofrado exterior y con las barras de cuelgue del encofrado.

De forma esquemática, se describen a continuación las principales operaciones del ciclo constructivo:

3.1. Montaje: duración aproximada de mes y medio. Es necesario construir zapatas provisionales en la explanada adyacente al estribo de entrada (mín. 50 m) y en el trasdós del mismo.

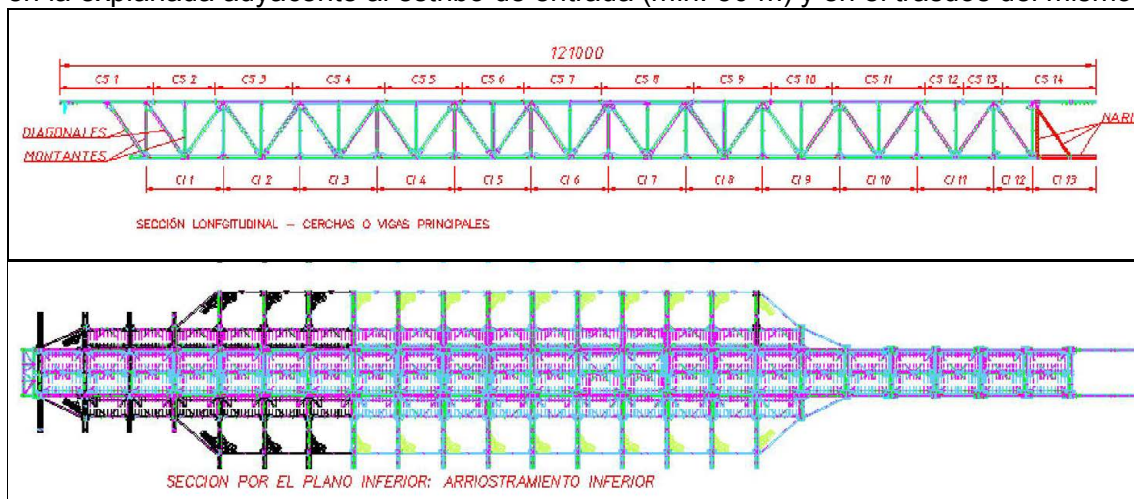


Fig. 2 Alzado y planta de la viga de lanzamiento.

3.2. Montaje de los pórticos de pila: consisten en una estructura-pórtico apoyada en las pilas del viaducto. Hay dos, uno delantero en espera para la siguiente fase y el intermedio que hace de apoyo delantero para la fase de hormigonado. En ocasiones, es posible montarlo desde la propia nariz de avance de la cimbra.

3.3. Montaje de los encofrados: este proceso se puede llevar a cabo de forma independiente y solapada al montaje de la viga. Posteriormente, los encofrados serán colgados de la cimbra.

3.4. Cinemática de la cimbra: es el conjunto de operaciones para proceder al avance de la cimbra de un vano al siguiente. Incluye: preparación de los pórticos, del sistema de tiro y freno (barra Macalloy) y traslado de los pórticos traseros a las sucesivas posiciones durante el avance. Se dispone de doble sistema hidráulico para elevación y descenso de la cimbra en cada pórtico, y también en el apoyo de maniobra. Sirven para descender la cimbra desde la cota de hormigonado a la cota de rodadura.

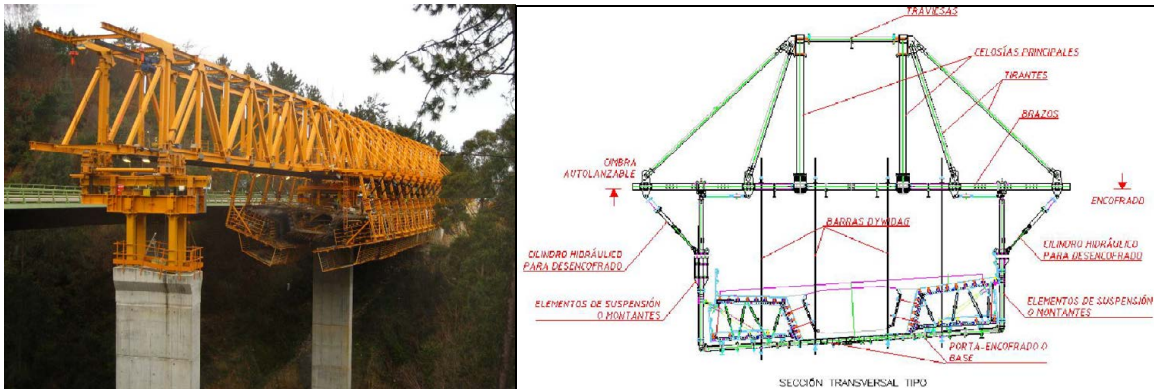


Fig. 3: Avance de la cimbra al vano 2; sección tipo de la cimbra en posición de hormigonado.

3.5. Hormigonado del vano: Una vez cerrado y posicionado el encofrado mediante un sistema hidráulico que incorpora (ya que durante el avance se lleva abierto para poder pasar por las pilas del viaducto) se procede a la colocación de apoyos definitivos del puente, fijación de los apoyos en los pórticos de pila, al ferrallado (posibilidad de premontaje), hormigonado y tesado. El nuevo ciclo comienza con la apertura del encofrado (Fig. 3) y posicionamiento de la cimbra sobre los rodillos de movimiento.

3.6. Desmontaje de la cimbra: habitualmente, es la operación inversa al montaje, y también requiere la construcción de zapatas auxiliares. Es posible acortar los plazos de montaje, hasta un 50%, con una planificación adecuada.

4. Cálculo de la cimbra

En este caso, las longitudes de los vanos a hormigonar son: 51,25 m, 48,10 m y 33,15 m; y se realiza en dos fases de hormigonado: losa de fondo y hastiales en la primera fase y losa superior y alas en una segunda. Esto conlleva la necesidad de un estudio riguroso de la flexibilidad del conjunto cimbra-primera fase de hormigonado, para que no se produzca su fisuración al realizar la fase de la losa y alas. No ha sido necesario realizar el tesado intermedio de una parte de los tendones de pretensado.

Otro aspecto importante del análisis es la consideración de las fuerzas y movimientos de los apoyos, debido a la doble pendiente (longitudinal y transversal). Esto es especialmente crítico en la fase de gateo. Para evitar y controlar que dicha pendiente genere esfuerzos horizontales sobre los pórticos de apoyo se atornillan, a los cordones inferiores de la cimbra, unas cuñas metálicas con inclinación igual a la pendiente. De este modo sólo se transmite en fase de hormigonado la componente vertical del peso a los pilaretes de los pórticos y como componente horizontal, la que pueda generar la presión del viento.

El cálculo de las uniones es complejo, existiendo elementos de gran capacidad de carga. Los requerimientos que se exigen implican un comportamiento elástico, y la perfecta continuidad de

los nudos del cordón inferior, sobre el que se materializa el camino de rodadura de la cimbra. Las uniones principales se diseñan con tornillos de alta resistencia TR 30 de calidad 10.9: $T_u = 40.390$ kg.

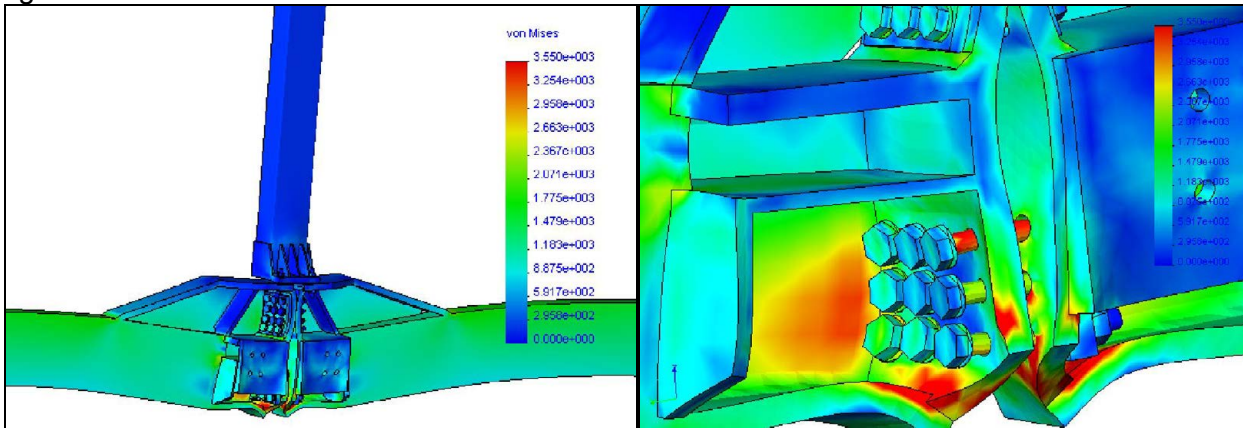


Fig. 4: Simulación FEM para Cordón Inferior - Unión N° 10 (unión principal del cordón inferior).

La capacidad resistente del nudo principal (Fig. 4) está definida para 435 Tm de tracción en ELS sin flexión (TR 30).

5. Maniobras especiales

5.1. Gateo: tras el montaje en posición horizontal de la viga principal es necesario colocar la cimbra en una rampa del 3%, debiendo para ello descender en el apoyo trasero una altura aproximada de 1,5 m en escalones (chapas) de 50 mm. Se realizan aproximadamente 30 escalones, con una duración media de 30 minutos en cada escalón. Esta operación se lleva a cabo con la ayuda de los siguientes sistemas: cilindros de 176 Tm, apoyo en la traviesa balancín, calzos laterales como elemento de seguridad, y apoyo trasero de maniobra a 4,50 m del pórtico de estribo, desde el que se dirigía la operación (Fig. 5).

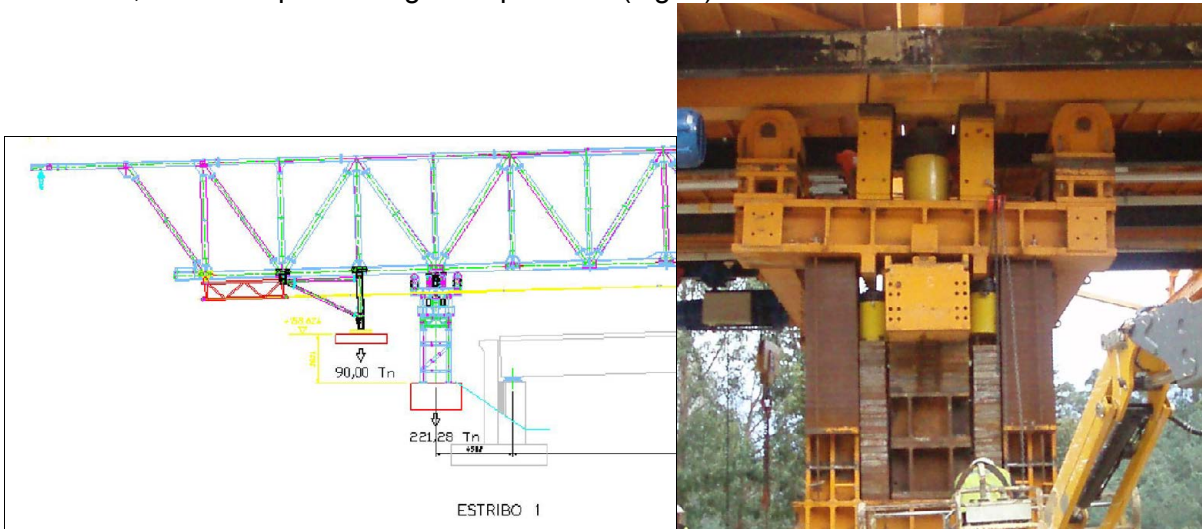


Fig. 5: Esquema de la operación de gateo; y detalle de los escalones realizados en obra.

El sistema elegido facilita la disposición del balancín en contrapendiente y evita el empleo de cuñas; ésta pendiente se irá compensando durante el proceso de gateo hasta llegar a la horizontal. Es necesario colocar arriostramientos en cruz de San Andrés en la parte superior de los montantes de suspensión del encofrado, ya que al inclinar la cimbra en rampa del 3%, el encofrado debe comportarse como un sólido rígido cuando bascule el encofrado conjuntamente con la cimbra. Por el mismo motivo, se atan las barras dwg 15/17 en la parte inferior de los paños de encofrado.

Esta operación conlleva el desplazamiento del apoyo trasero en el estribo 1 una dimensión de 108 mm, tomando como referencia la parte inferior del cilindro hidráulico del apoyo de maniobra; dado

que el descenso se realiza en escalones de 50 mm, en cada descenso hay que permitir o compensar un avance de aproximadamente 3,50 mm. En la fase de cálculo, se analizaron las distintas situaciones por las que atraviesa el apoyo trasero de maniobra, el apoyo sobre la traviesa balancín (con un apoyo teflón – acero inoxidable) y el apoyo delantero de la cimbra (fijo).

Finalmente, se debe destacar que es necesario asegurar las condiciones de fijo y móvil de los apoyos sobre pórticos, mediante la disposición de topes adecuados o el correcto engrasado, respectivamente. Se ha analizado la influencia de la flexibilidad de la pila, no siendo importante en este caso (35 m de altura).

5.2. Ripado transversal de gran excentricidad: todos los pórticos, a excepción del apoyo de maniobra, están provistos de cilindros hidráulicos para poder realizar ripados transversales de la cimbra durante el avance y ejecutar la curva del tablero (poligonales de 4,50 m): este ripado se realiza de forma secuencial, avanzando una determinada distancia, y desplazando transversalmente la estructura en el pórtico trasero, quedando como pivote fijo el apoyo intermedio.

La gran curvatura de este viaducto implica la necesidad de unos grandes ripados, debiendo adaptar las mesas de apoyo convencionales, adoptando estas medidas: anclaje de los pórticos en la parte superior de la pila mediante 4 barras de métrica 24 mm; disposición de tres puntos de apoyo para la mesa, consistente en una tercera traviesa apoyada sobre el suplemento HEB-600.

5.3. Apertura hidráulica del encofrado: la cimbra autolanzable incorpora cilindros hidráulicos en cada montante, para automatizar la maniobra de apertura y cierre de los encofrados. Estos cilindros consiguen bascular los encofrados y plataformas de trabajo hasta 25°, permitiendo completar la operación en menos de una hora.

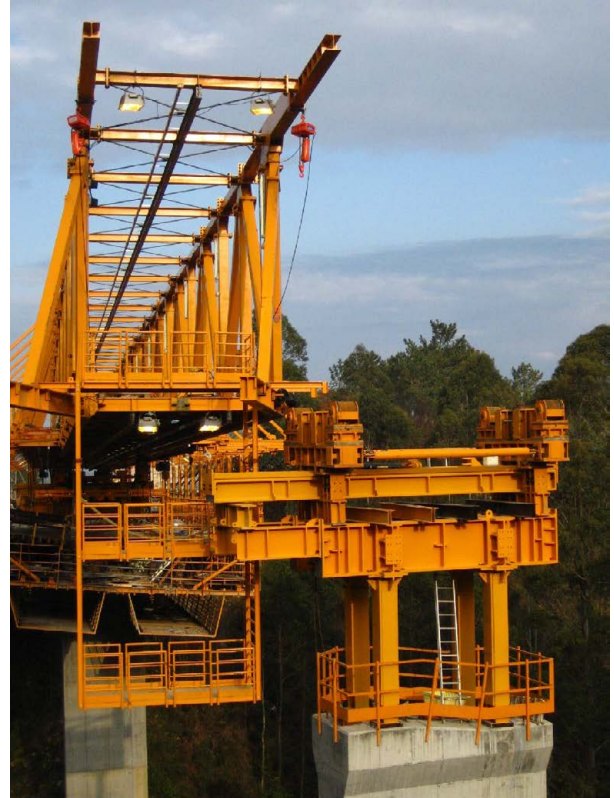


Fig. 6: Excentricidad del ripado transversal, pórtico de pila 2.

5.4. Desmontaje parcial y sucesivo de la nariz: en la última fase del avance, fue necesario realizar una maniobra excepcional y espectacular, por los motivos comentados en la introducción. Dicha operación requirió el establecimiento de una estricta secuencia de desmontaje-avances parciales combinados, el estudio de la estabilidad en cada fase (con la consideración de contrapesos en cola), la disposición de un pórtico especial en el estribo de llegada y, por parte del personal de obra, la ejecución con gran precisión de los movimientos de la estructura.



Fig. 7: "Entrada" de la nariz de la cimbra en el falso túnel de Ribón.

Destacamos el hecho de que las mediciones de las flechas en vacío y hormigonado durante la obra nos permitieron confirmar los resultados presentados en el Proyecto del medio auxiliar.

6. Conclusiones

Los medios auxiliares (para el montaje de la cimbra) más importantes son: dos grúas de medio tonelaje y una carretilla elevadora. El resto de operaciones se realizada de forma más o menos automatizada desde la propia cimbra.

No suele ser necesario un recálculo general de las pilas y cimentación, aunque sí es conveniente revisar los capiteles. El cálculo general del tablero según la vigente instrucción suele cubrir las necesidades de carga puntual que transmite la cimbra en las diferentes secciones. No obstante, es un problema fácil de resolver si el Proyecto contempla ya dicha posibilidad.

Para la luz tipo de 50 m, se puede estimar una duración de 15 días para el ciclo completo (avance, hormigonado, tesado).

El grado de seguridad de estas cimbras es elevado, y el movimiento en sí de las mismas se realiza de forma suave.

A la vista de los condicionantes descritos para esta obra, se considera satisfactorio el rendimiento alcanzado, con unos costes y plazos ajustados a dichas características especiales.

7. Agradecimientos: Gema Olivar Menéndez, José Carlos Ramos Rodríguez, Gabriel Falcón Saralegui (Tableros y Puentes, S.A.), M^a Paz Campo San Martín (Asistencia Técnica en Obra), Ignacio García-Arango-Cienfuegos-Jovellanos, César Fernández-Nespral Pérez (Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias), Domingo Lorenzo Esperante (Silga, S.L.), Jesús Muñoz (ULMA S.Coop.).

BIBLIOGRAFÍA

Puentes. 2000. Javier Manterola Armisén, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
 Tierra sobre el Agua. 1999. Leonardo Fernández Troyano, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, N° 55 de la colección de Ciencias, Humanidades e Ingeniería (I edición).
 Norma UNE-ENV 1991-2-6:1998 EUROCODIGO 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 2-6. Acciones en estructuras durante la ejecución.
 Norma UNE-ENV 1993-1-1:1996 EUROCODIGO 3.
 Norma UNE-ENV 1995-1-1:1996 EUROCODIGO 5.
 Recomendaciones del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y el cemento. 1982. Monografías de J. Martín Palanca.
 Norma NBE EA-95.
 Normas FEM. 1001 Capítulo 2 – Federación Europea de Máquinas.
 Normas DIN 4421.
 Manual de Encofrados de ULMA.
 (Fotografías: de la colección de los autores).

ANÁLISIS DE LA PENETRACIÓN DEL IÓN CLORURO EN HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES EMPLEANDO MODELOS DE LÓGICA DIFUSA

Parra, C^{1,*}; Miñano, I²; Valcuende, M²; Martínez-Conesa, E.J.¹; Garrido, A¹.

(1) *Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y Tecnología de Edificación, Cartagena, España*

(2) *Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Construcciones Arquitectónicas, Valencia, España*

RESUMEN:

La preocupación por la durabilidad de las estructuras de hormigón es cada vez mayor especialmente en ambientes agresivos debido a la penetración de cloruros (Audenaert et al., 2005). Cambios en la dosificación o en el proceso de puesta en obra, como los que afectan a los hormigones especiales pueden dar lugar a modificaciones en la estructura porosa e invalidar los escasos modelos que sirven para predecir la penetración de iones de cloruro. En este sentido, algunos autores (Vu e Stewart, 2000) utilizan modelos basados en las Leyes de Ficks, sin embargo otros (Halamickova et al., 1995; Nugue et al., 2004) sostienen que la segunda Ley de Ficks considera el coeficiente de difusión constante, y esto no es exacto debido a su variación en función del grado de hidratación del cemento, la temperatura y el pH. Actualmente se trabaja en modelos de aproximación usando lógica difusa, Teoría del Caos o Fractales. El presente trabajo, aplica modelos de lógica difusa para estimar el coeficiente de difusión aparente en base a datos normativos y resultados experimentales.

Palabras clave: Durabilidad, Penetración de Ion-Cloruro, Hormigón Autocompactante, Lógica difusa

ION-CHLORIDE PENETRATION ANALYSIS IN SELF COMPACTING CONCRETE USING FUZZY LOGIC RULES

ABSTRACT:

Durability and more specifically chloride penetration, is of major importance for reinforced concrete structures (Audenaert et al., 2005). Changes to mix design or placing can lead to modifications of the pore structure and invalidate the few models that can predict the penetration of chloride ions. In fact, some authors (Vu and Stewart, 2000) use models based on Ficks Laws, but others (Halamickova et al. 1995; Nugue et al., 2004) argue that Ficks Second Law of considered the diffusion coefficient as constant, and this is not accurate due to variation in the degree of cement hydration, temperature and pH. Several models like Fuzzy Logic Rules, Chaos Theory or Fractals are studied today. This paper applies Fuzzy Logic Models to estimate the apparent diffusion coefficient of chloride ion penetration in concrete based on normative data and experimental results.

Keywords: Durability, Chloride ion penetration, Self-Compacted Concrete, Logic Fuzzy Rules

* carlos.parra@upct.es

1. Introducción

Las exigencias y preocupación por la durabilidad de las estructuras de hormigón es cada vez mayor especialmente en ambientes agresivos debido a la penetración de cloruros (Audenaert et al., 2005). Los problemas de durabilidad se deben en gran medida a una selección inadecuada de materiales y a prácticas de construcción deficientes (Helene, 1997; Mehta, 2001). Esto ha facilitado la extensión en el empleo de Hormigones Autocompactantes (HAP).

De los problemas de durabilidad, el de corrosión de las armaduras causado por el ataque del ión cloruro es quizá, el más importante. Dependiendo de las fuerzas que dirija el proceso y de la naturaleza del material transportado se pueden encontrar dos tipos de coeficientes de difusión para determinar la concentración de iones cloruros existentes en el interior de la masa del hormigón según Castellote et al. (2001), un coeficiente denominado efectivo (D_{ef}) determinado a través de experimentos en estado estacionario y que considera apenas un transporte iónico; y otro denominado coeficiente de difusión aparente (D_{ap}) determinado en experimentos de flujo no estacionario y que considera la actuación de iones cloruros totales.

Algunos autores (Vu y Stewart, 2000; Troconis De Rincón et al., 2004) utilizan modelos basados en las Leyes de Ficks para determinar el perfil de penetración de iones cloruros. Sin embargo, otros autores (Halamickova et al., 1995; Nugue et al., 2004) sostienen que la segunda ley de Fick considera el coeficiente de difusión de los iones cloruro constante y esto no es exacto debido a su variación en función del grado de hidratación del cemento, la temperatura y el pH.

Para controlar la durabilidad de la dosificación la Instrucción Española EHE-08, establece una relación a/c, cantidad de cemento y resistencia característica a compresión, para cada ambiente de exposición. El presente trabajo, aplica modelos de lógica difusa para estimar el coeficiente de difusión aparente en base a datos normativos y resultados experimentales en hormigones tradicionales y hormigones autocompactantes.

2. Conjunto difuso

La aplicación de la teoría de los conjuntos difusos fue difundida por la Universidad de California (Berkeley) a mediados de los años 60 a través de Lotfi Zadeh, profesor de Ciencias de la Computación, en base a las ideas desarrolladas por Max Black (1937) y Karl Menger (1942).

La determinación del coeficiente de difusión de los iones cloruros mediante una aproximación matemática usando la lógica difusa, se realiza estableciendo un conjunto difuso principal. Un conjunto difuso F está constituido por un par ordenado (x, y) . Donde x representa a los elementos en el dominio del conjunto, $Y_F = Y_F(x)$, se conoce como función de pertenencia, con valores en el intervalo $[0, 1]$ que refleja justamente el grado de pertenencia o membrecía de x en el conjunto

$$F = \{x, Y_F(x) | x \in U\}$$

La función de pertenencia ($Y_F(x)$) proporciona una medida del grado de similitud de un elemento de U con el conjunto difuso. La forma de la función de pertenencia utilizada depende del criterio aplicado en la resolución de cada problema y varía dependiendo de diversos factores como el punto de vista del usuario. La única condición que debe cumplir una función de pertenencia es que tome valores entre 0 y 1, con continuidad.

Los sistemas difusos están compuestos generalmente como muestra la figura 1, y se pueden describir cada una de sus componentes de la siguiente manera:

Bloque difusor: en este bloque a cada variable de entrada se le asigna un grado de pertenencia a cada uno de los conjuntos difusos que se ha considerado, mediante las funciones características asociadas a estos conjuntos difusos. Las entradas a este bloque son valores concretos de las variables de entrada y las salidas son grados de pertenencia a los conjuntos difusos considerados.

Base de conocimiento: la base de conocimiento contiene el conocimiento asociado con el dominio de la aplicación y los objetivos del control. En esta etapa se deben definir las reglas lingüísticas de control que realizarán la toma de decisiones que a su vez decidirán la forma en la que debe actuar el sistema.

Inferencia: la inferencia es el proceso mediante el cual se genera un mapeo para asignar a una entrada una salida utilizando lógica difusa. El proceso de inferencia provee las bases para la toma de decisiones del sistema. Este proceso involucra la utilización de funciones de pertenencia y las reglas generadas en la base de conocimiento.

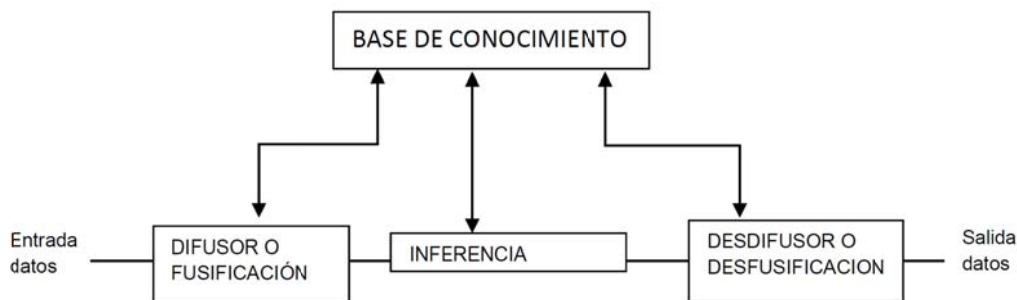


Figura1. Esquema general de un sistema basado en lógica difusa (Pérez, 2005).

Desdifusor: bloque en el cual a partir del conjunto obtenido en el mecanismo de inferencia y mediante los métodos matemáticos de desfusión, se obtiene un valor concreto de la variable de salida.

3. Metodología propuesta

Los pasos de la metodología propuesta para el análisis del coeficiente de difusión del ion son:

1. Selección de las variables de entrada y salida
2. Selección de las estrategias de fusificación
3. Construcción de las bases de las reglas
4. Selección de lógica en toma de decisiones
5. Selección de la estrategia de desfusificación

Para la definición de las funciones de pertenencia, este trabajo toma como variables de entrada la relación agua/cemento(a/c), la resistencia a compresión y la cantidad de adiciones. En cuanto a la relación a/c y la resistencia a compresión se seguirán las prescripciones establecidas en la Instrucción EHE-08, en función de la clase de agresividad ambiental. Se supone una clase de agresividad ambiental, IIa y IIIa.

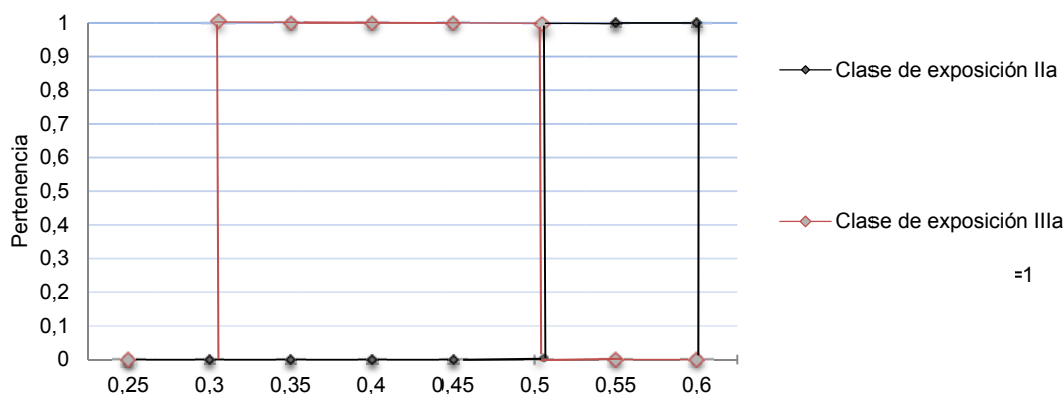


Figura 2- Función de pertenencia para el parámetro a/c

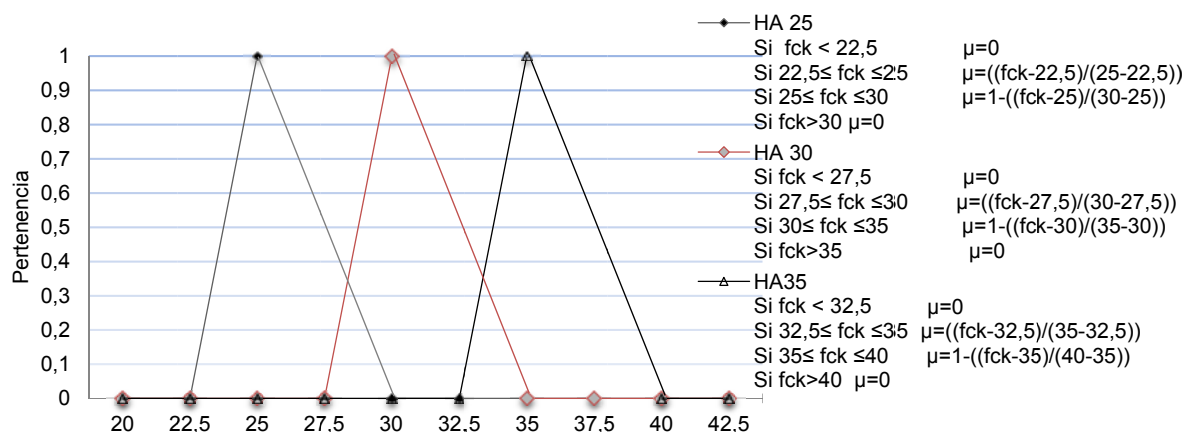


Figura 3- Función de pertenencia para el parámetro fck

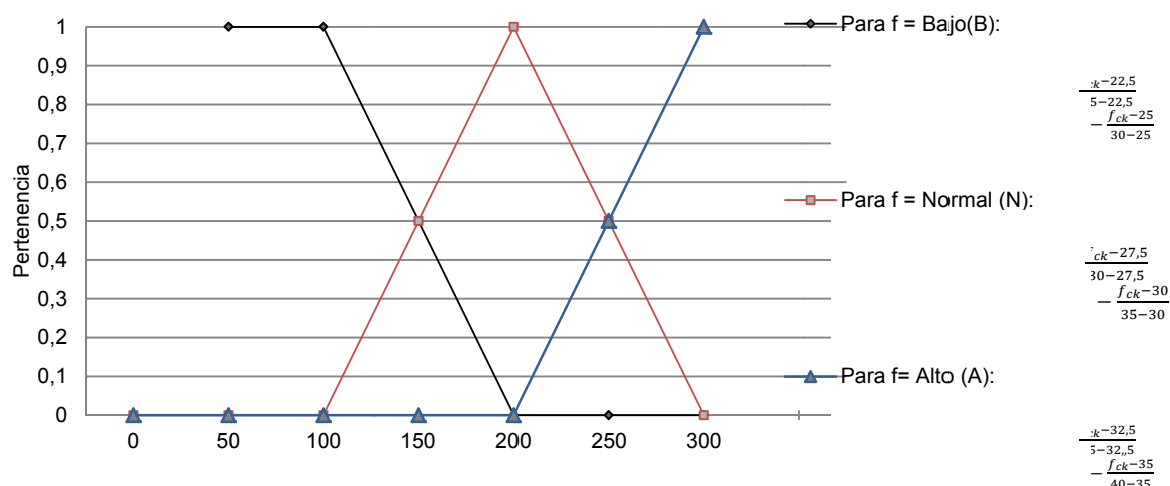


Figura 4- Función de pertenencia para el parámetro f

Un sistema difuso está regido por reglas difusas, estas son un modo de representar estrategias o técnicas apropiadas cuando el conocimiento proviene de la experiencia o la intuición (careciendo de demostración matemática o física), es decir, las reglas utilizan variables lingüísticas como vocabulario (Pérez, 2005). Como reglas del sistema hemos escogido la siguiente “Si a/c y fck y f entonces Da es alto(A), normal(N) o bajo (B) como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1-Reglas del sistema difuso

a/c	Operación conjuntiva	fck	Operación conjuntiva	f	Entonces	Da
Ila	Y	HA25	Y	B	Entonces	A
Ila	Y	HA25	Y	M	Entonces	A
Ila	Y	HA25	Y	A	Entonces	A
Ila	Y	HA30	Y	B	Entonces	A
Ila	Y	HA30	Y	M	Entonces	A
Ila	Y	HA30	Y	A	Entonces	N
Ila	Y	HA35	Y	B	Entonces	A
Ila	Y	HA35	Y	M	Entonces	N
Ila	Y	HA35	Y	A	Entonces	B
IIla	Y	HA25	Y	B	Entonces	A
IIla	Y	HA25	Y	M	Entonces	N
IIla	Y	HA25	Y	A	Entonces	N
IIla	Y	HA30	Y	B	Entonces	N
IIla	Y	HA30	Y	M	Entonces	B
IIla	Y	HA30	Y	A	Entonces	B
IIla	Y	HA35	Y	B	Entonces	B
IIla	Y	HA35	Y	M	Entonces	B
IIla	Y	HA35	Y	A	Entonces	B

La función de pertenencia de la variable de salida o el coeficiente de difusión (Da) puede presentar una clasificación media, baja o alta, en función de una serie de investigaciones que se toman como referencia.

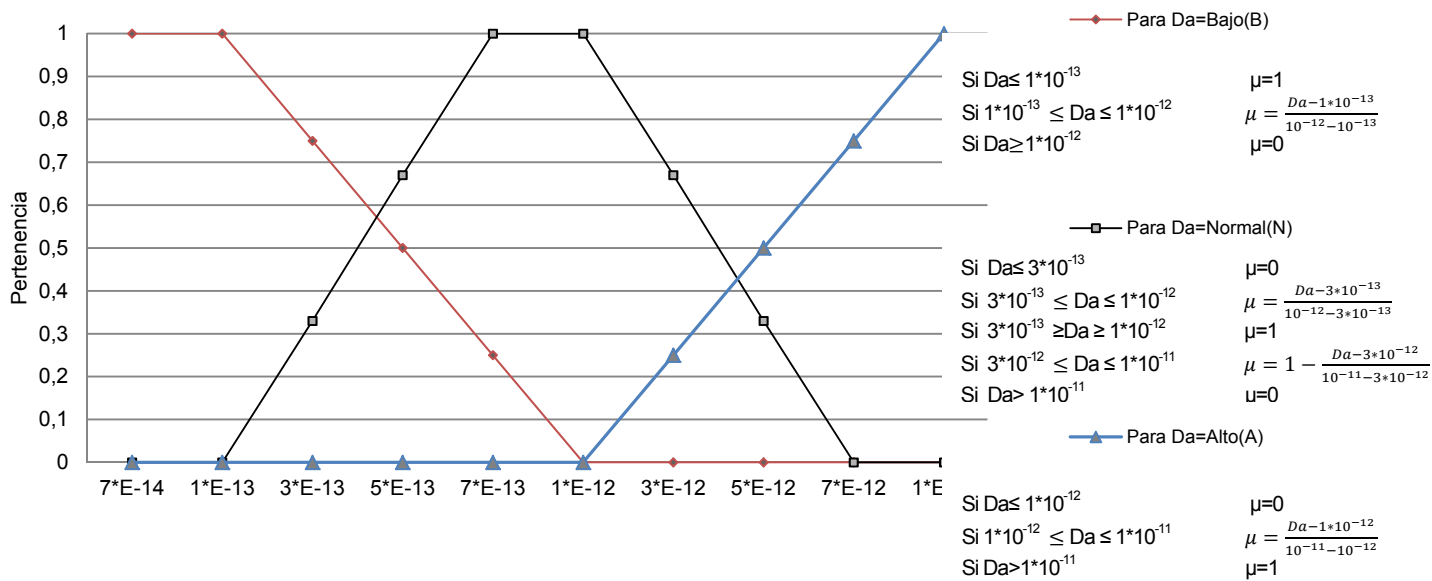


Figura 5- Función de pertenencia para Da

Los problemas basados en conjuntos difusos se originan de la utilización de calificaciones lingüísticas. Tras formar los conjuntos difusos correspondientes a un determinado problema es necesario obtener una respuesta de estos. En muchos casos es importante que esta respuesta no sea difusa y se debe pasar de una respuesta difusa a una que no lo es. Para lograr esto se ha desarrollado el concepto de defusificación. Este método debe ser escogido de acuerdo con la aplicación que se desea obtener. Para llevar a cabo la defusificación, inicialmente, se han de determinar los vectores difusos de las variables de entrada fck, f y relación a/c, y se han identificado cuales son las posibles reglas del sistema que serán aplicadas, de acuerdo con el mapa de reglas, mientras que para obtener la composición de la variable de salida del sistema difuso se emplea el método de Mamdani (bloque de inferencia) también conocido como método mínimo-máximo, es el más utilizado actualmente, debido a su sencillez y eficacia. Este método consiste en que cada pertenencia de cada conjunto debe ser comparada con cada pertenencia de las demás variables de entrada, y al comparar, se debe guardar el mínimo de pertenencia entre ellos y se debe de colocar en el conjunto de universo de salida que indica la regla. Finalmente el valor del coeficiente de difusión de cloruros se obtiene a través método promedio máximo para determinar la defusificación.

$$u = \frac{\sum_{i=1}^n x \max_i \mu(x \max_i)}{\sum_{i=1}^n \mu(x \max_i)}$$

donde, n= número de máximos, x max= valor de x del máximo y $\mu(x \max)$ = es el valor de pertenencia del máximo

4. Aplicación

Considerando un hormigón autocompactante con una relación a/c de 0,6, una resistencia característica a compresión de 34,65 MPa y una cantidad de finos de 125 kg/m³. (Parra et al, 2010). Los vectores difusos para las variables de entrada son:

a/c = {1; 0} – en la figura 2 puede observarse que para la Clase IIa, con la relación a/c 0,6 tiene una pertenencia de 1, y para la Clase IIIa una pertenencia igual a 0.

$F_{ck} = \{0; 0,1; 0,8\}$ – en la figura 3 tiene una pertenencia igual a 0 para un hormigón HA25, una pertenencia de 0,1 para un hormigón HA30, y una pertenencia de 0,8 para HA35, con una resistencia a compresión de 34,65 MPa.

$f = \{0,7; 0,3; 0\}$ – en la figura 4 una pertenencia de 0,7 para una cantidad de adiciones baja, para una cantidad de adiciones media 0,3 y para una cantidad de adiciones alta obtenemos una pertenencia de 0.

Utilizándose el método de máximos-mínimos, matricialmente, obtenemos las posibles combinaciones entre las variables de entrada del sistema, con las respectivas pertenencias.

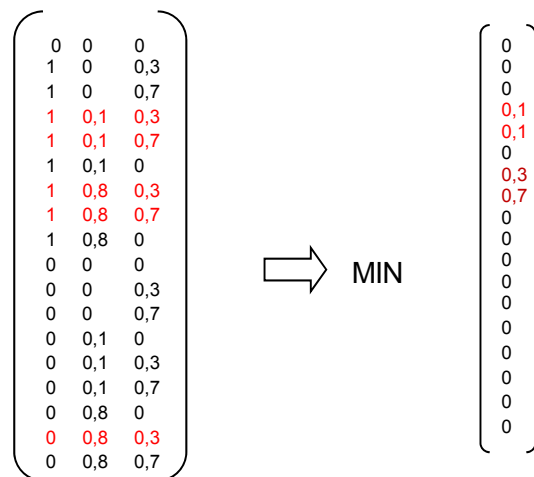


Figura 6- Posibles combinaciones de las variables de entrada

Obtenemos las posibles reglas del sistema y del gráfico de funciones para la variable de salida (figura 5), tenemos que el máximo de la función de pertenencia de la variable de salida para un Da alto es de $1,79 \times 10^{-12}$; 5×10^{-13} ; $5,5 \times 10^{-12}$; 3×10^{-12} . Y observándose que los resultados del método max-min tienen una pertenencia de 0,1; 0,3 y 0,7 para las funciones de pertenencia, para las variables de salida, definidas por las reglas. De modo que para el coeficiente de difusión del ion cloruro estimado tomamos el promedio de los máximos, cada uno con su grado de pertenencia y se suman los productos, y se divide esta suma con la suma de las pertenencias, para este caso el valor de salida de desfosificación es igual a $2,06 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

5. Conclusiones

La aplicación de las propiedades de la lógica difusa permite realizar el análisis del coeficiente del ion cloruro a partir de los criterios y la experiencia de especialistas, creándose un sistema difuso que tiene en cuenta la subjetividad envuelta en el análisis y a su vez constituye una herramienta de sencilla utilización.

La metodología permite estimar el coeficiente del ion cloruro antes de llevar a cabo la dosificación del hormigón, y resuelve problemas en cuanto a las dudas que suscita la durabilidad de los HAC. La precisión del método está condicionada al tamaño de la base de datos empleada, a mayor tamaño más precisión en la determinación del citado coeficiente.

BIBLIOGRAFIA

Assie, S.; Escadeillas, G.; Waller, V. 2007. Estimates of self-compacting concrete 'potential' durability. Construction and Building Materials, v. 21, pp. 1909–1917, 2007.

- Audenaert, K.; Boel, V.; De Schutter, G. 2007 Chloride migration in self-Compacting Concrete. Concrete under Severe Conditions: Environment & Loading. Tours, France.
- Castellote, M.; Andrade, C.; Alonso, C. 2001 Measurement of steady and non-steadystate chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural diffusion tests. Cement and Concrete Research, v. 31, pp. 1411-1420
- Halamickova, P.; Detwiler, R. J.; Bentz, D. P.; Garboczi, E. J., 1995 Water permeability and chloride ion diffusion in Portland cement mortars: Relationship to sand content and critical pore diameter. Cement and Concrete Research, v. 25, n. 4, pp. 790-802.
- Helene, P. 1997. Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto. Ambiente Construído, São Paulo: ANTAC, v. 1, n. 2, pp. 45-57, jul/dez.
- Mazer, W. 2009. Metodologia para a previsão da penetração de íons cloreto em estruturas de concreto armado. Pós graduação e pesquisa do Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Brasil.
- Mehta, P. 1999. Advancements in Concrete Technology. Concrete International, Farmington Hills: American Concrete Institute. v. 21, n. 6, pp.69-76.
- Nehdi, N.; Pardhan, N.; Koshowski, S. 2004 Durability of self-consolidating concrete incorporatir high-volume replacement composite cements. Cement and Concrete Research, USA: Pergamon, v. 34, pp. 2103– 2112.
- Neville, A. 2001 Maintenance and durability of concrete structures. Concrete International.
- Nugue, F., Lorente, S., Ollivier, J.P. 2004. Basis for the prediction of chloride ingress into cement-based materials. Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção, v.1, n.1, pp.10-21.
- Parra, C.; Valcuende, M.; Marcos, E.; García, L. Rodríguez, C. 2010. Porosidad de los hormigones autocompactantes con baja adición de finos. 2º Congreso Ibérico sobre Hormigón Autocompactante, Guimarães, Portugal
- Pérez R. 2005. Procesado y Optimización de Espectros Raman Mediante Técnicas de Lógica Difusa: Aplicación a la Identificación de Materiales Pictóricos. Proyecto de Grado, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Safiuddin, M.; West, J and Soudki, K. 2008. Durability Performance of Self-consolidating Concrete. Journal of Applied Sciences Research, v. 4, n.12, pp. 1834-1840.
- Vu, K. A. T., Stewart, M. G., 200. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. Structural Safety, v. 22, pp. 313-333.
- Zhu, W.; Quinn, J.; Bartos, P. 2002 Aspects Of Durability Of Self Compacting Concrete. 9th International Conference on Durability of Materials and Components.

LA CORRECCIÓN GEOMÉTRICA APLICADA A LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL EN LOS MÉTODOS DE RECONSTRUCCIÓN. VÉZELAY 1840

Rueda Márquez de la la Plata,A*

Universidad Politécnica, ETSAM, departamento de Construcción y Tecnología arquitectónicas, Madrid, España

RESUMEN:

En el siglo XIX las técnicas de cálculo estructural, arrastradas por el desarrollo general de las ciencias aplicadas, avanzan a gran velocidad y la aplicación de estos avances técnicos sobre los edificios históricos es, como no podía ser de otra manera, inmediata, si bien desde una reflexión completamente nueva.

Frente al problema de reconstrucción en este tipo de edificios, se desarrollan, a la luz de estas nuevas técnicas, nuevas soluciones de intervención basadas, sobre todo, en la comprensión global del problema estructural. La geometría se presenta como un método lógico, no sólo para el nuevo cálculo, sino para la optimización objetiva de los elementos estructurales que habían fallado anteriormente, de este modo, aprovechando la necesidad de reconstruir, se plantean grandes innovaciones en elementos que parecían ya superados, arbotantes, bóvedas y arcos fajones se redibujan potenciando su forma.

Un claro ejemplo de esto es la nave de la Abadía de Vézelay, cuya silueta, desde un punto de vista estructural, varía ostensiblemente después de la reconstrucción que Viollet Le Duc lleva a cabo a partir de 1.840, dónde cada uno de estos elementos modifica su forma sin variar su apariencia material, este cambio viene dado exclusivamente por la corrección geométrica que se aplica a la curva del arco para conseguir su mejora estructural.

Palabras clave: geometría, técnica, Vézelay, reconstrucción, forma.

THE GEOMETRY CORRECTION APPLICATE TO THE STRUCTURAL STABILITY IN THE WAYS OF RECONSTRUCTION. VÉZELAY 1840

Rueda Márquez de la la Plata,A*

Universidad Politécnica, Escuela Técnica Superior de Arquitectura, department of Construcción y Tecnología arquitectónicas, Madrid, Spain

ABSTRACT:

In the 19th Century the structural ways of calculation, after the general development of science applied to architecture, were making progress so rapidly and the application of this technical advantages about historical buildings were, obviously, immediate, even from a very new thoughts. Faced with a reconstruction problem in this kind of buildings, new solutions were taking place, under these new techniques, based, especially, in a global understanding of the structural problems. The geometry, was presented as a method to optimize in a new aim way the structural elements that were failed before, then, taking advantages of the urgency of reconstruction, big innovations were suggested to change elements that are seem superseded like flying buttresses, vaults and voussoirs archs, some of this elements are redrawing trying to promote the perfect shape.

A perfect example of this theory is the reconstruction of the nave of Vézelay for Viollet Le Duc in 1840. The structural form was modificate clearly without changes in the material appearance, this sort of changes were making thanks to the geometry corrections that was applicate in the curve of the arch to achieve a better behaviour in a structural way.

Key words: geomety, tecnology, Vézelay, reconstruction, shape.

adela_rueda@hotmail.com

1. Introducción

En torno a 1800, con el fin de la Revolución, se despertará en Francia un interés creciente por los Monumentos Históricos, que pronto estará prácticamente generalizado en toda Europa. Al principio este interés podía identificarse, en sus cualidades, con una extensión culta de la fascinación que las ruinas antiguas habían ejercido siempre sobre el inconsciente colectivo y sus posibilidades, pero poco a poco, con la modernidad, la calidad de este interés fue creciendo, pasándose de la contemplación a la intervención; la relación del artista y, por tanto, del arquitecto con ellas pasó muy pronto de ser puramente visual a hacer de ellas objeto de reconstrucciones, ripristino y restauraciones de toda índole, lo que abriría un debate internacional que tuvo su cénit a mediados del s. XIX cuando se plantea, en todos los niveles, la reconstrucción como forma de proyecto.

Comienza un periodo donde se define por primera vez la restauración moderna, entendiendo, durante esta época, la restauración cómo una reconstrucción total o parcial y justificada del monumento histórico.

En 1840 la Iglesia de Santa Magdalena de Vézelay fue el primer proyecto que Viollet Le Duc ejecutó y que sirvió al arquitecto para sentar las bases de sus teorías sobre restauración y reconstrucción, teorías que más adelante aplicó más maduramente en Notre Dame y que supusieron la base teórica desde la que se forjaría, por asimilación o por contraste, lo que ha llegado a ser casi una disciplina con campo propio sobre la que actúan un elevado número de profesiones.

2. Antecedentes de la Reconstrucción.

Cuando se le encarga a Viollet el proyecto de restauración de Santa Magdalena de Vezelay en 1838, este proyecto forma parte del Plan Nacional Francés de Restauración Arquitectónica, gestionado por el propio Le Duc, Guizot y Merimeé. La abadía está abandonada desde hace dos siglos, su historia se remonta al siglo I (868) con un convento de monjas de la orden de San Benito, sustituidas 10 años después por monjes de la misma orden. Las construcciones asociadas con este periodo se incendiaron a mediados del siglo X. Las construcciones más antiguas de este complejo monástico, que se encontraron en 1840, fueron la nave y la cripta que se construyeron entre los años 1008 y 1011. También se cree que el nártex de la fachada oeste era de esa misma época. Ahora sabemos que la cripta fue reconstruida después de ser completada la nave y antes de terminar el nártex. En el siglo XIII se termina la planta con el transepto y el coro, además se incluye la parte superior del nártex y se interviene en la nave románica reforzando la estructura exterior con arbotantes; está documentada la inestabilidad de esta estructura todavía en el año 1668, siendo en el 1758 cuando las bóvedas se consideraron en peligro estructural; después de la Revolución francesa y de la represión eclesial en 1790 y sin una institución religiosa que se hiciese cargo de la abadía el abandono fue inevitable.

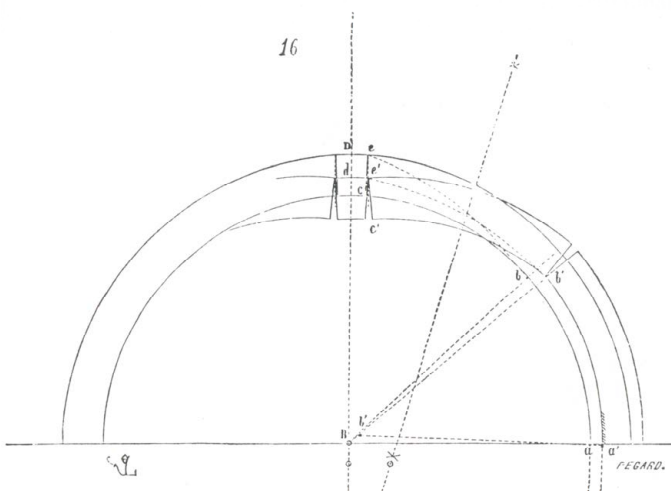
El método para el estudio y análisis de la intervención de Viollet sobre la abadía ha sido la comparación estructural entre el antes y el después de dicha intervención.

El estudio se ha centrado sobre todo en la comparación de la sección de la nave, dos cuestiones han desencadenado esta decisión, la primera por ser donde Le Duc intervino más directamente y lo hizo, con toda probabilidad, sobre una base monumental histórica con gran parte en buen estado –lo que le permite respetar las naves laterales y el primer nivel y muros del segundo de la nave central– obligándole a una intervención respetuosa con la estructura en planta y el estilo preexistente, y la segunda por ser también el lugar en que la estructura original –el nivel alto de la nave central y sus bóvedas– estaba más afectada, y por ello dónde se debió trabajar más este aspecto crucial en la investigación.

La nave central tenía grandes problemas estructurales, tres de los arcos perpiaños estaban derrumbados y casi todas sus bóvedas presentaban inestabilidad estructural y peligro de derrumbe (Fig.1), sin embargo, las naves laterales, tanto bóvedas como muros estaban en buen estado y servían de apoyo documental a la reconstrucción.

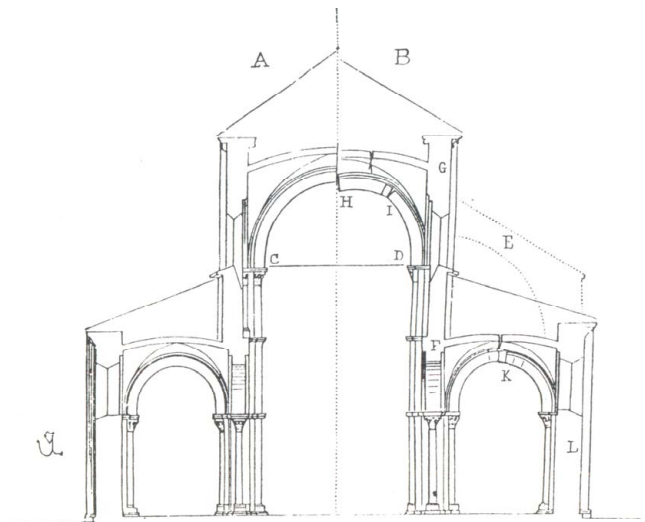
En la sección de 1250 se ve claramente cómo los empujes horizontales del arco perpiaño principal están sin resolver por falta de contrarresto, los machones se separan y los pilares y muros se inclinan desde el cota de coronación de la nave lateral, en consecuencia se ha producido el hundimiento de los arcos perpiaños en la clave y el aplastamiento de los lechos de las dovelas de los riñones por el intradós; a continuación, en efecto dominó, vendría la dislocación por la clave de los perpiaños de la nave lateral y la inclinación de los muros exteriores. (Fig.2)

Fig 1



Rotura en arco perpiaño. V.Le Duc

Fig 2



Posible secuencia de derrumbe de Vézelay. V.Le Duc

3. La corrección Geométrica aplicada por Viollet Le Duc en la estructura de Vézelay.

Le Duc propone como primera medida un cambio en la geometría del arco perpiaño principal, pasando de un arco rebajado a una forma semicircular, esta forma, además de ser la forma románica por excelencia, aplicada al trazado del arco, por tener la tangente superior horizontal, está en condiciones de alcanzar más ancho. A continuación aligera enormemente la estructura existente, las bóvedas de arista se reconstruyen con una única rosca de piedra con los hombros macizados con un relleno ligero y los masivos arbotantes, inicialmente grandes volúmenes de mampostería con pequeñas dovelas de sillarejo, pasan a ser esbeltos arcos de sillar apoyados sobre contrafuertes exteriores que recogen y absorben los empujes horizontales. Interviene también en la cubierta de las naves laterales que, a lo largo de los años, habían llegado a convertirse en puntales de la nave principal (Fig.3), necesitando para esa función, quitar el alabastro que presumiblemente había en las ventanas, ocluyéndolas en gran parte y rebajar la inclinación de los pares; el hecho de haber solucionado los problemas estructurales permite a Le Duc liberar de nuevo las ventanas, sustituir el alabastro por vidrio y rehacer la cubierta, modificando la inclinación de la misma y el sistema de evacuación de aguas que tanto daño había causado a la madera de la cubierta anterior.

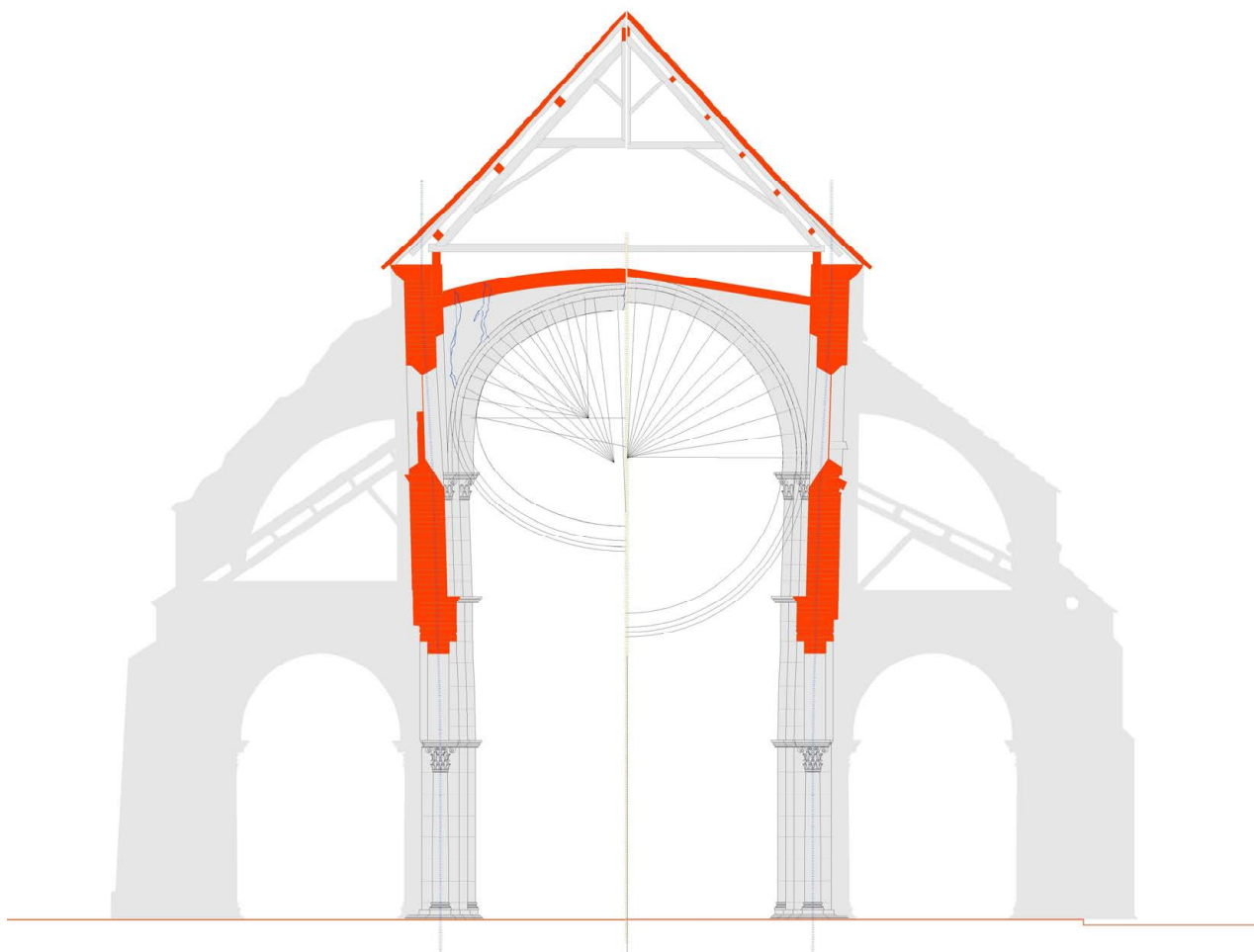


Fig 3: Comparación entre la sección románica de 1250 (Izqda) y la posterior reconstrucción de Le Duc de 1840 (Drcha)

Las curvas de presiones comparadas de ambas estructuras explican muy bien el funcionamiento de una y de otra, la de 1250 funciona sobre todo por masa, es decir, la curva de presiones llega, a los muros y pilares, muy horizontal, empieza a coger la vertical gracias al contrarresto que el peso que tiene encima ejerce sobre la curva. El arbotante de Le Duc a pesar de arrancar mas bajo que el de la solución anterior recoge las cargas más altas aprovechando todo su ancho, la curva de presiones recorre todo el arbotante y llega al contrafuerte más vertical volviéndose más vertical a medida que el peso del contrarresto hace efecto, esto mejora considerablemente la solución anterior, que trabajaba más con el contrarresto y menos con la geometría del arbotante, habiéndose quedado insuficiente para el empuje horizontal el ancho del contrafuerte. (Fig.4)

El método seguido para el cálculo de las curvas de presiones de ambas secciones ha sido el de polígonos funiculares, se ha entendido un peso por dovela aprovechando que tenía con cierta precisión la estereotomía de la piedra y calculándose la resultante de dicho peso, sacando con estos datos el antifunicular que servirá para hallar la curva definitiva. Para el cálculo de los estribos de los arcos, sin embargo, se ha hecho con dos métodos distintos en función de los datos que tenían los constructores de la época, en la sección primera de 1250 se ha hecho el cálculo según Gil de Hontañón, si bien es cierto que el escrito de este arquitecto es del s.XVI no hizo más que poner por escrito el buen hacer y la intuición que, hasta ese momento y desde tiempo inmemorial, se había seguido; para la sección de 1840 aplico la Regla de Blondel que es más precisa que la anterior y que a pesar de ser del s.XVII sigue vigente hasta el XIX teniendo a lo largo de este período variaciones más complejas con similar resultado.

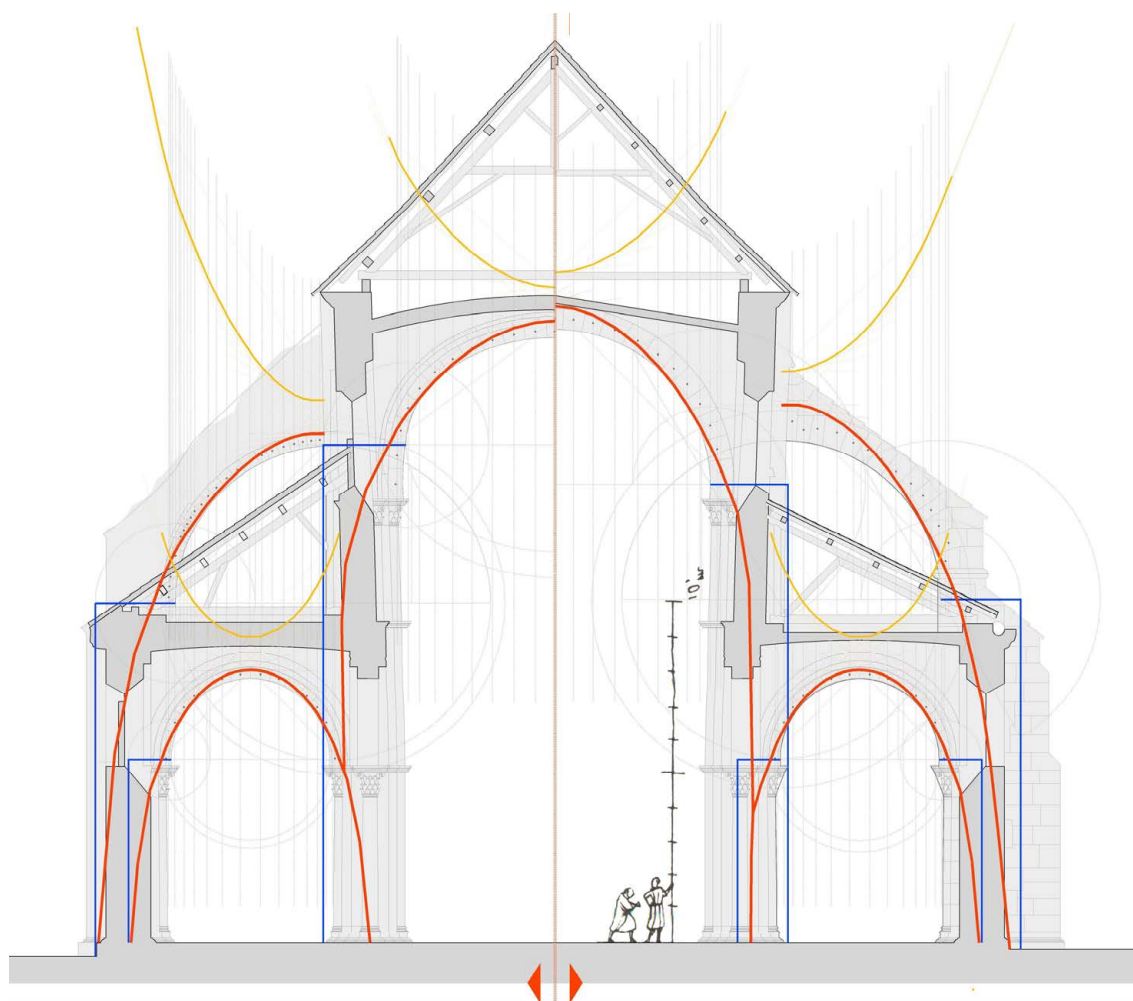


Fig 4: Comparación de curvas de presiones entre la sección románica de 1250 (Izqda) y la posterior reconstrucción de Le Duc de 1840 (Drcha)

4. Conclusiones

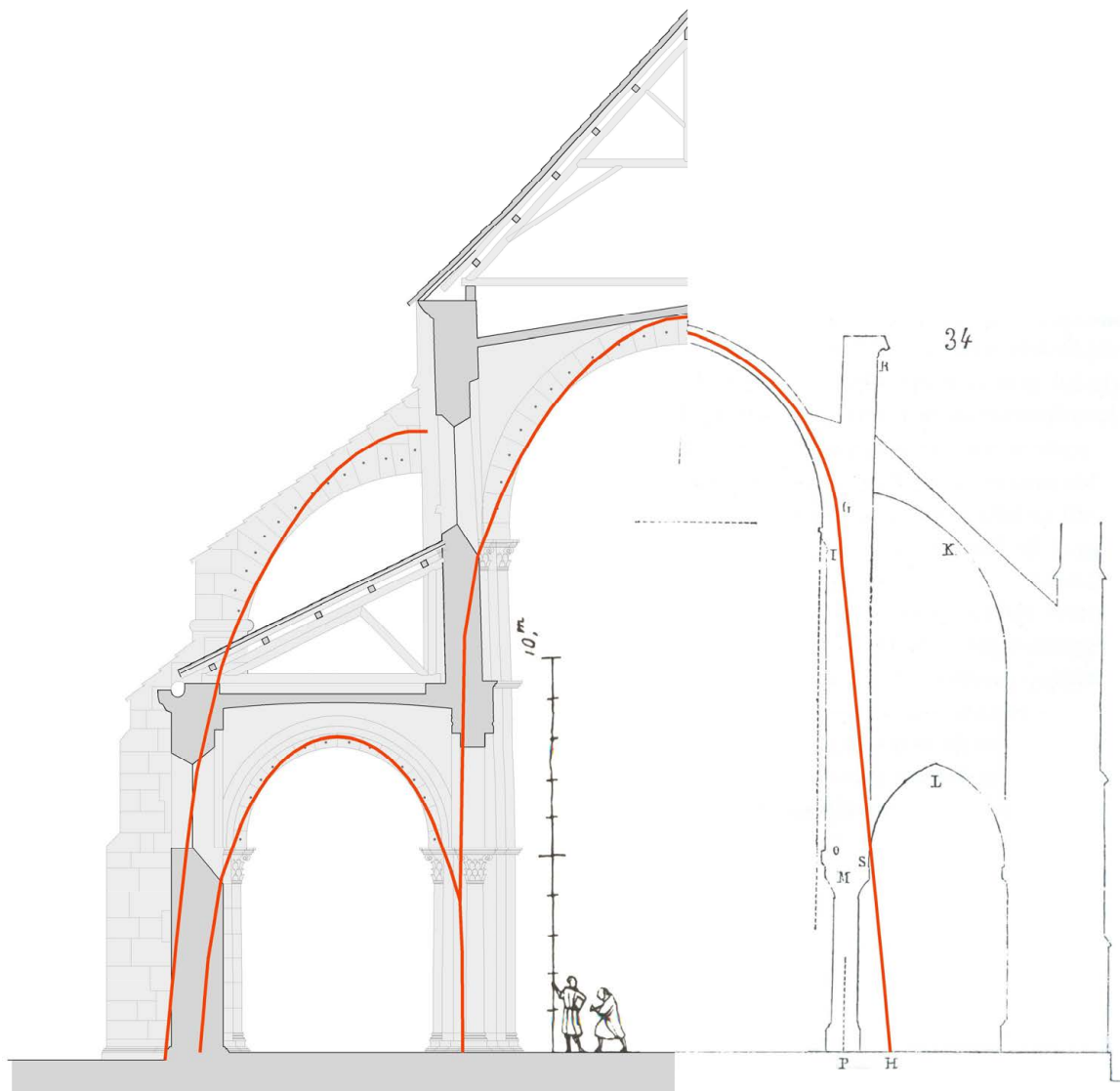
Es sorprendente comprobar como el cálculo de las curvas de presiones que Viollet Le Duc propone para una teórica Iglesia gótica en 1863 es enormemente preciso si lo comparamos con la curva de presiones calculada para la Iglesia de Vezelay; esto explica la larga vida del método, pues este tipo de cálculos gráficos fueron el método usual de trabajo para conocer los empujes en arcos y bóvedas durante una gran parte del siglo XX. (Fig.5)

De este modo se puede afirmar que en la Iglesia de Vezelay Le Duc se enfrenta al proyecto con dos modelos claros de intervención, un primer modelo que responde al incipiente valor que se le da a lo histórico y que trata de conservar todo lo que queda de otra época y un segundo modelo que consiste en poner en práctica la técnica de la que disponía y que cualquier arquitecto aventajado como era Le Duc estaba deseando experimentar. No le hubiera sido difícil a Le Duc utilizar para la ejecución de esta reconstrucción materiales completamente nuevos como estaba haciendo, entre otros muchos, Boileau, cambiando, entre otras cosas, en Iglesias góticas la piedra por hierro y hormigón arguyendo la economía de medios y a la nueva era, pero esta actuación le parecía a Le Duc fruto de “una concepción demasiado ingenua”, ya que obviar el pasado elude el verdadero problema de enfrentarse a él. Tampoco le hubiese costado mantener la ruina, según las enseñanzas de Ruskin, o simplemente utilizar los métodos de trabajo y la técnica de los antiguos para su reconstrucción, creando de este modo lo que más adelante se llamaría un “falso histórico”, pero la primera opción hacía de la abadía un objeto, algo muerto

incapaz de dar servicio a la comunidad, decadente e intocable y la segunda opción era negar las posibilidades que tenía de mejorar el proyecto, no digo de variar la esencia del mismo, sino de aplicar el conocimiento y la técnica que poseía. Esta conjunción de modelos adelantada a su época hizo de esta basílica y de su intervención a la vez un hito en la época vinculada a la historia y al pasado, lo que hace de ella un ejemplo perfecto de memoria y modernidad.

No pretendo, con estas conclusiones, más que cerrar este trabajo, sabiendo que dejamos un infinito abanico de posibilidades para seguir investigando, queda en el aire, por ahora, la definición de criterios claros para la elección de este tipo de intervenciones sobre el Patrimonio para desarrollar un método, aunque sea conceptual, que los arquitectos, que han tenido una gran carga en la teoría de la arquitectura, hayan seguido a la hora de enfrentarse a la reconstrucción de elementos que hoy consideramos, con toda propiedad, documentos de nuestra historia

Fig 5: Comparación de curvas de presiones entre la sección la sección de la reconstrucción de Le Duc de 1840 (Izqda) y la curva dibujada por el propio Viollet para una teórica Iglesia gótica.



5. Bibliografía

- Ashton, D. 1980. *Una fábula del arte moderno*. Nueva York.
- Abrams, M.H. 1975. *El espejo y la lámpara. Teoría romántica y tradición crítica*, Barcelona.
- Baudelaire, CH. 1863. *Le Peintre de la vie moderne*. París.
- Balzac, H. 1831. *Le Chef-d'oeuvre inconnu*. Tours
- Becquer, G.A. 1857. *Historia de los templos de España, templos de Toledo*, Madrid,
- Benevolo, L. *Historia de la arquitectura moderna*. Barcelona. 1990
- Boileau, L.A. 1986. *Historie critique de l'invention en architecture*. París.
- Brandi, C. 1988. *Teoría de la restauración*, Madrid,
- Busquets, J. 1985. *Evaluación de las necesidades de Rehabilitación* M.O.P.U.
- Capitel, A. 1988. *Metamorfosis de monumentos y teorías de restauración*, Madrid,
- Ceschi, C. 1970. *Teoría e storia del restauro*, Roma.
- Choay, F. 1992. *L'allergie du patrimoine*. París.
- Chueca Goitia, 1989. F. *Historia de la Arquitectura Occidental. Vol XII. El siglo XX: Las Fases Finales y España*. Madrid.
- Collins, P. 1998. *Los ideales de la arquitectura moderna: su evolución (1750-1950)*. Barcelona
- Döllgast, H. 1987. *Hans Döllgast 1891-1974*. Berlin.
- Foucart, B. 1986. *Viollet le duc et la restauration*. "les lieux de memorie" vol.2, París,
- Gadamer, H. 1984. *Verdad y método*. Salamanca.
- Gadamer, H. 1997. "2G Revista internacional de arquitectura" nº1,
- Giovannoni, G. Reimpreso en 1995. *Vecchie Città ed Edilizia Nuova*. Torino.
- Guizot, F. 1858-67. *Memories pour servir a l'histoire de mon temps*. 2 ed. 8 vols. París
- Habermas, J. 1993. *The philosophical discourse of modernity*. Cambridge,
- Hearn M.F. 1990. *The architectural theory of viollet le duc: Readings and commentary*. Cambridge,
- Jacobus, J.M. 1956. *The architecture of Viollet Le Duc*. Yale University,
- Lamperez y Romea, V. 1899. *Las restauraciones de los monumentos arquitectónicos*. Fragmento de un artículo inédito "Arquitectura y Construcción"
- Merimeé, P. 1971. *Notes des voyages*. París.
- Murphy, K.D. 2000. *Memory and Modernity*. Pennsylvania.
- Rubió Bellver, J. 1911. *Conferencia acerca de los conceptos orgánicos, mecánicos y constructivos de la Catedral de Mallorca*. "Asociación de arquitectos de Cataluña. Anuario". Barcelona.
- Valerie, P. 1928. *Pièces sur l'art (la conquête de l'ubiquité)*. París.
- Viollet-Le-Duc, 1863-72. E. *Entretiens sur l'architecture*. París.
- Viollet-Le-Duc, 1854-68. E. *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XI au XVI siècle*. París.
- Viollet-Le-Duc, E. 1996. *La construcción medieval : el artículo "Construcción" del Dictionnaire raisonné de l'architecture traducido por E. Rabasa y S. Huerta*.
- Yourcenar, M. 1959-1961. *A beneficio de inventario*. Mount Desert Island.
- Zevi, B. 1980. *Historia de la arquitectura moderna*. Barcelona

TORRE SYV. EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Rodríguez Ortiz, F.J.¹, Sánchez Fernández, R.^{1*}

(1) Sacyr, S.A.U., Oficina Técnica Central. Estructuras, Madrid, España.

RESUMEN:

La construcción del CTBA ha marcado un claro hito en la construcción de edificios en España (al ser techo de altura alcanzada), y puede considerarse que en Europa, donde no existe excesiva multiplicidad en este tipo de edificios.

La evolución y mejora del conocimiento de la acción del viento, los métodos de análisis y las técnicas constructivas, ha permitido que estos edificios, generalmente situados en parcelas pequeñas que requieren una cuidada organización y planificación de recursos, con soluciones no convencionales en cimentación y estructura vertical, y muchos metros cuadrados de forjado a gran altura, puedan ejecutarse sin desvíos conceptuales respecto a una edificación convencional.

Dentro de las técnicas constructivas, resulta obligada una especial atención al diseño de los medios de elevación (trepas, bombas, grúas, montacargas) y al planteamiento logístico (suministro, acopio, planificación técnica) de la ejecución de las diferentes unidades de obra.

En el presente artículo se describe la ejecución de la estructura de la Torre SyV, edificio de gran altura (a su finalización, edificio de uso mixto más alto de Europa) del tipo núcleo central con cinturón de rigidez (para limitación de aceleraciones por viento) a nivel de cubierta. Se resaltan las técnicas constructivas (particularmente en elementos singulares) que han posibilitado la finalización de la estructura del edificio en 26 meses (desde cimentación hasta coronación), así como la organización de la obra.

Palabras clave: Encofrado autotrepante, protección perimetral, grúas torre, montacargas, soportes mixtos.

TORRE SYV. CONSTRUCTION OF STRUCTURE.

Rodríguez Ortiz, F.J.¹, Sánchez Fernández, R.¹

(1) Sacyr, S.A.U., Central Engineering Office. Structural Department, Madrid, Spain.

ABSTRACT:

Construction of CTBA has been a milestone for construction industry in Spain because of its height, so it has in Europe, where there are not a number of these kind of buildings.

Evolution and improvement of knowledge about wind action, analysis methods, and construction techniques have allowed that this buildings located at small plots which require a careful and well-organized resources planning, with non conventional both foundation and vertical structures, and a very great floor surface up in height, can be accomplished without conceptual variations from conventional building systems.

With regards to construction techniques, it is mandatory to pay special attention to the design of the elevation systems (self-climbing formworks, concrete pumps, cranes, hoists) together with logistics (supplies, unloading and ordering, technical planning) to best help the site works.

The paper below describes the construction of SyV Tower structure, high-rise building (by it's end, highest mixed use building in Europe) of the kind of concrete core with stiffness belt in roof levels (controlling wind induced accelerations). It is remarked the construction techniques (focusing in singular elements) which has made possible the completion of the structure (from foundations to roof) in the 26 months scheduled site, also construction planning and organization.

Key Words: Self-climbing formwork, outside protection, tower cranes, hoists, composite columns, concrete core, thermocouples, off-site reinforcement, high-rise buildings.

rsfernandez@gruposyv.com

1. Cimentación.

La cimentación es superficial (atípica en este tipo de edificios), consecuencia de la presencia de los toscos sobreconsolidados de la formación Madrid, que permiten tener en cuenta la “descarga” de la excavación de 18.0m. Esta cimentación superficial es fuertemente armada y postensada, para garantizar el reparto de presiones de la misma sobre el terreno. Se ejecuta en dos fases de hormigonado, de 2.00m de canto cada una completando los 4.00m. Para evitar las pérdidas de pretensado a causa del rozamiento losa-terreno, el hormigón de limpieza se frata mecánicamente y se interpone una doble lámina de polietileno.

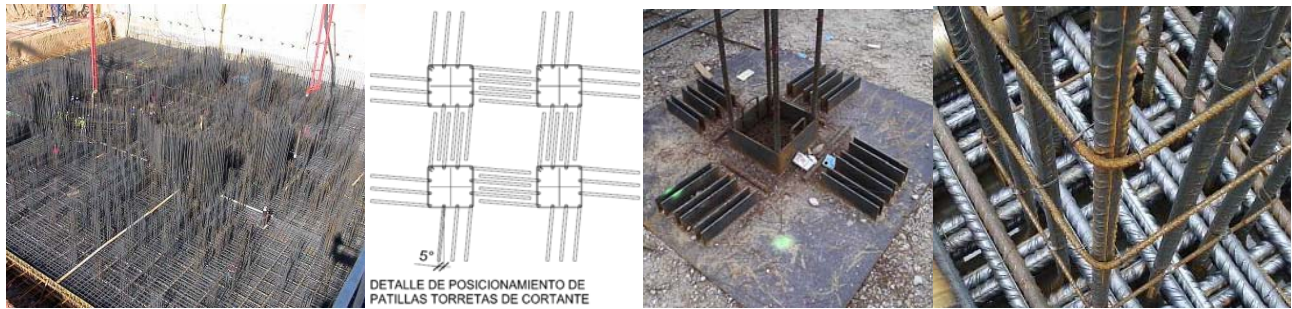


Figura 1. Vista general y detalles del ferrallado de la primera tongada.

La proximidad entre las torretas de cortante obliga a un replanteo exquisito que evite que las patillas de las barras se monten unas sobre otras, y que el desplazamiento o giro de las torretas dificulte el posterior enhebrado de la armadura longitudinal. Para ello se emplean plantillas metálicas que garantizan el correcto posicionado y permiten el enhebrado de la doble capa de ferralla longitudinal. Posteriormente se disponen los pates de guía de las vainas de los tendones de postensado, en las que se enfilan los cables y sobre todo ello, se dispone el arranque del núcleo central. Finalmente, se coloca la malla superior, se cierran las armaduras perimetrales de la tongada y se posicionan las cabezas de postensado ancladas al encofrado perimetral. El hormigonado de la primera tongada se planifica en fin de semana, por motivos logísticos. La losa se subdivide en nueve particiones, que se hormigonan en tablero de ajedrez para permitir mejor disipación térmica. Las juntas entre las pastillas se realizan con nervometal, vertiéndose los dos metros de canto completos. El hormigón se suministra desde la planta instalada a pie de obra apoyada por tres centrales externas con tres bombas, una de las cuales es adicional, previniendo un fallo de funcionamiento en cualquiera de las otras dos. Los primeros 0.50 m de altura de la losa se ejecutan con árido de 12 mm, dada la elevada densidad de armado.



Figura 2. Distribución de pastillas de hormigonado, con previsión de suministro y días de hormigonado. Vista general del segundo día de hormigonado de la primera tongada. Termopares.

El hormigón empleado es HP-30, y como consecuencia de los altos volúmenes de hormigón, se disponen termopares en las caras inferior y superior, y en el centro del canto de la losa, y en tres secciones diferentes. Los registros térmicos alcanzados transcurren de manera aproximadamente paralela en los tres termopares, siendo la temperatura máxima de 89 °C, a las 60 horas del hormigonado. El gradiente térmico en el canto de la losa resulta con diferencias de 10 °C entre los termopares central e inferior, e inferior y superior. Para el curado de la losa, se dispone tela de

arpillera que se mantiene húmeda constantemente mediante una batería de aspersores que empiezan a distribuir agua de manera continua sobre la cara superior de la losa hormigonada desde el instante inicial posterior al hormigonado hasta el cuarto día posterior al mismo (Figura 2). La tongada superior se ejecuta de manera similar a la primera, con la diferencia de que no es postensada, que ya se arrancaron los soportes de torre desde la cara inferior de la primera tongada y de que las torretas de cortante se cerraron posteriormente a la disposición de la armadura longitudinal superior, para conseguir, igual que con la armadura inferior, que el armado de corte abrace a la armadura longitudinal. También se hormigona en nueve pastillas y en fin de semana, para posibilitar la distribución de hormigón al tajo. Con objeto de conseguir un posicionado preciso de las esperas del núcleo central, se emplea una plantilla metálica (Figura 3). El proceso completo de ejecución de la losa de cimentación resultó de dos meses.



Figura 3.- Arranque de soportes de torre y cierre de torretas de cortante, plantilla de colocación de armado de núcleo y vista general del hormigonado de la segunda tongada de losa.

3 Estructura bajo rasante.

En el edificio torre, la estructura bajo rasante es, de hormigón armado. Sobre la losa de cimentación arrancan los soportes y el núcleo central, que sustentan hasta el nivel de rasante forjados de losas macizas de hormigón armado de 0.32 m de espesor.

3.1.- Núcleo central.

La geometría del mismo resulta de la distribución en planta de la torre y de los huecos (ascensor e instalaciones). Los patinillos resultan externos al núcleo central, consiguiendo de este modo que no existan huecos pasantes en las paredes para distribuir los conductos a nivel de planta. Esto facilita el encofrado pero añade dificultades al armado dada la geometría más compleja, que hace necesario un estudio específico de la ferralla. El núcleo se divide en módulos rectangulares asimilables a módulos de pantallas convencionales, y módulos con la forma de machones, asimilables a soportes. Ambos tipos de módulos incluyen el armado vertical y el horizontal, se preelaboran en el taller de obra en posición vertical, se izan mediante un perfil metálico a modo de percha y se coloca sobre las esperas de los tramos anteriores. La conexión entre los módulos se realiza con armadura horizontal de solapo e interconexión, en el propio tajo (Figura 4).



Figura 4.- Vista de taller de ferralla con despiece de armado de núcleos y armado en posición.

Del mismo modo, resulta necesario un estudio detallado del encofrado del núcleo, que siendo además auto-trepante mediante gatos hidráulicos, queda reflejado en un proyecto específico de ejecución. Las plataformas se elevan mediante un mecanismo con gatos hidráulicos, conectados a centralitas en cada una de las cuatro zonas independientes de elevación (las tres zonas correspondientes a los lóbulos y la plataforma central), que miden el desplazamiento y la carga de cada uno de los gatos. Esto permite un elevado grado de control de la horizontalidad en la

elevación del encofrado, lo que sumado a las guías inferiores permite operaciones relativamente sencillas y rápidas, trepada completa en unos 20-30 minutos como máximo.

El ciclo completo de ejecución del núcleo, incluyendo ferrallado y hormigonado es de seis días por planta. El procedimiento de ejecución del mismo es, por orden cronológico: colocación de ferralla sobre las esperas de los tramos anteriores, izado de plataforma inferior, colocación de macarrones de paredes interiores y enfilado de espadines, izado de plataformas exteriores para cierre aplomado y nivelado completo de encofrado y finalmente, hormigonado del tramo (Figura 5).

Las primeras tongadas del núcleo plantean dificultades especiales y específicas, dadas las altas densidades de armado. A esto hay que añadir la imposibilidad de funcionamiento del encofrado del núcleo como autotrepante hasta la ejecución del nivel S03 de núcleo (tercer tramo del núcleo), como consecuencia de la necesidad de disponer de tres plantas de núcleo central hormigonado para colocar las plataformas y guías necesarias para el trabajo de los gatos. Hasta que el encofrado del núcleo comenzó a funcionar como autotrepante, el izado del mismo se realizó mediante la grúa. Todo esto motivó que la ejecución del arranque del núcleo tuviera rendimientos menores, ya contemplados en planificación, que los de las plantas tipo.

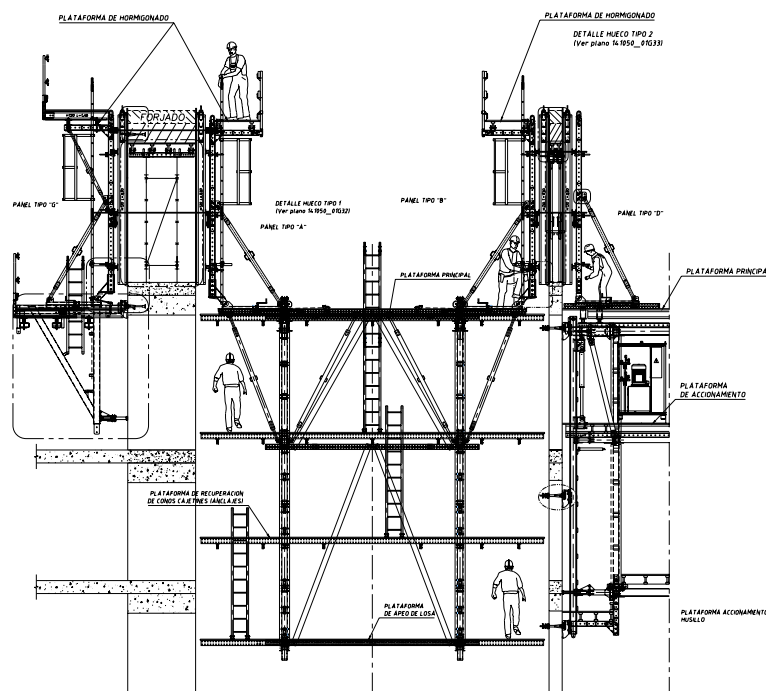


Figura 5.- Sección general del encofrado autotrepante.

3.2 Soportes y forjados.

Los soportes de torre son de hormigón de alta resistencia HA-70, con escuadrias y armaduras máximas en el arranque de la losa de cimentación. Dada la elevada concentración de armado, resulta necesario el empleo de plantillas metálicas para el posicionado, de manera que se garantice el correcto solapo de los tramos de la ferralla. La estructura horizontal de la torre, bajo rasante es convencional, formada por losas macizas, y su ejecución fue análogamente convencional, con tablero fenólico y puntales sobre los que se dispone la ferralla y se hormigona. Como aspecto singular, los nudos de intersección de los soportes, de hormigón de alta resistencia, con los forjados, de hormigón convencional. Se resuelve con la ejecución de cálices de hormigón de alta resistencia en el forjado rellenando el nudo y una zona alrededor del mismo para soportes de borde o esquina y no circulares, o bien con la ejecución de cinco cercos de diámetro 25 mm para el confinamiento del hormigón convencional en los soportes centrales circulares.

4. Obra sobre rasante

Los niveles N01, N02 y N03 la tipología de losa maciza resulta ser muy adecuada para moldear las superficies aunque resulta necesario el empleo de cimbras para soportar el entablado.

Las plantas N04 y N05 dan lugar al primer espacio técnico del edificio pero también alojan las estructuras mixtas que permiten eliminar en la entrada del edificio uno de cada dos soportes de la planta tipo. Del nivel N04, sobre los soportes inferiores, sobresalen las tres esperas en W de los perfiles metálicos y las barras corrugadas que conforman las secciones mixtas del nudo inferior de la celosía. (Figura 6). Una vez finalizado el esqueleto metálico se procede a ferrallar todas las secciones mixtas. Con la finalización del forjado de losa maciza de la planta N6 queda concluido el cinturón de apeo, momento a partir del que la estructura horizontal pasa a ser mixta, de perfiles metálicos conectados con losas de chapa colaborante y da comienzo la ejecución de la planta tipo.



Figura 6. Montaje de la triangulación de la estructura de apeo de soportes.

4.1. Estrategia constructiva de la Torre SyV.

El núcleo central se abre camino marcando en todo momento la cota máxima que adquiere el edificio. Se ferralla, se suben módulos de trepa y se hormigona en cinco días. Tres plantas por debajo (dos plantas que ocupan las autotrepas y una de resguardo) se van avanzando los forjados exteriores al núcleo de manera escalonada ocupando una o dos plantas, de acuerdo al ciclo constructivo diseñado. Esta es la actividad que realmente encabeza el camino crítico por el volumen de puesta en obra que suponen sus 1600 m² de superficie.



Figura 7. Ejecución del núcleo central y soportes mixtos

Los pilares metálicos de triple altura (figura 7) se suben con grúa torre, se presentan y se aprietan los tornillos del empalme. El pilar trae de taller todos los conectores y casquillos de unión necesarios. Se monta parte de la vigería de forjado conectando todos los pilares y por medio de trácteles se procede a la nivelación de todos y cada uno de ellos. Entonces se monta el resto de vigería de forjado. Se ferrallan los pilares mixtos, preelaborados en secciones más pequeñas alrededor de la sección metálica y conectadas cerco a cerco. Se cierran tableros, nivelados y sellados y se hormigona con cubilete. Se rematan los conectadores en vigas y se coloca la chapa colaborante para hormigonar el forjado. Toda la secuencia de ejecución del conjunto soportes-forjado se realiza en planta tipo, 1 planta cada 6 días. Para ello la superficie se divide en tres zonas, correspondientes con los tres gajos que conforman la geometría de la planta, en las que se ejecuta sólo una de las actividades: mientras que en la primera se montan y nivelan soportes, en la segunda se monta vigería metálica y hormigonan soportes, y en la tercera, con la chapa y ferralla colocada, se hormigona el forjado (figura 8).

Dos plantas por debajo se van montando las escaleras exteriores prefabricadas y los forjados interiores al núcleo con objeto de disponer siempre de un fácil acceso al tajo de forjados, no dejar atrás estructura alguna sin hacer y minimizar la distancia de trabajo bajo gancho de grúa.

Dos plantas más abajo se está procediendo al ignifugado de la vigería metálica completando así la unidad de estructura.

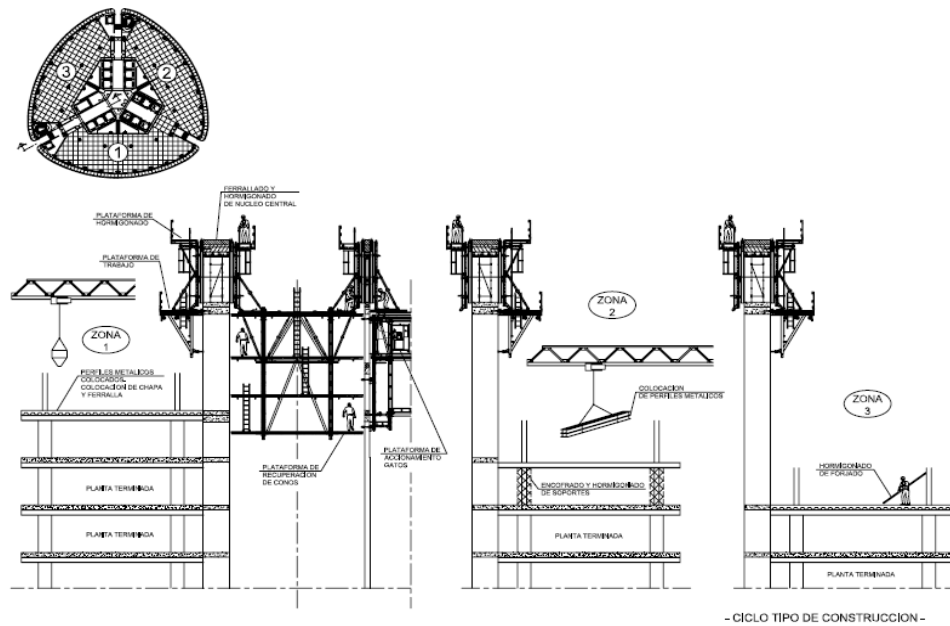


Figura 8. Ciclo tipo de estructura.

Las cuatro plantas por debajo quedan en espera sin actividad sirviendo de colchón en relación con la ejecución de la fachada. En las dos plantas por debajo de éstas últimas se está procediendo al anclaje en los bordes de forjado de las piezas metálicas que van a servir de sujeción para la fachada. Una planta por debajo se está acopiando en cada crujía el palet que contiene los paneles exteriores de vidrio que le corresponden, mientras que en el nivel inmediatamente inferior una minigrúa automóvil equipada con ventosas eléctricas se encarga de coger cada panel de vidrio, levantarlo y presentarlo en su posición mientras operarios especializados lo nivelan y ajustan las fijaciones. Cuatro plantas más abajo se está ya completando la carpintería interior que materializa el auténtico cerramiento del edificio y permite la entrada de los oficios interiores.

En las plantas inferiores ya se está trabajando en labores de albañilería, instalaciones y acabados. La alta interdependencia existente entre ellos y la relativamente pequeña superficie de trabajo, obliga a modificar ligeramente el planteamiento de manera que en vez de avanzar planta a planta, se avanza en grupos de cuatro plantas con lo que, si un oficio tiene que interrumpirse momentáneamente para permitir que otro acabe, el equipo afectado no queda parado ya que está en disposición de continuar en ese momento en cualquiera de las plantas del grupo.

Esta secuencia se mantiene durante meses únicamente alterada en su fase de estructura al llegar a coronación por el cinturón de rigidez, ejecutado con la técnica de muros convencionales y por la ejecución de la estructura metálica de sobrecubierta que ocupa un máximo de seis niveles. Aquí, la dedicación de la grúa se reparte consecutivamente entre el montaje de vigería y la elevación de las grandes máquinas enfriadoras. La estrategia descrita ha supuesto unos volúmenes de producción mensuales extraordinarios que han sido posibles gracias a que se ha dado respuesta a dos aspectos logísticos esenciales en la ejecución de edificios altos como son los medios auxiliares de elevación y el adecuado diseño del ciclo constructivo.

4.2. Medios auxiliares empleados.

En el conjunto de medios auxiliares necesarios para acometer una obra como la de la Torre SyV, cobran singular relevancia los relativos al transporte vertical. No en vano, todos los elementos que materializan el edificio entran por la planta baja y deben ser elevados hasta su posición definitiva, con el ritmo que dicta la planificación establecida. La idea que ha gobernado el dimensionamiento de los medios de elevación ha sido la de la especialización de los mismos en tareas concretas. Cada unidad de obra ha dispuesto en exclusiva de sus correspondientes medios de elevación, los más importantes de los cuales se describen a continuación.



Figura 9. Ciclo tipo e instantánea de la obra en fase de máxima producción. Protección perimetral. Escaleras prefabricadas. Grúas y Montacargas.

Grúas torre.- Se emplean dos grúas torre de 45 y 50 metros de alcance respectivamente con capacidades en punta de 65.00 kN. La de mayor altura alcanza los 250 m y se ha conseguido minimizar la afección de sus arriostramientos sobre la fachada reduciendo éstos a seis. Se han dedicado a la ejecución de estructuras: ferralla de núcleo, encofrado y hormigonado de soportes, montaje de estructura metálica, chapa colaborante, forjados y escaleras prefabricadas (Figura 9). Sólo una vez finalizada la estructura se han empleado las grúas para subir las máquinas enfriadoras, elemento más pesado de toda la obra, para las cuales estaban dimensionadas.

Montacargas.- Todo el material que no elevan las grúas sube por una pareja monomástil de montacargas que pueden transportar hasta 25.00 kN. Las dimensiones interiores de las cabinas han sido encargadas a medida para que dentro de ellas quepa el elemento más voluminoso que hay que elevar en la obra que resulta ser el palet de lamas de vidrios exteriores. Inicialmente los montacargas servían de ascensores de personas. Con el comienzo de las labores de fachada la capacidad demandada a los montacargas aumentó considerablemente y el transporte de personas se desvió hacia los ascensores interiores. En ese momento la fachada encabeza el camino crítico y los montacargas son el medio de elevación que impone la velocidad de ejecución. Por ello se realizó un esfuerzo logístico que posibilitara una rápida carga y descarga de material (figura 9) así como una detallada planificación diaria de todos los movimientos y su contenido.

Encofrado y Hormigonado.- Con la estrategia constructiva diseñada para la Torre SyV y el límite de utilización al que se encuentran grúas y montacargas es obligado que el transporte del encofrado de núcleo y del hormigón se realice mediante cauces diferentes. Por ello los encofrados autotrepantes han mostrado ser la mejor solución al liberar totalmente la necesidad de grúa, con la única excepción de los trepados en los cambios de espesores del núcleo. El bombeo del hormigón de forjados se ha realizado durante toda la obra mediante una única bomba estacionaria situada en la planta baja. Se dispusieron dos tuberías paralelas para tener un recambio inmediato en caso de atasco de una de ellas. La bomba alimentaba un distribuidor convencional incorporado al sistema de autotrepas que es el que procedía al vertido del hormigón en su posición definitiva.

Protección perimetral (figura 9). En todo momento el avance de la obra ha estado protegido del exterior por un entablado similar al empleado para el encofrado de muros ocupando la altura equivalente a dos plantas, ofreciendo unas condiciones de seguridad inmejorables. La protección se ha montado sobre la estructura auxiliar de unos carriles de trepas guiadas. La elevación de los módulos de la protección se realiza con grúa pero al estar guiados la operación ha resultado ser rápida y sin contratiempos, sin merma en la capacidad de la grúa.

5. Referencias Bibliográficas

- [1] J. de Gabriel, 1991, Torre Mapfre-Villa Olímpica, Cemento-Hormigón nº 696
- [2] J. Bofill, J.J. Mateos, 1993, La estructura de las Torres Puerta de Europa, Congreso ATEP
- [3] M. Ali, 2001, Evolution of skyscrapers: from Ingalls to Jim Mao, Electronic Journal of Structural Engineering
- [4] R.M. Lau, 2001, Economic considerations for tall multi-use buildings, CTBUH Review Vol. 1 nº2
- [5] J.M. Calzón, 2003, hormigones de alta resistencia en la edificación de gran altura, Hormigón y Acero nº 228-229

DISEÑO Y EJECUCION DE LA ESTRUCTURA SOPORTE DE CAMARAS DE COQUE

Martín, D.^{1.*}

(1) *Técnicas Reunidas, S.A., Madrid, España*

RESUMEN:

El diseño de las estructuras que se utilizan para albergar las cámaras de coque posee unas particularidades derivadas de las características intrínsecas del proceso de coquizado. Las cámaras de coque tienen diámetros de más de 10m y longitudes de más de 40m, pesos en vacío de unas 400t y en operación de más de 3500t. La altura a la que suelen estar colocadas es de unos 25 m sobre el suelo y alrededor y sobre las mismas se ha de construir una estructura metálica que llega a los 120m de altura sobre el suelo.

La construcción tiene también una serie de condicionantes a causa del método constructivo, que se resume en la ejecución de la estructura de hormigón inferior, una vez posicionadas las cámaras de coque se procede al izado y anclado de subestructuras metálicas a sus posiciones definitivas. Las grúas necesarias para realizar esas operaciones, de más de 1500t de capacidad de carga y alturas que superan los 150m, también determinan las fases y espacios necesarios para desarrollar los trabajos.

Palabras clave: Coque, cámara, grúa, chute, pit.

DESIGN AND CONSTRUCTION OF COKE DRUMS SUPPORTING STRUCTURE

ABSTRACT:

The design of structures that are used to support the coke drums has some peculiarities arising from the intrinsic characteristics of the coking process. Coker drums have diameters above 10m and lengths over 40m, empty weights of 400t and operation weights over 3500t. The height in which these drums are located is about 25m above ground and around them it has to be built a steel structure that reaches 120 m above ground.

The construction also has a number of constraints because of the constructive method, which is summarized in the execution of the concrete structure; after positioning the coke drums, steel substructures are hoisted and anchored to their final positions. The cranes that are used to perform these operations have loading capacities over 1500t and heights over 150 m, and also determine the phases and space required for carrying out the work.

Key words: Coke, drum, crane, chute, pit.

* dmgil@trsa.es
diegomg72@gmail.com

1. Introducción

En el mundo de las refinerías se produce una constante renovación y perfeccionamiento de los procesos químicos para aprovechar cada vez más los combustibles fósiles y obtener más productos que poder comercializar.

El fundamento teórico del proceso de Coquización Retardada es convertir al máximo el residuo, pesado y de poco valor procedente de la destilación del petróleo, en productos ligeros, como gasolina y gasóleo, produciendo a su vez carbón de coque sólido que se utiliza, sobre todo, como combustible. Al calentar el residuo pesado a temperaturas de más de 500°C se facilita la reacción de coquización y mediante unas lanzas de más de 30m se inyecta vapor de agua junto con la alimentación para aumentar la velocidad del fluido en los hornos y evitar que la reacción se produzca antes de alcanzar las cámaras de coquización, donde se produce de manera controlada.

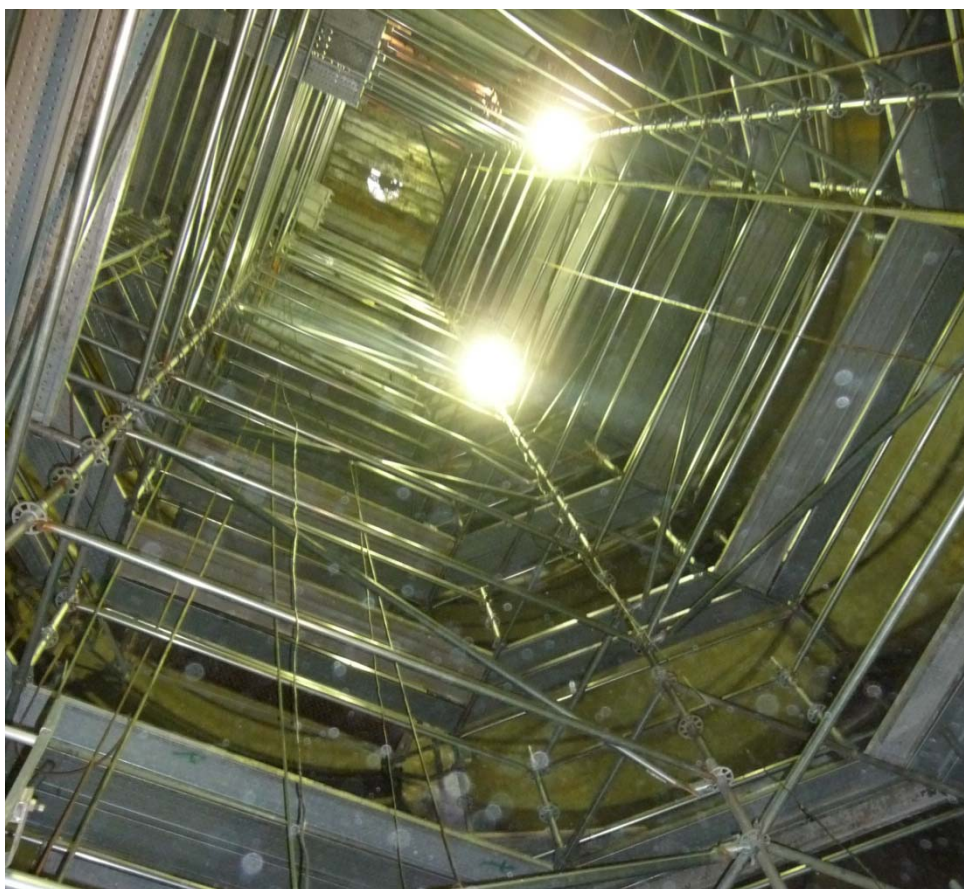


Figura 1. Andamiaje del interior de una cámara de coque

El carbón de coque, una vez producido, cae por la parte inferior de las cámaras y, deslizándose por unos trampolines -“chutes”- se acumula en unas piscinas -“pits”-. La altura a la que se suelen situar las cámaras de coque es de unos 25m desde el suelo. Esta elevada posición, junto con las características intrínsecas a las cámaras de coque y al resto de elementos necesarios para realizar el proceso de coquizado van a condicionar las características de la estructura soporte.

Las unidades de coquizado se suelen hacer de dos ó cuatro cámaras, si bien se han construido unidades de coquizado con tres cámaras de coque. Durante el desarrollo del proceso de coquización retardada, en las diferentes cámaras se están realizando en un momento dado las diferentes fases del mismo, siendo la duración total del mismo variable entre las 20 y las 36 horas de forma general. Con esta planificación del proceso se obtiene una producción continua de carbón de coque y una optimización de las acciones que ha de resistir en operación la estructura soporte de las cámaras.

2. –Características de las cámaras de coque.

Los recipientes en donde tienen lugar los procesos de coquización son de forma cilíndrica, estrechada en los extremos, con un diámetro que pueden variar entre los 7 los 11m y longitudes que van desde los 30m hasta superar los 40m. En la actualidad se tiende a fabricar cámaras de coque cada vez más grandes, ya que de esta forma se incrementa la rentabilidad de la inversión en términos de producción.

Las cámaras de coque tienen unos pesos en vacío que van desde las 250t hasta unas 400t en el caso de las mayores del mercado. Durante las diferentes etapas del proceso de producción de carbón de coque, las cámaras se llenan de residuo pesado para la fase de operación; en la fase de enfriamiento se les añade agua, y es en este momento donde las cámaras tienen un mayor peso, con valores que pueden superar las 3500t por cámara.



Figura 2. Transporte especial para cámara de coque

Alrededor de las cámaras de coque se construye una estructura metálica, diseñada para soportar las tuberías -por las que se introduce el residuo pesado en las cámaras- y las diferentes plataformas de acceso a los instrumentos de medición y control colocados a lo largo de las mismas. De igual modo, se ejecutan a ambos lados de la estructura principal de las cámaras una caja de escaleras en un lado y otra caja de ascensor en el opuesto, que llegan hasta la unos 60m de altura. En este nivel y sobre las cámaras, se encuentra una plataforma de coronación, la “operating deck”, sobre la que se posicionan, además de casetas de control, válvulas, poleas de izado y demás elementos, los pilares metálicos de arranque de las torres de guiado -“derricks”- de las lanzas, que introducen agua a presión dentro de las cámaras. La altura total de la estructura metálica puede llegar a superar los 120m de altura.

3. –Condicionantes dimensionales de la estructura soporte

La posición de las cámaras de coque en la estructura soporte condiciona las dimensiones de la estructura soporte de las mismas. De forma general, la estructura sobre la que descansan las cámaras de coque, se construye mediante vigas y pilares de hormigón armado con secciones de unos 4m² de área. El espesor de la losa de apoyo de las cámaras de coque adopta valores

cercanos a los 2m. La cimentación de pilares de secciones 2x2m ha de ser adecuada a los mismos, y si bien depende de las características geotécnicas, se puede afirmar que son habituales dimensiones superiores a 40m² para el caso de encepados, con espesores de 1.5m ó mayores.



Figura 3. Vista de un “derrick” desde la “operating deck”

El hormigonado de elementos de cimentación de 60m³ no tiene condicionantes especiales en cuanto a su coordinación; sin embargo hay que prestar especial atención al hormigonado de la losa superior donde descansan las cámaras, que en el caso de unidades de coquizado con 4 cámaras puede tener una superficie total –ya descontados los huecos para las cámaras – de más de 270m², con lo que el volumen total de la misma superará los 500m³. La gestión del proceso de hormigonado de esta losa, que requiere más de 50 hormigoneras de 10m³, ha de ser planificada con suma precisión, en ocasiones coordinando la producción de varias plantas de hormigonado.

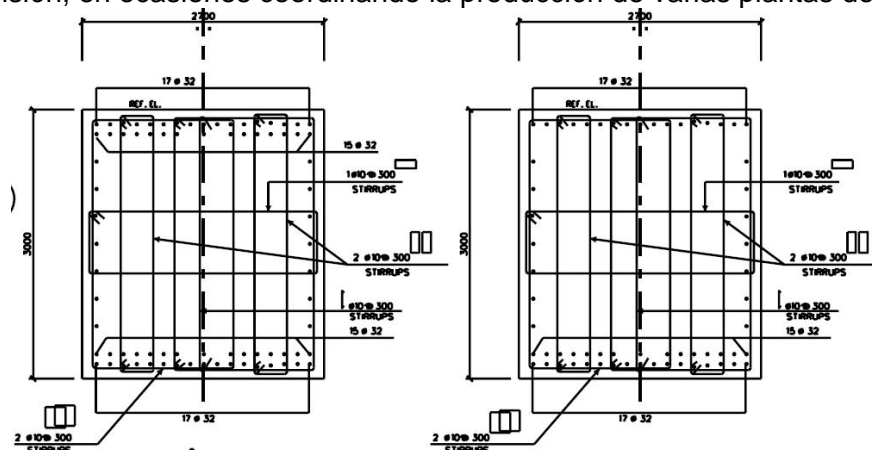


Figura 4. Secciones y armados típicos de vigas de la estructura soporte de hormigón

Al ser los elementos de hormigón armado tan masivos, es necesario tener en cuenta en el diseño del hormigonado de los mismos los tiempos en los que se ha de realizar y el control del calor de hidratación que se puede generar en el proceso de fraguado. En ocasiones se hace necesaria la colocación en la losa de una armadura de atado a media altura para controlar las tensiones que se generan en el hormigón durante los procesos de fraguado y curado.

Con unas dimensiones muchas veces superiores a las del HEM-1000, los pilares principales de la estructura principal que rodea las cámaras tienen placas de anclaje que superan los 1500mm de lado, con espesores mayores de 50mm. Los pernos de anclaje, de alta resistencia, pueden ser de unos 80mm de diámetro. Todo esto da lugar a unas congestiones de armado importantes en las esquinas de la losa de apoyo de las cámaras, donde hay que colocar el acero de armar y los pernos de anclaje de las placas. En ocasiones es necesario realizar un replanteo al milímetro de todos elementos existentes en esas zonas, barras de acero de armar y pernos de anclaje, para evitar problemas de ejecución en obra, sobre todo cuando se hace necesario el uso de llaves de cortante en las placas de anclaje. El uso de plantillas de acero para situar los pernos de anclaje de las placas suele ser práctica habitual en estos casos.

Respecto al anclaje de las cámaras de coque, de un tiempo a esta parte se han empezado a utilizar pernos pasantes, de unos 2500mm de longitud, que se posicionan mediante plantillas de acero y se fijan a la losa mediante tuerca y contratuerca contra el anillo inferior y sistemas de fijación elásticos en la parte superior de la losa, para poder absorber las variaciones tensionales que inducen a la fatiga de los pernos a causa del “efecto banana”, que se produce durante las distintas fases del proceso de coquizado.



Figura 5. Vista general de la estructura metálica principal que rodea las cámaras de coque

Desde la plataforma superior de la estructura principal de las cámaras de coque se alcanzan las torres guía para las lanzas de más de 30m que introducen agua a presión en las cámaras de coque. Cada torre da servicio a dos cámaras y tiene que limitar sus desplazamientos para evitar que la lanza se deforme. Las lanzas, asimismo, a causa de su movimiento rotatorio al introducirse en las cámaras de coque inyectando agua a presión, también ejercen pares de fuerzas en las guías de las torres, que es necesario sean resistidos por las mismas.

4. –Construcción de la estructura para cámaras de coque.

Para ejecutar la zona inferior de la estructura, de hormigón armado, no hay que tener mayores precauciones que la de cuidar que en el hormigonado de los diferentes tramos de pilares, de unos 6m de longitud, no se produzcan segregaciones de áridos ni inclusiones de aire que ocasionarían coqueras en los distintos elementos. Las zonas muy armadas también requieren una especial atención, sin que presenten mayores dificultades de ejecución. Como contrapunto, elevar a unos 25 m de altura recipientes que pesan unas 350t sí requiere una metodología más estudiada. Para realizar estas operaciones de izado se requieren unas grúas, que suelen moverse sobre orugas y que superan las 1000t de capacidad, siendo bastante frecuente que sobrepasen las 1500t.

La recepción y el montaje de las grúas es en sí un proceso que ha de ser estudiado, ya que las grúas se han de montar en una planta que se está construyendo y requieren grandes espacios para acumular las distintas partes que las forman. De forma general una grúa de este tipo se suele transportar por barco hasta el punto más cercano a la refinería, y desde allí a la misma en camiones de gran tonelaje.

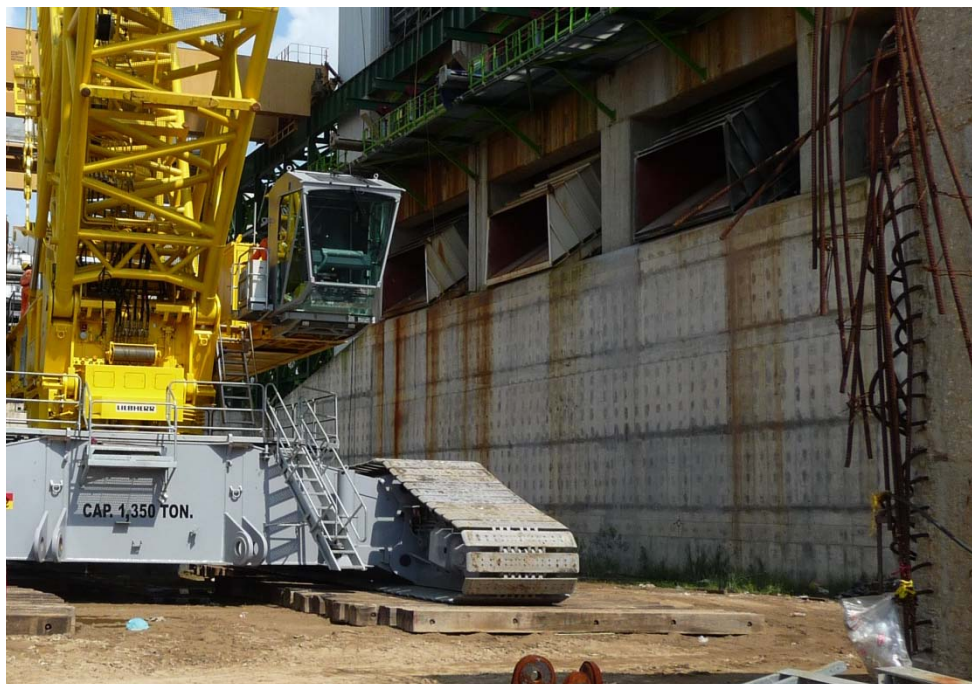


Figura 6. Vista inferior de una grúa principal de izado

Una grúa principal de izado típica tiene una base principal compuesta de dos orugas de unos 10m de longitud y 1.50m de altura, separadas unos 10m; entre las mismas se monta el motor, la cabina y las poleas inferiores. Si bien pareciera que con dimensiones en planta de más de 100m², la resistencia del terreno no es un problema, se han de analizar las máximas tensiones que transmite al suelo una grúa de estas dimensiones cuando utiliza su máxima capacidad de carga ó en los procesos de izados de módulos a grandes alturas. El resultado suele ser que en algunas de estas situaciones las grúas transmiten al terreno tensiones de más de 5Kg/cm², lo que hace en ocasiones necesario realizar un tratamiento del terreno por el que se va a desplazar la grúa en los procesos de izado.

El montaje de las plumas de la grúa principal se ha de realizar en el suelo, para lo que se requieren longitudes llanas y rectas de unos 150m, que no son tan frecuentes en una refinería en construcción. Alrededor de la zona de montaje se han de poder desplazar otras grúas que transportan los diferentes tramos de la gran grúa de izado de las cámaras de coque. La colocación de los contrapesos también requiere la acción de grúas accesorias.

Si se considera que el alquiler de una grúa de 1500t puede costar unos 10000\$ al día, es necesario optimizar los procesos de montaje para evitar encarecer demasiado el mismo. La llegada de la grúa a la refinería se suele adelantar el tiempo necesario para su montaje antes de

que lleguen a la misma las cámaras de coque. El izado de las cámaras de coque se realiza utilizando la grúa principal y una grúa de retenida, que ayudará a controlar los movimientos de la cámara de coque y los módulos en los procesos de izado y posicionamiento. Si se atiende a la estructura metálica, en la actualidad se tiende a ejecutar en grandes módulos, que se fabrican por partes en grandes talleres y se transportan a la refinería, procediéndose a su ensamblado final en zonas cercanas a la posición que ocupa la grúa principal.



Figura 7. Proceso de izado de las cámaras de coque, estando ejecutada parte de la estructura principal.

Es claro que la capacidad de la grúa disminuye a medida que se incrementa la altura de izado, por lo que el despiece de la estructura completa en módulos ha de tener en cuenta este hecho, reduciendo las dimensiones de los mismos conforme se han de alcanzar mayores alturas. En estas operaciones de izado es conveniente utilizar elementos metálicos auxiliares que eviten deformaciones de los módulos durante el proceso, así como evitar que los cables de izado tengan ángulos distintos de la vertical, con objeto de mantener la geometría de los módulos, necesaria para proceder al ensamblaje general una vez situados los mismos en sus posiciones finales.

BIBLIOGRAFÍA

Martín, D., 2009. "Apuntes de Coquización retardada". S/P

ANÁLISIS GEOMÉTRICO DE UNA UNIÓN SOLDADA EN UNA ESTRUCTURA DE ALUMINIO

Martínez-Conesa, E.J. ^{(1)*}; Segura, F ⁽¹⁾; Parra, C ⁽¹⁾; Abellán, E ⁽¹⁾; Valcuende, M ⁽²⁾, Garrido, A ⁽¹⁾.

(1) Universidad Politécnica de Cartagena, Departamento de Arquitectura y Tecnología de Edificación, Cartagena, España

(2) Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Construcciones Arquitectónicas, Valencia, España

RESUMEN:

En la soldadura del aluminio, existen diferentes parámetros que afectan a la calidad de la unión, a la productividad y al coste de la estructura metálica soldada. Para la optimización de estos términos se utiliza el método de superficie de respuesta (MSR) que permite optimizar una función de respuesta sujeta a diferentes variables independientes. El propósito de estas técnicas es diseñar un experimento que proporcione valores razonables de la variable respuesta y, a continuación, determinar el modelo matemático que mejor se ajusta a los datos obtenidos. El objetivo es que mediante la metodología de la superficie de respuesta obtener los modelos de comportamiento de las variables de penetración, ancho de cordón, sobreespesor y ángulos del cordón como función de la velocidad de soldadura, la separación entre las piezas, la velocidad del electrodo y la tensión de soldeo. Los modelos obtenidos serán objeto de análisis para concluir cuáles serán las variables y obtener un cordón de soldadura óptimo.

Palabras clave: Soldadura, Optimización, Aluminio, Metodología de superficie de respuesta (MSR), GMAW.

GEOMETRICAL ANALYSIS OF WELDED JOINTS ALUMINUM STRUCTURE

ABSTRACT:

In the welding of aluminum, there are different parameters affecting the quality of welded joints, productivity and cost of welded steel structure. For the optimization of these terms using the response surface methodology (MSR) which enables to optimize a response function subject to different independent variables. The purpose of these techniques is to design an experiment to provide reasonable values of the response variable, and then determine the mathematical model that best fits the data. Ultimately, the goal is that by the methodology of response surface models obtained behavior of the variables of penetration, bead width, thickness to cord and wetting angle as a function of welding speed, the separation between the parts, the speed and voltage electrode welding. The models obtained will be analyzed to conclude what will be the variables and obtain an optimum weld.

Keywords: Welding, Optimization, Aluminum, Response Surface Methodology (RSM), GMAW.

eusebio.martinez@upct.es

1. INTRODUCCIÓN

En la soldadura por arco eléctrico del aluminio, existen diferentes parámetros que afectan a la calidad de la misma, como son la separación, la velocidad de soldadura, la tensión y la velocidad del electrodo [2]. Tales parámetros influirán en la calidad, productividad y coste de la estructura metálica soldada. Por tanto, su control será esencial para garantizar una estructura de calidad. El objetivo de este trabajo es que mediante la metodología de la superficie de respuesta obtener los modelos de comportamiento de las variables de penetración, ancho de cordón, sobreespesor y ángulos del cordón como función de la velocidad de soldadura, la separación entre las piezas, la velocidad de hilo y la tensión de soldeo. Los modelos obtenidos serán objeto de análisis para concluir cuales serán las variables y obtener un cordón de soldadura óptimo [7].

2. METODOLOGÍA DE SUPERFICIE DE RESPUESTA (MSR) Y DISEÑO DE EXPERIMENTOS

La metodología de superficie de respuesta (MSR) es un conjunto de técnicas matemáticas y estadísticas que son útiles para la modelización [1] y análisis en aplicaciones en las que una respuesta de interés es influenciada por distintas variables y el objetivo es optimizar esta respuesta [5;6]. El modelo de respuesta cuadrático o modelo de segundo orden, es el indicado en la ecuación (1):

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \underbrace{\sum_{j=2}^k \sum_{i=1}^{j-1} \beta_{ij} x_i x_j}_{i < j} + \varepsilon \quad (1)$$

Aplicado a la soldadura, se estudia cómo los parámetros del procedimiento de soldeo afectan a la penetración, sobreespesor, anchura y ángulo del cordón de una unión y permite encontrar los valores que optimicen esta respuesta. El objetivo es calcular los valores óptimos para las variables que maximizan, minimizan o cumplen ciertas restricciones en la variable respuesta. Concretamente, se determina los niveles de cuatro variables, x_1 separación entre piezas, x_2 velocidad de soldadura, x_3 tensión de soldeo y x_4 velocidad del electrodo que maximiza la penetración, el ancho, el sobreespesor y el ángulo del cordón en el metal base (y 's). Tanto la penetración (y_1) como el ancho (y_2), el sobreespesor (y_3) y el ángulo del cordón (y_4) se indica en la ecuación (2) en función de la separación entre piezas, la velocidad de soldadura, la tensión de soldeo y la velocidad del electrodo, ε es el error experimental:

$$\begin{aligned} y_1 &= f(x_1, x_2, x_3, x_4) + \varepsilon & y_2 &= f(x_1, x_2, x_3, x_4) + \varepsilon \\ y_3 &= f(x_1, x_2, x_3, x_4) + \varepsilon & y_4 &= f(x_1, x_2, x_3, x_4) + \varepsilon \end{aligned} \quad (2)$$

En este trabajo se ha adoptado un modelo cuadrático, estableciendo la relación entre los factores y niveles (-1, 0, 1) que se consideran en la Tabla 1.

FACTORES GEOMÉTRICOS	-1	0	1
Separación entre piezas (x_1) (mm)	0	1	2
Velocidad de soldadura (x_2) (mm/s)	8,2	13	17,8
Tensión (x_3) (V)	18	21	24
Velocidad del electrodo (x_4) (mm/s)	9	10,5	12

Tabla 1: Niveles de las variables del proceso de soldadura por arco eléctrico según MSR.

Con la combinación de los valores de las variables indicados en la Tabla 2 se ha realizado la matriz de experimentos, teniendo en cuenta los valores codificados de las variables conforme a los niveles (-1, 0,1). El intervalo de valores seleccionados para las variables corresponde a valores reales utilizados en los procedimientos de soldeo de estructuras metálicas. En la Tabla 2 se indican los experimentos seleccionados para la obtención de la matriz de experimentos y se especifican los valores correspondientes a cada variable en los diferentes experimentos considerados [4].

Cordón	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	Cordón	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
1	1	13	18	12	13	0	13	21	9
2	1	13	24	12	14	1	17,8	18	10,5
3	2	13	24	10,5	15	0	17,8	21	10,5
4	2	13	21	12	16	1	8,2	21	12
5	2	17,8	21	10,5	17	2	8,2	21	10,5
6	1	17,8	24	10,5	18	1	17,8	21	12
7	0	13	18	10,5	19	1	13	24	9
8	0	8,2	21	10,5	20	1	8,2	18	10,5
9	1	13	18	9	21	1	8,2	21	9
10	2	13	18	10,5	22	1	8,2	24	10,5
11	0	13	21	12	23	1	17,8	21	9
12	0	13	24	10,5	24	2	13	21	9

Tabla 2: Valores de las variables considerados para la elaboración de la matriz de experimentos.

3. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

El material ensayado es aluminio SIMAGALTOK 63-T5 S/A. El procedimiento de soldadura empleado es por arco eléctrico con protección de gas activo y electrodo que se alimenta de forma continua automáticamente MAG, también denominado GMAW (Gas Metal Arc Welding). El caudal de gas utilizado es de 14 l/min., el electrodo empleado es de 1,2 mm de diámetro, cuyo nombre comercial es OK Autrod 5356 según ISO 18273 y tipo de aleación AlMg₅. Se analizan cada uno de los cordones por medio de un microscopio electrónico de barrido “HITACHI S-3500N” y través del software “AutoCAD 2010” se realiza un análisis de imagen para así registrar la hoja de cálculo de los parámetros estudiados, tal y como se detalla en el apartado siguiente. A través de dicho software obtenemos tales parámetros perfectamente acotados.

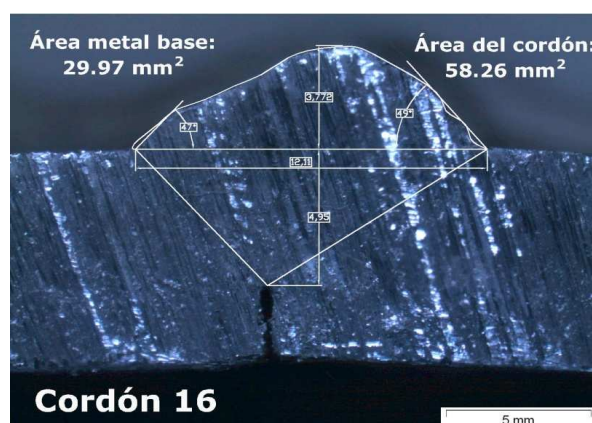


Figura 1: Cordón de aluminio acotado.

Analizando los cordones en el laboratorio, obtenemos los datos reflejados en Tabla 3.

Cordón	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄	Cordón	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄
1	6,722	7,957	2,995	55	13	7,887	8,958	2,433	44
2	7,649	10,984	2,540	35	14	3,884	6,733	2,037	46
3	4,430	7,584	0,954	23	15	8,123	8,327	2,311	51
4	4,525	9,122	2,161	27	16	4,950	12,110	3,772	47
5	4,700	6,038	0,663	20	17	4,733	10,920	2,265	55
6	2,894	7,407	1,771	50	18	7,112	7,790	1,876	27
7	7,846	7,718	2,740	61	19	2,617	9,885	1,675	28
8	7,499	10,996	3,552	57	20	7,607	8,964	2,932	63
9	2,983	6,901	2,073	41	21	3,590	8,900	2,642	55
10	5,253	7,729	1,512	48	22	4,169	12,804	3,118	37
11	7,424	8,502	2,687	54	23	2,941	7,403	1,131	30
12	7,638	9,363	2,380	50	24	3,775	7,841	1,099	24

Tabla 3: Parámetros geométricos obtenidos tras el procedimiento experimental.

4. RESULTADOS MSR

El MSR se plantea en forma matricial conforme se indica en la siguiente ecuación (3):

$$[Y_1] = [X][\beta] \quad (3)$$

Resolviendo la expresión en forma matricial indicada en la ecuación (3), se obtiene la matriz de coeficientes $[\beta]$. La ecuación matricial se ha resuelto mediante el empleo de la aplicación informática “**Sagata**”, obteniendo como resultado de la modelización matemática entre las variables de entrada y la respuesta del método la expresión correspondiente a la ecuación penetración (4):

$$Y_1 = 53,3547 - 5,0996S - 1,9372Vs - 2,2765T - 2,1690Ve + 1,4573S^2 + 0,0001Vs^2 + 0,0211T^2 - 0,0342SVs - 0,0512ST + 0,0425VsT + 0,2022SVe + 0,0976VsVe + 0,0718TVe \quad (4)$$

S representa la separación entre piezas, **V_s** la velocidad de soldadura, **T** la tensión eléctrica de soldeo y **V_e** la velocidad del electrodo.

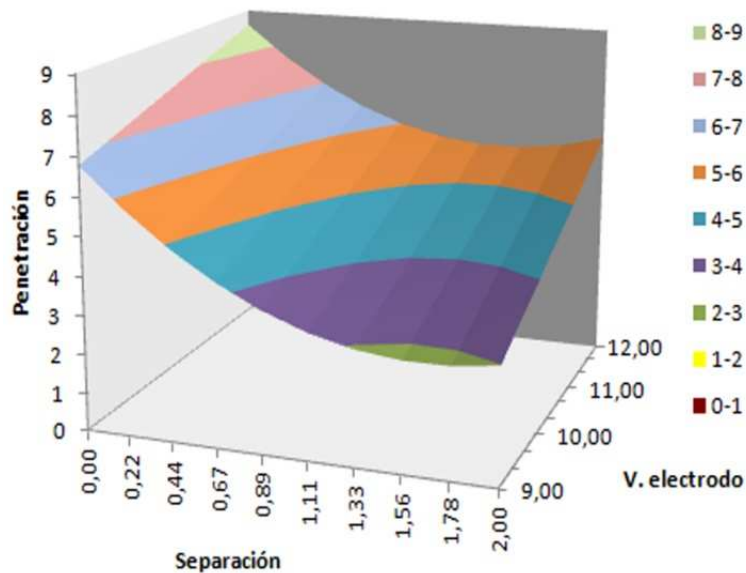


Figura 2: Superficie de respuesta de la penetración en función de la separación y la velocidad del electrodo.

En la Figura 2 se observa que la penetración aumenta conforme disminuye la separación. Así mismo, se observa una penetración máxima si la velocidad del electrodo aumenta.

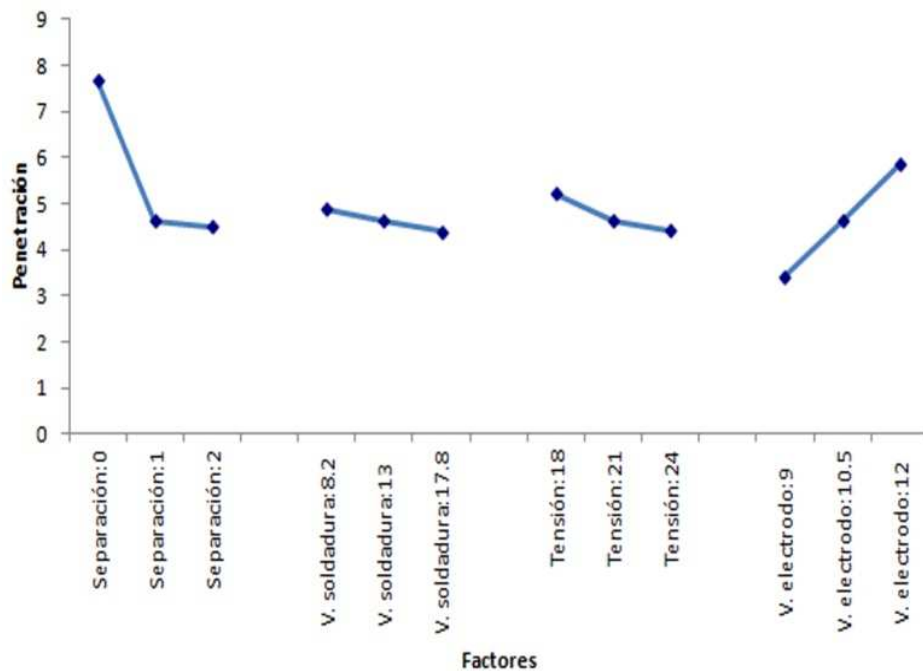


Figura 3: Penetración en función de los factores.

En la Figura 3 se observa que, en el caso de la velocidad de soldadura, conforme aumenta la velocidad la penetración disminuye, aunque esta disminución no es muy significativa porque como se puede observar la pendiente de esta recta es pequeña. En el caso de la tensión, se observa que ocurre exactamente lo mismo, conforme se aumenta la tensión la penetración disminuye y en el caso de la velocidad del electrodo se observa como un aumento de ésta la penetración aumenta de manera considerable como se aprecia en la pendiente de la recta. Como conclusión, se observa en la gráfica que los factores que más afectan al aumento de la penetración son la separación y la velocidad del electrodo. Análogamente se analizan la superficie de respuesta y los parámetros geométricos ancho del cordón, sobreespesor y ángulo del cordón en función de los factores.

5. OPTIMIZACIÓN

Para optimizar los parámetros estudiados (penetración, ancho del cordón, sobreespesor y ángulo del cordón), primeramente se calculan las derivadas parciales, tal y como se indica en las ecuaciones (5 a 8), de cada uno de éstos respecto de cada una de las variables de entrada (separación, velocidad de soldadura, tensión y velocidad del electrodo) [3].

$$\frac{\partial y_1}{\partial xS} = 0; \frac{\partial y_1}{\partial xS} = -5.0996 + 2.9146S - 0.0342Vs - 0.0512T + 0.2022Ve = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial y_1}{\partial xVs} = 0; \frac{\partial y_1}{\partial xVs} = -1.9372 + 0.0002Vs - 0.0342S + 0.0425T + 0.0976Ve = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial y_1}{\partial xT} = 0; \frac{\partial y_1}{\partial xT} = -2.2765 + 0.0422T - 0.0512S + 0.0425Vs + 0.0718Ve = 0 \quad (7)$$

$$\frac{\partial y_1}{\partial xVe} = 0; \frac{\partial y_1}{\partial xVe} = -2.1690 + 0.02022S + 0.0976Vs + 0.0718T \quad (8)$$

Análogamente se realizan las derivadas parciales de los restantes parámetros geométricos (ancho, sobreespesor y ángulo del cordón) respecto de las variables de entrada (separación, tensión, velocidad de soldadura y del electrodo). Al igualar las derivadas a cero obtenemos los puntos de silla de las ecuaciones, es decir, los valores óptimos (modelo) para cada uno de los parámetros, ya sea un mínimo o máximo según interese en función de éste. Por lo tanto nos interesará una penetración máxima y un ancho de cordón, sobreespesor y ángulo del cordón mínimos.

VALORES ÓPTIMOS				
X_1	0.63	2.45	0.77	2.45
X_2	20.27	17.39	16.77	17.39
X_3	84	21.89	16.66	21.89
X_4	19.66	9.973	7.44	9.973
	9.799	5.140	1.573	18.905
	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4

Tabla 4: Tabla de valores óptimos.

6. CONCLUSIONES

En la soldadura por arco eléctrico, interesa maximizar la penetración y minimizar el ancho, sobreespesor y ángulo del cordón ya que la transición brusca entre el metal base y el metal de aportación actúa como una entalla donde se concentrarán los esfuerzos cuando la pieza esté en servicio lo que favorecerá la formación de una grieta. Se realiza la matriz de experimentos con un Diseño Central Compuesto. Los veinticuatro experimentos se realizan según las variables antes mencionadas, donde es importante destacar que para la fijación de la velocidad de soldadura, el proceso requería ser automatizado. Se fabricó un soporte para fijar el electrodo a una máquina de oxicorte donde se puede regular perfectamente dicha velocidad, esto es importante en dicho trabajo, ya que un proceso totalmente manual como la soldadura se ha automatizado para controlar las variables de entrada. Mediante la optimización de las ecuaciones de la modelización matemática se obtiene que para la penetración los factores más determinantes son la separación y la velocidad del electrodo, se obtiene una mayor penetración conforme disminuye la separación y aumenta la velocidad del electrodo. En el análisis del ancho del cordón, el factor más determinante es la velocidad de soldadura, se calcula un ancho del cordón mínimo conforme dicha velocidad sea mayor. En el caso del sobreespesor, la separación entre las piezas y la velocidad de soldadura son los dos factores más importantes, se obtiene un sobreespesor mínimo conforme aumenta la separación y la velocidad de soldadura. En el análisis del ángulo del cordón, los factores a controlar son la tensión y la separación entre las piezas ya que unos valores altos se obtienen un ángulo mínimo. En definitiva, se ha diseñado una modelización matemática para que, sin necesidad de realizar los experimentos, sirva de herramienta informática al proyectista y predecir los parámetros geométricos (penetración, ancho del cordón, sobreespesor y ángulo del cordón) en función de las variables de soldeo: separación, velocidad de soldadura, tensión y velocidad del electrodo.

REFERENCIAS

- [1] T. T. Allen, R. W. Richardson, D. P. Tagliabue, and G. P. Maul, 2002, "Statistical process design for robotic GMA welding of sheet metal," *Welding Journal*, vol. 81, no. 5, pp. 69S-77S.
- [2] M. El Rayes, C. Walz, and G. Sepold, 2004, "The influence of various hybrid welding parameters on bead geometry," *Welding Journal*, vol. 83, no. 5, pp. 147S-153S.
- [3] M. Estrems-Amestoy, V. Miguel-Eguia, and E. J. Martinez-Conesa, 2009, "Optimization of T 8/5 for Stainless Steels Arc Welding," *Dyna*, vol. 84, no. 3, pp. 251-258.
- [4] J. I. Lee and K. W. Um, 2000, "A prediction of welding process parameters by prediction of back-bead geometry," *Journal of Materials Processing Technology*, vol. 108, no. 1, pp. 106-113.
- [5] D. C. Montgomery, 2000, *Design and analysis of experiments*, 5ª ed. New York: John Wiley&Sons.
- [6] D. C. Montgomery and R. H. Myers, 1995, *Response surface methodology: Process and product in optimization using designed experiments*. New York: John Wiley&Sons.
- [7] P. S. Rao, O. P. Gupta, S. S. N. Murty, and A. B. K. Rao, 2009, "Effect of process parameters and mathematical model for the prediction of bead geometry in pulsed GMA welding," *International Journal of Advanced Manufacturing Technology*, vol. 45, no. 5-6, pp. 496-505.

COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADAS A CORTANTE CON TEJIDOS DE FIBRAS DE CARBONO O BASALTO

Picazo, A^{1*}, Cobo, A¹

(1) *Universidad Politécnica. E.U. Arquitectura Técnica. Departamento Tecnología de Edificación. Grupo de Investigación U.P.M. Patología de Estructuras, Protecciones Colectivas y Medios Auxiliares de Edificación, Madrid, España.*

RESUMEN:

El objetivo principal ha sido estudiar el comportamiento de vigas de hormigón reforzadas a cortante con tejidos de fibra de carbono o basalto pegados con resinas epoxi. Se han planteado objetivos parciales como el análisis de la fisuración y de los movimientos en las vigas y la comparación del comportamiento mecánico de los sistemas de refuerzo estudiados.

La metodología empleada ha sido experimental, realizándose vigas de hormigón en masa reforzadas inferiormente con tejido de fibra de carbono. Las vigas se han reforzado a cortante con tejidos de fibra de carbono o basalto. Se han comparado los resultados experimentales con los teóricos, obtenidos mediante la formulación analítica existente. Los resultados demuestran que las vigas reforzadas ofrecen un comportamiento significativamente superior al de las vigas sin refuerzo, tanto en el valor de las cargas últimas como en la ductilidad de las piezas. Además la rigidez prevista hasta fisuración es superior a la obtenida experimentalmente. Los resultados obtenidos nos permiten concluir que de la formulación aditiva propuesta por el *Fib* Bulletin 14 no se obtienen buenos resultados y que la formulación existente en diversas normativas vigentes para el cálculo de la resistencia a cortante del hormigón resulta conservadora.

Palabras clave: Hormigón, cortante, refuerzo, FRP, *fib* Bulletin 14.

BEHAVIOR OF CONCRETE BEAMS REINFORCED FOR SHEAR LOADS WITH CARBON OR BASALT FIBERS

ABSTRACT:

The main goal of this research consists on studying the response of concrete beams reinforced for shear loads with carbon or basalt fibers, glued by means of epoxy resin. Two partial goals have been set in this analysis: (i) cracks and displacements monitoring along the beams, and (ii) the mechanical behavior of the reinforcement system under study.

The methodology established for this study was based on experimentation, with field tests performed on carbon fiber-reinforced concrete beams. The reinforcement chosen was made of carbon/basalt fibers for improving shear strength. Test results have been compared to analytic calculations using state-of-the-art computational models. The results of this study show that fiber-reinforced beams show a greater strength compared to non-reinforced beams in terms of both limit loads and plastic deformability. Furthermore the forecast for stiffness evolution until cracking is better off than the one measured on the field tests. As a conclusion we can state that the additive formulation proposed in *Fib* Bulletin 14 is not good enough in this case and that the formulae used in most norms currently applied for these calculations seem to be mostly conservative in this respect.

Keywords: Concrete, shear, reinforced, FRP, *fib* Bulletin 14.

* a.picazo@upm.es

1. Introducción

La técnica del refuerzo de piezas de hormigón mediante fibras adheridas exteriormente se lleva estudiando desde hace más de treinta años [7]. Las recomendaciones y guías de diseño elaboradas por organismos de reconocido prestigio como la Federación Internacional del Hormigón “FIB” [5] o el Instituto Americano del Hormigón “ACI” [1] son los documentos que usualmente se emplean para dimensionar y ejecutar refuerzos con este tipo de materiales.

En los documentos citados anteriormente [5] y [1] se desarrolla con detalle el procedimiento de dimensionamiento a flexión, utilizando las fibras como armadura longitudinal [6], o a compresión, empleando el efecto beneficioso del confinamiento del hormigón mediante las fibras [2]. Sin embargo el refuerzo a cortante se trata de manera somera, lo que implica adoptar precauciones en su dimensionamiento y su aplicación [8].

Berset, [3] desarrolló un programa experimental en el que se estudió el comportamiento a cortante de vigas de hormigón armado reforzadas con fibras adheridas exteriormente.

Se realizaron seis vigas, de 750 mm de longitud, las dos primeras sin reforzar y las otras cuatro reforzadas con fibra de vidrio (fig.1). El refuerzo de fibra se dispone en la práctica totalidad de los laterales de las vigas, con una orientación de las fibras perpendicular a la dirección de las tensiones principales de cortante.

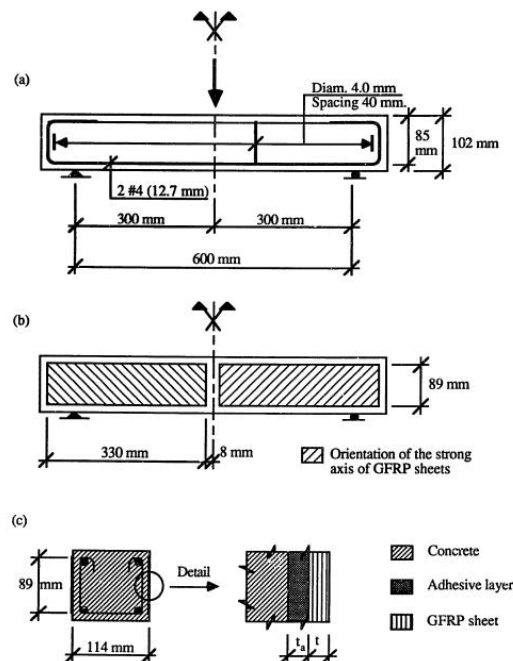


Figura 1. Geometría y disposición de barras y refuerzos en las vigas ensayadas por Berset.

El máximo cortante se estima, según Berset, con (ec. 1), mientras que el cortante resistido por el hormigón puede calcularse, según ACI 1989, como (ec. 2).

$$V = 0,9df_y A_s \frac{4}{L} \quad (1)$$

$$V_c = 59 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} A_c \quad (2)$$

Siendo:

d el canto útil (mm)

f_y es la resistencia del acero (N/mm²)

A_s el área de la armadura de acero (mm²)

L la luz de cálculo (mm)

f'_c es la resistencia a compresión del hormigón (N/mm²)

ρ es la cuantía de acero

a es la longitud del vano de cortante (mm)

A_c es el área de la sección de hormigón (mm²)

Además la resistencia a cortante de la fibra se establece según la fórmula indicada en la expresión (ec.3), muy parecida a la que hoy en día se emplea para dicho cálculo.

$$V_{fc} = 2\sigma_{fc}tz(ctg\alpha + ctg\beta)\sin\beta \quad (3)$$

Siendo:

V_{fc} es el cortante soportado por la fibra (N)

σ_{fc} es la tensión de rotura de la fibra empleada (N/mm²)

t el espesor de la fibra de refuerzo (mm)

z la distancia del centro de compresiones del hormigón al refuerzo longitudinal (mm)

α es el ángulo de inclinación de la rotura

β es la orientación de la dirección principal de las fibras dispuestas con relación a la directriz de la pieza

Posteriormente la Federación Internacional del Hormigón "FIB" desarrolló en 2001 [2] una formulación específica para el cálculo de elementos de hormigón reforzados con fibras externamente. En dicha formulación se indica, de acuerdo con el Eurocódigo 2 [8] que los refuerzos exteriores de fibras poliméricas deben ser tratados de manera análoga a lo dispuesto con el acero del hormigón armado. Así la resistencia a cortante de un elemento reforzado se puede calcular según la fórmula (ec.4) como suma de las resistencias a cortante del hormigón, de la armadura de cortante y de la contribución a cortante del FRP, no sobrepasando al máximo esfuerzo de cálculo a cortante que pueda soportarse sin rotura por compresión en el alma; V_{Rd2} (ec.5).

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}, V_{Rd2}) \quad (4)$$

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2}nf_{cd}b_w0,9d \quad (5)$$

Siendo:

V_{cd} la resistencia a cortante del hormigón, según la fórmula (ec.6)

V_{wd} la contribución de la armadura de cortante, según (ec.7)

V_{fd} la contribución de la fibra a cortante, según (ec.8)

n el factor de eficacia; $n = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5$

$$V_{cd} = \left[\tau_{Rd}k(1,2 + 40\rho_1) + 0,15\frac{N_{sd}}{A_c} \right] b_w d \quad (6)$$

$$k = 1,6 - d \geq 1$$

Siendo:

τ_{Rd} la resistencia de cálculo básica a cortante (Tabla 1)

ρ_1 la cuantía de la armadura de tracción

N_{sd} esfuerzo axial en la sección

A_c área de la sección de hormigón

b_w ancho de la sección

d canto útil de la pieza

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Tabla 1. Valores de τ_{Rd} (N/mm²), con $\gamma_c=1,5$, para diferentes resistencias.

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s}0,9df_{ywd} \quad (7)$$

Con:

A_{sw} el área de la sección transversal de la armadura de cortante

s la separación entre estribos

f_{ywd} el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante

La contribución del FRP a capacidad cortante se puede escribir mediante la expresión (ec.8)

$$V_{fd} = 0,9\varepsilon_{fd,e}E_{fu}\rho_f b_w d(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha \quad (8)$$

Siendo:

$\varepsilon_{fd,e}$ la deformación efectiva de cálculo del FRP

E_{fu} el módulo de elasticidad del FRP en su dirección principal

ρ_f la cuantía del FRP

b_w ancho de la sección

d canto útil de la pieza

θ es el ángulo de inclinación de la rotura

α es la orientación de la dirección principal de las fibras dispuestas con relación a la directriz de la pieza

2. Objetivos

En este trabajo se analiza el comportamiento a cortante de vigas de hormigón reforzadas con fibras de carbono o basalto pegadas exteriormente con resinas epoxi.

3. Trabajo experimental realizado

Para poder evaluar el comportamiento de las fibras de carbono y basalto como elementos de refuerzo adheridos al hormigón se ha procedido al refuerzo, mediante los citados materiales de seis de las siete vigas realizadas en el presente trabajo experimental, manteniendo la viga no reforzada como “de referencia”.

El trabajo se ha realizado estudiando el comportamiento estructural a dos niveles:

A nivel de barra, el trabajo se ha desarrollado experimentalmente, mediante el ensayo a tracción del tejido de carbono dispuesto para refuerzo “a flexión”.

A nivel de pieza el trabajo se ha desarrollado experimentalmente ensayando a flexión, hasta la rotura, siete vigas de hormigón de 100 x 120 mm² de sección y 1.200 mm de longitud, simplemente apoyadas con una luz libre entre apoyos de 1.000 mm y aplicando la carga sobre dos puntos simétricos equidistantes 333 mm entre sí.

Todas las vigas se han “armado” longitudinalmente con tejido de fibra de carbono de 100 mm de ancho adherido en sus caras inferiores y testas. Para comprobar la eficacia de los tejidos de fibra de carbono y basalto como refuerzo a cortante, se ha adherido este material en los vanos de cortante como refuerzo en seis de las vigas anteriores, con las disposiciones indicadas (Tabla 2).

VIGA Nº	Amasada	Tejido Carbono Flexión; Ancho (mm)	Tejido Carbono Cortante; disposición	Tejido Basalto Cortante; disposición
1	1	10	Perimetral	-
2	1	10	-	Perimetral
3	2	10	En “U”	-
4	2	10	-	En “U”
5	3	10	Lateral	-
6	3	10	-	Lateral
8	4	10	-	-

Tabla 2. “Armado” longitudinal de carbono y refuerzos a cortante dispuestos en las vigas.

3.1. Materiales empleados. Descripción

3.1.1 Hormigón

Para conocer las características mecánicas del hormigón empleado en cada viga se han realizado para cada amasada dos probetas cilíndricas de 15x30 cm² y se han sometido a compresión. La rotura se ha realizado en una prensa Icon 250 a una velocidad de 8,8 KN/sg. Los valores medios de la tensión de rotura a compresión para cada amasada oscilaron entre 15,56 y 30,26 MPa. Estos valores tan dispersos se han buscado, ya que la amasada de bajo valor se emplearía en las vigas reforzadas perimetralmente, mientras que la amasada de mayor resistencia se empleará en la viga no reforzada a cortante.

3.1.2 Tejido de fibra de carbono

Para la realización de la “armadura” longitudinal y la mitad de los refuerzos laterales a cortante se han empleado tejidos de fibra de carbono que han sido facilitados por la empresa *Drizoro, S.A.* Dicho tejido está compuesto de fibras de carbono dispuestas en una única dirección y unidas transversalmente por hilos de fibra de vidrio. La resistencia a tracción es de 3.400 MPa, el módulo de elasticidad 230.000 MPa y su espesor de 0,167 mm. Los tejidos han sido ensayados en una prensa Ibertest MIB 60/AM a una velocidad de 3 KN/sg. Es de destacar la alta resistencia de estos tejidos y su comportamiento extraordinariamente frágil. Todas las probetas rompen de manera explosiva. Se acompaña (fig.2) la gráfica fuerza-carrera obtenida en los ensayos de una probeta de tejido de carbono. La tensión de rotura en los ensayos osciló entre 2.439,80 y 4.405,95 MPa.

3.1.3 Tejido de fibra de basalto

Para la realización de la otra mitad de los refuerzos laterales a cortante se han empleado tejidos de fibra de basalto, igualmente facilitados por la empresa *Drizoro*, S.A. Dicho tejido está compuesto de fibras de basalto dispuestas en dirección longitudinal y unidas transversalmente por fibras del mismo material. Su espesor es de 0,103 mm, la resistencia a tracción es de 2.700 MPa y el módulo de elasticidad superior a 84.000 MPa.

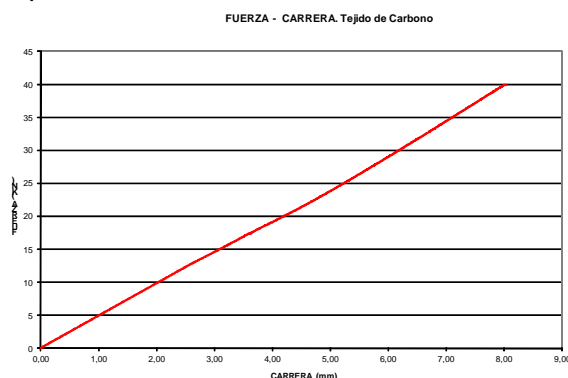


Figura 2. Gráfica fuerza-carrera de una probeta de tejido de carbono.

3.2. Realización de las vigas

Una vez realizadas las vigas de hormigón se procedió a la realización del refuerzo exterior de las mismas, tanto aplicando el tejido longitudinal de carbono en la cara inferior y testas como los tejidos de fibras para refuerzo a cortante colocados perimetralmente, en “U” y lateralmente.

Para la aplicación de los tejidos previamente hubo que preparar la base del hormigón mediante un lijado, hasta conseguir una textura parecida a la de un papel de lija y posterior limpieza para conseguir una correcta adherencia entre el hormigón, la resina epoxi y los tejidos. Tras la preparación del soporte se procede a la aplicación de la resina epoxi, mediante rodillo, sobre el hormigón, colocando sobre la resina fresca el tejido de fibra. Mediante la aplicación de presión, con un rodillo empapado en el adhesivo, se procede a adherir el tejido de fibra de manera que se eliminen todas las oclusiones de aire y cubriendo el tejido con la propia resina, hasta que quede todo el tejido completamente adherido y saturado de adhesivo. Las vigas, tras el secado del adhesivo, se encuentran de esta manera listas para ser ensayadas.

Como índice gráfico de las vigas realizadas se incluye la (fig.3) que muestra las tres distintas formas de refuerzo a cortante que se han realizado en correspondencia con lo indicado anteriormente en la (Tabla 2).

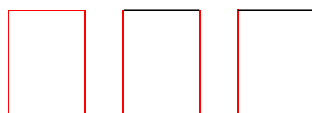


Figura 3. Definición gráfica de los refuerzos a cortante; perimetral, en “U” y lateral.

4. Resultados

Se pasa revista a continuación a los resultados obtenidos en los siete ensayos de las vigas estudiadas, dándose los datos (Tabla 3) y complementando dicha tabla con el gráfico fuerza-carrera (fig.4) de las vigas.

Viga	Q_u (KN)	f a $l/3$ (mm)	Q_{fis} (KN)	f_{fis} a $l/3$ (mm)	E (KNm)
1	21,59	15,00	6,44	0,64	0,211
2	29,92	20,79	6,67	0,68	0,385
3	17,26	11,99	5,42	0,31	0,140
4	27,51	19,12	6,03	0,68	0,401
5	16,83	11,69	3,13	0,19	0,275
6	25,70	17,85	10,18	0,62	0,408
8	22,10	15,36	8,03	0,72	0,430

Tabla 3. Resultados de los ensayos de las siete vigas estudiadas. Q_u es la carga última de rotura de la prensa, f la flecha para la carga de rotura a $l/3$, Q_{fis} la carga para el momento de fisuración, f_{fis} la flecha en el momento de fisuración a $l/3$ y E la energía absorbida en el ensayo.

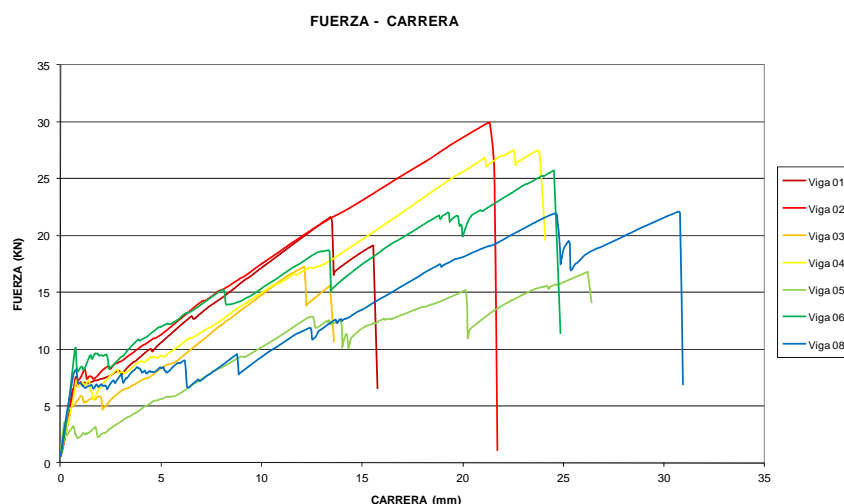


Figura 4. Gráfica fuerza-desplazamiento experimental de las vigas ensayadas.

4.1. Comportamientos estructurales de las vigas

4.1.1 Comportamiento de la viga 1

Se produce rotura a tracción de la banda de fibra inferior de carbono, junto con un despegue de dicha banda en la zona situada entre las zonas reforzadas a cortante. Presenta grietas verticales, una en la zona central de hormigón sin reforzar y otra en la zona con disposición de fibra vertical.

4.1.2 Comportamiento de la viga 2

El colapso se produce a flexión por rotura de la fibra inferior de tejido de carbono, junto con un despegue de esta fibra en una longitud de unos 34 cm. Al romper la fibra inferior de carbono la sección correspondiente parte dividiendo la viga en dos. En el diagrama carga-flecha se aprecia perfectamente el momento en el que se inicia la fisuración, por el cambio de pendiente del diagrama.

4.1.3 Comportamiento de la viga 3

Rotura de la fibra inferior de carbono por tracción, justamente en la zona donde comienza el refuerzo lateral a cortante. Se produce fisuración de apertura importante antes de la rotura y, a la par que la rotura, se produce un despegue de la fibra de la zona central inferior.

4.1.4 Comportamiento de la viga 4

Colapso por tracción de la fibra de carbono inferior, dividiendo la viga en dos tramos. La fibra de basalto dispuesta como refuerzo a cortante no rompe. En el momento en el que se produce la fisuración se marca el tramo horizontal en el diagrama carga-desplazamiento.

4.1.5 Comportamiento de la viga 5

La rotura se produce por despegue de la fibra de carbono traccionada. El despegue de dicha fibra se produce por el adhesivo, sin arrastre de hormigón, por lo que se puede decir que falla la resina epoxi. Antes del colapso se habían producido dos grietas apreciables, verticales, en las zonas centrales adyacentes a las bandas de tejido dispuestas para cortante. Dichas bandas de refuerzo a cortante no fallan. Posteriormente al fallo por despegue se produce la rotura de la fibra de carbono traccionada.

4.1.6 Comportamiento de la viga 6

Se produce rotura por tracción de la fibra inferior de carbono que produce que la viga se parta en dos inicialmente y posteriormente se produce el despegue de la fibra. Antes de la rotura se presentan fisuras verticales importantes en apertura. La viga no rompe a cortadura. Después de la rotura la banda inferior prácticamente se despega por completo.

4.1.7 Comportamiento de la viga 8

Colapso por tracción frágil con rotura de la fibra en la zona traccionada. Se presentan dos únicas grietas que progresan hasta la zona comprimida. Se produce la rotura del hormigón en la zona superior por aplastamiento.

4.2. Comparación entre los comportamientos estructurales de las vigas

4.2.1 Comparativo entre las vigas 1 y 2

Ambas vigas están realizadas con hormigón de la misma amasada con una resistencia media de 15,56 MPa y su diferencia radica en el material empleado para el refuerzo a cortante (Tabla 2). Al ser el refuerzo dispuesto del tipo perimetral este actúa además como anclaje de la fibra de carbono dispuesta a tracción. El resultado de los ensayos nos permite vislumbrar un

comportamiento estructural igual hasta el momento de fisuración y tras producirse este, justo hasta rotura. La diferencia radica en que la viga reforzada con basalto admite una mayor carga y desplazamiento, según los ensayos del orden de un 38 % más.

4.2.2 Comparativo entre las vigas 3 y 4

Realizadas con la misma amasada, con una resistencia del hormigón de 25,81 MPa y con un refuerzo en “U” a cortante ambas vigas mantienen un comportamiento estructural similar al descrito anteriormente para las vigas 1 y 2. Según la (fig. 4) se podría indicar que el comportamiento de la viga 3 es “paralelo” al de la viga 1 y lo mismo sucede con las vigas 4 y 2, pero produciéndose mayores desplazamientos para la misma carga, efecto que puede producirse por el tipo de refuerzo dispuesto a cortante.

4.2.3 Comparativo entre las vigas 5 y 6

La resistencia del hormigón empleado en estas vigas es similar al de las vigas 3 y 4, en cambio el refuerzo a cortante es lateral, lo que impide el anclaje del refuerzo inferior a flexión. La fisuración en la viga 5 se produce muy pronto, mientras que la viga 6 aumenta de manera considerable. Una vez pasado el instante de fisuración el comportamiento se puede considerar “paralelo”, siempre admitiendo más carga la viga 6 para un mismo desplazamiento.

5. Conclusiones

Las vigas reforzadas a cortante con tejido de fibra de carbono o basalto poseen una ductilidad superior a la de las vigas sin reforzar.

Las vigas reforzadas a cortante con tejido de fibra de basalto permiten una mayor carga y deformación hasta la rotura que las reforzadas con fibra de carbono.

La disposición de los refuerzos a cortante mediante tejidos de fibras es muy importante.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] ACI 440.2R-02. 2002. “Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Reported by ACI Committee 440. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- [2] AIRE, C., GETTU, R., CASAS, J.R., MARQUÉS, S., MARQUÉS, D. 2010. “Estudio Experimental y Teórico del Hormigón Confinado Lateralmente con Polímeros Reforzados con Fibras (FRP)”. *Materiales de Construcción* vol. 60, 297, 19-31.
- [3] BERSET, J.D. 1992. “Strengthening of Reinforced Concrete Beams for Shear Using FRP Composites”. *Master of science in civil engineering*. Massachusetts institute of technology.
- [4] COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN (CEN), prEN 1992-1. 2003. “Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings”.
- [5] FIB BULLETIN 14. 2001. “Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. Design and Use of Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures”. Task group 9.3. FRP reinforcement for concrete structures. Lausanne, Switzerland.
- [6] MARTÍNEZ, R. 1999. “Experiencias en la Utilización de Laminados de Material Compuesto a Base de Fibra de Carbono en el Refuerzo de Estructuras de Hormigón”. *Jornada Nuevas Técnicas de Evaluación Estructural, Rehabilitación y Refuerzo de Estructuras*. Grupo español del IABSE. Madrid.
- [7] MARTÍNEZ, R. 2001. “Materiales para Refuerzo y Rehabilitación de Estructuras”. CEMCO 2001. XV Curso de Estudios Mayores de la Construcción. Seminario S4. Materiales Compuestos Avanzados en la Construcción. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.
- [8] PERERA, R., VIQUE, J., ARTEAGA, A., DIEGO, A. 2009. “Diseño a Cortante de Vigas de Hormigón Armado y Armadura Externa de FRP Mediante el Mecanismo de Bielas y Tirantes y Algoritmos Genéticos”. *Hormigón y acero* vol. 60, 254, 65-83.

LA INYECCIÓN APLICADA A ESTRUCTURAS: LA REHABILITACIÓN DE LA PARROQUIA DE SAN DIONISIO DE JEREZ DE LA FRONTERA.

Rodríguez-Mayorga, E.* , Yanes, E., Sáez, A.

Universidad de Sevilla, Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno, Sevilla, España

RESUMEN:

La Parroquia de San Dionisio de Jerez de la Frontera es un templo de tres naves, que se comenzó a construir en el siglo XIII siguiendo principalmente el estilo mudéjar. Sus dimensiones aproximadas son 25 x 38 m. en planta y 18 m. de altura máxima.

A principios del siglo XXI los soportes de la iglesia comenzaron a presentar signos de agotamiento a compresión, principalmente grietas y desprendimientos en su zona inferior. Tras una labor de investigación que abarcaba distintos campos, se concluyó que la causa estos daños no era única, pero que podía resumirse básicamente en dos factores: distintas rigideces en los estratos de apoyo de las zapatas y baja resistencia de la fábrica de los pilares. La solución aportada al problema fue la consolidación del firme de cimentación y de la estructura mediante la inyección de lechadas con tubo-manguito. Este método dio respuesta urgente a las necesidades que la estructura presentaba de un modo económicamente eficaz.

El objetivo de este artículo es la exposición y análisis del proceso completo de rehabilitación de la estructura, centrándose principalmente en la inyección de la fábrica y en el análisis de los resultados obtenidos.

Palabras clave: Rehabilitación, Fábrica histórica, Técnicas no destructivas, Inyección de lechadas, Tubo Manguito.

GROUT INJECTION APPLIED TO STRUCTURES: THE REHABILITATION OF THE PARISH CHURCH OF SAN DIONISIO IN JEREZ DE LA FRONTERA

ABSTRACT:

The Parish Church of San Dionisio in the city of Jerez de la Frontera is a temple with three naves. Its construction began in the 13th century following mainly the Mudejar style. Its approximated dimensions are 25 x 38 m. in plan and 18 m. of maximum height.

At the beginning of the 21st century, the pillars of the church began to show symptoms of being damaged by the effect of the compressive stresses. These symptoms were mainly cracks and crushes covering the lower part of the columns. A wide research gave the key to identify the causes of the damage, that were the different stiffness of the soil layers that supported the foundations and the low resistance of the masonry. The solution was the consolidation of the soil and of the structure. The used consolidation technique was grout injection with the tube à manchette. This method solved urgently the problems of the church in a more economical way than other possible solutions.

The goal of this paper is the description and analysis of the consolidation of the structure. It begins with the initial research but it focuses on the masonry grout injection and its results.

Key words: Rehabilitation, Historic Masonry, Non-destructive Techniques, Grout injection, Tube à manchette.

* espe@us.es

1. Introducción

La Parroquia de San Dionisio se encuentra situada en la ciudad andaluza de Jerez de la Frontera. Se trata de un templo de tres naves, capillas laterales adosadas y cubierta a dos aguas sobre las naves. Las capillas y la cabecera, se cubren con bóvedas de fábrica. Como peculiaridad, la iglesia presenta dos torres adosadas a la cabecera. Las dimensiones totales aproximadas del conjunto son de 25x38 m. en planta y 18 m. de altura máxima en la nave central (fig. 1).

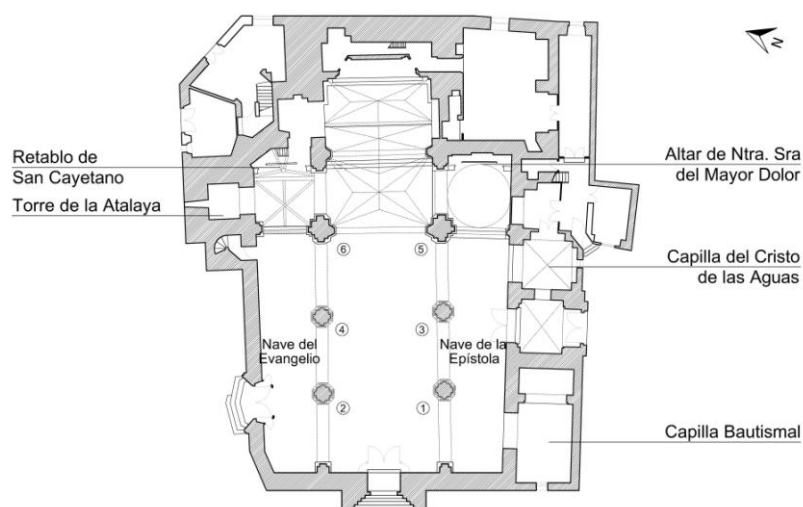


Figura 1. Planta de la Iglesia de San Dionisio (Jerez de la Frontera).

La construcción de la iglesia se inició en el siglo XIII, aunque de esta época no queda mucho visible en el templo, debido, entre otras cosas, a las modificaciones que la iglesia ha sufrido a lo largo del tiempo. El estilo predominante en la iglesia es el mudéjar, aunque presenta piezas diferentes por haber sido construidas en otras épocas (Caro 1999, García Peña 1990).

En los primeros años del siglo XXI la iglesia comenzó a presentar daños estructurales de importancia. Estos daños se encontraban centrados principalmente en los pilares del 1 al 4, y consistían principalmente en grietas y desprendimientos de tamaño considerable (fig. 2). Tras varias reparaciones superficiales consistentes en aplacar las bases de los pilares, los daños volvieron a aparecer, por lo que se decidió iniciar una investigación dirigida a caracterizar el problema y darle solución.

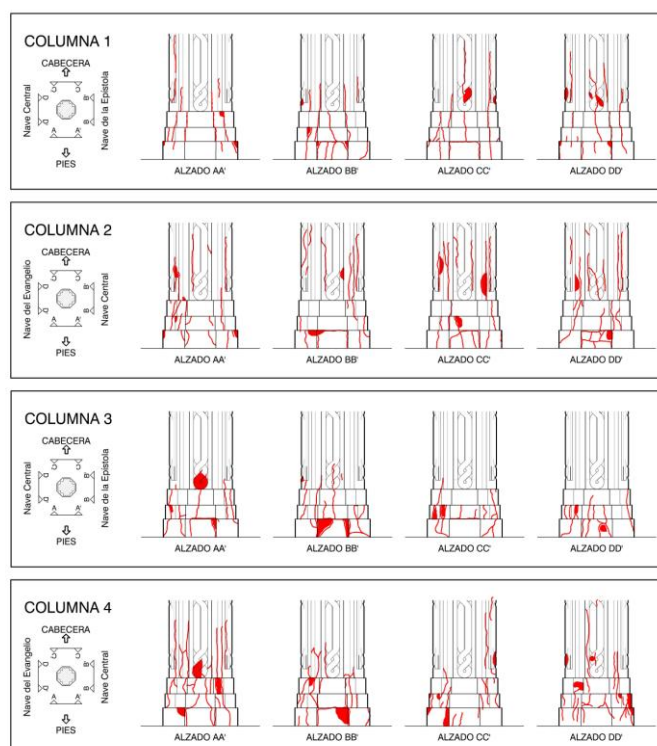


Figura 2. Levantamiento de grietas y desprendimiento en los pilares 1 al 4.

El esquema que se siguió en el proceso de rehabilitación fue el propuesto por ICOMOS (2001) de anamnesis, diagnóstico, terapia y control: tras una primera fase de análisis histórico y de análisis de los materiales surgen una serie de conclusiones que componen el diagnóstico y que marcan los puntos a corregir con la rehabilitación. Este es el esquema que seguirá el presente artículo.

2. Análisis Histórico

A lo largo de la historia la iglesia de San Dionisio ha sido objeto de numerosas reformas, algunas de ellas ocasionadas por la necesidad de un cambio estético, pero otras lo han sido por daños que tenían relación con la estructura. Un desarrollo exhaustivo de la cronología del templo puede encontrarse en la bibliografía citada (Caro 1999, García Peña 1990). Los aspectos históricos más relevantes y con repercusión en el sistema estructural y en la cimentación son:

- En el siglo XVI está documentado el primer problema estructural, consistente en daños en la capilla del Cristo de las Aguas. Se determinó que la causa fue el movimiento que la cimentación de uno de los pilares de la cabecera estaba experimentando. El problema quedó sin solucionar, pero dos informes periciales certificaron los daños que existían y que podrían agravarse con el tiempo. La causa del movimiento se encontró en que la iglesia se encontraba cimentada sobre el lecho de un antiguo arroyo, por lo que periódicamente se producía el lavado de las cimentaciones. En el siglo XVII, este mismo problema derivó en la ruina y posterior reconstrucción de la Sacristía (García Peña 1990).
- En el siglo XVIII se repararon las cubiertas y el campanario debido, en parte, a los daños causados por el terremoto de Lisboa en 1755. Previamente al seísmo, ya existía un informe sobre la necesidad urgente de reparar las cubiertas, las armaduras de madera de la nave central, prácticamente todas las bóvedas y las portadas (García Peña 1990).
- En el siglo XIX el estado de deterioro que la iglesia presentaba era bastante avanzado, la fachada de la Sacristía se encontraba en ruinas, la iglesia estaba aquejada de filtraciones y había peligro de desprendimientos en bóvedas y cornisas. Los daños llegaron a tal extremo que la parroquia se trasladó temporalmente a otro lugar. Debido a la falta de fondos, las únicas obras que se llevaron a cabo fueron la reconstrucción del tejado, la demolición y reconstrucción de la espadaña y el nuevo solado del templo. Durante estas obras, la sacristía volvió a presentar daños, esta vez, según informe del arquitecto municipal, por el efecto de las filtraciones del agua de lluvia en la cubierta (Álvarez Luna et al 2003).
- En el siglo XX la iglesia fue objeto de una profunda rehabilitación con implicaciones estructurales. Los arquitectos responsables de la misma fueron dos, Fernando de la Cuadra entre los años 1948 y 1964 y Rafael Manzano, que sucedió al anterior hasta el fin de las obras en 1976. Los puntos más importantes de dicha rehabilitación pueden resumirse en tres. En primer lugar, la sustitución de las cubiertas, para lo que se usaron viguetas prefabricadas de hormigón armado en la nave central y de madera en una de las laterales. En segundo lugar, la reparación de la cimentación de los soportes dañados. Por último la reposición de algunas nervaduras de la cabecera que se habían desprendido.

En los primeros años del siglo XXI, la aparición de daños importantes en la fábrica del templo (fig. 2) volvió a hacer necesaria una nueva rehabilitación. Esta rehabilitación y el análisis que lo precede se tratarán en los siguientes puntos.

3. Ensayos realizados

Los pilares de la iglesia de San Dionisio están compuestos por una hoja externa de sillares de piedra arenisca y un núcleo de argamasa de cal y restos de la construcción. Para su análisis como elemento constructivo se emplearon dos tipos de ensayos no destructivos: el georrádar y la prueba sónica.

Del georrádar se extrajo información cualitativa. Las lecturas verticales realizadas a los pilares 1 y 4 dejaron ver un núcleo muy fracturado. En los demás soportes, aunque el material estaba degradado, los daños eran de menor entidad (Geofísica Aplicada et al 2005).

La prueba sónica arrojó información cuantitativa. A través de la medida de la velocidad de las ondas P (V_p) y S (V_s) se obtuvieron de manera numérica los parámetros resistentes dinámicos de la fábrica. A partir de estos últimos, y aplicando la relación de Eissa y Kazi (1988) para rocas se

obtuvo una aproximación a los módulos de deformación estáticos de la fábrica de los soportes. Estos módulos presentaban un valor del orden del 50% del de la fábrica sana analizada por el mismo procedimiento (10-12 GPa). Los valores obtenidos se recogen en la figura 5 más adelante. La cimentación de la iglesia se analizó aplicando diversas técnicas: georrádar, sondeos, calicatas y videoscopio. Los datos obtenidos indicaban distintas irregularidades que podían generar problemas en relación a la cimentación (Vorsevi 2004):

- Las zapatas de los soportes eran de canto variable y estaban arriostradas con vigas de hormigón también de distintos cantos.
- Los estratos de apoyo de las zapatas eran de distinta compacidad, variando entre compacidad densa bajo el pilar 5 hasta compacidad de suelta a muy suelta bajo los pilares 2, 3, 4 y 6. El pilar 1 se encontraba cimentado sobre la transición entre ambos estratos.
- El nivel freático se encontraba aproximadamente a 5 m. de profundidad.
- Existían vacíos de tamaño significativo en el subsuelo, algunos de ellos destinados a lugares de enterramiento.

4. Descripción de la solución adoptada

La solución adoptada iba encaminada a corregir los siguientes puntos:

- Incrementar los valores de las propiedades mecánicas de los pilares hasta conseguir que fueran similares a los que tendrían si estuvieran compuestos por fábrica sana.
- Consolidar la cimentación, de manera que todos los soportes apoyaran sobre estratos de la misma rigidez o de rigidez similar.
- Eliminar o reducir el efecto del agua freática.

Para ello la técnica que se escogió fue la inyección de lechadas usando tubos manguito como herramienta de inyección.

La inyección con tubo manguito es una técnica usada para el tratamiento de suelos conocida con el nombre de inyección armada. En este caso, es de aplicación directa para el caso de la cimentación. La novedad de la solución estriba en la adaptación de este método a la rehabilitación de estructuras de fábrica.

La figura 3 muestra un esquema del tratamiento realizado.

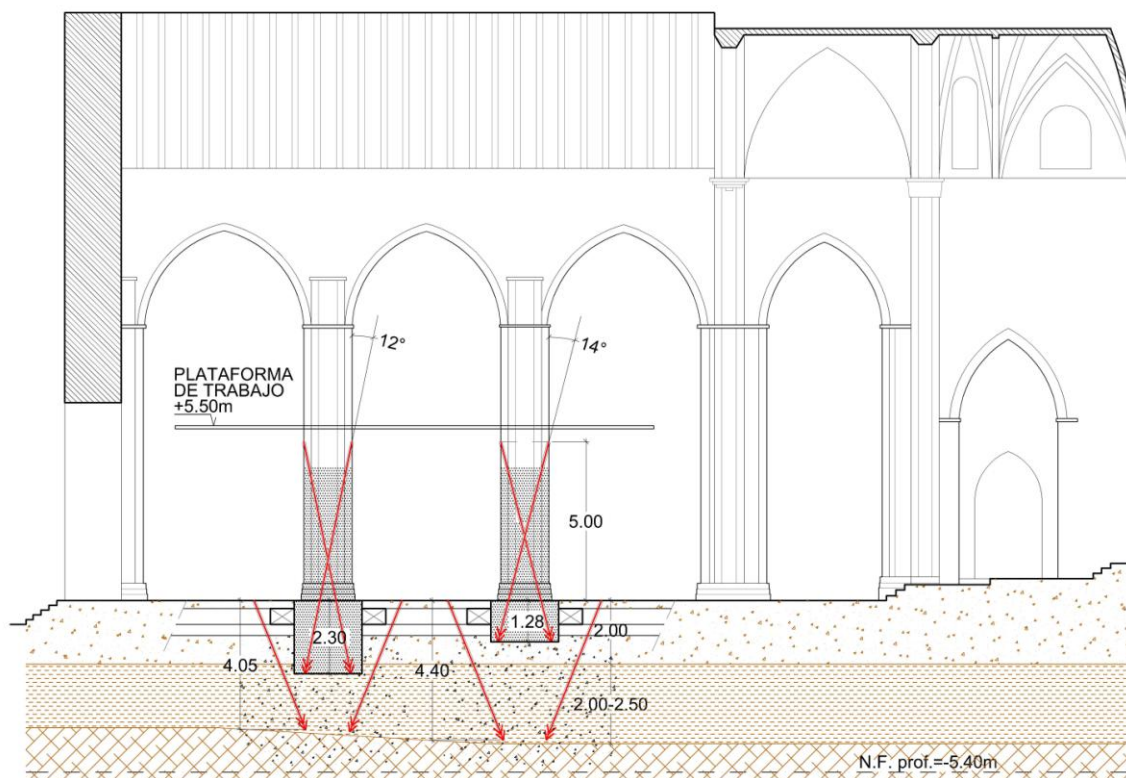


Figura 3. Esquema del tratamiento en sección de los pilares y la cimentación.

El tubo-manguito se usó para (fig. 3):

- La inyección armada del terreno, que perseguía homogeneizar el terreno bajo los pilares, además de compactarlo con el fin de expulsar el agua que contenía en la medida de lo posible. En la inyección armada del terreno de cimentación se cuidó de no penetrar en ningún estrato de compacidad elevada.
- La inyección de aproximadamente la mitad inferior de los fustes y su cimentación, de modo que se consolidaba la fábrica de esta zona de los soportes que era la más dañada. Estas inyecciones se realizaron desde una plataforma colocada a una altura aproximada de 5 m. desde la cota de solería.

La figura 4 muestra un esquema de la situación de ambos tipos de inyecciones.

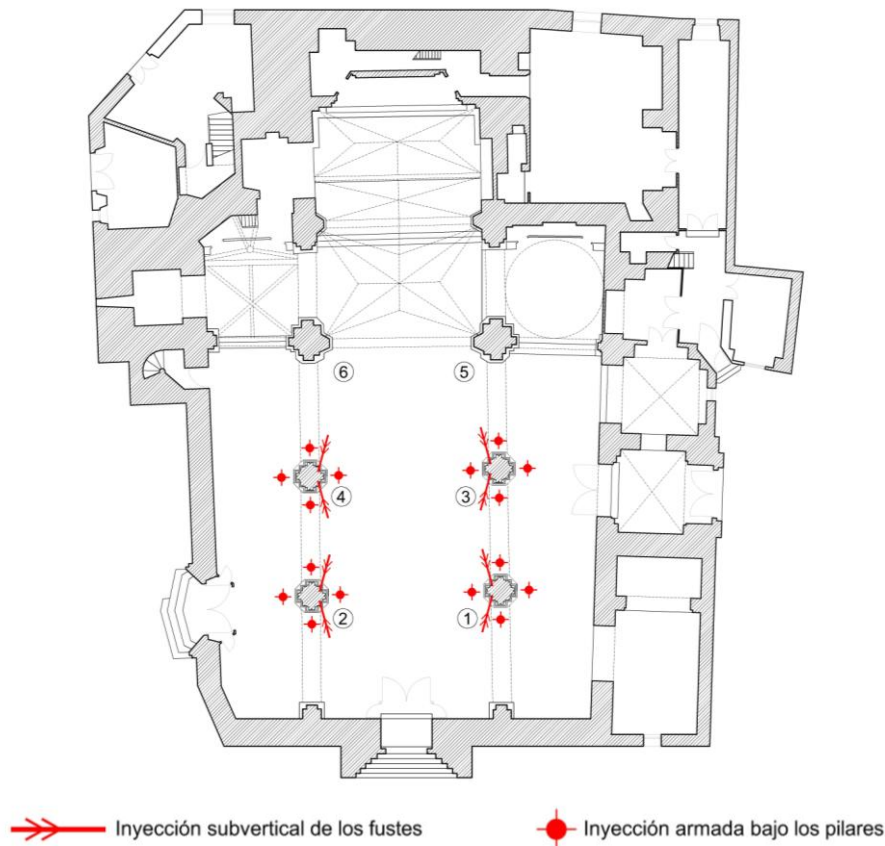


Figura 4. Esquema del tratamiento en planta de los pilares y la cimentación.

Las lechadas seleccionadas para la inyección de la fábrica fueron de microcemento, por ser elevado el incremento en las propiedades resistentes que se necesitaba en los soportes para alcanzar un valor parecido al de la fábrica sana. Se comenzó inyectando las válvulas inferiores de los manguitos, y se evitó en todo momento inyectar los dos manguitos simultáneamente. Las inyecciones se realizaron en etapas o pasadas, en cada una de las cuales se alcanzó una presión de inyección superior. El caudal se mantuvo siempre bajo con el fin de evitar la rotura de la fábrica por el aire ocluido en su interior.

Antes de inyectar los fustes se colocaron apeos para descarga y estabilización de la estructura y fundas metálicas que cubrían la zona inferior de los pilares. Estas fundas zunchaban las secciones más deterioradas de los soportes. Una vez colocadas las fundas y antes de comenzar con las inyecciones longitudinales, se inyectaron radialmente los pilares en su zona inferior. Las inyecciones radiales estaban pensadas para aportar resistencia inicial a la fábrica antes de comenzar el tratamiento con los tubos manguito. Estas inyecciones radiales se realizaron con válvulas manuales a través de taladros a tresbolillo en la parte de los soportes cubiertos por los zunchos metálicos. Las lechadas también fueron de microcemento e igualmente fueron realizadas en fases sucesivas con presiones de valor ascendente, siempre respetando caudales de inyección bajos.

Los parámetros de la inyección de los soportes, tanto para las inyecciones radiales como para las longitudinales, quedan resumidos en la tabla 1.

		Inyecciones radiales	Inyecciones longitudinales	
			Tubo-manguito 1	Tubo-manguito 2
Pilar 1	Presión media (MPa)	2	1	1
	Nº medio de pasadas	2	2	2
	Admisión total (L)	2355	800	1685
Pilar 2	Presión media (MPa)	2	1.5	1.4
	Nº medio de pasadas	2	2	2
	Admisión total (L)	2370	1125	775
Pilar 3	Presión media (MPa)	2	1	1.2
	Nº medio de pasadas	2	3	2
	Admisión total (L)	2275	1285	1360
Pilar 4	Presión media (MPa)	2	1.2	1.5
	Nº medio de pasadas	2	3	3
	Admisión total (L)	1870	1405	890

Tabla 1. Resumen de los parámetros de la inyección para los pilares tratados de la iglesia de San Dionisio.

La eficacia del tratamiento se controló tomando medidas de las velocidadesónicas tras cada una de las fases que se han descrito y obteniendo los parámetros mecánicos correspondientes. Los resultados quedan recogidos en la figura 5 (Geofísica Consultores et al 2010). Considerando que el objetivo que se había marcado era asimilar la fábrica tratada a la fábrica sana, puede afirmarse que el tratamiento de inyección había dado buenos resultados. Se recuerda aquí que los valores obtenidos en testigos de fábrica sana del mismo tipo y medidas por el mismo procedimiento estaban en el entorno de 10-12 GPa.

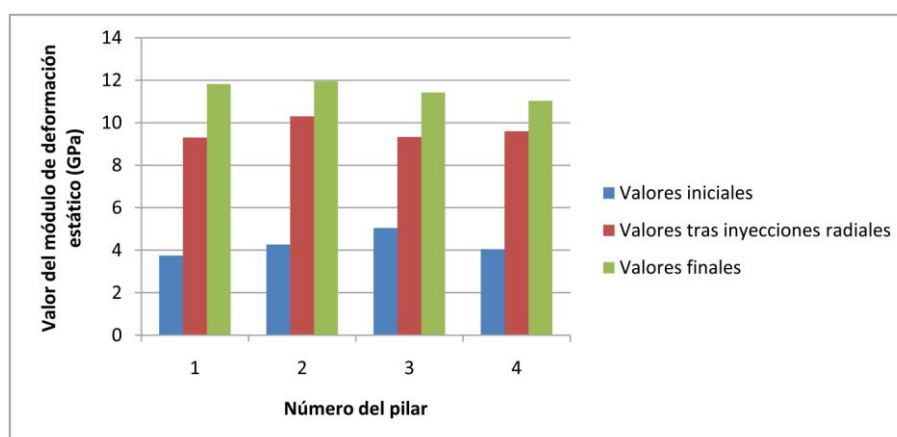


Figura 5. Módulos de deformación estáticos obtenidos para los pilares dañados de la iglesia de San Dionisio tras cada una de las fases del tratamiento.

5. Conclusiones

La inyección de lechadas usando el tubo-manguito ha dado buenos resultados en el campo de la inyección de fábrica. Los valores de los módulos de deformación en los soportes se han unificado y han aumentado hasta el valor que se pretendía, que es el de la fábrica sana. Además, el coste de la rehabilitación ha sido mucho menor del que habría supuesto la aplicación de otras técnicas, como podría haber sido la sustitución de elementos estructurales. La inyección también ha dado respuesta a la urgencia que era necesaria, pues el avanzado estado de degradación que la fábrica presentaba hacía necesaria una intervención que diese resultados en muy corto periodo de tiempo.

Finalmente, aunque a priori pueda parecer invasiva, esta técnica de consolidación de la fábrica degradada, permite conservar el material original, siendo difícil detectar en el estado final la intervención llevada a cabo (fig. 6).



Figura 6. Estado actual de la iglesia de San Dionisio.

BIBLIOGRAFÍA

- ÁLVAREZ LUNA, A., GUERRERO VEGA, J., ROMERO BEJARANO, M. La intervención en el patrimonio. El caso de las iglesias Jerezanas (1850-2000). Colección Premios Manuel Esteve. Servicio de Publicaciones, Ayuntamiento de Jerez, 2003.
- CARO, D. (coordinador). El arte en Jerez. Tomo 3: Historia de Jerez de la Frontera. Servicio de publicaciones de la Diputación de Cádiz, 1999.
- EISSA, E. A., KAZI, A. "Relation between static and dynamic Young's Moduli of Rocks". International Journal Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, vol 25 nº 6 (1988), pp. 479-482.
- GARCÍA PEÑA, C. Arquitectura gótica religiosa en la provincia de Cádiz: diócesis de Jerez. Tesis Doctoral, Universidad Complutense de Madrid, 1990.
- GEOFÍSICA APLICADA S. L. - VORSEVI, S. A. Estudio Geofísico para los trabajos de restauración de las iglesias de Santiago y San Dionisio en Jerez de la Frontera (Cádiz). Madrid, 2005.
- GEOFÍSICA CONSULTORES S. L. - VORSEVI, S. A. Estudio Geofísico, mediante registros acelerométricos, para el proyecto de corrección de patologías de la Iglesia de San Dionisio en Jerez de la Frontera (Cádiz). Madrid, 2010.
- ICOMOS. Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del Patrimonio Arquitectónico, 2001.
- VORSEVI, S. A. Reconocimiento de la patología de una edificación. Iglesia de San Dionisio. Plaza de la Asunción. Jerez de la Frontera (Cádiz). Sevilla, 2004.

REFUERZO DE PILARES CON TEJIDOS DE F.C.

Alcaraz, V ^{1*}, Mas, M², García, E¹, Luizaga, A¹.

(1) *Departamento de Ing. Civil: Servicios Urbanos, EUITOP, UPM, Madrid, España*

(2) *Departamento de Ing. Civil: Tecnología de la Construcción, EUITOP, UPM, Madrid, España*

RESUMEN:

Los pilares son los elementos estructurales más sensibles de una estructura, por lo que resulta muy frecuente su refuerzo. En el presente trabajo se realiza una campaña de ensayos de pilares en modelo reducido, para este fin. Se construyeron 30 pilares en modelo reducido, 15 de ellos de sección cuadrada y 15 de sección circular. En cada caso se formaron 3 lotes, 5 pilares sin refuerzo (pilares testigo), 5 pilares con una capa de refuerzo y 5 pilares con dos capas de refuerzo. Los ensayos se realizaron en las instalaciones de GEOCISA.

El trabajo comprende un estudio teórico-experimental del comportamiento mecánico de pilares de hormigón armado reforzados por confinamiento mediante la técnica de adhesión de tejidos de fibra de carbono, sometidos a una carga axial. Se describen los modos de fallo de forma comparativa entre los distintos lotes, para plantear finalmente una serie de conclusiones y recomendaciones.

Palabras clave: Pilar, Estructura, Refuerzo, Material, Fibra de carbono.

COLUMNS REINFORCEMENT WITH C.F.

ABSTRACT:

Columns are a structure's most sensitive element, and thus they are very often reinforced. In this paper, a test campaign of reduced model columns was carried out. Batches were prepared with square and circular columns, reinforced and unreinforced. The tests were conducted on GEOCISA's facilities.

The work includes a theoretical and experimental study on the mechanical behaviour of concrete columns reinforced by confinement, subjected to an axial load. The reinforcements were done adding to the columns surface carbon fibre fabrics. A comparison of failure modes across batches is provided, in order to finally achieve a number of conclusions and recommendations.

Key Words: Columns, Structure, Reinforcement, Materials, C.F.

*vicente.alcaraz@upm.es

1. Introducción.

Una estructura de hormigón armado se proyecta y construye con unos determinados materiales, para soportar una serie de acciones de distintas características y magnitudes, e incluso de carácter accidental, y para que llegue al final de su vida útil dentro de unas condiciones aceptables de servicio sin tener que haber realizado un desembolso importante de mantenimiento o reparaciones. Las causas de intervención o refuerzo de una estructura de hormigón armado son diversas, entre las que figuran: catástrofes naturales, errores de proyecto, calidad defectuosa de los materiales utilizados, mala ejecución, modificaciones de uso o un mantenimiento incorrecto.[5].

El elemento estructural más sensible que define la vida útil de una estructura o puente, resulta ser el pilar o columna (pieza vertical de sección transversal reducida respecto de su longitud), considerada como el elemento transmisor de tensiones y cargas básicamente verticales.

El refuerzo de pilares ha supuesto una evolución acorde con la aparición de nuevos materiales, desde recrecidos de hormigón armado, encamisados metálicos, refuerzos con angulares y presillas metálicas o últimamente el pegado de tejidos de fibra de carbono con compuestos de resina epoxídica.

Estos últimos materiales resultan ser los idóneos para el refuerzo de pilares. Sus principales ventajas son su ligereza (lo que facilita su montaje), gran capacidad resistente a tracción (10 veces superior al acero, lo cual hace imperceptible el cambio de sección transversal del pilar), la resistencia a la corrosión, y su baja fluencia. Como principales inconvenientes están su elevado precio y su vulnerabilidad al fuego. Globalmente las ventajas son superiores a los inconvenientes, lo que ha motivado la incorporación de estos materiales en el mundo de la construcción, particularmente en el refuerzo de estructuras.

En el presente trabajo se estudia el comportamiento mecánico de los pilares reforzados a confinamiento con tejidos de fibra de carbono. Para ello se construyeron y ensayaron tres tipologías de pilares para cada tipo de sección, a escala, cuyo factor de reducción es 2,1 teniendo en cuenta que los extremos de los pilares están restringidos a movimientos (doble empotramiento, $kl=l/2=1,50$ m)

Para caracterizar estadísticamente de manera eficiente cada tipología de probetas se utilizaron lotes de 5 probetas, lo cual permitió ajustar la serie a una distribución normal. Por lo tanto se construyeron un total de 15 pilares de sección cuadrada y 15 pilares de sección circular.

2. Plan experimental

Para el desarrollo del plan experimental, se han utilizado los modelos reseñados en la tabla nº1

Tabla nº1. Plan experimental

TIPO DE MODELO	DIMENSIONES	REFUERZO LONGITUDINAL	REFUERZO TRANSVERSAL	REFUERZO CFRP	Nº PROBETAS
Cilíndricos	Diámetro: 12cm Longitud: 72cm	4 barras de Φ 8mm	Barras Φ 4mm c/ 7 cm	Sin	5
				Con una capa	5
				Con dos capas	5
Prismáticos	Lado: 12cm Longitud: 72cm	4 barras de Φ 8mm	Barras Φ 4mm c/ 7cm	Sin	5
				Con una capa	5
				Con dos capas	5

2.1 Materiales

Todos los materiales utilizados en la construcción de pilares fueron ensayados y caracterizados en el laboratorio de Materiales de Construcción de la EUITOP (UPM).

Se usaron barras corrugadas longitudinales de acero B-500SD y cercos o armaduras transversales de hierro dulce 140 N/mm². Se decidió usar un hormigón de características no sobresalientes, para una resistencia de proyecto de menos de 20 N/mm², con un tamaño máximo del árido de 12,5 mm.

Los materiales utilizados para el refuerzo fueron: Tejido de FC WRAP HM (MRK-M5-30) de alto módulo elástico, resina epoxi MAXEPOX-CS.

Evidentemente estos dos materiales poseen distintas propiedades mecánicas, dado que ambos de forma conjunta absorben tensiones de tracción en la camisa de refuerzo. Se han ensayado a tracción probetas de tejidos FC impregnadas en resina de un espesor de 0,89 mm. Los resultados y características de estos materiales se muestran en la tabla nº2

Tabla nº2. Materiales de refuerzo

COMPUESTO FIBRA-RESINA				
Material	FIBRA		RESINA	COMPUESTO
Modelo	D.WRAP 300	D.WRAP HM	MAXEPOX-CS	
Espesor (mm)	0,167		0,727	0,894
Resistencia a tracción (N/mm ²)	3400		29	635
Módulo de elasticidad (N/mm ²)	$2,3 \times 10^5$		$0,015 \times 10^5$	$0,43 \times 10^5$
Espesor (mm)		0,163	0,727	0,890
Resistencia a tracción (N/mm ²)		2400	29	444
Módulo de elasticidad (N/mm ²)		$4,4 \times 10^5$	$0,015 \times 10^5$	$0,81 \times 10^5$



2.2 Fabricación de pilares

En la construcción de los 15 pilares probetas de sección cuadrada, se utilizaron 5 encofrados de madera especialmente diseñados de tal manera que permitieran un desencofrado fácil, para ser reutilizados. Para la fabricación de los 15 pilares de sección circular, se recurrió a la utilización de 15 tubos de saneamiento de PVC de 12 centímetros de diámetro interior y 72 centímetros de longitud, se fijó un extremo a un soporte de madera, vertiéndose el hormigón verticalmente. Para el desencofrado, simplemente se da un corte longitudinal con la radial tal como se ve en la figura nº 1 Procediéndose al curado en una cámara húmeda del laboratorio de materiales.



Figura nº1. Proceso constructivo de probetas-pilar.

2.3 Refuerzo de pilares

Reforzar una pieza estructural significa mejorar su capacidad resistente a lo largo de la vida útil de la estructura, dotar de una ductilidad a la pieza para evitar posibles accidentes, etc. Por lo tanto el punto de partida, es conocer la carga axial que provoca la rotura del pilar usando la expresión:

$$P_u = 0,85 f_{ck} A_c + f_y A_s \quad 1$$

La carga teórica de rotura del pilar probeta de sección circular es de 263 kN, y del pilar de sección cuadrada es 308 kN. Todo incremento de estas cargas axiales, se debe a la acción del refuerzo. La rotura del pilar se produce para una deformación unitaria axial en torno al 2 por mil [8]

Se reforzaron 10 pilares-probeta de sección circular, utilizando tejido FC de alto módulo de elasticidad, a lo largo de toda la longitud, 5 de ellos con una capa y los otros 5 con doble capa. Además, se reforzaron los tercios extremos con una capa adicional con el propósito de inducir la

rotura de la camisa de refuerzo en el tercio central, para medir mejor las deformaciones. El proceso de pegado del tejido FC, se realizó previa limpieza e imprimación de la superficie de hormigón. Se distribuyó una película uniforme de resina epoxídica, sobre la que se fue presionando e impregnando el tejido con un rodillo estriado, evitando en todo momento la aparición de bolsas de aire, como se puede apreciar en la figura nº 2

En el caso de los pilares de sección cuadrada, el proceso fue el mismo, pero durante el desencofrado, las aristas fueron redondeadas, para evitar la aparición de concentración de tensiones debido al efecto confinamiento en el tejido FC.



Figura nº2. Proceso de refuerzo

2.4 Ensayos a compresión axial e Instrumentación

Todos los pilares-probeta fueron equipados con dos galgas extensométricas en el tercio central. La primera en sentido longitudinal, para medir deformaciones y tensiones axiales. La segunda galga se colocó en sentido transversal para obtener deformaciones y tensiones transversales. La lectura de datos se realizó de forma continua durante todo el ensayo.



Figura nº 3. Instrumentalización de probetas

Los ensayos se efectuaron en las instalaciones de la empresa GEOCISA. Se utilizó un pórtico de ensayos, dotado de una prensa con una capacidad de 2000 kN. Inicialmente se ensayaron los 2 primeros lotes correspondientes a los pilares-probeta sin refuerzo, a continuación los 2 lotes con una capa de refuerzo y finalmente 2 lotes con dos capas de refuerzo. Los ensayos fueron de carácter destructivo hasta la rotura, con una velocidad de carga 1 mm por minuto. Previamente se dio una precarga para asegurar la verticalidad del mecanismo, tal como se puede apreciar en la figura nº 3

3. Resultados

3.1 Sección circular sin refuerzo. El resultado de los ensayos de los pilares-testigo fueron los esperados, La carga de rotura en los pilares de sección circular está en torno a 263 kN, con una deformación axial $\epsilon_u=0,002$. Para esta deformación el recubrimiento salta; el núcleo de hormigón se disgrega y la armadura longitudinal pandeas hacia el exterior. La tensión de rotura aproximada, se calcula sobre una sección transformada antes de la rotura, siendo el valor de esta $f_u= 18,6 \text{ N/mm}^2$ que es ligeramente superior a $f_{ck}=17,3 \text{ N/mm}^2$. Esto se debe a la velocidad de carga. La deformación transversal, fue bastante significativa: Se midió una deformación de $\epsilon_H=0,005$ en el instante de rotura del pilar, hasta una tensión axial de $f_i=2 \text{ N/mm}^2$. La deformación transversal fue imperceptible. A partir de este punto, ésta se fue incrementando de forma parabólica creciente.

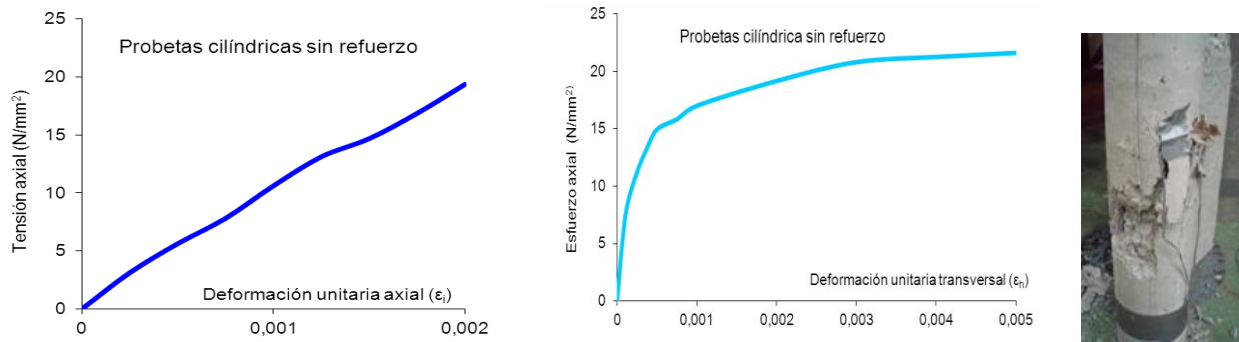


Figura nº 4. Gráficas tensión-deformación de probetas cilíndricas sin refuerzo

3.2 Sección circular con una capa de refuerzo. Con la referencia de los resultados anteriores, al realizar los ensayos de los pilares con una capa de refuerzo, destaca rápidamente el incremento de la capacidad resistente del pilar que llega a 400 kN y una deformación axial $\epsilon_u=0,005$, con lo cual la tensión media en la sección del pilar, es de $f_u=32 \text{ N/mm}^2$ muy superior a 18 N/mm^2 . Como puede apreciarse en la figura nº 5. A partir de una deformación axial de $\epsilon_i=0,002$ el acero se plastifica, deja de asumir incrementos de carga y cede todo el protagonismo al efecto confinamiento del refuerzo de FC. La deformación transversal llegó a $\epsilon_{Hu}=0,006$, valor cercano a la deformación sin refuerzo en el instante de rotura.

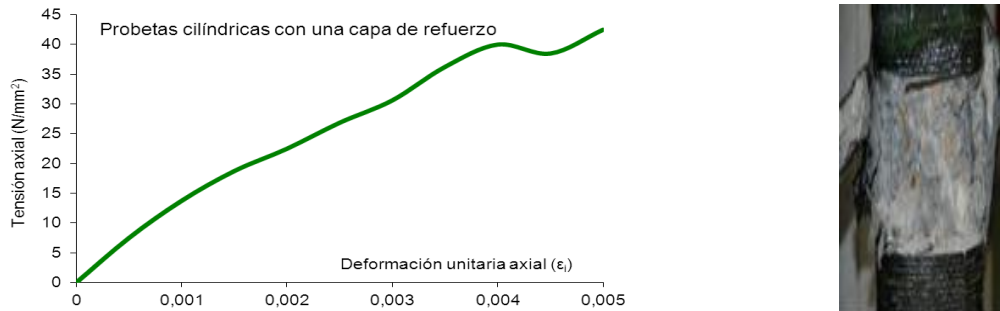


Figura nº5. Gráfica tensión-deformación probetas cilíndricas con una capa de refuerzo.

3.3 Sección circular con dos capas de refuerzo. Los pilares reforzados con doble capa de refuerzo tuvieron un comportamiento similar a los reforzados con una capa. Deformación axial $\epsilon_u=0,0055$, deformación transversal $\epsilon_{Hu}=0,006$. La capacidad resistente fue de aproximadamente de 400 kN.

3.4 Sección cuadrada sin refuerzo El comportamiento de estos pilares en los ensayos fue como se esperaba con una carga de rotura de 280 kN, deformación axial $\epsilon_u=0,002$. La deformación transversal escasamente llegó a $\epsilon_{Hu}=0,0004$, esto se debe a que la deformación transversal no es uniforme a lo largo del perímetro de la sección, como ocurre con un pilar de sección circular. Antes de la rotura el recubrimiento del tercio central se fragmentó y la armadura longitudinal se pandeó hacia el exterior. (figura nº 6)



Figura nº 6. Gráfica tensión-deformación de probetas prismáticas sin refuerzo.

3.5 Sección cuadrada con una capa de refuerzo La carga de rotura media fue de 430 kN. La evolución tensión-deformación es de tipo lineal hasta $\varepsilon_i=0,0015$ a partir de la cual el incremento de tensiones se reduce de forma suave hasta la rotura, llegando a una deformación axial de $\varepsilon_u=0,0044$ (figura nº 7).

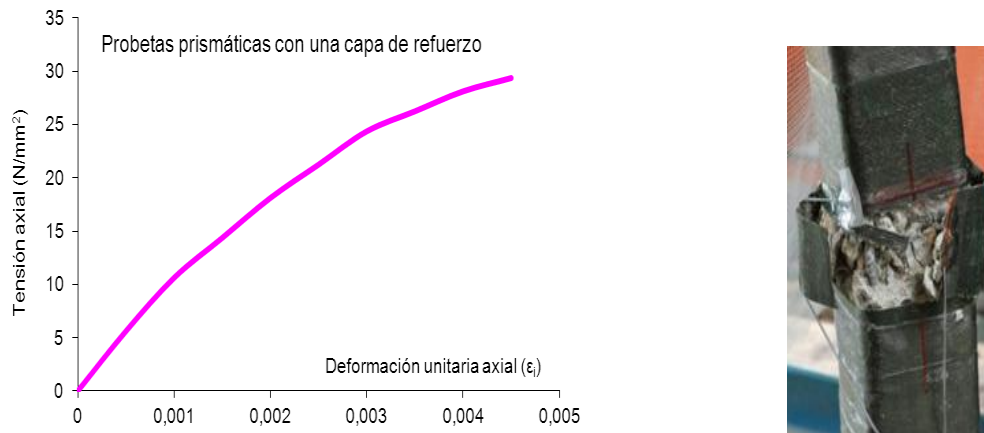


Figura nº 7. Gráfica tensión deformación de probetas prismáticas con una capa de refuerzo

3.5 Comparación con los modelos teóricos Los modelos de confinamiento con tejidos FC para hormigón de sección transversal circular encontrados en la bibliografía son varios entre los cuales existen modelos antiguos y otros recientemente publicados. Algunos de ellos son Mander J.B. et al (1988), Toutanji H. A. (1999), Spolestra M. R. y Monti G. (1999), Teng J. L. et al (2009) ó Wu y Zhou (2010)

En este trabajo se ha utilizado el modelo teórico desarrollado por C. Aire, R. Gettu, J. R. Casas y D. Marques [2]. Se trata de un proceso iterativo para determinar la curva tensión-deformación del pilar reforzado. De forma comparativa se muestra el resultado del modelo teórico y el resultado experimental obtenido.

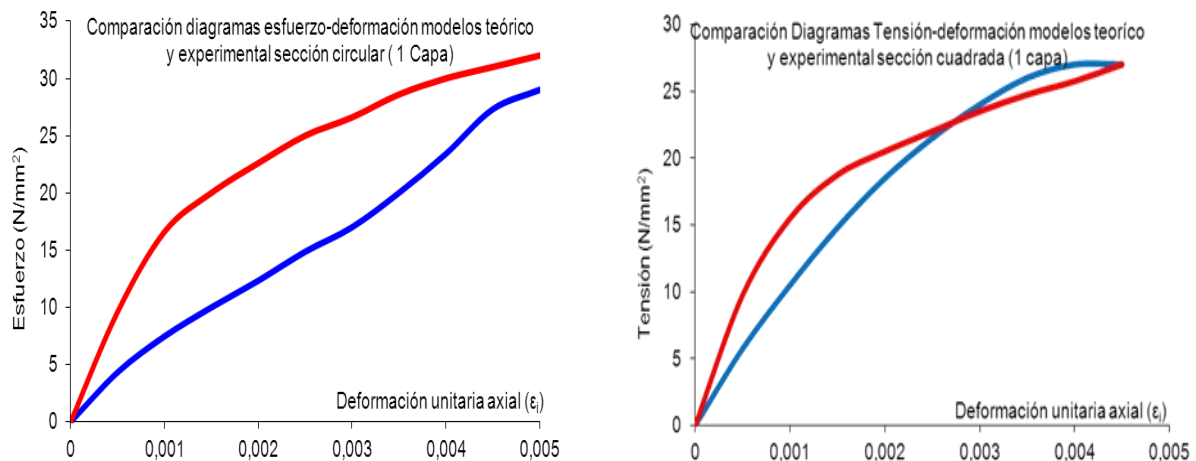


Figura nº 8. Comparación diagramas esfuerzo-deformación modelos teórico y experimental

Los modelos de confinamiento con tejidos FC para hormigón de sección transversal cuadrada son diferente del modelo circular, porque la sección de hormigón confinado es menor que en el anterior caso. Pero se puede utilizar un círculo equivalente aplicando un factor de reducción. El coeficiente utilizado es del FIB Bulletin 14[4], y adaptado por Ana de Diego [3]. Con el mismo proceso iterativo se trazó la curva tensión deformación del pilar-probeta prismático. En la figura nº 8 se muestra las dos curvas comparativas.

3. Conclusiones

Se exponen las conclusiones más importantes como consecuencia de los ensayos realizados.

Los resultados del modelo teórico y el experimental difieren especialmente en los pilares de sección circular. Esto se debe a que los modelos teóricos no tienen en cuenta la presencia de armadura longitudinal ni la velocidad de carga.

Las curvas de los modelos teóricos (línea roja) tienen un cambio de pendiente (E_i) para una deformación cercana a $\varepsilon_i=0,001$. En cambio las curvas experimentales tienen una tendencia elástica lineal, hasta un valor cercano a $\varepsilon_i=0,0035$.

La tensión de rotura de la camisa de refuerzo FC-resina es menor a la determinada en los ensayos de tracción previos.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI 440.2R-08. 2008. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". ACI Committee 440.
2. Aire, C.; Gettu, R.; et. al. 2010. "Estudio experimental y modelo teórico del hormigón confinado lateralmente con polímeros reforzados con fibras (FRP)". *Materiales de construcción*. Vol. 60. UPC.
3. De Diego Villalón; A.; Arteaga Iriarte, A. 2007. "Confinamiento con FRP de pilares de hormigón armado sometidos a compresión simple". Instituto Torroja, CSIC. CEMCO XVII.
4. FIB Bulletin 14. 2001. "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures". Technical report.
5. Luizaga, A. M. 2005. *Comportamiento Mecánico de Vigas de Hormigón Reforzadas con Bandas Encoladas con Resinas Epoxídicas. Tesis Doctoral*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
6. Mander, J.B.; M.J.N. Priestley; R. Park. 1988. "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". *Journal of Structural Engineering*,
7. Teng, J.G., et al. 2002. "FRP-strengthened RC structures". Ed. Baffin Lane, Chichester: John Wiley & Sons limited.
8. Winter, G; Nilson, A.H. 1977. *Proyecto de estructuras de hormigón (Design of concrete structures*, ed. McGraw-Hill). Ed. Reverté, Barcelona.

DISEÑO DE MICRO-HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES EXPANSIVOS. EFICACIA EN EL REFUERZO DE PILARES CILÍNDRICOS DE HORMIGÓN MEDIANTE ENCAMISADOS FRP

Carballosa P^{1,*}, Gutiérrez, J P¹, Revuelta D², Echevarría L¹

(1) Departamento de Construcción, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (IETcc-CSIC), Madrid, España.

(2) Laboratorio Oficial para Ensayo de Materiales de la Construcción (LOEMCO), Madrid, España.

Este trabajo presenta una técnica de refuerzo de pilares cilíndricos de hormigón mediante un sistema de confinamiento consistente en un encamisado exterior de FRP y un micro-hormigón autocompactante de carácter expansivo, vertido entre el pilar y el encamisado, de manera que se obtenga un refuerzo activo que también trabaje para las cargas actuantes durante el refuerzo. El diseño del micro-hormigón se realiza determinando primero las características de autocompactabilidad mediante ensayos específicos, y después la dosis de aditivo expansor que compense las retracciones. Para comprobar que las expansiones superan las retracciones se evalúa la expansión lineal en probetas prismáticas, según la ASTM C878, y la expansión radial en un dispositivo diseñado en el IETcc que simula la solución propuesta.

Fijada la dosis de aditivo en el 15%, se elaboran diversos pilares sobre los que se mide la expansión y se ensayan a compresión 3 configuraciones: sin refuerzo, con encamisado tipo wrapping y con encamisado Shell Wrapping. Los resultados indican que la técnica es adecuada para aumentar la resistencia y ductilidad de los elementos, ya que se cuenta con una presión de confinamiento que aumenta la capacidad de los soportes.

Palabras clave: hormigón, autocompactante, expansivo, confinamiento, camisas FRP.

e-mail de contacto: carballosa@ietcc.csic.es

DESIGN OF EXPANSIVE SELF-COMPACTING MICRO-CONCRETE. EFFICIENCY OF STRENGTHENING CONCRETE CYLINDRICAL PILLARS WITH FRP EXTERIOR JACKETS

This work presents a technique for strengthening concrete cylindrical columns using a confinement system consisting on a FRP exterior jacket and an expansive self-compacting micro-concrete, placed between the column and the FRP jacketing, so the solution becomes an active reinforcement enclosure that also works for the acting loads at the time of reinforcement. The design of the micro-concrete is done by using first specific tests to determine the characteristics of self-compacting, and secondly, determining the dosage of expander additive that compensates the retractions. To verify that the expansion is greater than the retractions, the expansion is evaluated on linear prismatic specimens, according to ASTM C878, while the radial expansion is assessed in a device designed at IETcc that simulates the proposed solution.

Once the dose of the additive is fixed in the 15%, a series of columns are prepared to measure the expansion and their compressive strength with three different configurations: without external casing, with casing type wrapping and casing Shell Wrapping. The results indicate that the technique is suitable to improve strength and ductility of the elements, as the pressure of the containment can ensure the capacity of columns badly damaged.

Key words: Concrete, self-compacting, Expansive, confinement, FRP jacket

Contact e-mail: carballosa@ietcc.csic.es

1. – Introducción

El refuerzo de pilares mediante técnicas de confinamiento es una metodología conocida, y sobre la que existen distintas variantes. Con el desarrollo de fibras sintéticas largas y de alto módulo (fibra de vidrio, fibras de carbono, aramidas[1], etc.), han surgido dos alternativas para el refuerzo: métodos de confinamiento directo [2] (wrapping), en el que se “envuelve” el pilar con la fibra y luego se aplica un recubrimiento) y métodos de confinamiento indirecto (shell-wrapping), según el cual se construye un encofrado que contiene la fibra de refuerzo para después rellenar el hueco con un mortero fluido de adecuada resistencia [3]. En el caso de emplear camisas de refuerzo externas, esta situación implica que el refuerzo no contribuye al conjunto para las cargas de trabajo habituales de la estructura sino que trabajará cuando las sobrecargas induzcan mayor deformación en el pilar, éste se deforme y la camisa de refuerzo quede en tensión. En el caso particular del sistema shell-wrapping el llenado con el mortero del espacio entre la camisa y el pilar es una tarea difícil y la técnica empleada no asegura su llenado completo. Además, la retracción del hormigón impide la transmisión de cargas efectiva del pilar a la camisa de refuerzo desde el instante inicial de puesta en obra, no realizándose esta transmisión de solicitaciones hasta que se producen unas sobrecargas que deformen el pilar (Figura 1).

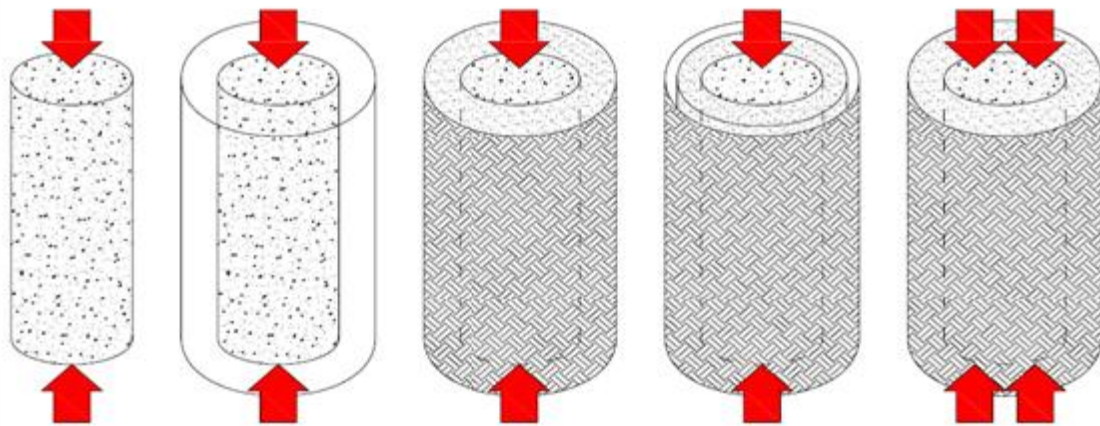


Figura 1. Comportamiento de la solución de confinamiento sin hormigón autocompactante expansivo

Una alternativa para mejorar estas situaciones es diseñar [4 y 5] un mortero autocompactable y expansivo [6 y 7] para el relleno del encofrado de refuerzo [8]. La característica de autocompactabilidad del mortero permitirá asegurar el correcto llenado del encofrado de refuerzo de carbono, incluso procediendo a su inyección desde la zona inferior del pilar, en tanto que la característica de expansivo, optimiza la condición estructural del sistema. La importancia de esta metodología reside en mejorar la puesta en obra del sistema con la utilización de microhormigones o morteros autocompactables, que aseguran el relleno de forma continua y compacta [9], así como la de transmitir desde el mismo momento de su ejecución un refuerzo activo [10] de confinamiento del elemento que ejerce la camisa debido al carácter expansivo de la mezcla (Figura 2).

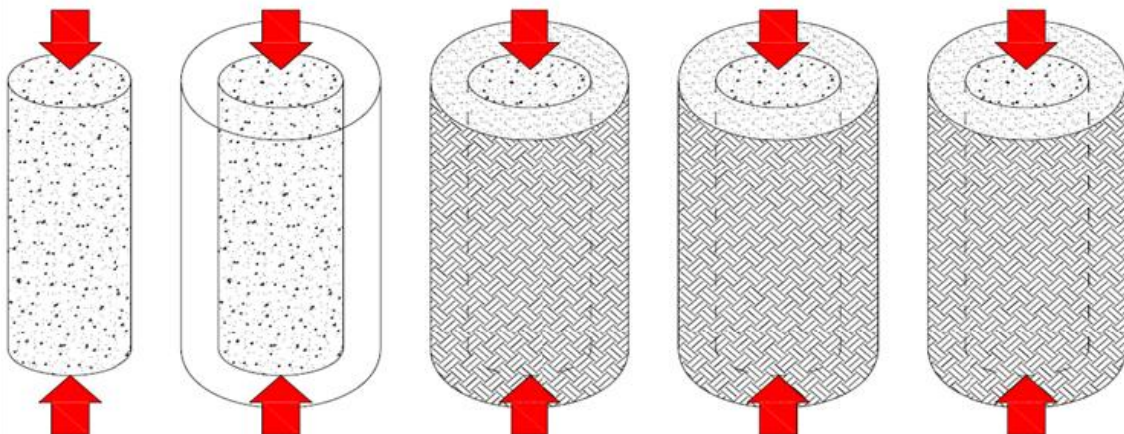


Figura 2. Comportamiento de la solución de confinamiento con hormigón autocompactante

2. – Definición del hormigón autocompactante expansivo

El objetivo del diseño de hormigones autocompactantes con retracción compensada es el de determinar la dosis de aditivo expansor requerida para que hormigón autocompactante alcance una expansión igual o ligeramente superior que la retracción prevista del hormigón, de forma que al rellenar el hueco existente entre el pilar y la camisa de fibra de carbono se produzca una expansión que haga que la camisa entre en carga.

Para reproducir experimentalmente estas situaciones, se reemplaza el pilar por un dispositivo desarrollado en el IETcc formado por un anillo de acero muy rígido, que se envuelve con la camisa de refuerzo. Se asegura la alineación correcta de los elementos, y posteriormente, se rellena el hueco con el hormigón autocompactante de retracción compensada. Para el relleno se ha empleado un micro-hormigón autocompactante pre-dosificado por una casa comercial a la que posteriormente se le añadió un 15% de aditivo expansor en peso de cemento.

Las características mecánicas del hormigón autocompactante de relleno son las medidas en la tablas 1 y 2.

<i>Característica</i>	<i>Norma de ensayo</i>	<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>
<i>Densidad</i>	UNE EN 12350-6	D (kg/m ³)	2.290
<i>Contenido de aire</i>	UNE EN 12350-7	%	2
<i>Escurrimiento</i>	UNE 83361	d _f (mm)	725
		T ₅₀ (s)	2
<i>Embudo en V</i>	UNE 83364	T _v (s)	3
<i>Caja en L</i>	UNE 83363	C	0.98

Tabla 1. Caracterización del hormigón autocompactante en estado fresco

<i>Característica</i>	<i>Norma de ensayo</i>	<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>
<i>Resistencia a compresión</i>	UNE EN 12390-3	f _c (MPa)	37.2
<i>Resistencia a flexotracción</i>	UNE EN 12390-5	f _{ct} (MPa)	5.4
<i>Módulo elástico</i>	UNE 83316	E (GPa)	27.3

Tabla 2. Caracterización del micro-hormigón en estado endurecido

La expansión real del hormigón de retracción compensada que rellena el hueco se mide mediante bandas extensométricas adheridas a la camisa, junto con otras bandas situadas en la parte interior del anillo, para cerciorarse que se comporta como un sólido rígido, tal como se muestra en la figura 3.



Figura 3.- Dispositivo para medir la expansión Figura 4. Pilar durante el ensayo

Cada anillo se conservó en un régimen distinto de curado: el primero se conservó siete días en cámara húmeda (20°C ± 2°C, HR>95%), seguido de curado en cámara seca (20°C ± 2°C, HR 50% ± 5%); el segundo se envolvió en film aislante, y se conservó en cámara seca (20°C ± 2°C, HR 50% ± 5%); el último se conservó únicamente en cámara seca (20°C ± 2°C, HR 50% ± 5%) y sin film.

El gráfico de la figura 5 recoge la deformación media de tres galgas dispuestas circunferencialmente cada 120 grados.

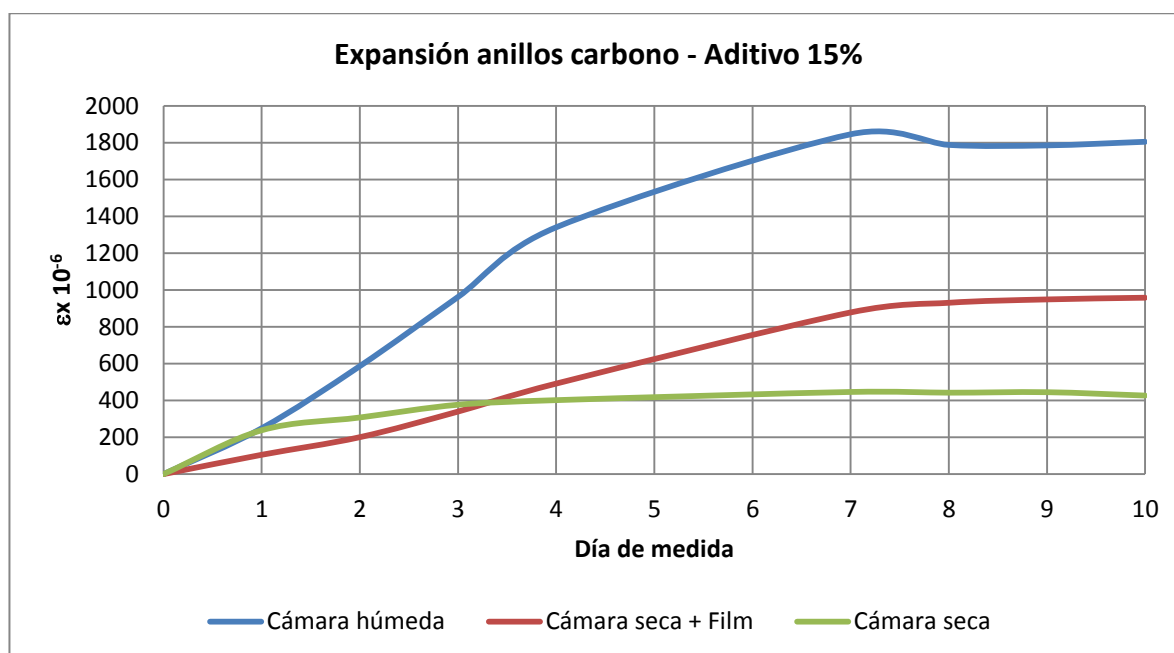


Figura 5. Resultados de expansión para una camisa de carbono

Los resultados permitieron comprobar que la camisa exterior de carbono entraba en todos los casos efectivamente en tensión debido a la acción del hormigón expansivo que se empleó para rellenar el hueco entre la camisa exterior y el anillo de acero interior que simula un pilar de hormigón. Las deformaciones medidas en el interior del anillo fueron despreciables, lo que indica que efectivamente simula el efecto de un pilar macizo. Las expansiones medidas sobre los anillos permitió la comparación con los resultados de expansión medidos sobre las vigas, siendo la expansión medida en esta del mismo orden de magnitud.

3. – Ensayos de compresión

Se han realizado un total de 10 ensayos con pilares de hormigón de 90 cm de altura y un diámetro de 24 cm. De estos ensayos, dos corresponden a las probetas de control, otros dos fueron pilares recubiertos de una camisa de fibra de carbono sin relleno de hormigón, mientras que los seis restantes fueron pilares recubiertos con camisas de fibra de carbono y con una capa de hormigón expansivo de 4 cm a cada lado, obteniendo un diámetro total de 32 cm. Los resultados obtenidos en estos ensayos son los siguientes:

<i>Pilar</i>	<i>Carga (kN)</i>	<i>Tensión (MPa)</i>	<i>Def. (με)</i>	<i>Def. transv. (με)</i>	<i>Aumento carga</i>	<i>Aumento def.</i>	<i>Características</i>
<i>PH-1</i>	1032	23.06	2011	435	0%	0%	Pilares de hormigón sin refuerzo
<i>PH-2</i>	1054						
<i>PHR-1</i>	1673	35.83	5791	3083	55%	188%	Pilares con refuerzo directo
<i>PHR-2</i>	1569						
<i>PHRHE-1</i>	2682	61.45	2855	2427	167%	42%	Pilares refuerzo indirecto
<i>PHRHE-2</i>	2830						
<i>PHRHE-3</i>	2653						
<i>PHRHE-4</i>	2957						
<i>PHRHE-5</i>	2708						
<i>PHRHE-6</i>	2851						

(*) Las bandas extensométricas no mostraron datos coherentes por lo que no son incluidos en la tabla

Tabla 3.- Resultados de los ensayos

Como se puede observar en la tabla anterior, los refuerzos de fibra de carbono son tremendamente efectivos. Una capa de camisa de fibra polimérica aumenta la carga de rotura en un 55%, mientras que cuando se refuerza empleando un hormigón expansivo de relleno, la carga de rotura aumenta aproximadamente un 170% respecto a la sección original.

La deformación nominal de rotura de una camisa suele situarse entre el 1 y el 1.5%. Como se puede observar en las ilustraciones de los ensayos la mayoría de los pilares se rompieron en la zona superior, donde se aplicaba la carga. Sin embargo, la deformación transversal era medida en la zona central del pilar, donde esta era muy inferior a la que se producía en la cabeza de los pilares. Por ello la deformación transversal de rotura de todos los ensayos está de entre el 0.2 y el 0.3%.



Figura 6.- Rotura típica del pilar

En las probetas encamisadas con relleno expansivo la deformación inicial media de la camisa antes del ensayo debido a la expansión del mortero de relleno fue de 0,685 ‰. Aproximadamente, el confinamiento inicial de la camisa debido al efecto expansor representa el 22% de la tensión de rotura de la camisa. A partir de estos valores se ha deducido la fórmula aproximada que permite cuantificar el efecto conjunto de confinamiento de la camisa y del relleno expansivo. La tensión de rotura equivalente del hormigón, sobre la sección inicial del pilar, se puede estimar por la fórmula:

$$f_{cc} = f_{co} \cdot (1 + \alpha \cdot \sqrt{f_l})$$

Donde: $\alpha = 3,7$ y $f_l = f_{pc} / f_{co}$; siendo f_{pc} la presión de confinamiento proporcionada por la camisa de refuerzo ($f_{pc} = 2 \cdot t_c \cdot f_{rc} / d_c$, con t_c el espesor de la camisa, d_c el diámetro y f_{rc} la tensión de rotura), y f_{co} la resistencia sin confinar del hormigón de los pilares.

4. – Modelización mediante elementos finitos

Se han realizado diversos modelos de elementos finitos que sirven para determinar el estado tensional de los soportes tanto tras la expansión y durante el ensayo de compresión (hasta la rotura de la camisa).

Se modelizó cada material por separado (hormigón original, hormigón expansivo de refuerzo y camisa de FRP), incluyendo los efectos de plastificación del hormigón y la unión entre el hormigón expansivo y la camisa de fibra de carbono. Los elementos utilizados fueron elementos tipo sólido de 8 nodos para el hormigón y elementos tipo lámina de 4 nodos para el composite.

Los métodos numéricos muestran como introduciendo la expansión del hormigón sin restricciones en el hueco entre el hormigón y la camisa se obtienen las deformaciones que se aprecian en los dispositivos de anillos, y por lo tanto la camisa está traccionada.

Los resultados obtenidos después de la expansión de hormigón se muestran en las figuras 7 y 8.

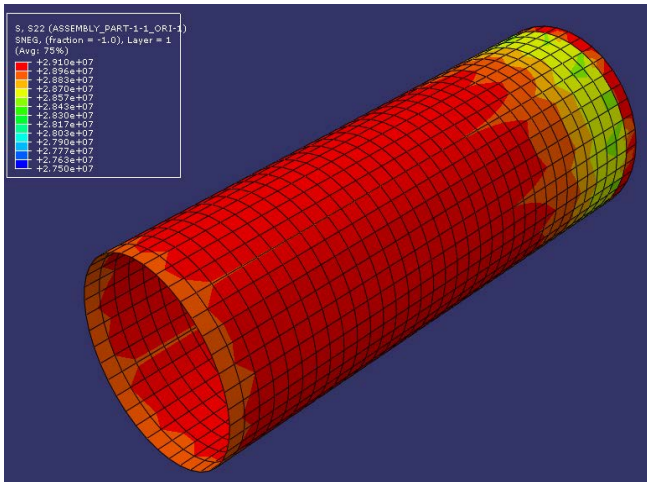


Figura 7. Tensión de la camisa tras la expansión

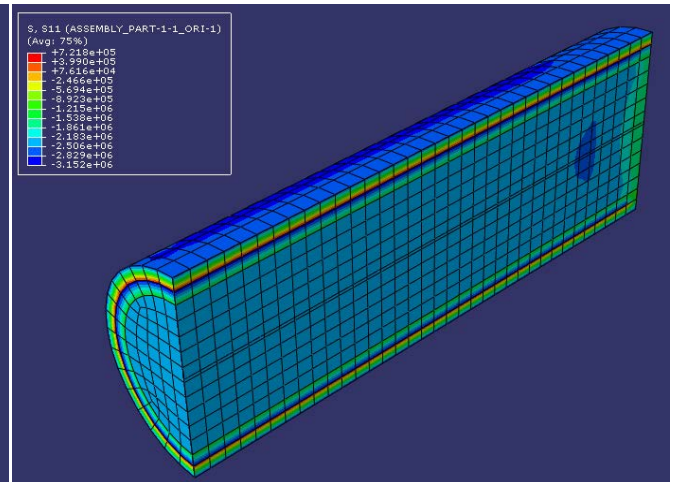


Figura 8. Tensiones en el hormigón tras la expansión

Los resultados obtenidos en los pilares tras aplicar la carga vertical centrada hasta rotura son los que se muestran en las figuras 9 y 10.

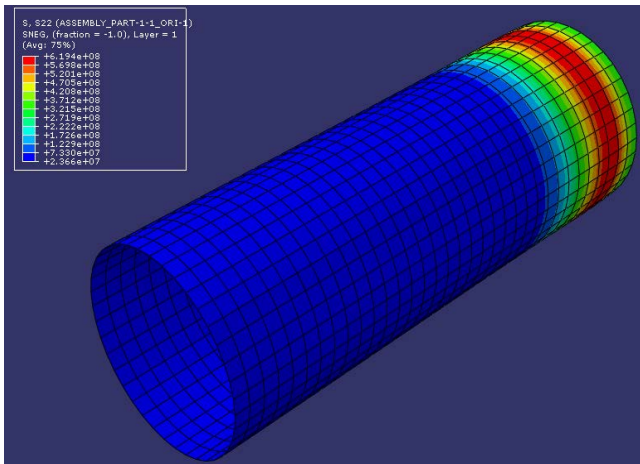


Figura 9. Tensión de la camisa en rotura

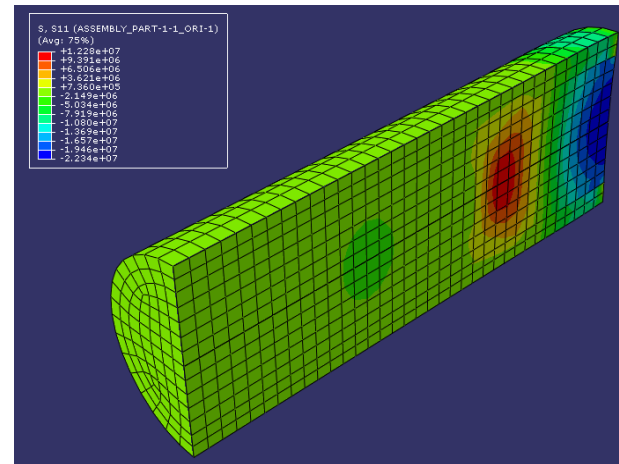


Figura 10. Tensión en el hormigón en rotura

Como se puede observar en las imágenes anteriores, los métodos numéricos predicen que la zona superior de la camisa es la que sufre mayores tensiones, y que por lo tanto allí es donde se produce la rotura de la camisa, ya que allí la deformación de la camisa es un orden de magnitud superior a la que se produce en la zona central del pilar, lugar donde están situadas las bandas extensiométricas que miden la deformación transversal de la camisa.

5. – Conclusiones

Del análisis realizado y del programa experimental de ensayos se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Es posible emplear un micro-hormigón autocompactante de retracción compensada como relleno de camisas de fibra de carbono para pilares de sección circular.
- Se asegura la puesta en carga desde el instante inicial de colocación del refuerzo, gracias a las reacciones expansivas, sin necesidad de esperar a que se produzcan sobrecargas.
- La expansión dependerá de la dosis de aditivo, por lo que deberá diseñarse previamente la mezcla de hormigón. Pudiendo emplearse la correlación del dispositivo de anillo que simula el pilar a reforzar y las probetas prismáticas ASTM C878, puesto que esta correlación es lineal y permite obtener la expansión que va a experimentar la camisa de refuerzo en función de la medida sobre probetas normalizadas.
- La presencia o no de agua externa afecta a la cuantía de las deformaciones experimentadas, pero no al comportamiento, por lo que podría establecerse un método de ensayo basado en condiciones de conservación estándar.

- Es conveniente reforzar doblemente la cabeza y el pie del pilar ya que la rotura suele producirse en estas zonas, debido a la tracción indirecta que se produce en las zonas cercanas a la aplicación de las cargas.
- Los modelos numéricos realizados durante el estudio son capaces de predecir correctamente el estado tensional de la camisa y del pilar original y predicen con buena aproximación la forma de rotura de los pilares reforzados.
- Los métodos numéricos muestran que la deformación transversal de la parte superior (o cabeza) de los pilares es un orden de magnitud superior a la deformación transversal que se registra en el centro del pilar. Esto se debe a la concentración de tensiones que se produce al aplicar la carga, ya que se supone que la carga está aplicada sobre el pilar original, mientras que sobre el hormigón de relleno no se aplicó ningún tipo de carga vertical. Esta es la razón por la que las deformaciones transversales medidas sobre el centro del pilar son sensiblemente inferiores a las deformaciones típicas de rotura de las camisas de fibras poliméricas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias a la financiación del Ministerio de Ciencia e Innovación de España, para desarrollar el proyecto de referencia BIA2007-62464, a través de la convocatoria de Ayudas a Proyectos de I+D 2007 y al Proyecto Intramural 201060E118, que es financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y el Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC). Así mismo, los autores del trabajo agradecen la colaboración de la empresa SIKA, S.A.U., por los medios materiales y humanos puestos a disposición del mismo y a la empresa forjados Secusa S.A. (FORSECUSA) por la fabricación de las probetas de hormigón.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Toutanji, Houssam, Deng, Yong. (2002). Strength and durability performance of concrete axially loaded members confined with AFRP composite sheets. Composites Part B: engineering, Vol. 33, 253-264.
- [2] Shamim A., (2002). Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers. Engineering Structures, #24, 869-879.
- [3] Heon-Soo C., Keun-Hyeok Y., Young-Ho L., Hee-Chang E. (2002). Stress-strain curve of laterally confined concrete, Engineering Structures, #24, 1153-1163.
- [4] ACI, Comité ACI 223-98 (2001). Standard Practice for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete, Manual of Concrete Practice, Vol I.
- [5] ASTM C878. Standard Test Method for Restrained Expansion of Shrinkage-Compensating Concrete.
- [6] Fernández Luco, L., Pombo, R. y Torrent, R. (1999) Hormigón de retracción compensada para un gran piso industrial. Concreto'99, Primer Congreso Panamericano del Cemento y del Concreto, México, Septiembre 1999 (CD edition).
- [7] Russell, H. G. (2007). Design of Shrinkage-Compensating Concrete Slabs. Klein Symposium on Expansive Cement Concretes, SP-38, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 193-226, 1973.
- [8] Calo D., Fernandez Luco, L. (2003). Shrinkage Compensated Concrete—Critical analysis and modifications of ASTM C 878 for determining the restrained expansion. 5th. International Colloquium Industrial Floors, Technische Akademie Esslingen, Alemania.
- [9] Hammer, Arne T., Kare J. and Bjfntegaard F. (2001). Volume changes as driving forces for self-induced cracking of Norwegian SCC. International Workshop on Self Compacting Concrete, Japan, Vol. 1, pp. 423-432.
- [10] Azadhe P., Wang W. (2002). Concrete columns confined by fiber composite wraps under combined axial and cyclic lateral loads. Composite structures, # 58, pp. 539-549.

PROCESO DE EJECUCIÓN DE LA IGLESIA SAN PÍO X DE BARCELONA¹

Paricio, A^{1*}, Rosselló, M²

(1) *Departamento de Construcciones Arquitectónicas I. UPC. Barcelona. España*

(2) *Departamento de Composición Arquitectónica. UPC. Barcelona. España*

RESUMEN:

La propuesta que se presenta, se refiere al proceso de ejecución que se utilizó en la construcción de la Iglesia de San Pío X del barrio de las Viviendas del Congreso Eucarístico de Barcelona.

Dicha Iglesia la proyectó el arquitecto José Soterias en 1960 a partir de una estructura nervada de hormigón. Es una estructura a base de arcos de hormigón transversales al eje de la nave con la particularidad de que dichos arcos no son ortogonales al eje de la misma sino dispuestos oblicuamente, desplazados dos pilares por cada lado respecto al eje, creando así un entramado triangular de cubierta. Ésta se cubrió con unas placas de cerramiento triangulares prefabricadas siguiendo la curvatura de los arcos.

Nuestro interés radica en el proceso de ejecución que combinó la construcción de hormigón "in situ" con la de piezas prefabricadas. Los arranques de los arcos son de hormigón armado realizado en obra y el resto se concretó con tramos de arcos prefabricados y unidos a través de esperas hormigonando cada nudo en la cota correspondiente. Dicho proceso de ejecución presenta muchas coincidencias con las estructuras realizadas por el ingeniero Pier Luigi Nervi.

En definitiva, la comunicación muestra un proceso de ejecución innovador tanto desde el planteamiento como desde los medios utilizados en una época difícil para la técnica en nuestro país.

Palabras clave: proceso, ejecución, prefabricado, arco, hormigón

CONSTRUCTION OF THE St PIUS X CHURCH OF BARCELONA

ABSTRACT:

This paper deals with the construction process used to build the Saint Pius X Church in the Viviendas del Congreso Eucarístico neighbourhood of Barcelona.

The church was designed by the architect José Soterias Mauri in 1960 and featured a ribbed concrete structure. Concrete arches transverse to the axis of the nave were placed not orthogonally but at an oblique angle, with their bases two pillar from the axis on each side, thus creating a triangular lattice. The lattice was covered with precast triangular panels following the curvature of the arch.

We wished to study the construction process, which combined in situ concrete with prefabricated components. The bases of the arches were made of in situ reinforced concrete and the rest was made using prefabricated arch sections connected by rebars, with each node being concreted at the appropriate level. This construction process is very similar to that of the reinforced concrete structures created by the engineer Pier Luigi Nervi.

The paper thus presents a construction process that is unique and innovative in terms of the approach and the means used at a difficult time for engineering in our country.

Keywords: process, construction, prefabricated, arch, concrete.

*antoni.paricio@upc.edu

¹ Esta comunicación se inscribe en el proyecto de investigación *La arquitectura de la vivienda en Barcelona entre la autarquía y el desarrollismo, 1939-1976* (HAR 2010-19160) financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación.

1. – Introducción



Figura 1 y 2. Vistas exteriores de la iglesia de San Pío X en los años sesenta. Archivo Diocesano de Barcelona Fondo VCE.

San Pío X, es la iglesia parroquial del barrio de las Viviendas del Congreso Eucarístico de Barcelona, un barrio que se levantó con unos propósitos muy concretos y que es necesario mencionar para entender la importancia de la iglesia y el papel que juega ésta dentro del conjunto. El barrio de la Viviendas del Congreso Eucarístico se planeó y edificó con motivo de la celebración en Barcelona en el año 1952 del XXXV Congreso Eucarístico. Desde la diócesis de Barcelona, y muy concretamente, a partir de la iniciativa del obispo Dr. Modrego, se propuso la creación de un nuevo barrio urbano con un doble objetivo: por un lado paliar el enorme déficit de viviendas que existía en aquel momento en la ciudad y, por otro, levantar un barrio modélico, desde la institución católica, tanto desde el punto de vista urbanístico como social. Con éste propósito durante el mismo año de 1952 se presentó el proyecto² del nuevo barrio cuyo autor era el arquitecto José Soteras Mauri (1907-1989). Dicho barrio empezó a ser una realidad a partir del siguiente año y se estuvo desarrollando aproximadamente durante unos diez años.

Desde el proyecto inicial, se había reservado un espacio central en el barrio para la construcción de la iglesia aunque esta no se define en el mismo proyecto. El solar destinado a la iglesia se ubicaba en la plaza central del conjunto coincidiendo con el eje urbano principal de manera que la iglesia como objeto arquitectónico debería centrar y dar valor simbólico a toda la plaza. De ahí la importancia que tiene el proyecto de la iglesia dentro del conjunto urbano. Por lo tanto, debemos entender que en el momento de proponer un proyecto concreto de iglesia, esta debía colmar las expectativas urbanas y arquitectónicas generadas y también debería estar a la altura de las pretensiones modélicas del barrio.

El proyecto de la nueva iglesia se presentó el 11 de diciembre de 1958 en el palacio episcopal³ aunque su construcción no se inicia hasta el 1960, en el cual se puso la primera piedra⁴ el 18 de noviembre. El autor del proyecto de la nueva iglesia es igualmente José Soteras y los planos de la misma se guardan en el Arxiu Municipal Contemporani de Barcelona. Éstos, también datan del noviembre de 1960 lo que nos indica que, a pesar de que hubiese una propuesta desde el 1958, esta no se concretó hasta dos años más tarde.

Uno de los objetivos de la construcción de la iglesia era que estuviese finalizada el 1962 para poder conmemorar el décimo aniversario de la celebración del Congreso Eucarístico. En este

² Arxiu Municipal Contemporani de Barcelona. Expediente 3538

³ Se guarda una fotografía del acontecimiento en el Arxiu Fotogràfic de Barcelona.

⁴ La Vanguardia, 18 de noviembre de 1960.

sentido sabemos que la iglesia estaba acabada el 20 de junio de 1962 ya que éste día se ofició en la misma la misa de Corpus Christi con toda la solemnidad de una inauguración⁵.

Esta nueva iglesia, desde nuestro punto de vista, presenta dos aspectos de gran interés. Por un lado, la singularidad del proyecto, ya que se resuelve a partir de una estructura nervada de hormigón armado que, como veremos a continuación, no está lejos de otras propuestas realizadas con el mismo material por Pier Luigi Nervi unos años antes. Por otro lado, nos interesa especialmente el propio proceso de ejecución ya que combina elementos prefabricados con fragmentos realizados “in situ”. Ambos aspectos los trataremos en los dos puntos siguientes.

2. – Características de la iglesia



Figuras 3 y 4. Vistas actuales del interior de la iglesia de San Pío X.

La iglesia de San Pío X se resuelve a partir de una planta de nave principal y otra auxiliar con la sacristía y otras dependencias. El interés se centra en la cubierta de la nave principal donde la estructura es generada por arcos parabólicos de hormigón, ligeramente transversales al eje de la nave. Esta es la particularidad, es decir, que dichos arcos no son ortogonales al eje de la misma sino dispuestos oblicuamente. De hecho, cada uno de los arranques de los arcos se bifurca en dos (generando una forma de Y), cada uno de éstos se desplaza, hacia el segundo arranque consecutivo opuesto (a ambos lados), creando así un entramado triangular de cubierta. Este entramado se refuerza a partir de una estructura nervada secundaria paralela a la principal dando lugar a un entramado más tupido (ver figuras 3 y 4).

Tanto el entramado de la cubierta como el arranque de los pilares tienen una gran similitud con los hangares realizados por el ingeniero Pier Luigi Nervi en Orvieto en 1935 y en 1939-1942. No hemos podido concretar a partir de los documentos guardados ninguna conexión directa entre el arquitecto Soteras y la ingeniería de Nervi, pero es obvio que existe una clara influencia de las propuestas del ingeniero italiano en el proyecto de la iglesia de San Pío X (ver figuras 5 y 6).

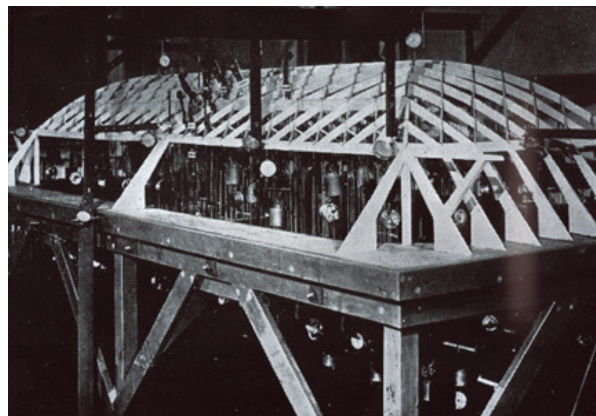
La cabecera de la iglesia está formada por un ábside de ladrillo visto con aberturas laterales que permiten la entrada de la luz indirecta. La combinación de estructura nervada de hormigón y de ladrillo visto permite diferenciar claramente la zona del presbiterio de la nave principal.

El cerramiento lateral está resuelto en dos niveles. Al nivel de planta baja se cierra la nave con una pared de ladrillo visto con una disposición retranqueada, poligonal. Los vértices interiores de la pared coinciden con los arranques de los arcos y los exteriores con la línea del inter-eje. A nivel superior el cerramiento es un claristorio con vitrales de colores. Éste se realizó a partir de una losa de hormigón dispuesta por encima de la pared y de unos pilares secundarios apoyados en la losa por su parte inferior y empotrados en el nudo de la estructura de la cubierta por su extremo superior (ver figura 4).

La fachada principal se resuelve a partir del juego de dos volúmenes claramente diferenciados, por un lado el de perfil parabólico generado por la propia nave y, por delante de éste, el volumen

⁵ En La Vanguardia del 20 de junio de 1962 aparece una nota de prensa en la que se anuncia la celebración del X aniversario del Congreso Eucarístico en la nueva iglesia de San Pío X.

rectangular generado por el coro dispuesto en los pies de la nave y que se muestra al exterior a la altura de la primera planta en forma de caja de obra vista. La singularidad de la fachada se expresa explícitamente en el juego de volúmenes y en el contraste de los materiales. Por otro lado, las fachadas laterales a las que inicialmente se podía acceder a través del patio de manzana, se resuelven a partir de potenciar la expresividad de los arcos parabólicos y el juego poligonal del cerramiento inferior y de las pendientes de las cubiertas.



Figuras 5 y 6. Foto del hangar de Orvieto de Pier Luigi Nervi y maqueta de la estructura. Pier Luigi Nervi Project Association

3. – Organización estructural

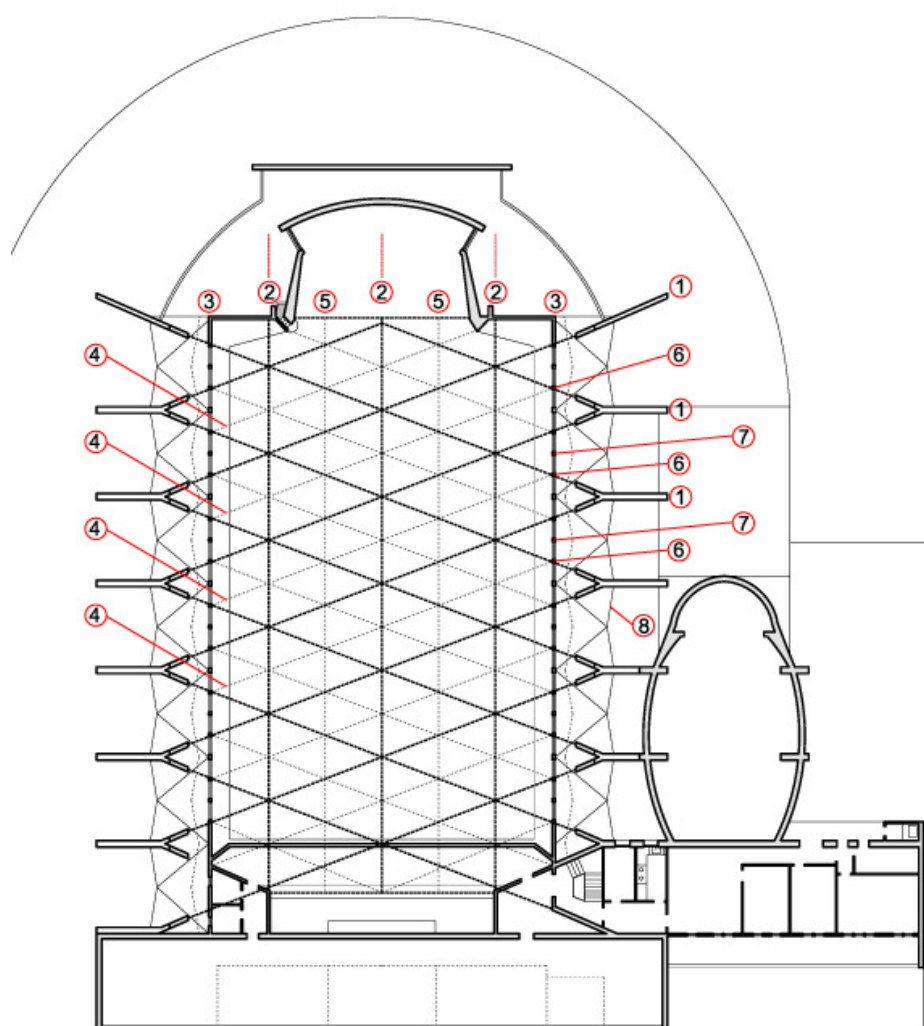


Figura 7. Planta de la iglesia.

La organización de la bóveda parabólica que conforma la cubierta de la nave principal, se distribuye mediante diferentes elementos que convenientemente jerarquizados traban el sistema y reconducen las cargas a la cimentación. Esta organización está basada en los siguientes elementos según la distribución de la figura 7.

Elemento número 1. Arcos parabólicos que arrancan de la cimentación con hormigón “in situ” y posteriormente, a partir de una abertura en “V” a 45° mediante tramos prefabricados complementan su trazado. Los nudos para enlazar los diferentes tramos de arco, son aprovechados para insertar tramos prefabricados secundarios.

Elemento número 2. Vigas riostras hormigonadas “in situ”, de directriz recta según el sentido de la nave que contrarrestan el pandeo lateral de los arcos.

Elemento número 3. Vigas riostras hormigonadas “in situ” de directriz recta que delimitan el espacio del cerramiento de la nave. Estas vigas tienen una triple función:

- Actúan de riostra lateral de forma similar a los elementos números 2
- Actúan de arranque de arcos parabólicos auxiliares para fragmentar el espacio superior que deberá soportar las piezas de cerramiento.
- Actúan de biga que soporta los “pilares tirantes” que a su vez soportan las cubiertas planas exteriores.

Elemento número 4. Arcos parabólicos auxiliares prefabricados (elemento 3 apartado b) que contribuyen a contrarrestar el pandeo lateral de los arcos principales y fragmentan la superficie.

Elemento número 5. Riostras auxiliares prefabricadas que conjuntamente con los arcos auxiliares (elemento número 4) fragmentan la superficie de cubrición.

Elemento número 6. Tirantes de hormigón armado que soportan la losa de cubierta exterior. Penden directamente de la vertical en que se cruzan los arcos parabólicos principales.

Elemento número 7. Tirantes auxiliares situados entre los principales (ver figuras 3 y 4)

Elemento número 8. Perímetro de soporte de las losas de las cubiertas planas exteriores

4. – Proceso de ejecución de la estructura de la nave

A partir del estudio detallado de los documentos gráficos y fotográficos guardados hemos definido el proceso de ejecución de la nave principal tal y como creemos que se llevó a cabo. Para la mejor comprensión del proceso de ejecución se fragmenta el mismo en fases que, aunque no son fielmente exactas, permiten visualizar la lógica del proceso.

Fase 1ª Ejecución de las bases de la cimentación y posteriormente, los arranques de los arcos siguiendo el proceso convencional de estructura de hormigón armado, esto es, ferrallado, encofrado de madera, hormigonado y desencofrado. (Figuras 8 y 9)

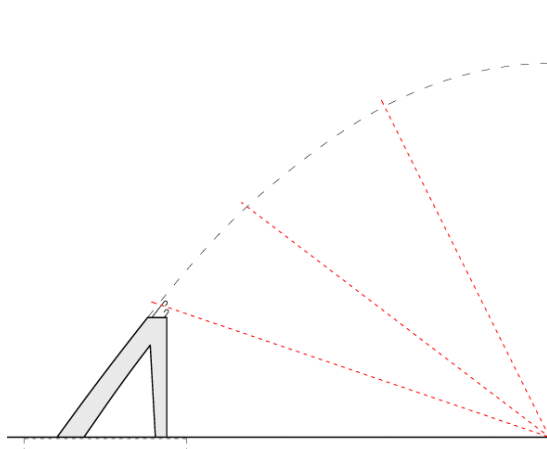


Figura 8. Esquema primera fase



Figura 9. Fotografía del proceso constructivo. Archivo Diocesano de Barcelona. Fondo VCE

Fase 2ª Encofrado, ferrallado y hormigonado de las terrazas planas exteriores con sus respectivas pendientes (a). Posteriormente, ferrallado, encofrado y hormigonado de la jácena de sostén de la mencionada losa para atirantar con posteridad (b).

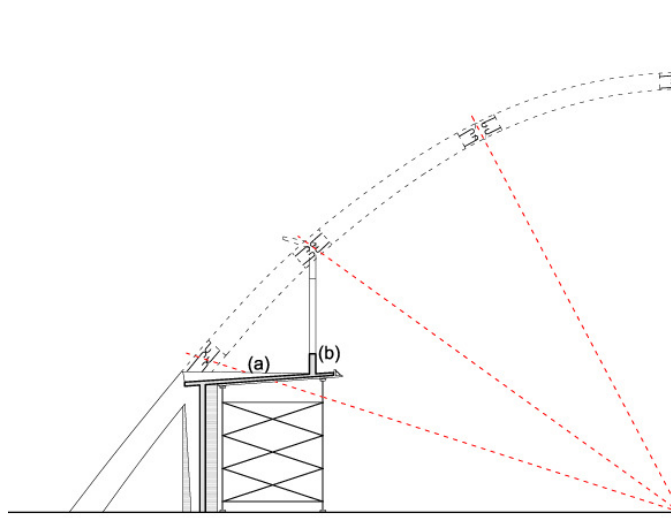


Figura 10. Esquema segunda fase

Fase 3ª Ferrallado, encofrado y hormigonado de los tirantes perimetrales (4). Posteriormente, ejecución de andamios de sostén y colocación de las bases para soportar (1):

Tramos de arco parabólico prefabricado, tramos de arcos auxiliares prefabricados, tramos de riostras auxiliares prefabricadas (2)

Al mismo tiempo, ferrallado y encofrado de las riostras de los arcos y de todos los nudos (3). Por último, hormigonado del conjunto.

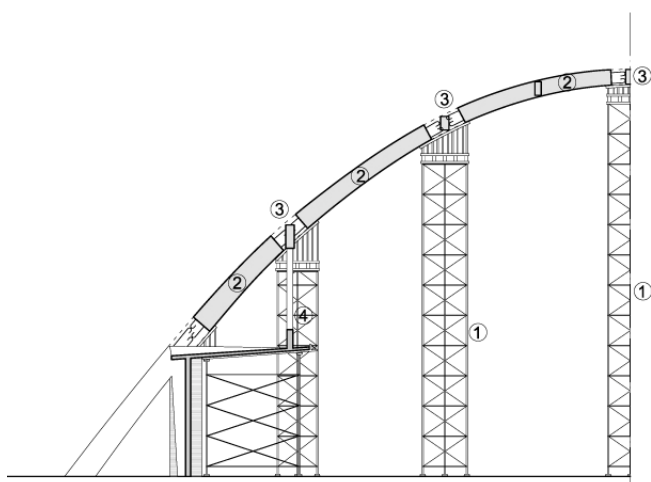


Figura 11. Esquema tercera fase



Figura 12. Fotografía del proceso constructivo. Archivo Diocesano de Barcelona. Fondo VCE

Fase 4ª Colocación de los cerramientos triangulares superiores (1) y de los laterales (2).

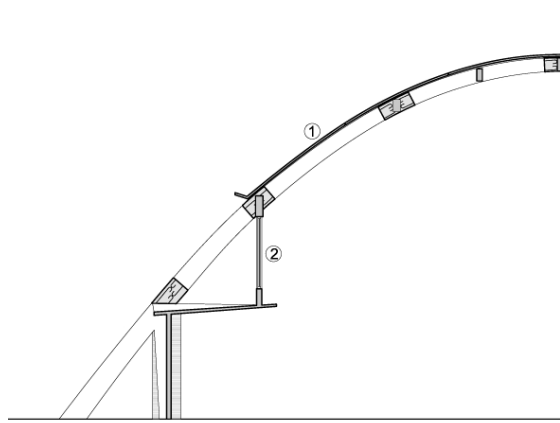


Figura 13. Esquema cuarta fase



Figura 14. Fotografía del proceso constructivo. Archivo Diocesano de Barcelona. Fondo VCE

Fase 5ª Formación de la barrera de estanqueidad, esto es, colocación de las planchas curvadas de fibrocemento (1) y sistema vertical de bajantes en dos niveles (2).

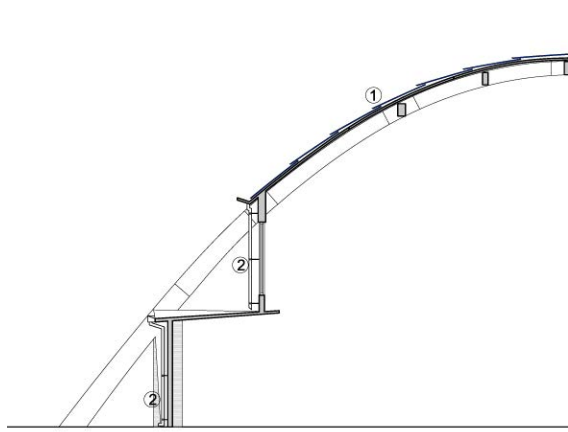


Figura 15. Esquema de la quinta fase

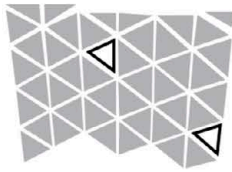


Figura 16. Fotografía actual de la colocación del bajante en relación con la cubierta

BIBLIOGRAFÍA

Desideri, P. 1981 Pier Luigi Nervi. Barcelona. Gustavo Gili. 242 p.

Pier Luigi Nervi. 1958. Construcciones y proyectos. Barcelona. Gustavo Gili. 142 p.

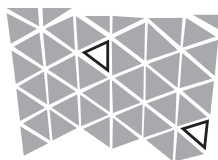


JORNADAS INTERNACIONALES DE INVESTIGACIÓN EN CONSTRUCCIÓN
INTERNATIONAL CONFERENCE ON RESEARCH IN CONSTRUCTION
Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería
Structural Milestones of Architecture and Engineering

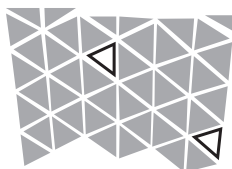
Índice de Autores

Authors Index

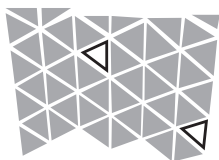




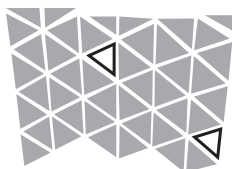
Autor	Resumen	Página
A		
Abellán Morales, E.	D3-04	165
Adell, J.M.	A2-01	51
Águila García, A. del	D1-01	133
Águila García, A. del	D1-03	137
Aguirre Gallego, M.	D2-01	139
Aja, P.	B1-03	83
Alcaraz Álvarez de Perea, V.	D3-07	171
Alonso Martínez, M.	D2-04	145
Álvarez Cabal, R.	C-06	127
Anaya Díaz, J.	A4-02	73
Anaya Díaz, J.	B1-06	89
Antón Casado, A.	B1-05	87
Arias, R.	A3-02	67
Arroyo Alba, P.P.	B1-01	79
Ávila Haro, J.	C-01	117
Ayuso García, P.	D2-01	139
Azkue Arrastoa, J.L.	B2-03	101
Azkue Arrastoa, J.L.	D1-02	135
Azpilicueta, E.	A1-05	39
B		
Baglione, C.	A1-03	33
Bernabeu Larena, J.	A1-10	49
Blassel, J.F.	B1-02	81
Brufau Niubó, R.	A2-07	63
C		
Calderón Valdiviezo, L.	C-04	123
Cámara Pérez, M.	A1-06	41
Capellán Miguel, G.	B1-09	95
Carballosa, P.	D3-08	173
Cassinello, P.	A1-01	29
Cassinello, P.	A2-05	59
Cassinello, P.	A2-06	61
Cassinello, P.	D2-02	141
Castañón, C.	B2-06	107
Castañón, C.	B2-08	111



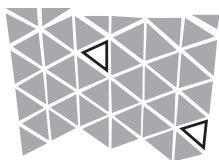
Autor	Resumen	Página
C		
Castañón, C.	D2-06	149
Castillo Martínez, A.	A3-03	69
Castro Fresno, D.	D2-04	145
Castro Fresno, D.	D2-09	155
Catón, J.L.	B1-03	83
Cavia Sorret, P.	D1-02	135
Cervera, J.	B1-04	85
Clemente Magro, R.	A2-03	55
Clemente Ortega, L.R.	A2-04	57
Cobo, A.	D3-05	167
Compán Cardiel, V.	A1-06	41
Corbal Álvarez, J.J.	B1-05	87
Cordero, M.	D2-03	143
Coz Díaz, J.J. del	D2-04	145
Coz Díaz, J.J. del	D2-09	155
D		
Dávila Sánchez Toscano, S.	C-06	127
Dicleli, C.	A1-08	45
E		
Echevarría, L.	D3-08	173
F		
Fernández Cabo, J.L.	B2-05	105
G		
García, D.	B1-02	81
García Santos, A.	A2-01	51
García del Toro, E.	D3-07	171
Garrido, A.	D2-10	157
Garrido, A.	D3-04	165
Gómez Hermoso, J.	B1-08	93
Gómez Jáuregui, V.	A3-02	67



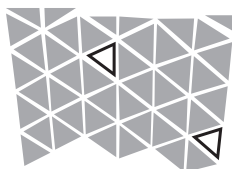
Autor	Resumen	Página
G		
Gómez Pulido, M.D.	BI-08	93
González Bravo, R.	DI-03	137
González Bravo, R.	DZ-02	141
González Drigo, R.	C-01	117
González García de Velasco, C.	AI-09	47
González Meijide, J.A.	BI-05	87
González Vilchez, M.	AI-09	47
Goñi Martínez, J.	BI-07	91
Goñi Martínez, J.	C-02	119
Goñi Martínez, J.	DI-02	135
Gugliotta, G.	C-01	117
Gurutzeaga, M.	BI-03	83
Gutiérrez, J.P.	D3-08	173
H		
Henche Blanco, J.	DZ-05	147
Hernández, M.	DZ-03	143
Hernando Castro, S.	BI-06	89
Hernando Castro, S.	DI-01	133
Herraiz, B.	C-03	121
Hoogendoorn, P.P.	C-06	127
I		
Ibáñez Orts, V.	A4-03	75
Irisarri Alonso, L.	BI-07	91
Irisarri Alonso, L.	C-02	119
J		
Jorquera Lucerga, J.J.	A3-01	65
K		
King, J.P.C.	BZ-04	103
Koppitz, J.-P.	BZ-02	99



Autor	Resumen	Página
L		
Lacort Echeverria, A.	C-05	125
Ladrón de Guevara Méndez, G.	B2-06	107
Ladrón de Guevara Méndez, G.	B2-08	III
Ladrón de Guevara Méndez, G.	D2-06	149
Letona, J.	B2-03	101
Liébana Carrasco, O.	B1-08	93
López Rey, J.	C-07	129
LozanoGalant, J.A.	A1-02	31
Luizaga, A.	D3-07	171
M		
Maciá Sánchez, J.	A1-07	43
Manchado, C.	A3-02	67
Mans, C.	B2-04	103
Maristany, J.	C-04	123
Martín Gil, D.	D3-03	163
Martín Sáiz, D.	A2-07	63
Martínez, J.I.	B1-03	83
Martínez Calzón, J.	B2-06	107
Martínez Calzón, J.	B2-08	III
Martínez Calzón, J.	D2-06	149
Martínez Conesa, E.J.	D2-10	157
Martínez Conesa, E.J.	D3-04	165
Martínez Gutiérrez, J.M.	D2-07	151
Más López, M.I.	D3-07	171
McDonagh, M.	B1-02	81
Meana Martínez, I.	B1-09	95
Medina del Río, J.	A2-05	59
Miñano, I.	D2-10	157
Montoya, M.	D2-08	153
Muñoz Soria, G.	A2-02	53



Autor	Resumen	Página
N		
Navamuel, B.	D2-09	155
Navarro Manso, A.	D2-04	145
Navarro Manso, A.	D2-09	155
Noguera, F.	A2-06	61
O		
Oliva Salinas, J. G.	P-01	35
Otero, C.	A3-02	67
P		
Paricio, A.	D3-09	175
Parra Costa, C.J.	D2-10	157
Parra Costa, C.J.	D3-04	165
Payá Zaforteza, I.	A1-02	31
Peña, J. de la	B2-02	99
Peñalver Martínez, M.J.	A1-07	43
Pérez Gutiérrez, M.C.	A4-01	71
Picazo, A.	D3-05	167
Pico, R.	D2-08	153
R		
Revuelta, D.	D3-08	173
Rey Rey, J.	B2-05	105
Ripa, T.	C-03	121
Rodado López, J.	A2-04	57
Rodríguez Mayorga, E.	D3-06	169
Rodríguez Ortiz, F.	D3-02	161
Romo, J.	B2-01	97
Rosselló, M.	D3-09	175
Royer de Vericourt, R.	B1-02	81
Rueda Márquez de la Plata, A.	D3-01	159



Autor	Resumen	Página
S		
Sáez, A.	D3-06	169
Sánchez, R.	B1-03	83
Sánchez de Dios, A.	B2-02	99
Sánchez de León, R.	B2-07	109
Sánchez Fernández, R.	B2-02	99
Sánchez Fernández, R.	D3-02	161
Sánchez Sánchez, J.	A1-06	41
Savorra, M.	A1-04	37
Segado Vázquez, F.	A1-07	43
Segura Quiles, F.	D3-04	165
Serrano Corral, A.	B2-06	107
Serrano Corral, A.	B2-08	III
Serrano Corral, A.	D2-06	149
Suárez Fernández Coronado, I.	D1-03	137
T		
Terrés Nicoli, J.M.	B1-09	95
Terrés Nicoli, J.M.	B2-04	103
Terrone, M.R.	C-01	117
U		
Urien Crespo, J.	B2-03	101
Urien Crespo, J.	D1-02	135
Uzcudun, I.	B1-07	91
V		
Valcuende, M.	D2-10	157
Valcuende, M.	D3-04	165
Valdez Olmedo, E.	P-01	35
Vázquez, M.	B1-04	85
Velasco Rivas, J.M.	B2-09	113
Y		
Yanes, E.	D3-06	169

SECRETARÍA TÉCNICA
SIASA CONGRESOS S.A.

Paseo de la Habana, 134
28036 - Madrid
España

Teléfono: +34 91 457 48 91
Fax: +34 91 458 10 88

Correo Electrónico: siasa@siasa.es

EXPOSICIÓN EXHIBITION

Leicht Weit Light Structures Estructuras Ligeras

schlaich bergemann
und partner

sbp / Cubierta del patio del Palacio de Comunicaciones. Ayuntamiento de Madrid

Como parte integrante de las actividades de las Jornadas Internacionales 'Hitos Estructurales de la Arquitectura y la Ingeniería', se ha previsto inaugurar en el *Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja* la exposición 'leicht weit / Light Structures / Estructuras Ligeras' que exhibe una parte de la relevante obra realizada por la oficina de ingeniería *schlaich bergemann und partner*, autora de muchos de los más admirados hitos estructurales de nuestra historia y actual vanguardia, tanto en el campo de la Arquitectura como de la Ingeniería.

La exposición 'leicht weit / Light Structures' fue originariamente organizada por el 'Deutsches Architekturmuseum - DAM in Frankfurt-am-Main' en el año 2003, y desde entonces se ha expuesto en diferentes ciudades y países, entre otros: Hamburgo (Alemania), Yale School of Architecture (USA), Tongji University in Shanghai (China), Architectural School in Venice (Italia), Stuttgart (Alemania), Architectural Institute of Japan in Tokio y Berlín (Alemania). Se inaugurará el día 17 de noviembre al inicio de las Jornadas y será presentada por la oficina *schlaich bergemann und partner*, por los comisarios de la exposición Annette Bögle y Peter Cachola Schmal, contando con la presencia de los responsables de su adaptación como parte de las Jornadas Internacionales de Madrid: Virtudes Azorin (gestora), José Calavera (asesor de honor), Pepa Cassinello (comisaria-adaptación), M. Dolores G. Pulido (comisaria-adaptación) y José Antonio Torroja (asesor de honor).

ORGANIZAN

DAM - Deutsches Architekturmuseum
schlaich bergemann und partner
Eduardo Torroja Institute - CSIC
Technical University of Madrid (ETSAM/ETSICCP)



COLABORAN

