

Propósito de la Revista de Obras Públicas

La Revista de Obras Públicas es, básicamente, una revista de carácter técnico, que pertenece al mundo cultural de la Ingeniería Civil.

Órgano Profesional de los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, su ámbito de divulgación es, pues, tanto el colectivo de éstos como el de su entorno técnico, científico, económico, cultural y social directamente ligado al mismo, de manera que los artículos que en ella se publican presenten el máximo interés para todos sus potenciales lectores.

Tal ha sido su línea editorial desde su fundación en 1853, y su objetivo sigue siendo continuar e innovar esa línea de reflexión sobre el oficio.

Así, la ROP, dentro de su contenido técnico, se adentra en un mundo más amplio que el de las revistas puramente científicas (cuyo objetivo, de mayor especialización, es el de dar a conocer de manera exclusiva tecnologías muy específicas y trabajos de investigación), atendiendo al ingeniero proyectista y al constructor, al mundo de las enseñanzas técnicas y al de las actividades profesionales, así como a las relaciones de la ciencia, la técnica y la cultura con la política sectorial y la sociedad civil.

Sumario

Nº 3.459 • AÑO 152 • Octubre 2005

EDITORIAL

5
La ciudad y las obras
[The city and its works]

POLÍTICA DE OBRAS PÚBLICAS

7-10
Urbanismo, Arquitectura y otras Cosas
[Town Planning, Architecture and other matters]
Mariano Palancar Penella

CIENCIA Y TÉCNICA DE LA INGENIERÍA CIVIL



11-32
Variantes morfológicas de los puentes medievales españoles
[Morphological variants of Spanish Mediaeval bridges]
Leonardo Fernández Troyano

33-46
El coeficiente de Balasto en el cálculo de Pantallas
[The Coefficients of Subgrade Reaction and the calculation of Retaining Walls]
Fernando Muzás Labad



47-56
Puentes arco con armadura rígida portante
[Concrete arch bridges with rigid reinforcement]
Jorge Bernabeu Larena, Holger Eggemann, Karl-Eugene Kurrer

57-62
Mi Espiral.
(Otra posible curva de transición)
[My Spiral (Another possible transition curve)]
Manuel Rodríguez Sánchez

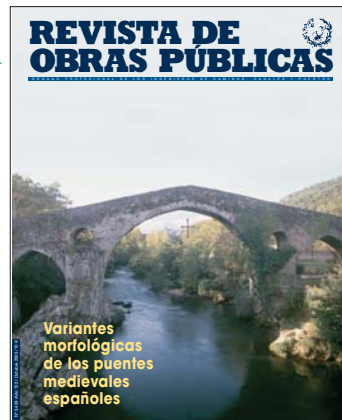


Foto de portada: Puente de Cangas de Onís en Asturias (España). (AGE FOTOSTOCK)

OBRA DE ACTUALIDAD



71-74
Puente sobre el río Deba (Autopista Vitoria – Eibar)
[Bridge over the River Deba (Vitoria – Eibar Motorway)]
José Antonio Llombart Jaques, Jordi Revoltós Fort.

Secciones

La ROP hace 150 años63
La ROP hace 100 años67
La ROP hace 50 años68
Informaciones [páginas amarillas]75

Se admiten comentarios a los artículos publicados en el presente número, que deberán ser remitidos a la redacción de la ROP antes del 30 de diciembre de 2005.

DIRECCIÓN

Director:
Juan Antonio Becerril Bustamante

Secretaria General:
Mónica Baeza Ochoa de Ocariz

Redactores Jefes:
Juan A. Sánchez Rey
Juan Pablo Mañueco Grinda

Maquetación:
José Luis Saura

Redacción:

Jesús Benito Torres
Gloria Martín Sicilia

Redacción y Publicidad:
Almagro, 42.
28010 Madrid.
Tel.: 91.308.19.88
Fax: 91.319.15.31

Edita:
Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Imprime:

Graffoffset SL impresores.

Depósito Legal: M-156-1958.
ISSN: 0034-8619.
rop@ciccp.es
www.ciccp.es/rop/index.htm

Suscripciones:
suscripcionesrop@ciccp.es

Esta revista no se hace necesariamente solidaria de las opiniones expresadas por sus colaboradores.

Publicación decana de la prensa española no diaria. Fundada en 1853

Bibliotecas del mundo donde se puede consultar la Revista de Obras Públicas

- The British Library
- The Institution of Civil Engineers (Reino Unido)
- Library of Congress (Estados Unidos)
- Biblioteca Benito Juárez (Cuba)
- Universidad Nacional de Asunción, Facultad de Ingeniería, Biblioteca
- Sistema de Información Integrado, Facultad de Ingeniería, Biblioteca (Buenos Aires)
- Universidad de Guayaquil, Biblioteca General Luis de Tola y Avilés, (Guayaquil)
- ENPC Bibliotheque
- Escuela Colombiana de Ingeniería, Biblioteca (Bogotá, Colombia).
- Biblioteca Nacional de Ciencia y Técnica, Capitolio Nacional (La Habana)
- Instituto Iberoamericano de Información, Ciencia y Tecnología (La Serena, Chile)
- Instituto Tecnológico de Santo Domingo (Santo Domingo, República Dominicana)
- Banco Europeo de Inversiones (Luxemburgo)
- Centro Argentino de Ingenieros (Buenos Aires)
- Centro de Información de Construcción (La Habana, Cuba)
- Consejo Profesional de Ingeniería Civil Conrado Baner (Buenos Aires)
- Escuela de Ingeniería Portuaria (Buenos Aires)
- Escuela Militar de Ingeniería (La Paz)
- Escuela Politécnica Nacional de Quito (Ecuador)
- Instituto Politécnico Nacional, E. S. Ingeniería y Arquitectura (México)
- Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas ((Ezeiza)
- Instituto Superior Politécnico José A. Echevarría (La Habana)
- Instituto Técnico Estudios Super. de Monterrey (Monterrey, Nuevo León)
- Pontificia Universidad Católica de Perú (San Miguel de Lima)
- Pontificio Universidad Javeria (Santa Fe de Bogotá)
- Pontificia Universidad Católica de Chile
- Pontificia Universidad Católica de Ecuador
- Pontificia Universidad Católica de Pucumaima
- Puertos Mexicanos (México)
- Universidad Nacional Patagónica San Juan Bosco (Rivadavia)
- Universidad Nacional Mar del Plata (Mar del Plata, Buenos Aires)
- Universidad Anahuac (Huixquilucax, Edo México)
- Universidad Católica Andrés Bello (Caracas)
- Universidad de Camaguey (Camaguey)
- Universidad de la República (Uruguay)
- Universidad de La Salle (México, D.F.)
- Universidad de La Salle (Santa Fe de Bogotá)
- Universidad de Los Andes (Santa Fe de Bogotá)
- Universidad de Los Andes (Mérida)
- Universidad de Oriente (Caracas)
- Universidad de Istmo (El Dorado)
- Universidad de Zulia (Maracaibo, Ed. Zulia)
- Universidad de San Agustín (Arequipa)
- Universidad Rafael Landívar (Guatemala)
- Universidad Tecnológica de Panamá (El Dorado, República de Panamá)
- Universidad Albert Einstein (San Salvador, El Salvador)
- Universidad Autón. Metropolitana, Sede Azcapotzalco (Naucalpan de Juárez)
- Universidad Auton. Santo Domingo (Santo Domingo, República Dominicana)
- Universidad Católica de Nicaragua (Managua)
- Universidad Católica de Argentina (Capital Federal)
- Universidad Católica de Nuestra Señora de Asunción (Asunción)
- Universidad Central del Ecuador (Quito, Ecuador)
- Universidad Mart Abreu de las Villas (Villa Clara)
- Universidad Central Venezuela (Caracas)
- Universidad Centro Occ. Lisandro Alvarado (Barquisimeto Ed Lara, Venezuela)
- Universidad Centroamericana José Simeón (San Salvador)
- Universidad Carabobo (Valencia, Ed. Carabobo)
- Universidad de Chile (Santiago)
- Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas (Santiago, Chile)
- Universidad de Piura (Piura, Perú)
- Universidad de Santiago de Chile (Santiago)
- Universidad de Buenos Aires (Capital Federal, Argentina)
- Universidad de Costa Rica, Sistema Bibliotecas (San José, Costa Rica)
- Universidad de Morón (Morón, Buenos Aires)
- Universidad Nacional de Asunción (Paraguay)
- University of Nottingham, Univ. Park (Nottingham)
- Universidad Nacional de Asunción (Paraguay)
- Universidad Iberoamericana (Lomas de Santa Fe, Ciudad de México)
- Universidad Mar de Plata (Mar de Plata)
- Universidad Mayor San Andrés (La Paz)
- Universidad Metropolitana (Caracas Ed Miranda)
- Universidad Nacional Autonom. de México (México D.F.)
- Universidad Nacional Experim. Francisco de Miranda (Coro Ed Falcón)
- Universidad Nacional de Ingeniería de Managua (Managua)
- Universidad Nacional Autónoma de Honduras (Tegucigalpa, Honduras)
- Universidad Nacional de Córdoba (Córdoba)
- Universidad Nacional de Cuyo (Mendoza, Argentina)
- Universidad Nacional de El Salvador (San Salvador, El Salvador)
- Universidad Nacional de Ingeniería (Rimac, Lima)
- Universidad Nacional de La Plata (Buenos Aires, Argentina)
- Universidad Nacional de Rosario (Rosario, Santa Fe, Argentina)
- Universidad Nacional del Sur (Bahía Blanca, Buenos Aires)
- Universidad Nacional Federico Villarreal (San Miguel, Lima)
- Universidad Nacional San Luis Gonzaga (Ica)
- Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña Unan (Santo Domingo)
- Universidad Nacional San Juan (San Juan)
- Universidad Nacional Sede Manizales (Manizales, Caldas)
- Universidad Politécnica (San Salvador)
- Universidad Politécnica de San Juan (San Juan)
- Universidad Privada "José Cecilio del Valle" (Tegucigalpa, Honduras)
- Universidad de Puerto Rico Recinto Mayaguez (Mayaguez)
- Universidad Rafael Urdaneta (Maracaibo, Edo Zulia)
- Universidad Ricardo Palma (Surco, Lima)
- Universidad San Antonio Abad (Cuzco)
- Universidad San Carlos de Guatemala (Guatemala)
- Universidad San Carlos de Guatemala (Guatemala)
- Universidad Santa María La Antigua (El Dorado, República de Panamá)
- Universidad Técn. Federico Santa María (Valparaíso)
- Universidad de Santiago Utesa (Santiago de los Caballeros)
- Universidad Valle de Guatemala (Guatemala)
- Universidad Tecnológica Nacional (Capital Federal Buenos Aires)
- Universitaetsbibliothek (Alemania)

ROP EN BASES DE DATOS

- TRANSPORT
- CSIC
- DOCUMENTACIÓN AMBIENTAL (Ministerio de Medio Ambiente)
- COMPENDEX

CONSEJO DE ADMINISTRACIÓN

Presidente:

D. José Antonio Torroja Cavanillas

Vocales:

Miguel Aguiló Alonso

Luis Berga Casafont

Íñigo Losada Rodríguez

Julio Martínez Calzón

Juan Manuel Morón García

Edelmiro Rúa Álvarez

Clemente Saenz Ridruejo

Florentino Santos García

Benjamín Suárez Arroyo

Director:

Juan Antonio Becerril Bustamante

COMISIÓN DE EXPERTOS

Federico Bonet Zapater

Javier Botella Atienza

Gerardo Cruz Jimena

Javier Díez González

José Luis Gómez Ordoñez

Santiago Hernández Fernández

Antonio Huerta Cerezuela

Ernesto Hontoria García

Javier Manterola Armisén

Manuel Melis Maynar

Felipe Mendaña Saavedra

Eugenio Oñate Ibáñez de Navarra

Carlos Oteo Mazo

Mariano Palancar Penella

Santiago Pérez-Fadón Martínez

Ángel Pérez Jamar

José Polimón López

José Rubio Bosch

Javier Rui-Wamba Martija

Fernando Sáenz Ridruejo

Andrés Sahuquillo Herraiz

Francisco Javier Samper Calvete

Vicente Sánchez Gálvez

Antonio Soriano Peña

Pedro Suárez Bores

Ignacio Tejero Monzón

Javier Torres Ruiz

Santiago Uriel Romero

Eugenio Vallarino y

Cánovas del Castillo

COMITÉ EDITORIAL

Francisco Javier Asencio Marchante

Antonio de las Casas Gómez

Mónica Baeza Ochoa de Ocariz

Juan Antonio Becerril Bustamante

Francisco Esteban Rodríguez-Sedano

Rafael Izquierdo de Bartolomé

Juan Rodríguez de la Rúa

Editorial

La ciudad y las obras

Aunque es un tema clásico y siempre polémico y conflictivo, en los últimos meses y en algunas de nuestras ciudades más importantes, están surgiendo debates y controversias sobre la oportunidad, conveniencia e incluso necesidad de determinadas grandes obras públicas que afectan a la ciudadanía.

Es un hecho que una gran ciudad viva, requiere permanentes obras de actualización y mejora de la misma que la preparen para el crecimiento y el futuro desarrollo.

También es un hecho, que la mayoría de las obras urbanas, afectan significativamente a los ciudadanos por los inconvenientes que ocasionan durante su construcción.

Nuestras ciudades contemplan niveles de tráfico muy altos y situaciones cercanas al colapso en ciertas zonas y horas, por lo que la incidencia adicional que la ejecución de determinadas obras puede ocasionar, aumenta las dificultades de movilidad urbana con la consiguiente tensión ciudadana.

Reconociendo estos hechos sin embargo, sería conveniente un estudio y análisis detallado de la conveniencia y necesidad de dichas obras, de su correcta y adecuada planificación en el tiempo y una vez tomadas las decisiones correspondientes, de la explicación detallada y honesta a la ciudadanía respecto a las mejoras que las mismas van a aportar, amén de las disculpas por las molestias.

La participación de distintas Administraciones (Central, Autonómica y Municipal), así como de Empresas privadas de Servicios estratégicos (Agua, Gas Telecomunicaciones, Petróleo, etc.) complica mucho más el panorama y exige una coordinación precisa entre diversos entes.

La pertenencia a distintos grupos políticos de los responsables de determinadas Administraciones, no debe traducirse en molestias adicionales a los ciudadanos, pues es deber de dichos responsables acordar, pactar y ejecutar las obras en el buen servicio público, minimizando las molestias y primando las ventajas y mejoras para los usuarios.

Las ciudades progresan y, mejoran con ello la calidad de vida de sus ciudadanos, entre otros factores como consecuencia de un urbanismo de calidad y de unas obras que las dotan de mejores servicios y abren nuevas posibilidades y cauces de expansión ó de reutilización de antiguos espacios con nuevos usos, de los que hay en nuestro país magníficos ejemplos, como son el antiguo cauce del río Turia en Valencia ó la fachada del Guadalquivir en Sevilla.

Exijamos rigor en los estudios, planificaciones y coordinaciones necesarios, pero aplaudamos las decisiones de mejora que conducirán en el futuro a un mayor disfrute urbano. ♦

dos números monográficos

sobre la
innovación
en España



Pedidos a
Revista de Obras Públicas
Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos
Almagro 42 28010 Madrid
Tel.: 91.308.19.88
Fax: 91.319.15.31
rop@ciccp.es

Urbanismo, Arquitectura y otras Cosas

Town Planning, Architecture and other matters

Mariano Palancar Penella. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
02arf@ciccp.es

Resumen: En este artículo se señala el bajo nivel del Urbanismo realizado en España durante el siglo XX y el deficiente enfoque de su enseñanza. Se critica la falta de un enfoque pluridisciplinar, la disociación entre Urbanismo y Tráfico, la insuficiente atención al fenómeno metropolitano y la corrupción generalizada que existe en esta materia tan importante.

Palabras Clave: Calidad, Enseñanza, Enfoque pluridisciplinar, Urbanismo, Tráfico, Corrupción

Abstract: This article underlines the poor level of town planning in Spain over the 20th century and the deficient focus in the teaching of the subject. Criticism is made of the lack of multidisciplinary focus, the dissociation between town planning and traffic, the lack of attention to metropolitan growth and the generalized corruption which prevails in such an important matter.

Keywords: Quality, Teaching, Multidisciplinary focus, Town planning, Traffic, Corruption

1. La importancia de la ciudad está fuera de toda duda. La ciudad es un hallazgo generalizado de todas las civilizaciones que responde a necesidades básicas del ser humano de cobijo, defensa y convivencia.

Como dice Umbral, “**el campo nos educa en la soledad que es primitivismo, mientras que la ciudad nos educa en la convivencia que es artificio**”.

Además de estas razones de tipo cualitativo, esenciales para valorar la importancia de la urbe, cada vez son mayores las razones de tipo cuantitativo puesto que en nuestro mundo actual aproximadamente el 50% de la población española vive en las ciudades.

Dicho lo anterior que justificaría una alta atención a los temas urbanos, resulta sorprendente y lamentable que el Urbanismo tenga en España un nivel tan bajo y siendo imprescindible tomar conciencia de este fracaso colectivo para intentar mejorar la situación dedicaré el apartado siguiente a consolidar la crítica anterior.

2. Aunque el bajo nivel del Urbanismo realizado en España durante el siglo XX es fácilmente constatable pues basta con salir a la calle y abrir los ojos, voy a citar a continuación dos críticas de expertos:

- Ya en el año 1971 el conocido sociólogo Mario Gaviria decía: “**puesto que el urbanismo y la arquitectura reciente tiene nivel muy bajo, ¿por qué no probar otras fórmulas?**”

- En un reciente y breve artículo el Estudio de Arquitectura Cano Lasso decía: “**El nivel de la arquitectura española es excelente; sin embargo el resultado de nuestras ciudades es decepcionante**”.

3. Parece claro que una de las causas de la mala calidad del urbanismo español está en las deficiencias que el tratamiento de esta disciplina teórica presenta en nuestro país.

El Urbanismo es una materia global, poliédrica como se dice ahora, que en varios países europeos se estudia acertadamente en un centro de estudios especializado.

En cambio en España el Urbanismo se estudia, de modo fragmentario, en diferentes centros docentes lo cual nos lleva a hablar de las diferentes profesiones implicadas.

Está bastante generalizado relacionar el Urbanismo con el Arquitecto, aunque esto no responda a la realidad como admiten los propios arquitectos.

normas para la publicación de artículos en la Revista de Obras Públicas

1. Normas generales

1.1. Los artículos que se presenten a la ROP deberán cubrir aspectos de política sectorial, científicos, técnicos o históricos y culturales relacionados directamente con la ingeniería civil presentando, además, la debida actualidad.

1.2. La ROP, siguiendo los criterios técnicos y científicos que corresponden a una publicación del prestigio de ésta, someterá a su COMITÉ DE REDACCIÓN cuantos artículos se reciban en su domicilio editorial. Este Comité trasladará dichos artículos a los expertos que se acuerden quienes serán los que decidan acerca de la idoneidad de su publicación. Los informes serán trasladados a los autores y las decisiones asumidas serán inapelables.

1.3. Los artículos deberán ser totalmente inéditos, y no podrán ser publicados en otra revista en el plazo de un año sin consentimiento del autor y de la dirección de la ROP, siendo en cualquier caso necesario hacer referencia a ésta.

1.4. La dirección de la ROP se compromete, en caso de aprobación del artículo, a publicarlo en su integridad, salvo que, por cualquier causa se acordase lo contrario con el autor.

1.5. Tendrán siempre preferencia aquellos artículos que versen sobre temas de interés para el mayor número posible de los lectores de la ROP, es decir, para el mundo de la ingeniería civil, evitando aquellos que caigan en una acusada especialización.

2. Estructuración del manuscrito

2.1. Los artículos principales serán publicados en uno de los siguientes apartados generales de la ROP:

- ◆ Política de Obras Públicas
- ◆ Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil
- ◆ La Actividad del Ingeniero
- ◆ Historia y Cultura de la Ingeniería Civil

2.2. Como regla general, los originales de estos artículos principales no sobrepasarán las 12 páginas escritas por una sola cara, incluyendo gráficos y bibliografía. El número de dibujos, fotografías o gráficos no será superior a 10.

2.3. Tanto los gráficos como las fotografías deberán ser de la mayor calidad, no aceptándose las fotocopias, tanto en color como en blanco y negro. Se recomienda el uso de soportes magnéticos de alta resolución, admitiéndose asimismo el uso de diapositivas y de papel (en blanco y negro o color), tamaño mínimo de 13x18 mm.

2.4. Los comentarios a artículos publicados o las opiniones sobre temas de actualidad, serán publicados en una sección especial denominada "Debate y Opinión".

2.5. Los originales de estos comentarios tendrán una extensión máxima de 4 páginas, incluyendo gráficos y bibliografía. El número de dibujos, fotografías o gráficos no será superior a 5.

2.6. La ROP publicará, periódicamente, las reseñas de las Tesis Doctorales presentadas en las distintas Escuelas de Ingenieros de Caminos, con su resultado. De aquellas que, además, se consideren de interés adicional, se podrá publicar un resumen con un máximo de tres páginas de la Revista.

2.7. Se incluirá un breve resumen del artículo, de no más de ocho líneas, que será publicado al frente del mismo. Si es posible, se acompañará una traducción de dicho resumen al inglés, haciéndose cargo de la misma la ROP en caso de que no se acompañe.

2.8. Los artículos deberán presentarse en soporte magnético, especificando el tratamiento de textos empleado que será uno de los habituales en el mercado.

2.9. Se harán constar los siguientes datos:

Título del artículo, que deberá ser corto y enunciativo.

Nombre del autor o autores, sus títulos profesionales y académicos y señas completas.

Cinco palabras clave que permitan la localización del artículo

2.10. En la redacción del artículo se empleará una forma de expresión clara, evitando frases intrincadas, repeticiones y, especialmente, el uso de la primera persona y (salvo excepción en los artículos que así lo requieran) las anécdotas personales.

2.11. El texto se ordenará claramente, con titulares intermedios. A fin de hacer atractivo el esquema del artículo, se procurará que haya un titular intermedio, al menos, cada dos páginas del original, autorizándose a la Dirección de la ROP a intercalarlos, previo acuerdo con el autor, en los casos en que se considere necesario.

2.12. Se autorizará el uso de la letra cursiva.

2.13. Se procurará incluir toda serie de mapas, planos, dibujos y gráficos que se adjuntarán a los originales debiendo ser todos ellos de la mayor calidad posible para su correcta reproducción. De manera excepcional, la ROP se reserva el derecho de repetir, a su costa, aquellos originales que lo justifiquen, mejorando así, si es preciso, la calidad de los remitidos.

2.14. Todas las ilustraciones deberán ir numeradas correlativamente y con pie de foto.

2.15. Será imprescindible incluir referencias bibliográficas cuando sea posible, las cuales se ordenarán al final del artículo e irán numeradas correlativamente.

2.16. Se evitarán, en lo posible, las notas a pie de página.

3. Artículos en lengua inglesa

La ROP podrá publicar los artículos bilingües (español e inglés) que se refieran a asuntos que presenten interés para sus lectores de lengua inglesa. En este caso, la longitud no sobrepasará los siete folios, además de cuantas fotografías e ilustraciones se consideren precisas.

4. Cartas del lector y contestación a artículos

La ROP aceptará, siempre, las cartas de los lectores y las contestaciones y réplicas a los artículos publicados.

A fin de mantener la actualidad debida, el plazo para remitir estos comentarios es de tres meses a partir de la fecha de publicación del artículo.

5. Plazo de publicación de los artículos

La Redacción de la ROP acordará con cada uno de los autores el plazo de presentación de los artículos remitidos, teniendo en cuenta no sólo el orden de entrada, sino la actualidad de los mismos, publicaciones de otras revistas, volumen limitado de la revista, orden temático, etc.

En el caso de no poder llegar a un acuerdo sobre su plazo de publicación, la ROP devolverá el original a su autor.

6. Ejemplares para los autores

La ROP entregará gratuitamente al autor del artículo dos ejemplares del número de la Revista en que aparezca su colaboración, así como tres separatas del mismo.

Si el autor deseara mayor número de separatas, deberá ponerlo en conocimiento de la ROP antes de proceder a la tirada de la revista, pasándosele el cargo correspondiente.

En un debate titulado "La ciudad inquieta", organizado por la Fundación Santander Central Hispano, en el mes de noviembre 2004, el prestigioso arquitecto Antonio Lamela afirmaba que **"los arquitectos estamos preparados para hacer Arquitectura que es parte esencial del Urbanismo pero no lo es todo, pues la ciudad tiene mucho más carga humana y social que técnica"**.

Evidentemente en el Urbanismo participan los ingenieros de caminos, ingenieros de otras especialidades y juristas, economistas, sociólogos, etc.

El sociólogo Mario Guviria afirmaba hace tiempo que el urbanismo es una ciencia social.

Sin extenderme mas en esta cuestión parece claro que a nivel profesional y sin hablar de momento de otros actores son varias las profesiones que participan en el Urbanismo.

Volviendo a la enseñanza teórica ésta se da principalmente en las Escuelas Técnicas Superiores de Arquitectura y de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, en la Facultad de Derecho, etc...

Pero en general de modo insuficiente y no global, y lo que es más triste, centrando la atención en aspectos jurídicos y comerciales de edificabilidad, volumen y alturas marginando los objetivos esenciales que señalaba acertadamente Cerdá hace un siglo; la libertad, el aire, el sol y la facilidad para el transporte.

Por señalar una deficiencia concreta cito la escasa atención que se presta al tema de la movilidad, al que luego me referiré.

Como resumen parece que sería bueno aceptar la conveniencia de crear Centros Docentes dedicados específicamente al Urbanismo y la necesidad de equipos multidisciplinarios para los estudios de urbanismo.

4. Por otra parte, como antes he apuntado existen otros responsables fácticos del Urbanismo entre los que destaco a los políticos municipales y a los promotores que han impuesto el mercantilismo dominante actualmente en este sector.

Este aspecto lamentable del mercantilismo fue ampliamente criticado por prestigiosos arquitectos con motivo del debate que antes he citado.

Recojo algunas citas que me parecen valiosas:

Antonio Fernández Alba: **"Pero en nuestras ciudades venimos soportando unos lugares de pesadumbre ambiental, en ausencia de una arquitectura mediadora frente a los procesos inmobiliarios que ofrecen la mercantilización del espacio habitable"**.

Fernando Higuera: **"El paisaje urbano de hoy es caótico, inhumano y envenenado por una mayoría**

esclavizadora a los intereses creados por una minoría egoísta con sus beneficios a corto plazo".

Eduardo Arroyo: **"¿Por qué una hermosa profesión está en manos de grupos organizados de desahucios que negocian con el gamberro de turno?"**

Estas opiniones creo que se comparten por muchos ciudadanos que ya se han acostumbrado a presenciar "pelotazos" urbanísticos y fortunas creadas a base de calificaciones urbanísticas.

Creo que el inicio de este mal está en la penuria económica de los Ayuntamientos que los ha obligado a especular con el suelo para atender a sus necesidades y la especulación es un melón que, cuando se abre, despierta muchas apetencias.

Realmente no sé cual puede ser el remedio a esta verdadera lacra social, pero al menos hay que señalar el grave problema que representa.

5. Al hablar de los actores hemos citado a los diferentes profesionales que deberían intervenir en los estudios y a los poderes fácticos que condicionan el Urbanismo.

Digamos algo sobre los ciudadanos que son los destinatarios básicos y los que sufren las deficiencias del Urbanismo.

La participación ciudadana es una exigencia generalizada a nivel teórico para gran parte de las actividades: proyectos públicos, el transporte, el mundo del agua, el urbanismo, etc...

Lo verdaderamente difícil es pasar del nivel teórico al de la aplicación, pero hay que insistir en que es necesario oír la voz de los ciudadanos y hacerle caso, o justificar porqué no es posible atenderla.

No es nada fácil llevar a cabo con eficiencia la participación ciudadana, pero hay que hacerlo mejor porque las prácticas actuales son insuficientes.

6. En esta tormenta de ideas sobre el Urbanismo me parece oportuno dedicar un apartado al tema de la movilidad urbana, cuya importancia es evidente.

En un Encuentro de Concejales de Tráfico de grandes ciudades, celebrado en Barcelona en el año 1990 la primera conclusión señalaba que "el tráfico urbano se ha convertido en un problema prioritario de las Administraciones Locales al incidir negativamente sobre la calidad de vida de los ciudadanos".

Este problema prioritario de las grandes ciudades no debe estar dissociado del Urbanismo y por ello hay que insistir en la necesidad de un tratamiento global de Urbanismo y Tráfico, tanto en la fase de planeamiento como en la de gestión.

La movilidad urbana es una cuestión compleja que debe integrar el transporte público, el transporte privado en automóvil, los aparcamientos, los peatones, las bicicletas, transportes específicos de autobuses tan importantes como el turístico y el colegial, las necesidades de carga y descarga de mercancías...

Se necesitan verdaderos expertos para abordar este tema. Para mejorar la movilidad en la ciudad es necesario disponer de un Transporte Público eficaz que absorba un porcentaje mayoritario de los desplazamientos de los ciudadanos y para ello es indispensable una financiación específica más orientada a la eficacia que a la rentabilidad y medidas estructurales entre las que destaco la creación de carriles específicos, protegidos eficazmente o exclusivos para el Transporte Público.

Como hemos dicho antes la disociación entre Urbanismo y Tráfico se repite en la gestión municipal. En las ciudades de cierta magnitud existe una Delegación de Urbanismo que juega un papel importante, tiene presupuesto elevado y ostenta un alto nivel de poder y autoridad. No suele tener intervención en Tráfico.

La Delegación de Tráfico no siempre existe, algunas veces está unida a la Policía Municipal y suele estar escaso de medios de todo tipo.

Esta disociación no tiene sentido y estos errores no son gratuitos, los pagamos los ciudadanos.

7. Parece oportuno hablar ya de una de las disfunciones más graves de la planificación urbanística: la insuficiencia del ámbito municipal para abordar los problemas de las aglomeraciones urbanas creadas alrededor de las grandes ciudades.

La evidente necesidad de abordar estos problemas a nivel de área metropolitana reconocida desde hace décadas sigue siendo una asignatura pendiente en los actuales Planes Urbanísticos de grandes ciudades.

Nuestros Ayuntamientos y Alcaldes siguen teniendo una gran autoridad, a veces excesiva para resolver los problemas municipales pero carecen de la mínima posibilidad de actuar en el área metropolitana que condiciona totalmente la vida de su municipio.

En la actualidad se vive en Sevilla las actuaciones finales de un P.G.O.U. que ha supuesto mucho coste económico, mucho esfuerzo técnico y que nace con taras evidentes debidas a la insuficiente atención al área metropolitana.

Esto no tiene sentido.

8. A modo de conclusión. Dado que no me es posible un tratamiento más extenso en esta crítica al Urbanismo de nuestro país he pensado resumir a continuación varias sugerencias que me parecen útiles para mejorarlo:

- Necesidad de mejorar la enseñanza teórica.- Propongo crear una Escuela Técnica Superior de Urbanismo como ya existe en otros países – en la que impartan sus conocimientos profesionales de diferente formación, Arquitectos, Ingenieros, Juristas, Economistas, Sociólogos y expertos en movilidad urbana. Dado que supongo que esto requerirá tiempo recomiendo que los actuales centros donde se explique urbanismo amplíen la gama de profesionales docentes.

- Abordar con decisión la consideración del Área Metropolitana y si este proceso se alarga demasiado promulgar disposiciones que permitan establecer condicionantes básicos metropolitanos en la redacción de los P.G.O.U. de las grandes ciudades. Cualquier cosa menos seguir en la absurda situación actual.

- Siendo el Transporte Público Urbano un servicio de elevado coste que supera frecuentemente las posibilidades económicas de los municipios – que hace décadas reclaman sin éxito una mayor participación de la tarta presupuestaria – no se comprende que el Estado no haya establecido un Marco Legal de Financiación del Transporte Público copiando por ejemplo la fórmula que existe en Francia.

- Mejorar la eficacia de la participación ciudadana en la elaboración de los Planes Generales de Ordenación Urbana, que existe teóricamente y cuya práctica deja mucho que desear.

- Plantear claramente las malas consecuencias del mercantilismo que domina el Urbanismo español y decidir actuaciones concretas para controlarlo de manera práctica.

- Establecer como un objetivo más del Urbanismo la Estética que preocupa teóricamente pero que no tiene líneas de actuación concretas.

Por ejemplo no suele haber ninguna prescripción que obligue o recomiende al menos el tratamiento arquitectónico global en cada manzana cuya inobservancia es una de las causas de fealdad urbana.

Sería deseable que en las ciudades se practicara una "concentración parcelaria" de solares para evitar las aberraciones que padecemos.

No parece excesivo el que en la normativa urbanística donde se establecen las volumetrías, alturas, alineaciones, etc. hubiese un lugar para la estética.

Termino así este artículo que pretende ser una llamada de atención sobre la mala calidad del Urbanismo que se hace en España. ♦

Variantes morfológicas de los puentes medievales españoles

Morphological variants of Spanish Mediaeval bridges

Leonardo Fernández Troyano. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado S.L. cfcsl@cfcsl.com

Resumen: Los estilos arquitectónicos de la Edad Media se caracterizan por la utilización de la bóveda de piedra para cubrir los espacios, y este dominio de las bóvedas se refleja también en los puentes. En ellos hay un cambio significativo respecto de los romanos, aunque la técnica de unos y otros es la misma: la bóveda cilíndrica de dovelas yuxtapuestas, que permaneció prácticamente invariable desde los romanos hasta el siglo XVIII. Pero dentro de esta invariancia técnica, en los puentes medievales hay una gran diversidad de morfologías.

Aunque en los puentes de piedra es difícil y arriesgado basarse exclusivamente en una identificación morfológica, nos parece conveniente hacer un estudio morfológico de los puentes medievales españoles, sin quererle dar un carácter definitivo, porque hay morfologías que perduran con el tiempo, otras son regionales, y otras en cambio caracterizan una determinada época.

Palabras Clave: Puentes de piedra, Puentes medievales, Puentes históricos, Edad Media

Abstract: In Medieval architecture, style was characterised by the use of a stone vault to cover open areas and this use of vaults was also reflected in bridges. These bridges show a significant change from Roman bridges though the technique of a barrel vault formed by adjacent voussoirs was the same in both and this technique remained practically intact from Roman times up to the 18th century. However, in spite of this lack of technical variation, Medieval bridges reveal a large diversity in terms of form. While it is difficult and somewhat ambitious to base a study of stone bridges entirely on form and while this study should not be seen as as a definitive guide, we do feel that a study of this nature should be carried out on Spanish Medieval bridges as there are forms and arrangements that last with time, other arrangements which are purely regional and others which reflect a specific period.

Keywords: Stone bridges, Medieval bridges, Historic bridges, Middle Ages

1. Introducción

Los estilos arquitectónicos de la Edad Media, el románico y el gótico, se caracterizan fundamentalmente por la utilización de la bóveda de piedra para cubrir los espacios públicos, tanto religiosos como civiles. El románico utiliza la bóveda de cañón y la bóveda por arista, y el gótico las bóvedas nervadas de crucería. Este dominio de las bóvedas en la época medieval se refleja claramente en los puentes de este período. No se puede decir que los romanos no conocieran la bóveda y la cúpula, y una muestra de lo que fueron capaces de hacer es la

1. Introduction

The architectural styles of the Middle Ages, the Romanesque and the Gothic, are basically characterized for the use of the stone vault to cover public spaces, both religious and civil ones. The Romanesque style uses barrel vault and groin vault and the Gothic style uses rib vaults. Such domination of vaults in the mediaeval era is clearly reflected in bridges from this age. We do not mean to say that the Romans did not know of the vault and the dome, obviously they did, if they were able to build the dome of the Pantheon



Fig. 1. Puente de la Concorde sobre el río Sena en París/Concorde. Bridge over the Seine River in Paris. J. R. Perronet. S. XVIII. A la derecha, Fig. 2. Puente de San Martín sobre el río Tajo en Toledo/San Martín. Bridge over the Tajo River in Toledo. Arzobispo P. Tenorio. S. XIV.

cúpula del Pantheon de Roma. Sin embargo, en la época romana no se generalizó su uso como se generalizaron las bóvedas en la Edad Media.

En los puentes de la época medieval, igual que en la arquitectura, hay un cambio respecto de los romanos, aunque la técnica empleada por unos y otros es la misma: la bóveda cilíndrica de dovelas yuxtapuestas. Pero esta técnica común no es exclusiva de los puentes romanos y los medievales, sino que se extiende a los puentes de piedra de todas las épocas, desde los romanos hasta el siglo XVIII. Los cambios que introdujo JEAN RODOLPHE PERRONET en los puentes de piedra a finales del siglo XVIII, dissociando pilas y arcos, y reduciendo el ancho de pilas a 1/10 de la luz del arco, se puede considerar un cambio en la técnica de los puentes de piedra, cambio que se mantuvo hasta su fin, a principios del siglo XX, exceptuando China, donde se han seguido construyendo puentes de piedra hasta finales de ese siglo, con arcos que han llegado a los 120 metros de luz.

En la arquitectura de piedra, en cambio, sí hubo técnicas diferentes a lo largo del mismo periodo. Entre las bóvedas románicas y las góticas hay un cambio cualitativo de técnica, o entre éstas y las cúpulas bizantinas y musulmanas. Esta invariancia de la técnica de los puentes de piedra ha dado lugar a errores de más de 1500 años en la datación de algunos puentes; se han llegado a considerar romanos puentes del siglo XVIII.

Pero este mayor dominio y generalización de las bóvedas en la Edad Media no quiere decir que en este periodo se superara la calidad de los puentes romanos, aunque sí se puede decir que, en general, los puentes medievales son más esbeltos que los romanos en lo que se refiere a esbeltez de los arcos y a la relación entre el ancho de las pilas y la luz de los arcos.

in Rome. However, the vault was not so generally used in the Roman era as in the Middle Ages.

In mediaeval bridges as well as in the whole architecture of the period there is a change with regard to the Roman age although the technique used in both periods is the same: barrel vault made with juxtaposed voussoirs. This common technique is not exclusive of the Roman and mediaeval bridges. It spreads to the stone bridges of all eras, from the Roman age to the XVIII century. The changes introduced by JEAN RODOLPHE PERRONET in stone bridges at the end of the XVIII century, dissociating piers and arches and reducing the width of the piers to the 1/10 of the arch span can be considered a change in the stone bridges technique. This change was maintained until the times stone bridges were last built at the beginnings of the 20th century, except in China where they continued to be built until the end of this century, with arches whose spans reached lengths of 120 m.

In stone architecture, on the other hand, there were different techniques that were used during the same period. There exists a qualitative change of technique between the Romanesque and Gothic vaults as well as between these and the Byzantine and Moslem ones. This invariability of stone bridges technique has brought about dating errors of as many as 1500 years, there were bridges from the XVIII century that were considered to be Roman.

However, this greater mastery and generalisation of the vaults in the Middle Ages does not mean that in this period the quality of Roman bridges is surpassed although when we refer to the slenderness of arches and the relation between the pier width and the arch span we say that in general, the mediaeval bridges have greater slenderness.



Fig. 3. Puente del Diablo en Martorell sobre el río Llobregat/*Devil Bridge in Martorell over the Llobregat River*. Prov. Barcelona S. XIII. A la derecha, Fig. 4. Puente la Reina sobre el río Arga/*Puente la Reina over the Arga River*. Prov. Navarra. S. XI.

La esbeltez de los arcos romanos oscila entre $1/8$ y $1/18$ y en los medievales entre $1/15$ y $1/30$, llegando en algunos puentes góticos a un $1/35$, como en el de **San Martín** sobre el Tajo en Toledo, de 39 metros de luz, construido en el siglo XIV.

La relación entre el ancho de las pilas y la luz de los arcos varía en los romanos entre 1 y $1/4,3$ y un valor normal es $1/2$. En los medievales se llega a valores de $1/6,5$ en el **Puente del Diablo en Martorell**, del siglo XIII, y un valor normal es $1/5$. En el **Puente la Reina** sobre el río Arga, del siglo XI, uno de los primeros puentes románicos españoles, esta relación es de $1/4,3$, igual a la del **Puente Bibey**, la máxima de los puentes romanos.

La ejecución de los puentes medievales es en general menos perfecta que la de los romanos, y ello se manifiesta en la labra de los sillares y las dovelas, y en la geometría de los arcos, más defectuosa que la de los romanos; pero hay en cambio en este periodo una mayor intuición del comportamiento resistente del arco de medio punto, porque se sabía que el arco resistente no coincide con el desarrollo completo del medio punto; por ello en algunos arcos medievales, los arranques están hechos con sillares horizontales con borde curvo para dar forma al arco, más fáciles de hacer que las dovelas radiales. Este despiece horizontal se mantiene hasta una cierta altura, y mediante uno o varios sillares de forma trapezoidal, que constituyen el salmer del arco, se inician las dovelas radiales. Ejemplo de esta configuración es el arco del puente de **Alquézar** sobre el río Vero en la provincia de Huesca, el **Puente del Diablo en el desfiladero de Olvena** sobre el río Ésera, y también en el puente sobre el río **Rumblar** en la provincia de Jaén, un puente con un acusado lomo de asno, que luego se rectificó para dar paso a la carretera de Andalucía, en la que estuvo en servicio hasta los años 50 del si-

*The slenderness of Roman arches ranges between $1/8$ and $1/18$ whereas in the mediaeval ones it varies between $1/15$ and $1/30$, with some Gothic bridges reaching a $1/35$, such as the **San Martín Bridge** over the Tajo in Toledo, 39 m long, built in the XIV century.*

*The relation between the pier width and the arches varies in Roman bridges between 1 and $1/4.3$ while a normal value is $1/2$. In mediaeval bridges this relation reaches values of $1/6.5$ in the **Devil Bridge in Martorell**, from the XIII century, while a normal value is $1/5$. In the **Puente la Reina** over the Arga Rive, from the XI century, one of the first Spanish Romanesque bridges, this relation is $1/4.3$ the same as in the **Puente Bibey**. This is the maximum value of this relation in the Roman bridges.*

*The execution of mediaeval bridges is generally performed with less perfection than is the case of Roman bridges which shows in the carving of the ashlar and voussoirs and in the geometry of the arches, which is faultier than in the Roman bridges. On the other hand, in this period there used to be a greater intuition of the resistant performance of the round arch, because it was well known that the resistant arch does not coincide with the complete development of the round arch. This is why in some mediaeval bridges the arch feet are made with horizontal ashlar with a curved border in order to give shape to the arch, easier to make than the radial voussoirs. This horizontal division is maintained up to a certain height. Then, by means of one or more trapezoidal ashlar which make the arch springer, the radial voussoirs are initiated. Some examples of this configuration are the arch of the **Alquézar Bridge** over the Vero River in the province of Huesca, the **Devil Bridge in the Olvena Defile** over the Ésera River as well as the bridge over the **Rumblar River** in the Province of Jaén, a bridge with a pronounced humpback which was later straightened in order to allow*



Fig. 5. Puente de Alquezar sobre el río Vero/Alquezar. Bridge over the Vero River. Prov.Huesca. A la derecha, Fig. 6. Puente del Diablo en el desfiladero de Ólvena sobre el río Esera/Devil Bridge in the Ólvena Defile over the Esera River. Prov. Huesca .

glo XX. En estos puentes, los sillares horizontales avanzan hasta un ángulo aproximado de 30°, donde se inician las dovelas radiales, y por ello la estructura arco se limita a un ángulo aproximado de 120°, que es el que funciona como tal.

También tienen el mismo despiece los puentes catalanes de la cuenca del Llobregat, del siglo XIV. El puente de **Monistrol** con una luz máxima de 37 metros, el puente de **Castellbell y el Vilar** con una luz máxima de 30 metros, ambos sobre el río Llobregat, y el **Puente del Diablo** en Cardona sobre el río Cardoner, afluente del anterior. En los tres, los arcos se inician con sillares horizontales hasta un ángulo aproximado de 30°, donde se inician las dovelas radiales. Los arcos de mayor luz tienen una segunda rosca superpuesta, que generalmente se limita a la zona central del arco.

Si bien, como hemos dicho, la bóveda cilíndrica de los puentes de piedra ha permanecido prácticamente invariable, en los puentes medievales podemos distinguir dos tipos de bóvedas, en función del despiece de las dovelas del arco:

- a) Las bóvedas uniformes, en las que las dovelas son análogas en todo el ancho de la bóveda, y todas ellas tienen el mismo canto. Las juntas se van alternando en las diferentes hiladas para trabar la fábrica en todo el ancho de la bóveda. De este tipo son los puentes románicos y gran parte de los puentes góticos.
- b) Las bóvedas que tienen en los paramentos del puente dovelas grandes y bien labradas, con una sola pieza en el canto del arco; en cambio el interior de la bóveda entre paramentos está hecho con sillarejo más o menos labrado, y el canto total del arco se consigue mediante la superposición de varias piezas de dovela.

Arriba, Fig. 7. Puente del río Rumbiar. a) El arco principal. b) Detalle de las dovelas/ Rumbiar. River Bridge. Prov. Jaén. Abajo, Fig. 8. Puente de Monistrol sobre el río Llobregat. a) El arco principal. b) Detalle de las dovelas/Monistrol. Bridge over the Llobregat River. Prov. Barcelona. S. XIV.

the passing of the Andalucía motorway, on which it was in service until the fifties of the XX century. In these bridges, the horizontal ashlar advance until reaching an angle of approximately 30°, where radial voussoirs are initiated. This is why the arch structure is limited to an angle of 120° approximately, which is the one that works as such.

*The Catalan bridges of the Llobregat River Basin from the XIV century have the same division. The **Monistrol** Bridge with a maximum 37 m long span, the **Castellbell y el Vilar** Bridge, with a 30 m long maximum span, both over*



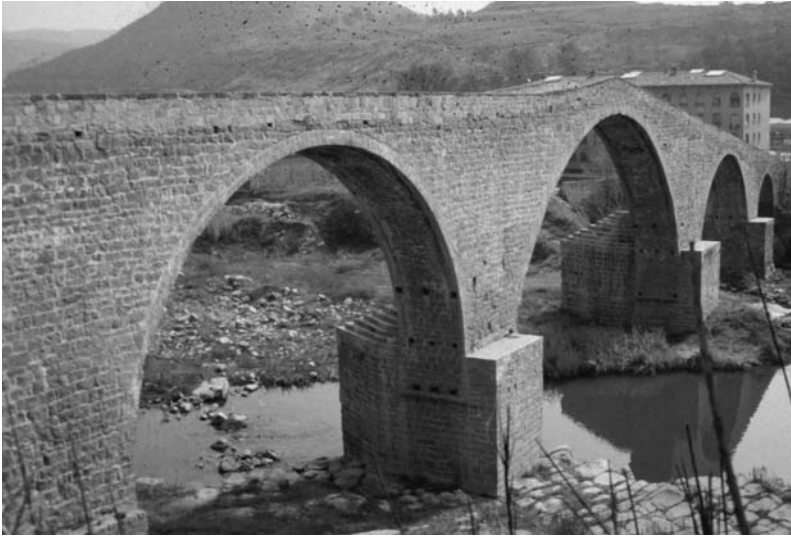


Fig. 9. Puente de Castellbell y el Vilar sobre el río Llobregat/
Cástellbell y el Vilar. Bridge over the Llobregat River. Prov. Barcelona. S. XIV.

Con frecuencia en estas bóvedas heterogéneas se producen grietas longitudinales entre el núcleo de sillarejo y las dovelas de los paramentos. Nosotros nos encontramos con este problema en el puente de **Castellbell y el Vilar** sobre el río Llobregat, un puente del siglo XIV de cuatro arcos, con una luz en el arco mayor de 30 metros; en los arcos grandes, estas grietas longitudinales tenían una apertura considerable, de varios centímetros. En principio pensamos que la grieta podría ser debida al empuje del relleno sobre los tímpanos, pero el relleno era de "cal y canto" y no producía empujes. La razón de estas grietas, que hemos visto en otros puentes de este tipo, es la diferencia de comportamiento resistente entre el núcleo y los arcos formados por las dovelas de borde, que son mucho más rígidos que el núcleo.

En algunas bóvedas que son uniformes en su intradós y que a partir de una visión exterior se incluirían en el tipo de bóvedas uniformes, las dovelas del interior de la bóve-

the Llobregat River, and the **Devil Bridge in Cardona** over the Cardoner River, a tributary of the Llobregat. In all three of these bridges, the arches begin with horizontal ashlar until reaching an angle of approximately 30°, where the radial voussoirs are initiated. The arches with larger spans have a second superimposed chord that is generally limited to the central area of the arch.

Although, as we have said, in stone bridges the barrel vault has remained practically unchanged, in mediaeval bridges we can distinguish two types of barrel vaults, depending on the division of the voussoirs of the arch:

a) The uniform vaults in which the voussoirs are the same along the whole width of the vault and they all have the same depth. The joints alternate in the different chords thus uniting the stonework. Such are the Roman and a great number of Gothic bridges.

b) The vaults that have in their bridge walls large and well-carved voussoirs with a single piece in the arch depth. On the other hand, the interior of the vault between the walls is made of rough ashlar, more or less carved, and the total arch depth is achieved by the superimposition of various voussoir pieces.

In these heterogeneous vaults there are often cracks between the ashlar core and the wall voussoirs. We found this problem in the **Castellbell y el Vilar** Bridge above mentioned over the Llobregat, a XIV century bridge with four arches, of a 30 m-long span in the largest arch. In the large arches these longitudinal cracks had a considerable opening of various centimetres. In the beginning we thought that the crack may be due to the thrust of the filling on the spandrel but this filling was solidly built and did not produce any thrusts. The reason for these cracks, which we had seen in other bridges of this kind, is the difference between the resistant behaviour of

Fig. 10. Puente del Diablo en Cardona sobre el río Cardona/**Devil Bridge in Cardona** over the Cardona River. Prov. Barcelona. S. XIV. A la derecha, Fig. 11. Puente de Piedra en Zaragoza sobre el río Ebro/**Stone Bridge in Zaragoza** over the Ebro River. S. XII - S. XIV.



da no están hechas de una sola pieza en todo el canto como las de los paramentos, sino que están formadas por piezas superpuestas. Esto lo hemos visto en la restauración de los arcos del **Puente de Piedra de Zaragoza**, un puente medieval que se empezó a construir en el siglo XII y se terminó en el XV, y que posteriormente ha sufrido varias intervenciones por hundimiento total o parcial de algunos de sus arcos. El intradós de las bóvedas de los arcos está hecho con dovelas todas iguales como si las dovelas fueran uniformes, pero al sustituir algunas de las del interior, se vio que estas dovelas estaban hechas de piezas superpuestas.

También hay diferencias importantes entre los puentes romanos y los medievales en el conocimiento del efecto de los tajamares y los espolones en la corriente del río. Tanto en los puentes romanos como en los medievales hay grandes variaciones de unos puentes a otros, pero a pesar de estas variaciones, se puede decir que los romanos ignoraban el problema de los espolones, y por ello los puentes romanos únicamente tienen tajamares, y en algunos casos un pequeño ensanche de la pila aguas abajo. La falta de espolones agrava el problema de la socavación, que siempre es más acusada aguas abajo que aguas arriba.

Con frecuencia, en los puentes medievales, aunque no siempre, los tajamares son simétricos. Ejemplo de ello son los del puente de Puente la Reina, o los de los puentes góticos con tajamares de planta triangular que se elevan hasta la plataforma del camino.

2. Morfología de los puentes medievales

En los puentes de piedra es difícil y arriesgado basar la datación de un puente en una identificación morfológica, porque ello puede dar lugar a muchos errores; como hemos dicho, se han llegado a considerar romanos puentes construidos en el siglo XVIII.

Los diversos tipos de puentes medievales que vamos a exponer no siempre responden a una evolución cronológica, sino que algunos tipos perviven a lo largo de varios siglos. Ejemplo de ello son los puentes con arquillos de aligeramiento en los tímpanos, que vamos a estudiar en primer lugar.

2.1. Puentes con arquillos de aligeramiento

En los puentes con arquillos de aligeramiento podemos distinguir dos tipos diferentes: Los puentes de varios arcos, y los puentes con un solo arco, o con un arco principal, y dos o más mucho menores.

El arquillo de aligeramiento es un elemento aprendido de los romanos, aunque en su última época, la ma-

the core and the arches made of edge voussoirs, much stiffer than the core.

*In some vaults with a uniform intrados and which, if we consider their exterior side, could be included in the group of uniform vaults, the voussoirs of the inner side of the vault are not made of a single piece in the whole depth like the voussoirs in the walls. They are made with superimposed elements. We saw this in the restoration of the arches of the **Stone Bridge in Zaragoza**, a mediaeval bridge whose construction began in the XII century and finished in the XV. Afterwards, the bridge underwent various interventions due to total or partial collapse of some of the arches. The intrados of the arches vaults was made of equal voussoirs as if they were all uniform, but when some of those on the inside were replaced, we discovered that these voussoirs were made of superimposed elements.*

There are also significant differences between the Roman and mediaeval bridges as regards the knowledge of the cutwater and rear cutwater effect in the River flow. Both in Roman and in mediaeval bridges there are great variations from one bridge to another, but in spite of these variations we can say that the Romans did not know of the real cutwaters problem which is why Roman bridges only have cutwaters and in some cases a small broadening of the pier in the downstream direction. The absence of real cutwaters aggravates the problem of the undermining which is always more serious in the downstream than in the upstream direction.

*Often, though not always, in mediaeval bridges the cutwaters are symmetrical. One example for this is the **Puente la Reina Bridge** or the Gothic bridges with triangular cutwaters which rise up to the road platform.*

2. The morphology of mediaeval bridges

In stone bridges it is difficult and risky to base the dating of a bridge on a morphological identification because this could give rise to many errors; as we have said before, there were bridges built in the XVIII century that were considered to date from the Roman period.

The different types of mediaeval bridges we are going to describe do not always respond to a chronological evolution. There are some types that survived over various centuries. An example of this are the bridges with relieving arches in the spandrels that we are going to deal with first.

2.1. Bridges with relieving arches

In bridges with relieving arches we can distinguish two different types: the bridges with several arches and the bridges with a single arch or those with one main arch and two or more much smaller ones.



Fig. 12. Puente de la Magdalena sobre el río Arga en Pamplona/Magdalena. Bridge over the Arga River in Pamplona. S. XIII-S.XIV. A la derecha, Fig. 13. Puente de Andujar sobre el río Guadalquivir. Probablemente romano/Andujar. Bridge over the Guadalquivir River. Probably Roman. Prov. Jaén.

yoría de los puentes romanos no los tenían. En los puentes medievales, los arquillos de aligeramiento se utilizaron en todas las épocas; en España el mejor ejemplo de ello son los puentes navarros sobre el río Arga: el de **Puente la Reina** construido en el siglo XI como hemos dicho, y el de la **Magdalena** construido dos o tres siglos después, pues los datos que conocemos sitúan su construcción en el siglo XIII o en el XIV; los dos tienen arquillos de aligeramiento similares.

Los arquillos de aligeramiento, llamados también aliviaderos, se debieron probablemente a varias razones:

1. Aumentar el desagüe del puente en caso de avenidas. Esta razón es puramente teórica, porque los estudios hidráulicos hechos sobre el caudal que puede pasar por estos arquillos, demuestra que es mínimo.
2. Disminuir el empuje del agua sobre los tímpanos en las grandes avenidas.
3. Disminuir el área de los tímpanos, y con ello reducir el empuje del relleno sobre ellos. Al mismo tiempo se crea una traba entre los dos paramentos.
4. Introducir un elemento en la composición del puente, que aligere la gran superficie que forma el conjunto pila-tímpano.

Pensamos que esta última razón, que como hemos dicho es de composición y no funcional, es la que ha llevado en la mayoría de los casos a hacer arquillos de aligeramiento en los puentes. Pero no siempre ha sido así, porque en algún caso, los arquillos de aligeramiento se han añadido a posteriori. En el puente de **Andujar** sobre el río Guadalquivir, un puente probablemente de origen romano, con una relación entre el ancho de las pilas y la

*The relieving arch is an element learnt from the Romans although in its latest age the Roman bridges did not have them. In mediaeval bridges, the relieving arches were used at all ages; in Spain the best examples for them are to be found in Navarra over the Arga River: the **Puente la Reina** Bridge built in the XI century as we have said before, and the **Magdalena** Bridge built two or four centuries later (the data we have access to date its construction back to the XIII or XIV century. These two bridges have similar relieving arches.*

The relieving arches, also called spillways were probably due to various reasons:

1. *They were meant to increase the drainage of the River in case of flooding. This reason is purely theoretical since the hydraulic studies prove that the flow that can pass through these relieving arches is minimum.*
2. *Diminish the thrust of the water on the spandrels during flooding.*
3. *Reduce the area of the spandrels and therefore decrease the thrust of the filling on them. At the same time an obstacle is created between the two walls.*
4. *Introduce an element in the composition of the bridge that would lighten the large surface that makes up the pier-spandrel whole.*

*We think that this last reason that, as we have said, has to do with the composition rather than the function, is what led to the use of relieving arches in bridges. But it has not always been the case because in some cases the relieving arches were added later. In the **Andujar** Bridge over the Guadalquivir, a bridge of probably Roman origins, with a pier width-arch span ratio amounting to 1, meaning that the piers have the same width as the arches, the relieving arches were*



Fig. 14. Puente Vilumara sobre el río Llobregat/Vilumara. Bridge over Llobregat River. Prov.Barcelona. A la derecha, Fig.15. Pont Vell de Manresa sobre el río Cardoner/Pont Vell de Manresa over the Cardoner River. Prov. Barcelona.

luz de los arcos de 1, es decir, las pilas tienen el mismo ancho que los arcos, los arquillos de aligeramiento se añadieron a posteriori, probablemente durante la Edad Media, porque los arcos principales tienen pocas marcas de cantero, probablemente debido a una restauración simultánea a los arquillos y en cambio los arquillos de aligeramiento tienen muchas. En los paramentos de los tímpanos se puede ver la línea divisoria entre la zona inferior, original del puente, y la zona superior que se rehizo después de construir los arquillos de aligeramiento. No sabemos por qué se añadieron estos arquillos, pero no parece que pueda deberse a un problema de composición.

2.1.1. Puentes de varios arcos

Entre los puentes con arquillos de aligeramiento de varios arcos cabe destacar los dos navarros sobre el río Arga ya citados, el de **Puente la Reina** del siglo XI, un puente con seis arcos, el mayor de 25 metros de luz y grandes arquillos de aligeramiento sobre las pilas; y el de la **Magdalena** en Pamplona con cuatro arcos ligeramente apuntados, y arquillos de aligeramiento análogos a los del puente anterior. Ambos puentes se encuentran en el Camino de Santiago.

En Cataluña hay varios puentes medievales con arquillos de aligeramiento. En el puente de **Vilumara** sobre el río Llobregat, tres pilas laterales tienen arquillos de aligeramiento sobre ellas, y tajamares aguas arriba con sombreretes escalonados; ambos elementos son clásicos de un puente medieval. La zona central sobre el río se hizo en una reconstrucción posterior. El **Pont Vell de Manresa** sobre el río Cardoner tiene dos arquillos muy pequeños sobre las pilas contiguas al arco central; en las demás pilas los tímpanos son ciegos. El puente actual es una reconstrucción hecha en los años

added later, probably during the Middle Ages, because the main arches do not have banker marks, as Roman bridges cannot have them, while on the other hand the relieving arches do have them. On the spandrel walls we can see the division line between the bottom area belonging to the original bridge and the upper area that was redone after the relieving arches were built. We do not know why these arches were added but it not may be due to a composition problem.

2.1.1. Bridges with several arches

*Among bridges with relieving arches that have several arches we should point out two bridges in Navarra over the Arga River we had already mentioned: the **Puente la Reina** Bridge from the XI century with six arches of which the largest has a 25 m-long span with great relieving arches over the piers, and the **Magdalena** Bridge in Pamplona with four slightly pointed arches and relieving arches identical as those in the previous bridge. Both bridges are situated on the Road to Santiago.*

*In Catalonia there are various mediaeval bridges with relieving arches. In the **Vilumara** Bridge over the Llobregat, three lateral piers have relieving arches on top and cutwater in the upstream direction. Both these elements are classical in a mediaeval bridge. The central area over the river was built in a later reconstruction. The **Pont Vell de Manresa** over the Cardoner River has two very small relieving arches only over the piers adjacent to the central arch. In the rest of the piers the spandrels are solid. The present day bridge is a reconstruction done in the 70s of the XX century because the original one was destroyed in the Spanish Civil War.*



Fig. 16. Puente de Besalú sobre el río Fluviá/Besalú. Bridge over the Fluviá River. Prov. Gerona. S. XII. A la derecha, Fig. 17. Puente de Frias sobre el río Ebro/Frias. Bridge over the Ebro River. Prov. Burgos. S. XIII.

70 del siglo XX, porque fue derribado durante la Guerra Civil Española.

El puente de **Besalú** sobre el río Fluviá es un conjunto de diferentes partes construidas o reconstruidas en diferentes épocas. La parte más antigua, la más próxima a la ciudad, es probablemente del siglo XII y consta de tres arcos con arquillos de aligeramiento en las pilas intermedias. Dos de estos arcos no son originales; se reconstruyeron en 1962, porque, igual que el **Pont Vell de Manresa** fue derribado en la Guerra Civil.

Otro puente medieval con arquillos de aligeramiento es el **Puente Nuevo de Zamora** sobre el río Duero, construido probablemente en el siglo XII. El nombre de nuevo se debe a la existencia de un puente anterior romano del que todavía quedan restos. El puente medieval llegó a tener veintidós arcos apuntados, y conserva los arquillos de aligeramiento sobre las pilas, aunque en una desafortunada intervención a principios del siglo XX se cambió la forma de los aligeramientos, introduciendo un arco invertido inferior que desfigura la imagen original. En esta intervención se suprimieron las torres que tenía el puente en los dos extremos, para facilitar el tráfico sobre él. La misma suerte corrieron la mayoría de la torres de los puentes medievales españoles, que se derribaron desde el siglo XVIII hasta principios del XX, para facilitar el tráfico en ellos, porque eran mayoría los puentes que originalmente tenían torres en sus extremos o sobre alguna de sus pilas, y hoy en día son excepción.

Entre los puentes que conservan sus torres podemos destacar el puente de **Frias** sobre el río Ebro, del siglo XIII, y los dos puentes de Toledo sobre el Tajo: el de **Alcántara**, de origen romano, pero la mayor parte de su fábrica actual es medieval, y el de **San Martín**, del siglo XIV, al que ya nos hemos referido, con un arco principal de 39 metros de luz,

The **Besalú Bridge** over the Fluviá is a set of different parts built or rebuilt at different times. The oldest part, the one closest to the town, probably dates back to the XII century and has three arches with relieving arches in the intermediate piers. Two of these arches are not original; they were rebuilt in 1962 because, like the **Pont Vell de Manresa**, this bridge was destroyed during the Spanish Civil War.

Another mediaeval bridge with relieving arches is the **Puente Nuevo de Zamora** over the Duero, probably built in the XII century. The name (nuevo:new) is due to the existence of an earlier Roman bridge whose remains still exist. This bridge had as many as twenty-two pointed arches and still keeps the relieving arches over the piers although an inappropriate intervention at the beginnings of the XX century changed the shape of the relieving arches introducing an inverted lower arch that disfigures the original view. The towers the bridge had on either end were removed in this intervention in order to make the traffic flow easier. Most of the towers in Spanish mediaeval bridges shared this same luck, they were demolished from the XVIII to the beginnings of the XX century for traffic purposes. While most of the bridges originally used to have towers at the ends or over some pier, those which still keep them nowadays are an exception.

Among the bridges that keep the towers we can point out the **Frias Bridge** over the Ebro, from the XIII century and the two Toledo bridges over the Tajo: the **Alcántara Bridge** of Roman origins although most of its today's stonework is mediaeval and the **San Martín Bridge** from the XIV century we have mentioned before with a main arch 39 m long with towers on either end. The **Besalú Bridge** mentioned above also



Fig. 18. Puente de Alcántara en Toledo sobre el río Tajo/Alcantara. Bridge in Toledo over the Tajo River. A la derecha, Fig. 19. Puente de Cangas de Onís sobre el río Sella/Cangas de Onís. Bridge over the Sella River. Prov. Asturias.

que tiene torres en sus dos extremos. También tiene torres el puente de **Besalú** antes citado, pero, las torres actuales se hicieron en la reconstrucción de 1962 ya citada, a la vez que los arcos, reproduciendo las torres originales que se habían derribado para facilitar el tráfico en el puente.

2.1.2. Puentes de un arco principal

El puente con un arco principal de gran luz para salvar el río y arquillos de aligeramiento de gran tamaño a los lados del arco, es una solución clásica de la Edad Media que se repite en muchas ocasiones, y no solo en España. Un ejemplo francés es el **Pont du Diable en Olargues** con un arco principal de 32 metros de luz, construido en el siglo XII.

Generalmente, en estos puentes, la flecha que requiere un arco de luz grande obliga a levantar la clave sobre las orillas y esto lleva a un perfil en lomo de asno más o menos acusado. Si bien el lomo de asno de los puentes medievales es el resultado de esta elevación de la clave de los arcos mayores, también es cierto que este perfil se enfatiza en muchos puentes como elemento de composición.

No solo aparece el lomo de asno en los puentes con un arco principal, sino también en los puentes de varios arcos con luces decrecientes del centro a los extremos. Los mejores ejemplos de esta composición en los puentes medievales españoles son los siguientes: el puente de **Capella** sobre el río Isabena, con varios arcos, y el puente de **Besians** sobre el río Ésera con un arco principal, ambos en el Pirineo aragonés.

Otro puente con una composición en lomo de asno muy marcada es el de **Luco** sobre el río Jiloca en la provincia de Teruel, un puente que, como muchos otros, se ha atribuido siempre a los romanos; pero esto no es cierto

has towers on either end but the present-day towers were built in the 1962 reconstruction together with the arches, reproducing the original towers that had been demolished for traffic purposes.

2.1.2. Bridges with a single main arch

The bridges with one main long-span arch to span the River and large relieving arches on either side of the arch is a classical mediaeval solution that was repeated many times and not only in Spain. A French example is the **Devil Bridge in Olargues** with a main arch 32 m long built in the XII century.

Generally speaking, in these bridges the rise required by a long-span arch makes it necessary to lift the keystone on the riverbanks which has as a result a more or less prominent humpback shape. Although the humpback of the mediaeval bridges is the result of this keystone elevation of the major arches, it is also true that this shape is emphasised in many bridges as an element of composition.

The humpback does not only appear in bridges with a single main span but also in bridges with several arches with the spans decreasing from the centre toward the ends. The best examples of this composition among the Spanish mediaeval bridges are the following: the **Capella** Bridge over the Isabena River, with several arches, and the **Besians** River over the Ésera River with one main arch, both in the Pyrenees of Aragón.

Another bridge with a very pronounced humpback composition is the **Luco** Bridge over the Jiloca River in the province of Teruel. This bridge like many others has always been attributed to the Romans. This is not correct, though, since banker marks were found on the



Fig. 20. Pont Nou de Camprodon sobre el río Ter/Pont Nou de Camprodon over the Ter River. Prov. Gerona. S. XIV. A la derecha, Fig.21. Puente de San Juan de las Abadesas sobre el río Ter/San Juan de las Abadesas. Bridge over the Ter River. Prov. Gerona. S. XII. (original)/(origin).

porque se han encontrado marcas de cantero en las dovelas de los arcos. Su morfología también hace pensar más en un puente medieval que en uno romano, aunque la perfección de su dovelado y sillería, es más propia de un puente romano.

Entre los puentes españoles con un arco principal flanqueado por arquillos de aligeramiento, podemos tomar como prototipo el de **Cangas de Onís** sobre el río Sella, con un arco principal ligeramente apuntado de 22 metros de luz, y dos arcos laterales más pequeños. No tenemos datos del origen de este puente, que siempre ha dado lugar a polémica; Carlos Fernández Casado en su libro de puentes romanos lo considera romano. El ligero apuntamiento del arco lo atribuye este autor a la dificultad que suponía construir arcos de directriz circular de gran luz, porque con frecuencia perdían forma, y por ello se les daba un apuntamiento inicial para evitar este problema.

Con todas las reservas que hemos planteado sobre la datación morfológica de los puentes, creemos que el puente de Cangas de Onís es un caso muy característico del tipo de puentes medievales que estamos estudiando.

Son muchos los puentes de este tipo que podemos citar en España, la mayoría de ellos en Cataluña.

Fuera de Cataluña podemos citar el Puente del Diablo en el desfiladero de Olvena sobre el río Ésera aguas abajo del pantano de Graus. Es un magnífico arco ligeramente apuntado, estribado en dos rocas de las orillas del río.

Los tres puentes catalanes de este tipo que citamos a continuación, están entre ellos a una distancia, de menos de 20 kilómetros:

El **Pont Nou de Camprodon**, probablemente del siglo XIV, tiene un arco principal de medio punto de 22 metros de luz que salva el río Ter, y dos arcos menores a los lados. Sobre las dos pilas centrales tiene unos arquillos

arch voussoirs. Its morphology also makes us think of a mediaeval bridge rather than a Roman one although the perfection of its voussoirs and ashlar is more characteristic of a Roman bridge.

*Among the Spanish bridges with a main arch flanked by relieving arches we can consider as a prototype the **Cangas de Onís** Bridge over the Sella River, with a 22 m-long slightly pointed main arch, and two smaller lateral arches. We do not have any data on the bridge's origins, which has always given rise to polemics. Carlos Fernández Casado considers it Roman in his book on Roman bridges. This author attributes its slightly pointed arch to the difficulty of building long-span arches of a circular directrix, since they often tend to lose their shape, which is why the arches were made initially pointed to avoid this problem.*

Bearing in mind all the reservations we brought up about the morphological dating of bridges of the we consider the Cangas de Onís Bridge to be a case quite characteristic of the type of mediaeval bridges we are studying here.

There are many bridges of this kind we can mention in Spain, most of them in Catalonia.

Outside Catalonia we can mention the Devil Bridge in the Olvena Defile over the Ésera River in the downstream direction from the Graus Reservoir. This is a magnificent slightly pointed arch, resting on two rocks on the riverbanks.

The three Catalan bridges of this type that follow are less than 20 km apart from each other.

*The **Pont Nou de Camprodon**, probably from the XIV century, has a round main arch 22 m long spanning the Ter River, and two smaller arches on either side. Over the two central piers there are large*



Fig. 22. Puente de Campdevanol sobre el río Freser/Campdevanol. Bridge over the Freser River. Prov.Gerona. A la derecha, Fig. 23. Puente de Briñas en Haro sobre el río Ebro/Briñas. Bridge in Haro over the Ebro River. Prov. La Rioja.

grandes de aligeramiento, y sobre la pila del lado de la ciudad conserva además una torre construida en el siglo XVI.

El puente de **San Juan de las Abadesas** sobre el río Ter tiene un arco principal apuntado de 29,5 metros de luz, dos arcos laterales pequeños y dos arquillos de aligeramiento sobre las pilas. El puente actual es una reconstrucción hecha en la posguerra del que fue volado a principios de 1939, durante la Guerra Civil Española. El puente original era del siglo XII, que a su vez era reconstrucción de un puente anterior.

El tercer puente catalán de este tipo que citamos, es el de **Campdevanol** sobre el río Freser, con un gran arco principal de medio punto.

2.2. El arco ojival

Son muchos los puentes góticos que tienen arcos ojivales, pero no se puede decir que los arcos ojivales son exclusivos de los puentes góticos, porque se empezaron a utilizar anteriormente; tampoco se puede decir que todos los puentes góticos tienen arcos ojivales, porque en esa época coexisten con ellos los arcos de medio punto. Muchos de los grandes arcos de los puentes góticos son de medio punto.

Hay muchos puentes medievales que tienen arcos de los dos tipos, apuntados y de medio punto y de ellos hay muchos ejemplos: El puente de **Frias** sobre el río Ebro, del siglo XIII, tiene dos arcos centrales apuntados, a los lados de la torre, y el resto son de medio punto. El puente de **Briñas** en Haro sobre el río Ebro tiene tres arcos de medio punto y cuatro apuntados. El puente de **Hospital de Órbigo** sobre el río Órbigo, construido en el siglo XIII, tiene arcos de medio punto, ojivales y escarzanos. En Galicia hay innumerables puentes con arcos ojivales y de medio pun-

relieving arches and over the pier, on the town side, there still remains a tower built in the XVI century.

*The **San Juan de las Abadesas** Bridge over the Ter has a pointed main arch 29.5 m long, two small lateral arches and two relieving arches over the piers. The present-day bridge is a reconstruction from the post-war period of the bridge blown up at the beginning of 1939 during the Spanish Civil War. The original bridge dated back to the XII century and was in its turn a reconstruction of an even earlier bridge.*

The third Catalan bridge of this type we choose to mention is the Campdevanol one over the Freser River, with a great round main arch.

2.2. The ogive arch

There are many Gothic bridges with ogive arches but it cannot be stated that the ogive arches are exclusive of the Gothic bridges because they were first used earlier. Neither can we say that all Gothic bridges have ogive arches because in this period they co-existed with the round ones. Many large arches in Gothic bridges are round.

There are many mediaeval bridges that have arches of the two types, both pointed and rounded, and there are many examples for this: the Frias Bridge over the Ebro river from the XIII century has the two central arches, on either side of the tower, pointed, while the rest are rounded. The Briñas Bridge in Haro over the Ebro has three round arches and four pointed ones. The Hospital de Órbigo Bridge over the Órbigo River, built in the XIII century, has round, ogive and segmented arches. In Galicia there are innumerable bridges with ogive and rounded arches. Among them we can mention the Ramallosa Bridge over the Miñor



Fig. 24. Puente de Hospital de Órbigo sobre el río Órbigo/Hospital de Órbigo bridge over the Órbigo, River. Prov. León. S. XIII. A la derecha, Fig. 25. Puente de la Ramallosa cerca de Bayona sobre el río Miñor/Ramallosa. Bridge near Bayona over the Miñor River. Prov. Pontevedra. S. XIII.

to. Entre ellos podemos citar el puente de la **Ramallosa** sobre el río Miñor, cerca de Bayona, probablemente del siglo XIII, el puente de la **Cigarrosa** sobre el río Sil entre la Rua y Petin, y el puente **Maceira** sobre el río Tambre, probablemente del siglo XIV, con un arco central apuntado y los demás de medio punto.

En estos puentes con dos tipos de arcos debemos incluir **La Ponte Vella de Ourense** sobre el río Miño, que tiene siete arcos, cuatro de ellos de medio punto y tres ojivales, uno de ellos, el central de 43,5 metros de luz, es el mayor de los puentes medievales españoles. Es un puente de origen romano que ha sufrido varias reconstrucciones. El puente medieval, que no está claro si tiene las mismas luces del romano, se construyó en el siglo XIII, pero en el siglo XV se hundió el arco principal y desde entonces el arco se reconstruyó y se hundió en varias ocasiones, hasta que en el siglo XVII se terminó el arco que todavía se conserva actualmente.

River near Bayona, probably the from the XIII century, the Cigarrosa Bridge over the Sil River between la Rua and Petin, and the Maceira Bridge over the Tambre River, probably from the XIV century with a pointed central arch while the rest are rounded.

Among these bridges with two types of arches we must also include La Ponte Vella de Ourense over the Miño River, that has seven arches, four of which are rounded while the remaining three are ogive. The central arch, 43.5 m long, is the largest of all Spanish mediaeval bridges. This is a bridge from the Roman times that has undergone various reconstructions. The mediaeval bridge, whose spans are not quite so clearly identical to those of the Roman bridge, was built in the XIII century, but in the XV century the main arch collapsed and from then on the arch was rebuilt and collapsed several times until the one still standing today was built in the XVII century.

Fig. 26. Puente de la Cigarrosa entre la Rua y Petin sobre el río Sil/Cigarrosa. Bridge between la Rua and Petin over the Sil River. Prov. Ourense. A la derecha, Fig. 27. Ponte Vella de Ourense sobre el río Miño/Ponte Vella de Ourense over the Miño River.





Fig. 28. Puente de Tordesillas sobre el río Duero/Tordesillas. Bridge over the Duero River. Prov. Valladolid. S. XIII. A la derecha, Fig. 29. Puente de Garray sobre el río Duero/Garray. Bridge over the Duero River. Prov. Soria.

En algunos de estos puentes, los arcos de uno y otro tipo se pueden deber a reconstrucciones de épocas diferentes, pero en otros está claro que se han construido a la vez partiendo de un proyecto único.

Hemos visto la interpretación de Carlos Fernández Casado del origen de los arcos apuntados en los puentes con arcos grandes, y ello puede ser cierto en muchos casos donde el apuntamiento es muy leve. En otros casos, en cambio, hay una intención clara de dar forma ojival al arco.

El arco apuntado no tiene ninguna justificación en los puentes desde el punto de vista resistente, porque las cargas permanentes que actúan sobre un arco de puente están repartidas a lo largo de él y producen carga máxima en los arranques y mínima en clave, lo que justifica el arco carpanel, que es la forma opuesta al arco apuntado. Las cargas variables sobre el arco pueden estar parcialmente repartidas sobre él, por lo que no determina ningún tipo de directrix. No hay por tanto ningún motivo que justifique una discontinuidad angular en clave como tiene el arco apuntado, que solo puede ser debida a una carga concentrada.

Por ello, en los puentes con un arco principal apuntado, se busca generalmente situar sobre la clave de éste, el vértice del lomo de asno de la rasante para que acompañe al apuntamiento del arco. En algunos casos se sitúa en clave una pequeña capilla, que tanto desde el punto de vista resistente como desde el punto de vista formal, equilibra el conjunto, justificando el apuntamiento del arco.

El prototipo de los puentes ojivales españoles es el **Puente del Diablo en Martorell** sobre el río Llobregat, un arco de 37 metros de luz construido en el siglo XIII, con un acusado lomo de asno y una capilla en el vértice para crear el equilibrio a que antes nos hemos referido. El puen-

In some of these bridges, the arches of one or the other type may be due to reconstructions in different periods of time, but in other bridges it is clear that they were built at the same time as a result of one and the same project.

We have seen the interpretation of Carlos Fernández Casado about the origin of the slightly pointed arches in bridges with large arches, and this may be the criterion to use in many cases in which the arches are just slightly pointed. In other cases, though, there is a clear intention to give an ogive shape to the arch.

The pointed arch has no justification in bridges from the resistant point of view, because permanent loads acting on the arch are distributed all along its surface and produce the maximum load in the feet and the minimum load in the keystone which justifies the basket arch, the opposite shape of the pointed arch. The variable loads on the arch can be partially distributed which does not determine any type of directrix. Therefore, there is no reason why there should be an angular discontinuity in the keystone like that of the pointed arch, such discontinuity may only be due to a concentrated load.

For this reason, in bridges with a pointed main arch, humpback vertex of the keystone gradient keystone is usually situated on top, to accompany the arch's pointed shape. In some cases a small chapel is situated in the keystone that both from the resistant and from the formal point of view provides the whole with balance thus justifying the pointed arch.

*The prototype of the Spanish ogive bridges is the **Devil Bridge in Martorell** over the Llobregat River, a 37 m long arch built in the XIII with a pronounced humpback and a chapel in the vertex in order to*



Fig. 30. Puente de Vinuesa sobre el río Duero/Vinuesa. Bridge over the Duero River. Prov. Soria. A la derecha, Fig. 31. Puente de Ledesma sobre el río Tormes/Ledesma. Bridge over the Tormes River. Prov. Zamora. S. XV.

te actual es una reconstrucción de los años 60 del siglo XX del puente medieval, que fue volado durante la Guerra Civil Española. A su vez, el puente medieval era reconstrucción de un puente romano anterior, del que queda un arco triunfal en uno de los extremos del puente.

Igual que en los puentes con arquillos de aligeramiento, podemos distinguir dos tipos de puentes con arcos ojivales, los de varios arcos de luces similares, y los de un arco principal.

2.2.1. Puentes de varios arcos

En España hay muchos puentes con arcos ojivales de varios arcos, muchos de ellos con arcos acusadamente apuntados.

Como prototipo podemos citar el puente de **Tordesillas** sobre el río Duero que ha servido de paso a la carretera de Galicia hasta fechas muy recientes.

En la provincia de Soria se encuentra el puente de **Garray**, con arcos claramente apuntados; y el de **Vinuesa**, actualmente sumergido en el pantano de la Cuerda del Pozo, aunque éste puente se debe incluir entre los que tienen los dos tipos de arcos, porque los dos arcos de un extremo, que vienen obligados por una rasante más próxima al suelo, se han hecho de medio punto.

Otro puente de arcos claramente apuntados es el de **Ricobayo** sobre el río Esla, del siglo XIII, que sufrió una drástica elevación de rasante mediante unos desmesurados arquillos de aligeramiento. Actualmente este puente está sumergido en el embalse de Ricobayo.

Un puente grande entre los de arcos apuntados es el de **Ledesma** sobre el río Tormes, construido en el siglo XV con una luz máxima de 18 metros. En este puente los arcos apuntados están más justificados que en otros casos por la considerable altura de la rasante sobre el río. Origi-

provide balance as explained above. The present-day bridge is a reconstruction of the mediaeval bridge, demolished during the Spanish Civil War, carried out in the 60s of the XX century. In its turn, the mediaeval bridge was a reconstruction of an earlier Roman bridge of which a triumphal arch remains at one end of the bridge.

Like in bridges with relieving arches, two types of bridges can be distinguished among bridges with ogive arches: those with several arches of similar spans and those with a single main arch.

2.2.1. Bridges with several arches

In Spain there are many ogive arches bridges with several arches. Many of them have arches whose pointed shape is quite marked.

As a prototype we can mention the **Tordesillas** Bridge over the Duero river that was used on the road to Galicia until recently.

In the province of Soria there is the **Garray** Bridge with clearly pointed arches and the **Vinuesa** Bridge, currently submerged in the Cuerda del Pozo Reservoir, although this bridge should be included among those having both types of arches because the two arches on one end, obliged by a gradient closer to the ground, were made round.

Another bridge with clearly pointed arches is the **Ricobayo** one crossing the Esla River from the XIII century that underwent a drastic gradient elevation by means of disproportionate relieving arches. Currently this bridge is submerged in the Ricobayo Reservoir.

A large bridge among those with pointed arches is the **Ledesma** one over the Tormes River built in the XV century with a maximum 18-m long span. In this bridge



Fig. 32. Puente de Medina en Arévalo sobre el río Arevallillo/Medina. Bridge in Arevalo over the Arevallillo River. Prov. Ávila. S. XIV. A la derecha, Fig. 33. Puente de Todolella sobre el río Cantavieja/Todolella. Bridge over the Cantavieja River. Prov. Castellón.

nalmente tenía tres arcos apuntados y dos extremos más pequeños de medio punto; en la Guerra de la Independencia volaron uno de los arcos principales, que fue reconstruido con un arco peraltado.

También tienen arcos claramente apuntados los puentes mudéjares de Arévalo sobre el río Arevallillo, del siglo XIV: el de **Medina** tiene tres arcos principales, de 12 y 11 metros de luz; el segundo puente de **Arévalo** tiene un solo arco apuntado de luz análoga.

Por último citamos el puente de **Apricano** sobre el río Bayas en Alava, un pequeño puente de los siglos XIV o XV, con cuatro arcos muy apuntados.

2.2.2. Puentes con un arco principal

Son innumerables los puentes medievales que podemos incluir en este tipo, y por ello vamos a limitarnos a los de mayor luz, o a los que tienen arcos apuntados más acusados.

Entre los de mayor luz con arcos apuntados, hemos citado ya el **Puente del Diablo en Martorell** de 37 metros de luz, el de **San Juan de las Abadesas** de 29,5 metros, y el de **Cangas de Onís** de 22 metros.

El mayor de los arcos medievales españoles es el puente de **San Martín** sobre el río Tajo en Toledo, de 39 metros de luz; pero la composición del puente con rasante prácticamente horizontal y el ligerísimo apuntamiento del arco, nos lleva a incluirlo en los grandes arcos góticos del siglo XIV.

Otro arco apuntado de luz grande es el de **Todolella** sobre el río Cantavieja en la provincia de Castellón, con una luz de 24,7 metros y un ligero lomo de asno, que posteriormente ha sido rectificadado para dejar la carretera con rasante horizontal.

the pointed arches are more justified than in other cases due to the considerable height of the gradient elevation over the river. Originally, it used to have three pointed arches and two end ones that were smaller and round. In the Independence War one of the main arches was blown up and it was later rebuilt with a stilted arch.

The following Mudejar bridges also have clearly pointed arches: the Arévalo Bridge over the Arevallillo river, from the XIV century, the Medina Bridge with three main arches 12 and 11 m long; and the second Arévalo Bridge with a single pointed arch of the same span length.

Finally, there is the Apricano Bridge over the Bayas River in Alava, a small bridge from the XIV or XV century with four quite pointed arches.

2.2.2. Bridges with a single main arch

There are innumerable mediaeval bridges, which can be included within this category. Therefore, we will just deal with the large-span ones or those whose arches are most markedly pointed.

Among those with the largest span with pointed arches we have already mentioned the Devil Bridge in Martorell, 37 m long, the San Juan de las Abadesas one, 29.5 m long, and the Cangas de Onís one, 22 m long.

One of the largest Spanish mediaeval arches is that of the San Martín Bridge over the Tajo in Toledo, 39 m long; whose composition with an almost horizontal gradient and a slightly pointed arch makes us include it among the great Gothic arches of the XIV century.

Another large-span pointed arch is the Todolella over the Cantavieja River in the province of Castellón, with a 24.7 m long span and a slight humpback that was later rectified to leave the road with a horizontal gradient.



Fig. 34. Puente de San Albin en Béjar sobre el río Cuerpo de Hombre/San Albin. Bridge in Béjar over the Cuerpo de Hombre River. Prov. Salamanca. A la derecha, Fig. 35. Puente de Navia de Suarna sobre el río Navia/Navia de Suarna. Bridge over the Navia River. Prov. Lugo.

El puente de **San Albin** en Bejar sobre el río Cuerpo de Hombre, tiene un solo arco muy apuntado de 21,50 metros de luz, y rasante horizontal, que seguramente se debe a una rectificación posterior.

El puente de **Navia de Suarna** sobre el río Navia, en la provincia de Lugo, se puede considerar el ejemplo perfecto de este tipo de puentes. Tiene un solo arco de 21 metros de luz, muy apuntado, que se eleva 13 metros sobre el lecho del río, lo que da lugar a un perfil en lomo de asno muy acusado, con pendientes que llegan al 16%.

También en Galicia se encuentra el puente **Navea** sobre el río del mismo nombre, con un solo arco apuntado de 18 metros de luz y una rasante casi horizontal.

En la Rioja existen muchos puentes con arcos apuntados. Como ejemplo se puede citar el puente de **Viguera** sobre el río Iregua con un arco principal apuntado de 19,7 metros de luz, y un acusado lomo de asno.

The **San Albin** Bridge in Béjar over the Cuerpo de Hombre River has a single quite pointed arch, 21.50 m long and a horizontal gradient that is probably due to a later rectification.

The **Navia de Suarna** over the Navia River in the province of Lugo may be considered a perfect example of this type of bridges. It has a single arch of a 21 m-long span, quite pointed, that rises 13 m above the riverbed which gives rise to a quite pronounced humpback shape with slopes reaching up 16%.

Also in Galicia there is the **Navea** Bridge over the river of the same name, with a single pointed arch, 18 m long and an almost horizontal gradient.

In La Rioja there are many bridges with pointed arches. As an example we can mention the **Viguera** Bridge over the Iregua River with a main pointed span 19.7-m long and a prominent humpback. The today's main arch is a reconstruction from the 16th century.

Fig. 36. Puente de Viguera sobre el río Iregua/Viguera. Bridge over the Iregua River. Prov. La Rioja. A la derecha, Fig. 37. Puente de la Hiedra sobre el río Najerilla/Puente de la Hiedra over the Najerilla River. Prov. La Rioja.

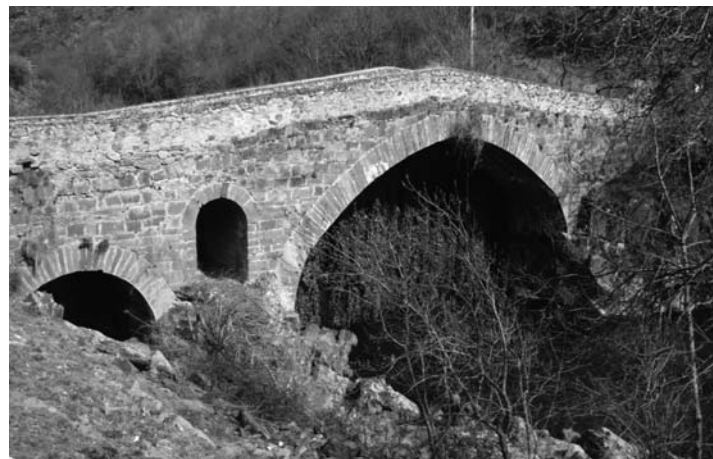




Fig. 38. Puente de Úbeda la Vieja sobre el río Guadalquivir/Úbeda la Vieja Bridge over the Guadalquivir River. Prov. Jaén. A la derecha, Fig. 39. Puente de Pedret sobre el río Llobregat/Pedret. Bridge over the Llobregat River. Prov. Barcelona.

Este arco principal actual es una reconstrucción del siglo XVI. Arco bastante apuntado tiene el **Puente de la Hiedra** sobre el río Najerilla, del siglo XIV, con un arquillo de aligeramiento sobre la única pila; el arco principal tiene una luz de 12,6 metros; más claramente apuntado es el arco del puente de **Mansilla** sobre el mismo río de 13,7 metros de luz, construido en el mismo siglo, y actualmente sumergido en el pantano de Mansilla, ambos también en la Rioja.

Por último como ejemplos de arcos acusadamente apuntados podemos citar el puente de **Úbeda la Vieja** sobre el río Guadalquivir en Jaén, con rasante probablemente rectificada; el puente del **Pedret** en Cataluña sobre el río Llobregat; y el puente de San Fiz en Galicia sobre el río Barbantiño con un arco apuntado de 9 metros de luz que tiene un dovelado de una perfección poco común en los puentes medievales.

Los puentes apuntados prácticamente se dejaron de hacer al iniciarse la Edad Moderna. Sin embargo, como hemos visto, la reconstrucción del arco del puente de Orense en el siglo XVII se hizo con un arco apuntado, y el puente de Almaraz sobre el río Tajo, construido en el siglo XVI, tiene dos arcos, el mayor de 38 metros, de medio punto, y el menor de 33 metros, apuntado. No sabemos la razón. El mayor fue volado en la Guerra de la Independencia y reconstruido en 1845; podría pensarse que originalmente los dos arcos eran apuntados, pero grabados del siglo XVIII muestran el puente original que tenía un arco apuntado y otro de medio punto.

2.3. Puente góticos con tajamares triangulares

Un puente gótico clásico en toda Europa, es el puente con tajamares triangulares que llegan hasta el borde superior de los pretilos, creando balconcillos a lo largo de

The **Puente de la Hiedra** over the Najerilla River has a rather pointed arch. It dates back to the XIV century, has one relieving arch over the single pier and its main span is 12.6 m long. The arch of the **Mansilla** Bridge is more clearly pointed, its span is 13.7 m long, it was also built in the XIV century and is currently submerged in the Mansilla Reservoir. They are both to be found in La Rioja.

Finally, as examples of arches with a markedly pointed shape we can name the **Úbeda la Vieja** Bridge over the Guadalquivir River in Jaén, with a gradient that was probably rectified, and the **Pedret** Bridge in Catalonia over the Llobregat River, and the **San Fiz** Bridge in Galicia over the Barbantiño River with a pointed arch of a 9 m-long span. The perfection of the voussoirs of this bridge is unusual in mediaeval bridges.

The pointed bridges practically ceased to be built at the beginning of the Modern Era. However, as we have seen, the reconstruction of the arch of the Orense bridge in the XVII century was carried out using a pointed arch, while the Almaraz Bridge over the Tajo River, built in the XVI century has two arches, the greater one is a round, 38 m long arch and the smaller one is 33 m long and pointed. We do not know the reason for this. The greater arch was blown up during the Independence War and reconstructed in 1845; it could mean that both arches were originally pointed, nevertheless, the engravings from the 18th century show the original bridge that had one pointed and one round arch.

2.3. Gothic bridges with triangular cutwaters

A Gothic bridge classical in entire Europe is the bridge with triangular cutwaters that reach the upper



Fig. 40. Puente de Capella sobre el río Isábena/Capella. Bridge over the Isábena River. Prov. Huesca. A la derecha, Fig. 41. Puente de Besians sobre el río Ésera/Besians. Bridge over the Ésera River. Prov. Huesca.

la plataforma del puente. Generalmente son simétricos, es decir, los espolones son iguales a los tajamares. Muchos de ellos tienen además un acusado lomo de asno.

En Francia, probablemente es más frecuente este tipo de puentes que en España. Como ejemplos de puentes franceses podemos citar el puente de **Espalión** sobre el río Lot, y el puente de **Entraigues** sobre la Truyere, ambos con arcos apuntados. Un puente clásico español con tajamares triangulares hasta coronación, es el puente de **Frias** sobre el río Ebro, al que también nos hemos referido anteriormente.

En España podemos considerar como prototipo de este tipo de puentes el puente de **Capella** sobre el río Isábena ya citado, con tajamares triangulares hasta coronación, y arcos de medio punto de luces decrecientes del centro a los extremos, lo que da lugar a un lomo de asno muy acusado.

Los mismos tajamares tiene el puente de **Besians** sobre el río Ésera, y también un lomo de asno muy acusado, pero con un solo arco principal muy apuntado.

El puente de la **Ramallosa** en Galicia, citado también anteriormente, es un puente muy estrecho con amplios balconillos debidos a los tajamares que llegan a coronación. Es un puente de muchos arcos con luces pequeñas y con rasante cuasi horizontal.

Este tipo de tajamares, al contrario de lo que ocurrió con otros tipos de puentes medievales, no se extinguieron al final de la Edad Media, porque esta solución se siguió utilizando en muchos puentes hasta finales del siglo XVIII.

2.4. Los grandes arcos de la baja Edad Media

Una de las características más destacadas de los puentes europeos del siglo XIV son las grandes luces de algunos de sus arcos.

edge of the walls, forming little balconies all along the bridge platform. They are usually symmetrical, meaning that the real cutwaters are the same as the cutwaters. Many of them also have a prominent humpback.

This type of bridges is probably more frequent in France than in Spain. As examples of French bridges we can name the **Espalión** Bridge over the Lot River and the **Entraigues** Bridge over the Truyere River. They both have pointed arches. Another classical Spanish bridge with triangular cutwaters up to the crown is the **Frias** bridge over the Ebro River also mentioned above.

In Spain we can consider a prototype of this type of bridges the already mentioned **Capella** Bridge over the Isábena River with triangular cutwaters up to the crown and round arches with spans decreasing from the centre towards the ends, which gives rise to a very pronounced humpback

The **Besians** Bridge over the Ésera River has the same cutwaters as well as a very pronounced humpback though it only has one quite pointed main arch.

The **Ramallosa** Bridge in Galicia, mentioned before, is a very narrow bridge with wide balconies due to the cutwaters that reach the crown. This is a multiple arch bridge with small spans and a quasi horizontal gradient.

This type of cutwaters, unlike what happened with other types of mediaeval bridges, did not become extinguished at the end of the Middle Ages because this solution continued to be used in many bridges until the XVIII century.

2.4. The great arches of the Late Middle Ages

One of the most prominent characteristics of the European bridges of the XIV century are the great spans of some of their arches.



A. BIANCHINI, Ingeniero, S.A.

**Nuevo revestimiento
GALFAN®**

**gaviones metálicos
gaviones recubrimiento
enrejados triple torsión
alambres y fibras**



Comercial: Gran Vial, 8 · Tel. 93568 65 15 · Fax 93 568 65 11 · 08170 · Montornès del Vallès
Diputació, 279, 1.º, 3.ª · Tel. 93 496 13 00 · Fax 93 496 13 01 · 08007 Barcelona
E-mail: bianchini@abianchini.es - comercial@abianchini.es www.abianchini.es

DIRECTORIO DE EMPRESAS



TECNICAS REUNIDAS
INGENIEROS Y
CONSTRUCTORES



INITEC
INFRAESTRUCTURAS

INFRAESTRUCTURAS Y MEDIOAMBIENTE

CAMPOS DE ACTIVIDAD

- AEROPUERTOS Y TRANSPORTE AÉREO
- DESALACIÓN, POTABILIZACIÓN Y
DEPURACIÓN DE AGUAS
- HIDRÁULICA Y RECURSOS NATURALES
- EDIFICACIÓN/EDIFICIOS SINGULARES
- TRANSPORTE TERRESTRE
- COSTAS Y PUERTOS

ÁREAS DE NEGOCIO

- INGENIERÍA
- CONSTRUCCIÓN
- EXPLOTACIÓN



Rafael Calvo, 3 y 5
28010 Madrid
Tel.: 91 592 39 00
Fax: 91 592 39 01 / 02

e-mail: comercialinf@tecnicasreunidas.es



TECNOLOGIA • EXPERIENCIA • CALIDAD

necso

entrecanales cubiertas



- VIAS DE COMUNICACION
- OBRAS HIDRAULICAS
- OBRAS MARITIMAS
- PLANTAS INDUSTRIALES
- OBRAS SUBTERRANEAS
- EDIFICACION Y ARQUITECTURA
- RESTAURACION Y REHABILITACION

Avda. de Europa, 18 • 28108 Alcobendas (Madrid)
• Tel: 91 663 28 50 • Fax: 91 663 30 99
www.necso.es



Fig. 42. Pont Grand de Tournon sobre el río Doux/Pont Grand de Tournon over the Doux River. Francia. A la derecha, Fig. 43. Puente del Arzobispo sobre el río Tajo/Puente del Arzobispo over the Tajo River. Prov. Cáceres. Arzobispo P. Tenorio. S. XIV.

El mayor fue el de **Trezzo** sobre el río Adda en Italia, con un arco de 72 metros de luz, que derribaron en el siglo XV y no se volvió a reconstruir. Otro de los grandes puentes italianos fue el de **Scaliger** sobre el río Adige en Verona, con un arco rebajado de 48,7 metros de luz. En Francia también se hicieron en esta época puentes de grandes luces. El mayor fue el de **Velle-Brioude**, de 54 metros de luz, hoy desaparecido; otros grandes arcos son los de el **Pont Grand de Tournon** sobre el río Doux, de 49 metros de luz, y el **Pont du Diable en Ceret** sobre el río Tech de 45,5 metros de luz.

En España no se llegaron a las luces de los puentes franceses e italianos, pero también se hicieron grandes arcos. Destacamos los de la cuenca del Llobregat, construidos en el siglo XIV, a los que ya nos hemos referido al estudiar el despiece de las dovelas de los arcos: El puente de **Monistrol** tiene un arco principal de 37 metros de luz y rasante horizontal, y es el mayor de todos ellos; el puente de **Castellbell y el Vilar** tiene un arco principal de 30 metros de luz, con un ligero lomo de asno asimétrico, y el **Puente del Diablo en Cardona** sobre el río Cardoner, afluente del Llobregat, del que solo quedan dos arcos exentos, porque han perdido los tímpanos; debió tener rasante horizontal según los grabados que se conservan de él. La luz del arco mayor es del orden de 30 metros. Son tres puentes de factura similar, con arcos de medio punto, y una geometría muy perfecta. En Huesca el puente de **Fanlo** de 26 metros de luz, probablemente del siglo XIV, reconstruido después de la Guerra Civil.

Otros puentes del siglo XIV con arcos de luces grandes, son los dos que construyó el obispo **Pedro Tenorio** sobre el Tajo: el puente de **San Martín** en Toledo al que ya nos hemos referido, con un arco principal ligeramente apuntado de 39 metros de luz y rasante claramente

The greatest one was that of the **Trezzo Bridge** over the Adda River in Italy, with a 72 m long span demolished in the XV century that was never rebuilt. Another great Italian bridge was the one of **Scaliger** over the Adige River in Verona, with a low rise/span ratio arch 48.7 m long. At the same time large-span bridges were also built in France. The largest was the **Velle-Brioude Bridge**, 54 m long, that does not exist any more. Other great arches are those of the **Pont Grand de Tournon** over the Doux, 49 m long and the **Pont du Diable in Ceret** over the River Tech, of a 45.5 m long span.

Although the span lengths of Italian and French bridges were not reached in Spain, large bridges were also built. We will point out those of the Llobregat Basin, built in the XIV century to which we referred while studying the division of the arch voussoirs: The **Monistrol Bridge** has a 37 m long main span and a horizontal gradient. This is the largest one among these bridges. The **Castellbell y el Vilar Bridge** has a 30-m long main span with a slight asymmetrical humpback, and the **Puente del Diablo en Cardona** over the Cardoner River, tributary of the Llobregat, of which only two exempt arches remain because the spandrels were lost. It must have had a horizontal gradient according to the engravings of the bridge that have been preserved. The span of the main arch is about 30 m long. All three of these bridges have similar shapes with round arches and quite a perfect geometry.

Other bridges from the XIV century with long-span arches are the two built by the bishop **Pedro Tenorio** over the Tajo: the **San Martín Bridge** in Toledo we have already mentioned with a slightly pointed main arch 39 m long and a clearly horizontal gradient. The

horizontal. El **Puente del Arzobispo** es un puente largo, con arcos de medio punto o ligeramente rebajados y un suave lomo de asno para alcanzar la clave del arco mayor, situado sobre el río, de 27 metros de luz.

3. Conclusión

Con este estudio hemos intentado dar una visión general de los puentes medievales españoles. Pensamos que en este momento en España se ha avanzado mucho en el estudio y catalogación por regiones de los puentes históricos, y hay también estudios generales de los puentes romanos, pero creemos que falta por hacer un estudio sistemático general de los puentes medievales. ♦

Puente del Arzobispo Bridge is a long-span bridge with round arches or a somewhat low rise/span ratio and a slight humpback to reach the keystone of the major arch, situated over the river, 27 m long.

3. Conclusion

With this study our intention was to offer a general overview of the Spanish mediaeval bridges. We think that in Spain at present, we have come very far in the study and catalogation of historical bridges and there are also general studies of the Roman bridges. We do believe, though, that a systematic general study of mediaeval bridges still remains to be done. ♦

Referencias:

- Fernández Troyano, Leonardo. *Tierra sobre el Agua*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2ª Edición. 2004.
- Arenas, Juan José. *Caminos en el Aire. Los puentes*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2002.
- Cuadrado, José María. *de la Fuente, Vicente. España. Sus momentos y sus Artes. Su Naturaleza e Historia*. Castilla la Nueva. Barcelona 1886.
- Novoa Rodríguez, Manuel. *Los puentes medievales en Cataluña*. Revista O.P. Primavera 1991.
- Armendariz Martija, Javier. *Memoria de la intervención arqueológica en el puente de Puente la Reina*. Trabajos de arqueología. Navarra. 2002-2003
- Chías Navarro, Pilar. Abad Balboa, Tomás. *Puentes de España*. Fomento de Construcciones y Contratas S.A. Madrid 1994.
- Fernández Ordóñez, José A., Abad Balboa, Tomás, Chías Navarro, Pilar. *Catálogo de puentes anteriores a 1936*. León. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid 1988.
- Guía de los Puentes de España*. Revista del Ministerio de Obras Públicas. Julio-Agosto 1987.
- Prade, Marcel. *Les ponts. Monuments Historiques*. Editions Errance. Poitiers 1986.
- Madoz, Pascual. *Diccionario Geográfico-estadístico-histórico de España y sus posesiones de Ultramar*. Madrid 1848-1850.
- Fernández Casado, Carlos. *Historia del Puente en España. Puentes Romanos*. Instituto Eduardo Torroja.
- Alvarado Blanco, Segundo. Durán Fuente, Manuel. Nárdiz Ortiz, Carlos. *Puentes Históricos de Galicia*. Galicia 1989.
- Arrúe Ugarte, Begoña. Moya Valgañón, José Gabriel. *Catálogo de puentes anteriores a 1800. La Rioja*. Logroño 1998.
- Sanchis Deusa, Carme. *Els ponts Valencians Antics*. Generalitat Valenciana 1993.

El Coeficiente de Balasto en el cálculo de Pantallas

The Coefficients of Subgrade Reaction and the calculation of Retaining Walls

Fernando Muzás Labad. Dr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos
Profesor de Mecánica del Suelo ETSAM. fmuzasl@ciccp.es

Resumen: En la actualidad para el cálculo de pantallas es frecuente utilizar programas de ordenador en los que el comportamiento del terreno se asimila al modelo de Winkler o a modelos matemáticos más complejos, que utilizan parámetros similares a unos coeficientes de balasto. Los manuales de estos programas dan recomendaciones para la elección de los coeficientes, pero, en general, ignoran que estos parámetros no son una constante del terreno sino que dependen del problema estudiado y de su geometría. En el presente artículo, basándose en diversos cálculos por elementos finitos (FEM) se proponen fórmulas para cuantificar los coeficientes de balasto, en función de las características de deformabilidad y de resistencia del terreno, así como de la geometría del problema en cada fase de ejecución.

Palabras Clave: Balasto, Winkler, Pantallas, Interacción Estructura-Terreno

Abstract: Nowadays for calculating retaining walls, it is frequently used some computer programs, based in the model of Winkler or others mathematical models that use subgrade reaction coefficients for simulating the soil behavior. The manuals of the programs give some recommendations about the values of the coefficients to be adopted, but generally it is ignored that these parameters are not a constant of the soil, as they depend on the problem studied and also of its geometry. In this paper, after several calculations by finite element model (FEM), some formulations are proposed for evaluating the parameters of subgrade reaction, as function of deformability and resistance characteristic of the ground as well of the geometry of the problem in the different stages of construction.

Keywords: Subgrade Reaction, Winkler, Retaining Walls, Soil-Structure Interaction

1. Introducción y antecedentes

El presente artículo pretende ser una continuación y un complemento de otro anterior titulado "*Consideraciones sobre la elección de Coeficientes de Balasto*" que fue publicado en la Revista de Obras Públicas de Noviembre de 2.002, en el cual se hizo un resumen de las propuestas que K. Terzaghi presentó en la revista *Geotechnique*, en 1955, bajo el título "*Evaluation of coefficients of subgrade reaction*".

En dicho artículo se indicaba que, cuando se aborda el estudio de cimentaciones, o de estructuras embebidas en el terreno, es cada vez más frecuente utilizar programas de cálculo en ordenador, que utilizan el modelo matemático original de Winkler, u otros que, para definir el comportamiento del terreno, consideran unos parámetros similares al coeficiente de balasto. Los manuales que ilustran estos programas suelen dar recomendaciones para la elección del coeficiente de balasto, pero en general ignoran que este parámetro no es una característica constante del terreno y

que su valor debe variar con el tipo de problema objeto de estudio y con su geometría.

Recordaremos que, en el modelo de Winkler, el coeficiente de balasto " k_s " es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto, " p ", y el asiento o desplazamiento que se produce, " y ", es decir $k_s = p / y$. Este parámetro tiene la dimensión de un peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno, no es una constante del mismo pues es bien sabido que el asiento de una cimentación apoyada sobre un medio pseudo elástico, depende de las dimensiones del área cargada. Además existen grandes diferencias entre las cimentaciones constituidas por vigas horizontales y las estructuras verticales, como es el caso de las pantallas de contención, tal como señaló Terzaghi (1955).

En el presente artículo se pasa revista, en primer lugar a los diversos métodos de cálculo que se utilizan para el cálculo de pantallas, se hace una evaluación de los parámetros que deberían contemplarse en cada uno de ellos y finalmente, partiendo de una serie de cálculos efectuados

con un programa por elementos finitos (FEM), que se consideran como más ajustados a la realidad, se formulan diversas propuestas para evaluar los coeficientes de balasto en los otros métodos.

2. Métodos de cálculo con Interacción Pantalla-Terreno

Durante muchos años las pantallas se han calculado por los métodos tradicionales de estado límite (empujes activos y pasivos), con variaciones de tipo empírico o semiempírico. Posteriormente, fueron apareciendo diversos métodos de cálculo para considerar la interacción de la pantalla y el terreno que luego se generalizaron con el desarrollo de los ordenadores. En estos métodos se supone que el comportamiento del terreno obedece a diversos modelos matemáticos.

Estos métodos, enumerados por orden de antigüedad, son los siguientes:

Método 1. Se considera que el terreno en el trasdós de la pantalla y por encima del nivel excavado, se encuentra en estado límite de empuje activo, y que por debajo de ese nivel, en la zona donde la pantalla se empotra en el terreno, éste se comporta como un medio de Winkler.

Método 2. Se considera que en cada punto de contacto del terreno con la pantalla, tanto en el trasdós como en el intradós, existen resortes que, de manera más o menos compleja, simulan un comportamiento elasto-plástico del terreno.

Método 3. Se considera de manera más real la interacción de la pantalla con el terreno, efectuando el cálculo por elementos finitos (FEM) y considerando que el terreno tiene un comportamiento elasto-plástico, definido por determinadas ecuaciones constitutivas, basadas en los habituales parámetros de resistencia y deformabilidad.

A continuación se comentan con más detalle las características de estos métodos.

Método 1. Cálculo como viga flotante

En este método, utilizado inicialmente por diversos autores, (Terzaghi, Rowe etc.) se supone que la pantalla se desplaza lo suficiente para que, por encima del nivel de excavación, aparezca el empuje activo. Por debajo, la pantalla se considera empotrada en un medio de Winkler, caracterizado por un coeficiente de balasto, que puede ser constante o variable con la profundidad.

En esencia estos métodos equivalen a considerar una pieza vertical embebida en un medio de Winkler, en cuya

cabeza actúan los esfuerzos Q y M (esfuerzo cortante y momento flector) que se derivan de las acciones existentes por encima de la excavación.

Es frecuente que los programas de ordenador propongan valores del coeficiente de balasto iguales a los que Terzaghi estableció partiendo de los ensayos de placa de carga de 1 pie x 1 pie, olvidando las propias propuestas de Terzaghi según las cuales el coeficiente de balasto a utilizar en cada caso, debe variar en función de la geometría del problema particular.

Para *estructuras verticales en suelos arcillosos* Terzaghi propuso un coeficiente de balasto horizontal (k_H), constante con la profundidad. En el caso de *pantallas o tablestacas* analizó estructuras con un apoyo, estudiadas por el método conocido como de "base libre", y empotradas en el terreno una profundidad (D), siendo inversamente proporcional a ella el parámetro (k_H) a considerar.

Para *estructuras verticales en suelos arenosos*, todos los autores han admitido que el coeficiente de reacción horizontal debe aumentar con la profundidad. En el caso de las *pantallas o tablestacas* instaladas en arena y estudiadas por el método de "base libre", Terzaghi admitió una variación lineal inversamente proporcional a la profundidad (D) de empotramiento de la pantalla.

Debe señalarse también que, en este método, las acciones que el terreno ejerce sobre la pantalla, por debajo de la excavación, equivalen a la diferencia entre los empujes que actúan a un lado y otro de la pantalla. Esto sugiere que, en lugar de considerar la pantalla como una pieza embebida en un medio de Winkler a partir de la excavación, sería más adecuado considerar el medio de Winkler a partir del denominado "punto de empuje nulo" (donde es nula la diferencia entre empujes activos y pasivos) o, incluso, un punto inferior si las reacciones que aparecen al calcular la pieza superan precisamente la diferencia entre dichos empujes.

Método 2. Cálculo con resortes elasto - plásticos

En este método se considera una situación inicial del terreno en estado de empuje al reposo (e_0) y, posteriormente, otras de empuje activo (e_a) y de empuje pasivo (e_p) que se alcanzan cuando se producen unos desplazamientos en el terreno, (λ_a) en fase de descarga, o (λ_p) en fase de carga, tal como puede apreciarse en la Figura 1.

Los valores del empuje en estado límite activo o pasivo vienen determinados por los parámetros geotécnicos con los que habitualmente se caracteriza la resistencia del terreno, es decir, la cohesión y el ángulo de rozamiento interno, siendo normal utilizar los valores de empuje activo y pasivo deducidos por la teoría de Rankine.

El comportamiento elasto-plástico del terreno se define en este método por medio de unos muelles dispuestos en el

paramento de la pantalla y caracterizados por unos coeficientes (K_H) que permiten pasar de un estado tensional a otro. Estos coeficientes tienen el carácter de coeficientes de balasto, ya que se obtienen como el cociente entre una tensión y un desplazamiento ($K = p / \gamma$) y tienen, por tanto, la misma dimensión. Naturalmente, si bien los valores límite de los empujes, en cada caso, están bastante bien determinados, el valor de los desplazamientos necesarios para alcanzar dichos valores desde la situación de empuje al reposo, (λ_a) o (λ_p), debe estimarse basándose en datos experimentales que, normalmente, se definen en función de la altura de la excavación (H) de la pantalla. Este proceso equivale a cuantificar el parámetro (K_H) de manera empírica.

En los programas de cálculo en ordenador, el valor de (K_H) puede ser único para pasar desde el empuje al reposo (e_0) al empuje activo (e_a) o al empuje pasivo (e_p), pero también puede ser distinto en cada paramento de la pantalla (rama de descarga para los empujes activos y rama de carga para los empujes pasivos) e, incluso, puede haber otros valores para la recarga después de alcanzar el empuje activo o de relajación después de alcanzar el empuje pasivo.

El valor, o los valores, de (K_H) se consideran únicos para un determinado terreno, con independencia de la profundidad que se considere, ya que cuando la deformación supera la necesaria para alcanzar el estado activo o pasivo, $\lambda_a = (e_0 - e_a) / K_H$ el empuje permanece igual a (e_a) y de manera análoga, cuando se rebasa el valor tope $\lambda_p = (e_p - e_0) / K_H$ el empuje permanece igual a (e_p). No está claro qué deformaciones deben considerarse para evaluar (K_H), en cada caso particular, siendo normal considerar un valor independiente de la geometría del problema estudiado.

En algunos programas de cálculo es frecuente proponer valores de (K_H) similares a los que propuso Terzaghi para la placa de carga de 1 pie x 1 pie y, a partir de allí, determinar los desplazamientos necesarios para pasar de (e_0) a (e_a) o a (e_p). En las propuestas se ignora la influencia de la geometría del problema en la elección del coeficiente de balasto que debe adoptarse en cada caso concreto.

Método 3. Cálculo por elementos finitos

En el método de cálculo por elementos finitos, (*FEM*), el medio se discretiza en una serie de elementos normalmente triangulares y el comportamiento del terreno se define mediante un determinado modelo matemático de tipo elasto-plástico. Este método tiene, naturalmente, sus limitaciones pero, a pesar de ello, es el que puede dar un resultado más aproximado a la realidad, ya que el modelo matemático se basa en los parámetros de deformabilidad y de resistencia con que, habitualmente, se caracteriza geotécnicamente el terreno. En efecto, el comportamiento

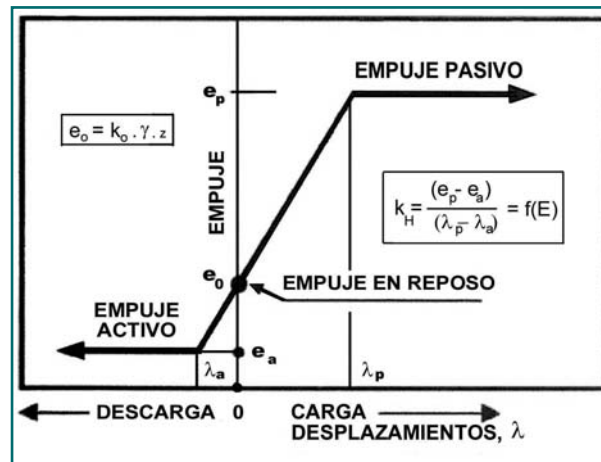


Fig. 1. Relación entre empujes y desplazamientos.

elasto-plástico del terreno se define, en general, con los parámetros de deformación de un medio elástico (E y ν), aunque el suelo no se adapte exactamente a ello, y con los parámetros resistentes de Mohr-Coulomb (φ y c). Estos parámetros no están influenciados por la geometría del problema, siendo los resultados del cálculo tanto más aproximados a la realidad, cuanto más cerrada esté la malla de elementos finitos y mejor definidos estén los parámetros de comportamiento del terreno.

3. Cálculos efectuados por Elementos Finitos

Con objeto de aclarar las distintas cuestiones que plantea la utilización del coeficiente de balasto en los distintos programas del Método 2, se ha considerado oportuno realizar diversos cálculos mediante un programa por elementos finitos (*FEM*) por considerar que con este método los resultados se aproximan más al comportamiento real de la pantalla, ya que los parámetros geotécnicos que se utilizan son independientes de la geometría del problema. Para ello se ha utilizado el programa Plaxis que considera para el terreno un comportamiento elasto-plástico definido por los parámetros geotécnicos de resistencia y deformabilidad, anteriormente indicados, con los límites correspondientes a los estados de empuje activo y empuje pasivo que correspondan.

Los cálculos se han llevado a cabo exclusivamente en terreno homogéneo, en una serie de casos particulares que se indican a continuación. Deliberadamente, y para simplificar este estudio, se ha considerado únicamente un terreno sin cohesión, aunque es claro que la cohesión disminuye los empujes activos y aumenta los empujes pasivos. Por otro lado se ha comprobado en algún caso particular que se reduce el movimiento general de la pantalla necesario para conseguir el equilibrio. En consecuencia, la cohesión tiene incidencia en el valor de los parámetros (K_H) que

podrían deducirse a partir de un cálculo por elementos finitos (FEM), al ser mayor la diferencia de empujes ($e_D - e_Q$) ó ($e_P - e_Q$) y menores los desplazamientos Evidentemente, para analizar esta influencia se deberían realizar numerosos cálculos adicionales a los que aquí se incluyen, lo cual no se han considerado oportuno.

A. Pantalla autoportante

1. Pantalla de 6,0 m de longitud total (L) y 3,0 m de excavación (H), en un terreno definido por los parámetros siguientes:

Peso específico	γ	18,0 kN/m ³
Ángulo de rozamiento	φ	30,0 °
Cohesión	c	0,0 kN/m ²
Módulo de deformación	E_t	50.000,0 kN/m ²
Coefficiente de Poisson	ν_t	0,30

En este supuesto de geometría y terreno se han considerado para ésta los dos tipos de pantalla siguientes:

- a. Pantalla flexible de 0,60 m de espesor con:
Módulo de deformación $E_h = 20.000 \text{ MN/m}^2$
Coeficiente de Poisson $\nu_h = 0,35$.
- b. Pantalla rígida con $E_h = \infty$.

2. Pantalla igual a la del caso 1, de 6,0 m de longitud total (L) y 3,0 m de excavación (H), con terreno menos deformable $E_t = 100.000 \text{ kN/m}^2$, considerando también los dos casos:

Tabla 1			
H (m)	t (m)	L = H + t (m)	φ (°)
3,0	3,5	6,5	25 - 30 - 35
	4,0	7,0	25 - 30 - 35
	4,5	7,5	25 - 30 - 35
3,6	3,6	7,2	30
	4,2	7,8	30
	4,8	8,4	30

Tabla 2				
H (m)	t (m)	L = H + t (m)	d (m)	φ (°)
3,0	1,5	4,5	0,0	25 - 30 - 35
	2,0	5,0		25 - 30 - 35
	2,5	5,5		25 - 30 - 35
	1,5	4,5	0,5	25 - 30 - 35
	2,0	5,0		25 - 30 - 35
	2,5	5,5		25 - 30 - 35
	1,5	4,5	1,0	30

- a. Pantalla de 0,60 m de espesor con $E_h = 20.000 \text{ MN/m}^2$ y $\nu_h = 0,35$.
- b. Pantalla rígida con $E_h = \infty$.

3. Pantalla rígida en un terreno similar al del caso 1, pero variando el ángulo de rozamiento, así como la altura de excavación (H) y el empotramiento en el terreno (t) con los valores que se reflejan en la Tabla 1.

B. Pantalla con un apoyo

Pantalla rígida con un apoyo en cabeza, situado a la profundidad (d), para una excavación de altura $H = 3,0 \text{ m}$, con empotramiento variable (t) en el terreno. Éste se define con los mismos parámetros utilizados para la pantalla autoportante, haciendo variar el ángulo φ . Todo ello según los valores reflejados en la Tabla 2.

Los resultados de esta serie de cálculos permiten deducir una serie de conclusiones como consecuencia del análisis que se efectúa en el apartado siguiente.

4. Análisis de los resultados obtenidos

Los resultados del cálculo efectuado por elementos finitos (FEM) indican, en primer lugar, que las deformaciones experimentadas por la pantalla son inversamente proporcionales al módulo de deformación del terreno (E_t) como cabía esperar.

En segundo lugar hay que señalar que, en un mismo terreno, dos problemas que guarden semejanza geométrica deben tener desplazamientos de la pantalla igualmente semejantes, con empujes asimismo proporcionales a la razón de semejanza.

Para efectuar un análisis más detallado de los resultados obtenidos en el cálculo por elementos finitos (FEM) estos resultados se han relacionado con los que resultarían si se aplicara el Método 2 (Cálculo con resortes elasto-plásticos) utilizando los parámetros adecuados. Para ello se han efectuando diversos tanteos en una hoja de cálculo, observando que era preciso descomponer el movimiento de la pantalla en una *traslación inicial* y un *giro posterior*. En la comparación se han hecho variar los parámetros ficticios del Método 2, hasta encontrar una buena correlación entre los empujes obtenidos con el (FEM) y los que se deducen con el supuesto cálculo.

A. Pantalla autoportante

Con objeto de visualizar el comportamiento de la pantalla y a título de ejemplo, en la Figura 2 se reproduce el resultado de las deformaciones del cálculo (FEM) correspondiente al Caso 1-b, pantalla rígida de 6,0 m de longitud y

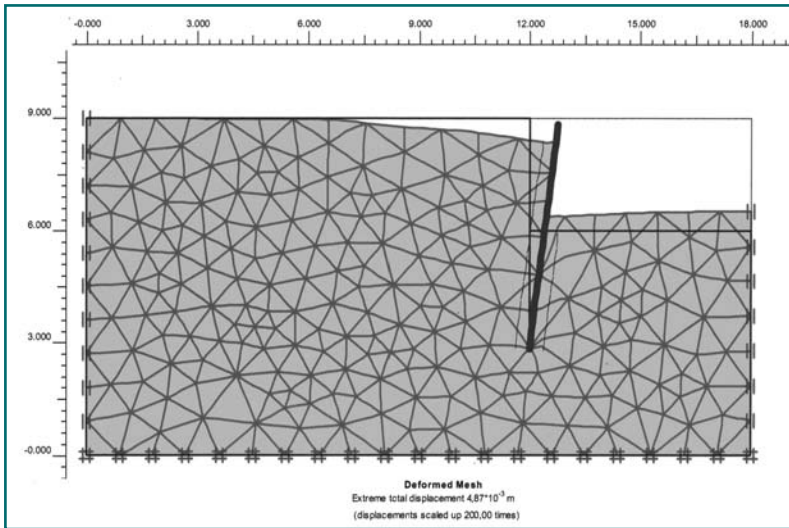


Fig. 2. Pantalla autoportante. Malla de cálculo FEM deformada.

3,0 m de excavación. En esta figura puede observarse el movimiento general de la pantalla, así como el descenso del terreno en el trasdós y el levantamiento del fondo de excavación. Los desplazamientos que experimenta la pantalla según el cálculo son de 9,924 mm en cabeza y de -0,005 mm en la base, con un giro de la pantalla igual a 1,6548‰.

En la Figura 3 se reproduce el resultado de los tanteos efectuados en la hoja de cálculo, para el mismo Caso 1-b. En esta figura aparecen los empujes del cálculo (FEM), $ea(-)$ y $ep(+)$ a un lado y otro de la pantalla, así como los empujes al reposo y los empujes activos y pasivos de Rankine. Por debajo de la excavación se han incluido también los empujes pasivos de Caquot y Kerisel, para $\delta = -2/3 \varphi$.

Con los desplazamientos indicados anteriormente, se comprende que si se aplica estrictamente el Método 2 el empuje del terreno en el trasdós de la pantalla, tendría que ser siempre inferior al empuje al reposo, (salvo en una pequeña zona de la base) independientemente del valor del coeficiente de descarga (K_h^0) que se utilice para llegar al empuje activo.

De la misma manera en el intradós de la pantalla, todos los empujes por debajo de la excavación deberían ser superiores a los iniciales de empuje al reposo, si se aplica estrictamente el Método 2. En esta zona por otra parte se produce una descarga inicial del empuje al reposo como consecuencia de la excavación.

Para poder llegar a una buena correlación entre los empujes (FEM) y Método 2, ha sido preciso subdividir el movimiento de la pantalla en una *traslación inicial* y un *giro posterior*.

En la Figura 3 se representan los empujes producidos por un determinado desplazamiento constante de la pantalla, curva denominada (*Despto.Tras.*) que corresponde al corrimiento experimental por un punto situado por deba-

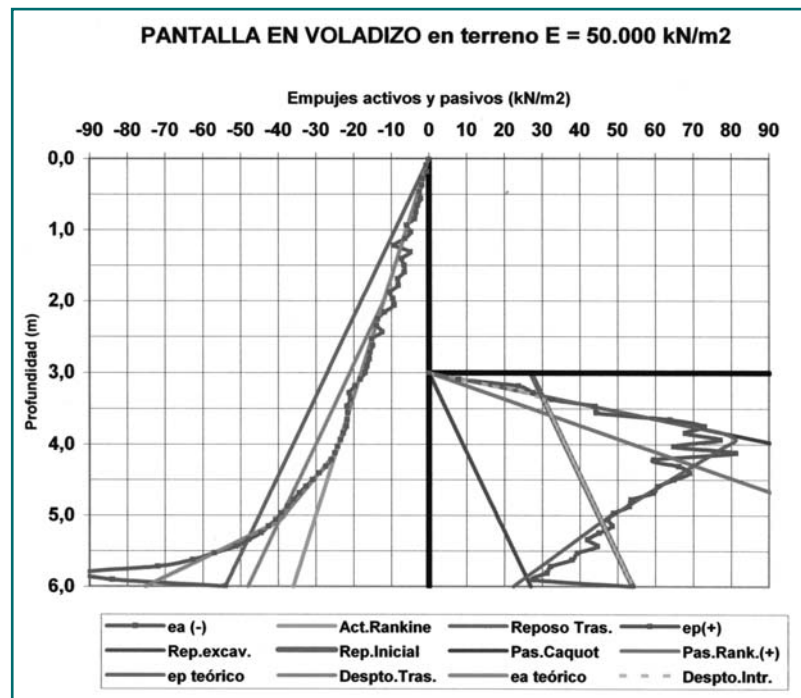
jo de la excavación, elegido mediante tanteos. A continuación se ha introducido el giro experimentado por la pantalla igual al 1,6548‰ constatando que para llegar a una buena concordancia con los resultados (FEM), es preciso utilizar otro valor (K_h^1) de recarga en la rama de empujes activos. El resultado del desplazamiento más el giro se representa en otra curva (*ea teórico*) que tiene bastante concordancia con los resultados (FEM).

En el intradós de la pantalla, por debajo de la excavación, se observa que los empujes pasivos de la parte superior, son superiores a los de la teoría de Rankine y se parecen mucho a los de Caquot y Kerisel para $\delta = -2/3 \varphi$. Se ha representado una curva (*Despto.Tras.*) la cual corresponde al paso desde el estado de empuje al reposo, después de la excavación (*Rep. excav.*), al estado de reposo inicial (*Rep. inicial*) que se produce como consecuencia de la *traslación inicial* indicada anteriormente y aplicando un valor (K_h^1) de recarga igual asimismo al anterior. Finalmente en la curva (*ep teórico*) aparece el resultado de aplicar, además, el *giro posterior*, lo que supone pasar desde el estado anterior al estado final. Para ello se ha utilizado un coeficiente de carga (K_h^0), considerando como estado límite el de Caquot y Kerisel y otro coeficiente de descarga igual al ya indicado anteriormente (K_h^1).

Efectuado este análisis de los diversos casos estudiados, con resultados similares a los de la Figura 3, se pueden deducir las siguientes conclusiones:

1. **Las deformaciones por flexión** de la pantalla son despreciables respecto a la deformación general, añá-

Fig. 3. Pantalla autoportante. Comparación del cálculo FEM con el simulado.



diendo a la deformación de la pantalla rígida unas flechas positivas en la parte superior e inferior y unas flechas negativas menores en la parte de mayor curvatura de la pantalla, que corresponde a la zona donde el momento flector es máximo

2. **El movimiento general** de la pantalla, despreciando las deformaciones por flexión, es lineal, con un desplazamiento mínimo en la base de la pantalla y máximo en cabeza. Este movimiento queda definido por una *traslación inicial* y un *giro posterior*.

La *traslación inicial* corresponde a la que experimenta un punto situado por debajo del nivel de excavación y es la necesaria para recuperar el estado inicial de empujes al reposo bajo la excavación. Al mismo tiempo este desplazamiento es suficiente para que aparezcan los empujes activos en la mayor parte del trasdós de la pantalla.

El *giro posterior* se produce en el punto anterior de la pantalla y hace que, por encima aumenten los empujes pasivos en el intradós y se desarrollen más los empujes activos en el trasdós. Por debajo del punto de giro, disminuyen los empujes en el intradós de la pantalla, mientras que en el trasdós aumentan los empujes, llegando a valores superiores a los de empuje al reposo pero muy alejados de los de empuje pasivo.

El *centro instantáneo de rotación* que define el movimiento de la pantalla, queda situado por debajo de su base. Tanto el desplazamiento como el giro son inversamente proporcionales al módulo de deformación considerado en el cálculo para caracterizar el terreno.

3. **En el trasdós de la pantalla** aparece, en general, el empuje activo de Rankine, o un valor ligeramente inferior debido al rozamiento entre el terreno y la pantalla, ya que el terreno tiene tendencia a descender respecto a la pantalla, según se observa en los resultados del cálculo (FEM). A partir de una cierta profundidad superior a la altura de excavación ($Z > H$), los empujes crecen poco a poco hasta la base de la pantalla, pero quedando muy lejos del empuje pasivo de Rankine que correspondería a esa profundidad.

En el trasdós, la zona situada por debajo del punto de giro sufre, en consecuencia, primero una descarga desde la situación de empuje al reposo hasta un valor igual o superior al empuje activo, debido a la *traslación inicial*, y luego una recarga debida al *giro posterior*.

4. **En el intradós de la pantalla**, zona de terreno que queda por debajo de la excavación, el terreno sufre primero una descarga desde el empuje al reposo inicial, antes de excavar, hasta el empuje al reposo del terreno si se hiciera bruscamente el vaciado. Naturalmente para que se igualen las presiones en el terreno, por debajo de la pantalla, todo él se debe desplazar hasta alcanzar la igualdad de presiones. La pantalla su-

fre la traslación inicial, anteriormente indicada, y luego, para conseguir el equilibrio de empujes sobre la misma, se debe producir el giro ya señalado.

Bajo la excavación se observan unos empujes pasivos superiores a los del estado límite de Rankine, siendo similares a los establecidos por Caquot y Kerisel, cuando existe rozamiento entre terreno y pantalla, debido al hecho de que la pantalla tiende a bajar y el terreno tiende a subir. Estos empujes pasivos se parecen mucho a los de la teoría de Caquot y Kerisel, cuando el rozamiento entre el terreno y la pantalla vale $\delta = -2/3 \varphi$.

Durante muchos años el autor ha calculado pantallas por el método de estado límite, considerando este coeficiente de empuje, que por ejemplo en el caso de una arena con $\varphi = 30,0^\circ$ vale $K_p = 5,124$ en lugar de $K_p = 3,0$. Ya en 1975, en una conferencia sobre "Pantallas para Excavaciones Profundas" pronunciada dentro de las III Jornadas Nacionales de Cimentaciones, que tuvieron lugar en Madrid, el autor presentó la formulación de la teoría de Caquot y Kerisel, con una aportación personal que reproducimos a continuación. El empuje pasivo viene dado por la expresión:

$$e_p = \gamma h K_p^a + q K_p^a + c A'$$

En esta expresión los parámetros (K_p^a , K_p^q , A') dependen del ángulo de rozamiento interno del terreno (φ) y del ángulo de rozamiento entre terreno y pantalla (δ). La fórmula anterior tiene una estructura análoga a la de la presión de hundimiento en cimentaciones superficiales. Para (δ) es usual tomar valores comprendidos entre $-2/3 \varphi$ y 0.

En terreno horizontal, el coeficiente de empuje debido a la acción de una sobrecarga (q) viene dado por la expresión:

$$K_p^q = \cos \delta \frac{\cos \delta + \operatorname{sen} \varphi \cdot \cos \lambda}{1 - \operatorname{sen} \varphi} e^{-(\lambda + \delta) \operatorname{tg} \varphi}$$

siendo:

$$\lambda = \operatorname{arc} \operatorname{sen} \left(\frac{\operatorname{sen} \delta}{\operatorname{sen} \varphi} \right); (\lambda \leq 0, \text{ pues } \delta \leq 0)$$

El coeficiente de empuje debido a la cohesión vale:

$$A' = \frac{K_p^q - 1}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Finalmente, el coeficiente de empuje horizontal debido al peso propio del terreno fue obtenido mediante cálculos en ordenador y se encuentra tabulado en la bibliografía, pero puede determinarse de manera muy aproximada, mediante la expresión:

$$K_p^\gamma = K_p^a \cdot e^{-\frac{\delta}{2} \cdot \tan \varphi}$$

Esta expresión, da resultados muy concordantes, con diferencias respecto a los valores tabulados, que afectan al tercer o cuarto decimal. Se observa que cuando $\delta = 0$, los coeficientes resultan $K_p^\gamma = K_p^a = (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi) = K_p^{\text{Rankine}}$.

A título de ejemplo, en la tabla 3 se indican algunos coeficientes de empuje para distintos valores de los ángulos φ y δ .

B. Pantalla con un apoyo

Como en el caso anterior, a título de ejemplo, en la Figura 4 se reproducen las deformaciones obtenidas con el cálculo (FEM) para una pantalla rígida de 4,5 m de longitud y 3,0 m de excavación, con un apoyo a 0,5 m de profundidad.

En la figura 4 se observa el movimiento de la pantalla, el descenso del terreno en el trasdós y el levantamiento del fondo de excavación. En este caso el giro de la pantalla resulta contrario al de la pantalla autoportante, debido a la presencia del apoyo. Para que el giro cambie de sentido es necesario disponer un apoyo extraordinariamente flexible.

En este caso, antes de reproducir los resultados del cálculo (FEM) utilizando parámetros del Método 2, se ha realizado previamente una comparación de los empujes sobre la pantalla variando la posición del apoyo, que se define por la profundidad del mismo, habiendo adoptado los valores $d = 0,0 - 0,5$ y $1,0$ m.

Esta comparación se recoge en la Figura 5 en la que se observa que no existe diferencia apreciable en los empujes sobre el trasdós de la pantalla y se produce una ligera disminución de los empujes pasivos a medida que desciende el apoyo, lo cual es lógico al disminuir los desplazamientos y el giro de la pantalla.

Dado que al bajar la posición del apoyo los desplazamientos disminuyen, si los empujes del trasdós no varían sensiblemente, fundamentalmente en la zona superior, los parámetros a utilizar en el Método 2 deberán aumentar al bajar el apoyo.

En la Figura 6 se reproduce el resultado de los tanteos efectuados en la hoja de cálculo para el mismo caso de la Figura 4. En esta Figura 6 aparecen los resultados del cálculo

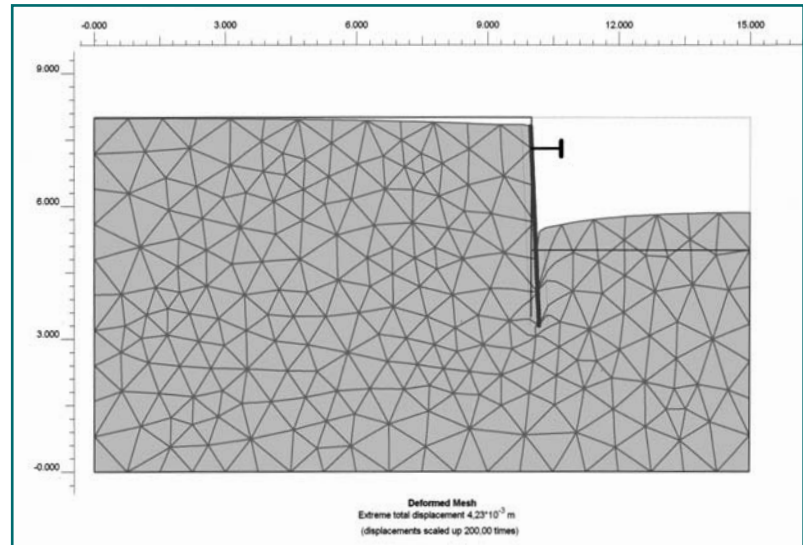


Fig. 4. Pantalla apoyada. Malla de cálculo deformada.

lo (FEM) (ea(-) y ep(+)) y, además, los que se han simulado mediante tanteos (ea teórico y ep teórico), cuya concordancia es bastante buena. Como referencia se han representado, también, los empujes al reposo, los empujes activos y pasivos de Rankine así como el empuje pasivo de Caquot y Kerisel para $\delta = -2/3 \varphi$.

El desplazamiento que experimenta la pantalla en cabeza con el cálculo (FEM) es negativo e igual a -0,114 mm, en el punto de apoyo es casi nulo pero positivo y en el pie positivo e igual a 0,916 mm. El giro resulta contrario al de la pantalla autoportante siendo igual a -0,229‰.

Fig. 5. Pantalla apoyada. Comparación de empujes al variar el apoyo.

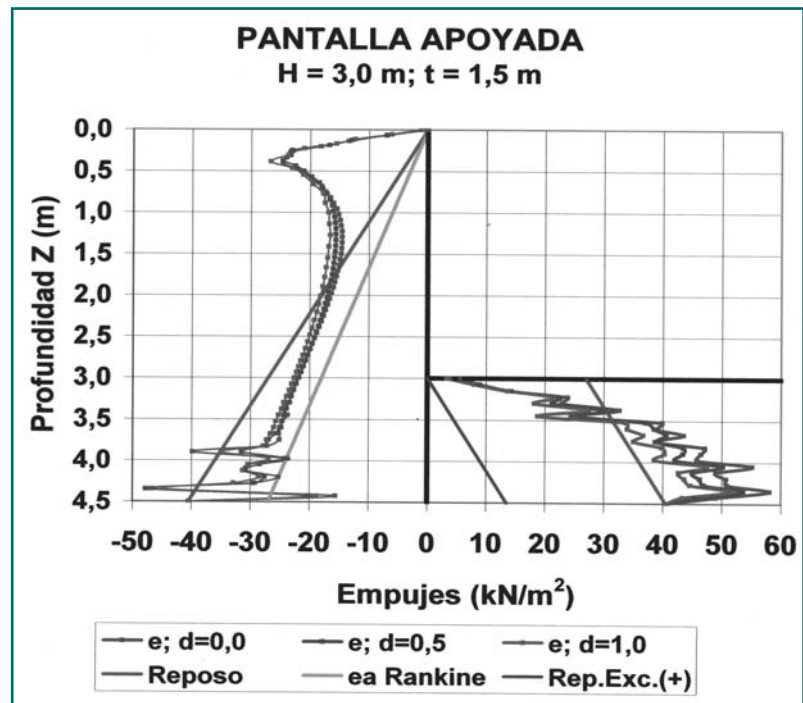


Tabla 3. Valores del Coeficiente K_p^δ			
φ	$\delta = 0$	$\delta = -1/3 \varphi$	$\delta = -2/3 \varphi$
25	2,464	3,097	3,652
30	3,000	4,087	5,124
35	3,690	5,550	7,508

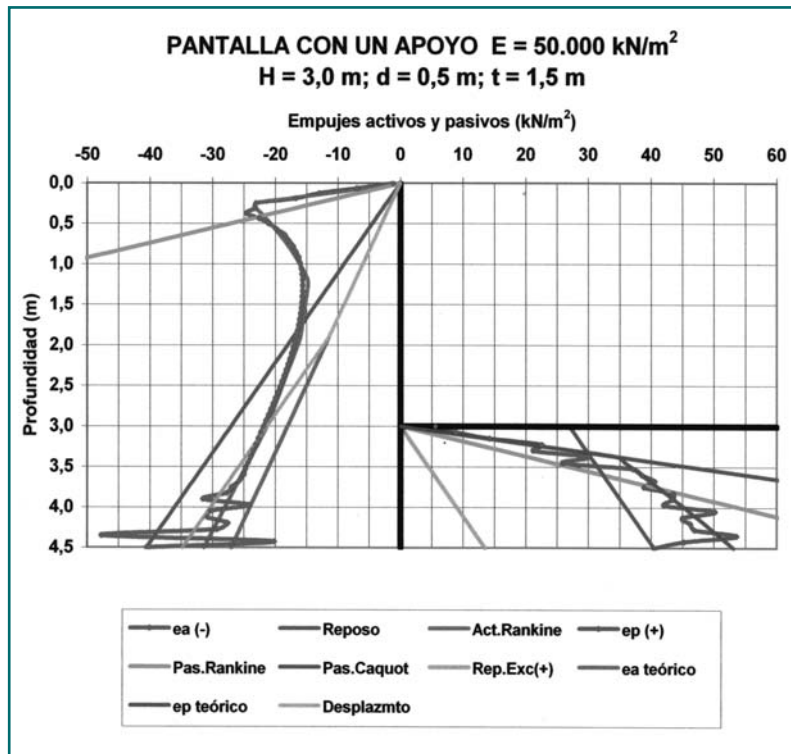


Fig. 6. Pantalla apoyada. Comparación del cálculo FEM con el simulado.

Partiendo de las deformaciones indicadas, se comprende que si se intenta aplicar el Método 2, con cualquier valor de (K_n) el empuje en el trasdós de la pantalla al nivel del apoyo, tendría que ser muy similar al valor de empuje al reposo ya que no existe desplazamiento y por encima del apoyo variaría muy poco, al ser muy reducidos los desplazamientos. Los empujes se modifican, sin embargo, de manera importante, lo cual indica que debe ocurrir algo más. La única posibilidad para que los empujes aumenten en cabeza de esa manera, respecto a los de empuje al reposo, es suponer que el terreno de la parte inferior se mueve bastante en dirección a la excavación y transfiere empujes a la parte superior la cual no puede desplazarse por la presencia del apoyo. Como consecuencia el movimiento de la pantalla debe considerarse constituido por una traslación inicial de la pantalla y un giro posterior hacia el terreno.

En la Figura 6 se representan los empujes producidos por este desplazamiento constante de la pantalla (*Desplazmt*), utilizando un parámetro (K_n) de descarga desde el empuje al reposo hasta el empuje activo. Se ha comprobado que el desplazamiento corresponde al fondo de la excavación, punto elegido por tanteos y por comparación de diversas soluciones haciendo variar la situación del apoyo. Luego se ha introducido el giro experimentado por la pantalla igual al $-0,229\%$, constatando que, para llegar a una buena concordancia con los resultados FEM, es preciso utilizar otro valor (K_n) de recarga en la rama de empujes activos y otro (K_n) en la rama de empujes pasivos. Estos pa-

rámetros no han resultado de valor constante, sino que para ajustarse a las respectivas curvas FEM se han debido de considerar parámetros variables con un valor máximo en superficie y una disminución lineal con la profundidad hasta llegar a un valor mínimo. El resultado del desplazamiento más el giro se representa en la curva de empujes activos sobre el trasdós (*ea teórico*).

Bajo la excavación, se ha representado la curva de empujes pasivos (*ep teórico*) partiendo del estado de reposo posterior a la excavación (*Rep.Exc(+)*) y obtenida multiplicando los desplazamientos totales de la pantalla por un coeficiente de carga (K_n) variable hasta llegar al empuje pasivo. Los empujes no superan en gran medida los valores del empuje al reposo inicial, existente antes de excavar.

Cuando se recarga el terreno, a un lado y otro de la pantalla, se ha observado que el valor límite de los empujes corresponde, aproximadamente, al empuje pasivo de Caquot y Kerisel para un rozamiento $\delta = -2/3 \varphi$.

Efectuado el análisis en los casos estudiados se puede deducir:

1. **El movimiento general** de la pantalla consiste aproximadamente en un giro alrededor del punto de apoyo. En la zona superior de la pantalla, los empujes se acercan a los empujes pasivos de Caquot y Kerisel y en una gran zona los empujes son superiores a los iniciales de empuje al reposo. Para poder reproducir estos empujes por el Método 2, es preciso considerar que el movimiento queda definido por una traslación inicial y un giro posterior.

La traslación inicial corresponde a la que experimenta la pantalla al nivel de excavación, movimiento que varía con los valores geométricos de la altura de excavación "H", el empotramiento de la pantalla "t" y la posición del apoyo "d".

El giro posterior se produce alrededor del punto anterior de la pantalla (nivel de excavación) con un valor contrario al de la pantalla autoportante, salvo que, como se ha indicado anteriormente, se disponga un apoyo extraordinariamente deformable. Este giro hace que, por encima, aumenten los empujes en el trasdós y se desarrollen más los empujes activos por debajo.

2. **En el trasdós de la pantalla** los empujes de la parte superior corresponden a los del empuje pasivo de Caquot y Kerisel para un valor $\delta = -2/3 \varphi$ y, en una gran zona de la altura excavada, son superiores a los de empuje al reposo. En el resto de la pantalla los empujes resultan superiores a los valores de empuje activo de Rankine.

3. **En el intradós de la pantalla**, el terreno, como en el caso de la pantalla autoportante, sufre primero una descarga desde el empuje al reposo inicial, antes de excavar, hasta alcanzar el empuje al reposo del terreno, si se hiciera bruscamente el vaciado. Posteriormente

te el movimiento de la pantalla provoca la aparición de los empujes pasivos en la parte superior y valores inferiores a partir de cierta profundidad. Estos empujes pasivos, se parecen bastante, como en el caso de pantalla autoportante, a los que se obtienen por la teoría de Caquot y Kerisel para un valor $\delta = -2/3 \varphi$.

5. Movimiento general de la Pantalla

Para relacionar los parámetros utilizados en el cálculo por elementos finitos (FEM) con los parámetros que podrían utilizarse en otros métodos se han efectuado diversos tanteos utilizando una hoja de cálculo, haciendo variar los parámetros ficticios hasta encontrar una buena correlación entre los resultados. Se ha podido observar que estos parámetros están directamente relacionados con el giro de la pantalla, por lo que a continuación se analiza el movimiento general de la misma, el cual, según se ha dicho obedece a una *traslación inicial y un giro posterior*.

A. Pantalla autoportante

En el caso de la pantalla rígida autoportante, para cada ángulo de rozamiento del terreno, se ha observado que al variar la geometría, el giro (G) guarda una relación lineal con el valor de $(H/t)^{4,3}$, siendo el giro nulo cuando $t = \infty$ lo cual es lógico. A su vez (G), resulta proporcional a $Kar^{3,36}$, siendo (Kar) el coeficiente de empuje activo de Rankine. Todo esto permite determinar (G) por el parámetro (P) definido mediante la expresión siguiente:

$$P = 72,5 \cdot Kar^{3,36} \left[\frac{H}{t} \right]^{4,3}$$

En la Figura 7 aparece la correlación entre los valores de (G) y el parámetro (P).

Se ha comprobado, además, que los desplazamientos y el giro son proporcionales al peso específico del terreno (γ) e inversamente proporcionales al módulo de deformación del terreno (E_t) por lo que se puede establecer la expresión aproximada:

$$G = \gamma \left(\text{kN/m}^3 \right) \frac{201,4 \cdot Kar^{3,36}}{E_t \left(\text{kN/m}^2 \right)} \left[\frac{H}{t} \right]^{4,30}$$

En la Figura 8 puede observarse la deformación general de la pantalla en un terreno con $\varphi = 30^\circ$, para dos alturas distintas de excavación $H = 3,0 \text{ m}$ y $H = 3,6 \text{ m}$ y tres valores de la longitud de empotramiento. En esta figura se ha representado la traslación general de la pantalla (U_0) que depende de la altura de excavación (H) pero no de la pro-

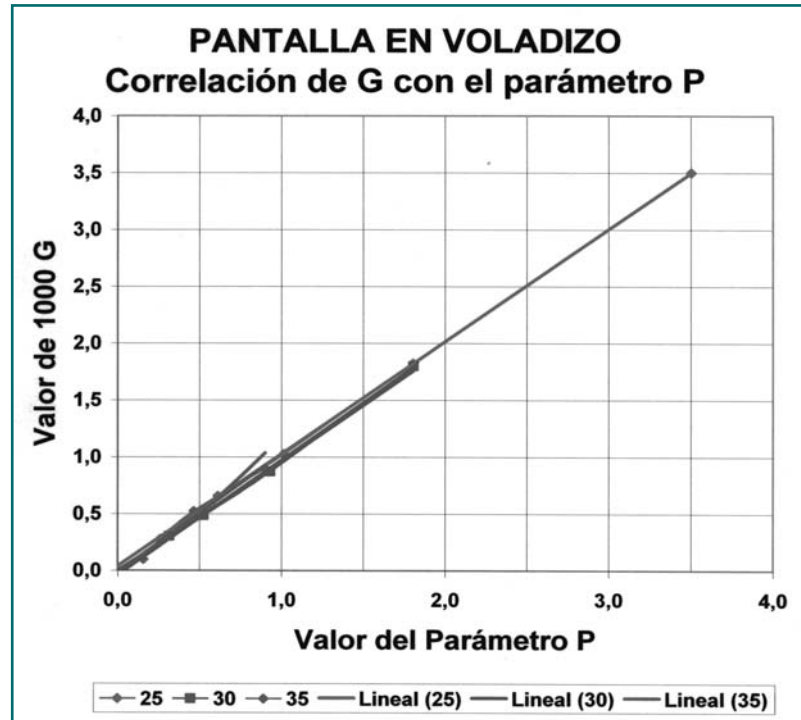


Fig. 7. Correlación entre el valor del giro G y el valor del parámetro P.

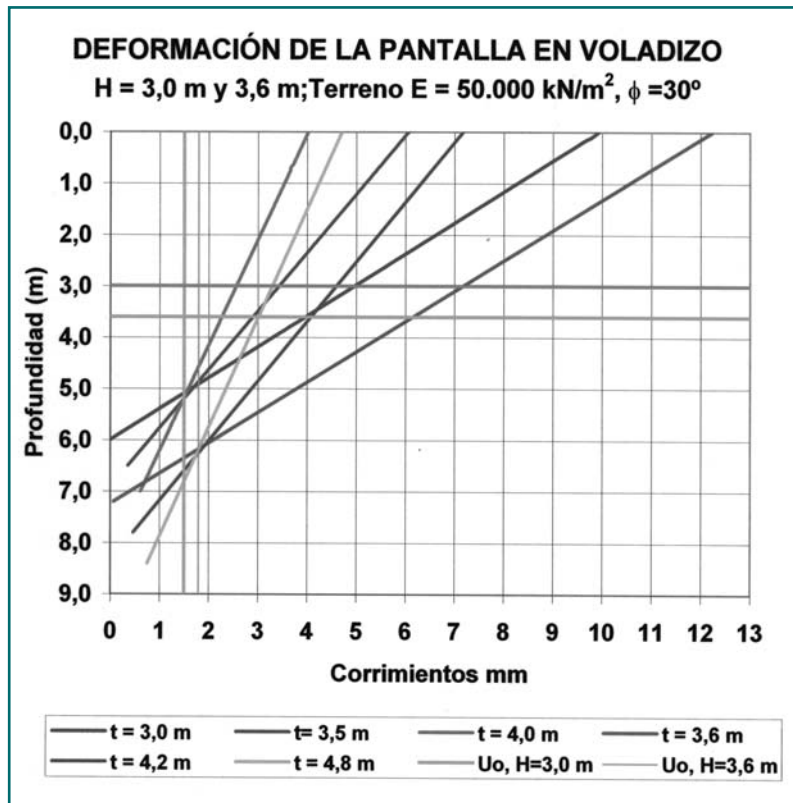
fundidad de empotramiento (t). El centro de giro se sitúa en un punto muy próximo al de corte de las deformadas que se representan en la Figura 7, a una profundidad bajo la excavación igual, aproximadamente, al 70% del valor de (H), es decir a una profundidad medida desde la superficie $Z_0 = 1,70 H$.

Se ha comprobado que la *traslación inicial* de la pantalla (U_0) es proporcional no sólo a la altura de excavación (H), sino también al peso específico del terreno (γ) y al coeficiente de empuje en reposo (K_0). Como por otro lado todos los desplazamientos son inversamente proporcionales al módulo de deformación del terreno (E_t) puede establecerse la relación:

$$U_0(\text{mm}) = \frac{2.777,78 \cdot \gamma \left(\text{kN/m}^3 \right) \cdot H(\text{m})}{E_t \left(\text{kN/m}^2 \right)} K_0$$

Con este desplazamiento se pasa, en el intradós de la pantalla, desde el estado de empuje en reposo después de excavar, al estado inicial de empuje al reposo. La diferencia que existe entre estos dos valores del empuje al reposo vale $\Delta = \gamma H K_0$, con lo cual, para pasar de un valor a otro, puede deducirse un coeficiente de balasto constante $K_r = \Delta / U_0$ de valor:

$$K_r \left(\text{kN/m}^3 \right) = \frac{E_t \left(\text{kN/m}^2 \right)}{2.778}$$



B. Pantalla con un apoyo

Se ha buscado una correlación entre el giro (G), que en este caso es de signo contrario al de la pantalla autoportante (salvo que el apoyo fuera muy flexible) y los distintos parámetros de los casos estudiados, habiendo llegado a definir el parámetro (P), el cual tiene la expresión siguiente:

$$P = \left(\frac{H}{H-d}\right)^{1,25} \cdot \left(\frac{0,50}{\text{tg}\phi^{2,20} \cdot \text{Kar}^2}\right) \cdot \left(\frac{H}{t}\right)^{4,8 \cdot \text{Kar}^2 \left(1 - \frac{d}{H}\right)}$$

En la Figura 9 puede verse la correlación entre los valores de la expresión (P) y los resultados de (G) obtenidos en el cálculo por elementos finitos, lógicamente aproximados, como consecuencia del tipo de cálculo (FEM).

Teniendo en cuenta, por otro lado, que tanto el giro (G) como los desplazamientos son directamente proporcionales al peso específico del terreno (γ) e inversamente proporcionales al módulo de deformación del terreno (Et), se puede establecer la siguiente relación:

$$G = \frac{-\gamma(\text{kN/m}^3)}{72,0 \cdot E_t(\text{kN/m}^2)} \cdot \left(\frac{H}{H-d}\right)^{1,25} \cdot \left(\frac{1}{\text{tg}\phi^{2,20} \cdot \text{Kar}^2}\right) \cdot \left(\frac{H}{t}\right)^{4,8 \cdot \text{Kar}^2 \left(1 - \frac{d}{H}\right)}$$

Los tanteos efectuados para reproducir los resultados del cálculo con (FEM), indican que la traslación inicial a

Fig. 8. Deformación de la pantalla en función de H y de t.

considerar en la pantalla corresponde a la del punto situado a la altura de la excavación Z₀ = H y es proporcional al giro pudiendo establecer, por tanto, la relación:

$$U_0(\text{mm}) = -1.000,0 \cdot (H - d) \cdot G$$

En esta expresión el giro es negativo y, además, según la fórmula que se acaba de establecer ya se tiene en cuenta que los desplazamientos y giros, tal como se indicó anteriormente, son proporcionales al peso específico del terreno (γ) e inversamente proporcionales a su módulo de deformación (E_t).

6. Parámetros a considerar en el Método n° 2

En el Método 2 (Cálculo con resortes elasto-plásticos), que es el más utilizado hoy día, una vez efectuados los diversos tanteos en una Hoja de Cálculo, como ya se ha indicado, se ha considerado oportuno tener en cuenta los parámetros de cálculo de la tabla 4, en la que se incluye la notación utilizada para cada uno de ellos.

A. Pantalla autoportante

Los tanteos efectuados para reproducir los resultados del cálculo con FEM, para la pantalla autoportante, con excavación (H) igual a 3,0 m, en terreno con módulo de deformación E_t = 50.000,0 kN / m², y en función del empo-

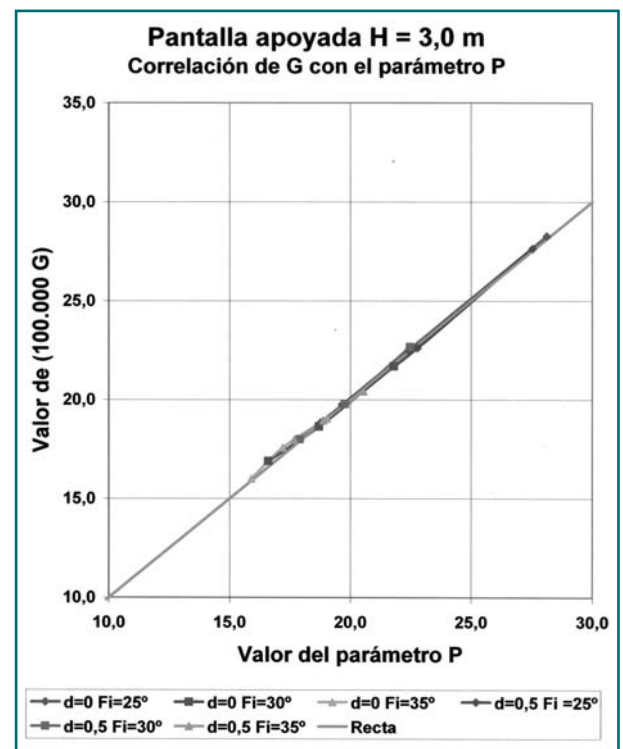


Fig. 9. Correlación del giro G con el parámetro P en los diversos casos estudiados, variando φ y la situación del apoyo.

tramiento (t) de la pantalla han sido los reflejados en la tabla 5.

En el Apartado 5.A se recogen las expresiones del giro (G), de la traslación inicial (Uo) y del módulo de recarga (Kr), cuyo valor puede considerarse el mismo a un lado y otro de la pantalla.

$$G = \gamma \left(\text{kN/m}^3 \right) \frac{201,4 \text{ Kar}^{3,36}}{E_i \left(\text{kN/m}^2 \right)} \left[\frac{H}{t} \right]^{4,30}$$

$$U_o(\text{mm}) = \frac{2.777,8 \cdot \gamma \left(\text{kN/m}^3 \right) \cdot H(\text{m})}{E_i \left(\text{kN/m}^2 \right)} K_o$$

$$K_r \left(\text{kN/m}^3 \right) = \frac{E_i \left(\text{kN/m}^2 \right)}{2,778}$$

A continuación se ha tratado de ver la relación entre los distintos parámetros, viendo que los otros dos coeficientes de balasto (Ka) y (Kp), guardan una relación parabólica con la inversa del giro (1/G), según se aprecia en la Figura 10.

Analizada la influencia que tiene el ángulo de rozamiento en el valor de los parámetros se ha visto que es preciso dividir los valores por el cuadrado del coeficiente de

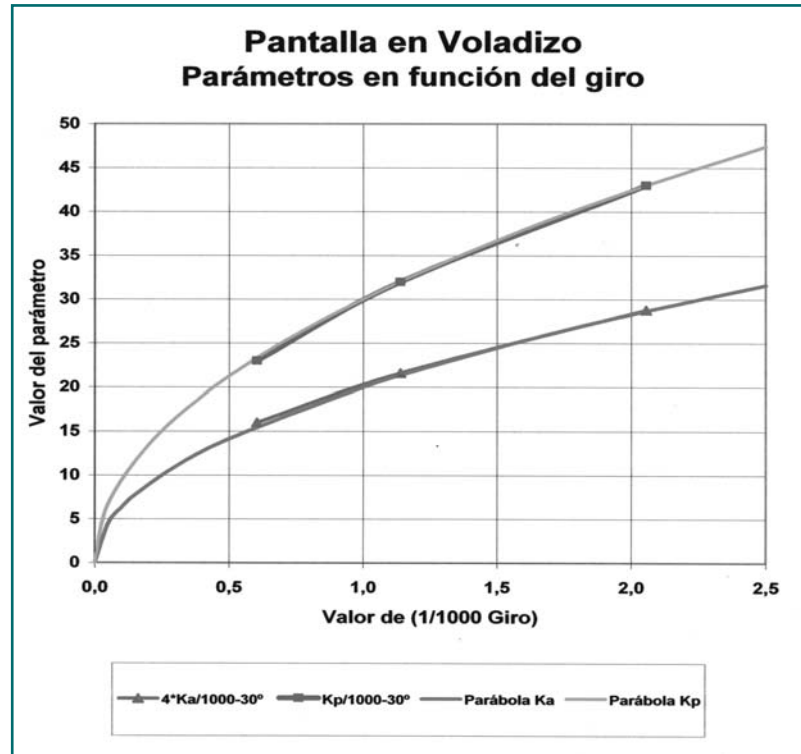


Fig. 10. Pantalla autoportante. Correlación de parámetros con el giro.

empuje activo de Rankine (Kar) para obtener una parábola común.

Esto permite establecer las siguientes relaciones:

$$K_a \left(\text{kN/m}^3 \right) / 1.000 = 45,0 \cdot \text{Kar}^2 \cdot \left(\frac{1}{1.000,0 \text{ G}} \right)^{0,5}$$

$$K_p \left(\text{kN/m}^3 \right) / 1.000 = 270,0 \cdot \text{Kar}^2 \cdot \left(\frac{1}{1.000,0 \text{ G}} \right)^{0,5}$$

En estas expresiones el giro (G) tiene el valor indicado anteriormente.

Tanto el giro (G) como (Kar) son adimensionales y los valores (Ka) y (Kp) resultan en las dimensiones indicadas. Al establecer las fórmulas finales debe tenerse en cuenta que los desplazamientos y giros son proporcionales a (γ/Ei) y los empujes a (γ) con lo cual los coeficientes de balasto deben ser proporcionales a (Ei) y, en consecuencia, se obtiene:

$$K_a \left(\text{kN/m}^3 \right) / 1.000 = 0,20 \cdot \left(E_i \left(\text{kN/m}^2 \right) \right)^{0,5} \cdot \text{Kar}^2 \cdot \left(\frac{1}{1.000,0 \text{ G}} \right)^{0,5}$$

$$K_p \left(\text{kN/m}^3 \right) / 1.000 = 1,20 \cdot \left(E_i \left(\text{kN/m}^2 \right) \right)^{0,5} \cdot \text{Kar}^2 \cdot \left(\frac{1}{1.000,0 \text{ G}} \right)^{0,5}$$

Los resultados indican que, como el valor del giro (G) depende de la longitud (t) de empotramiento de la pantalla, los parámetros (Ka) y (Kp) también dependen del valor

Tabla 4	
General de la pantalla	
Altura de la excavación	H
Longitud de empotramiento de la pantalla	t
Profundidad del apoyo	d
Traslación inicial uniforme	U ₀
Giro posterior a la traslación inicial	G
Profundidad del punto de giro	Z ₀
Trasdós de la pantalla	
Módulo de descarga desde el reposo hasta los empujes activos	Ka
Módulo de recarga desde el empuje activo	Kr
Módulo de recarga desde el empuje al reposo inicial	Krt
Intradós de la pantalla	
Módulo de recarga desde el reposo excavado hasta el reposo inicial	Kr
Módulo de carga desde el reposo inicial hasta los empujes pasivos	Kp

Tabla 5. Valores para φ = 30,0° Y H = 3,0 m						
t (m)	L=H+t (m)	1.000 G	10 Uo (mm)	Ka/1.000 (kN/m³)	Kr/1.000 (kN/m³)	Kp/1.000 (kN/m³)
3,0	6,0	1,6548	15,5	4,0	17,5	24,0
3,5	6,5	0,8774	15,5	5,5	17,5	32,0
4,0	7,0	0,4866	15,5	7,0	17,5	42,0

Tabla 6. Valores para $\varphi = 30,0^\circ$, $H = 3,0$ m y $d = 0,5$ m

t (m)	L=H+t (m)	1.000 G	Uo (mm)	Ka/1.000 (kN/m ³)	Krt/1.000 (kN/m ³)	Kr/1.000 (kN/m ³)	Kp/1.000 (kN/m ³)
1,5	4,5	0,22896	0,5724	10,0	40,0	18,0	55,0
2,0	5,0	0,19778	0,4944	12,0	42,0	21,0	58,0
2,5	5,5	0,18001	0,4500	13,5	43,5	23,0	60,0

de (t), lo cual puede tener su importancia en una pantalla larga con varias fases de excavación.

B. Pantalla con un apoyo

Los tanteos efectuados para reproducir los resultados del cálculo con FEM, para la pantalla con un apoyo a la profundidad $d = 0,5$ m, con excavación $H = 3,0$ m en terreno con módulo de deformación $E_t = 50.000,0$ kN/m², y en función del empotramiento (t) de la pantalla han sido los reflejados en la tabla 6.

En este caso de pantalla apoyada, con objeto de reproducir los empujes del trasdós en la parte superior de la pantalla, ha sido preciso considerar un parámetro de recarga especial (Krt(z)) con un valor máximo en superficie (Krt) que disminuye de manera lineal hasta el módulo de recarga (Kr) con una variación igual asimismo a (Kr). Es decir la ley utilizada ha sido:

$$Krt(z) = Krt - z \cdot Kr \geq Kr$$

Igualmente para pasar a los empujes pasivos se ha tenido que considerar un parámetro (Kp(z)) que tiene igualmente una variación lineal con la profundidad, desde el valor máximo al nivel de la excavación (Kp) y una disminución lineal del 10% de dicho valor máximo. Es decir la ley utilizada ha sido:

$$Kp(z) = Kp - z \cdot Kp / 10$$

En el Apartado 5.B se recogen las expresiones de la traslación inicial (Uo) y del giro (G) cuya formulación se reproduce a continuación:

$$Uo(mm) = -1.000,0 \cdot (H-d) \cdot G$$

$$G = \frac{-\gamma(kN/m^3)}{72,0 \cdot E_t(kN/m^2)} \cdot \left(\frac{H}{H-d}\right)^{1,25} \cdot \left(\frac{1}{tg\varphi^{2,20} \cdot Kar^2}\right) \cdot \left(\frac{H}{t}\right)^{4,8Kar^2 \cdot \left(1-\frac{d}{H}\right)}$$

Posteriormente se ha tratado de ver la relación entre los distintos parámetros, comprobando que los coeficientes de balasto (Ka), (Krt), (Kr) y (Kp), guardan una relación lineal o

parabólica con la inversa del giro (1/G), tal como puede apreciarse en la Figura 11.

Al igual que en el caso de la pantalla autoportante, analizada la influencia que tiene el ángulo de rozamiento en el valor de los parámetros se ha visto que es preciso dividir los valores por el cuadrado del coeficiente de empuje activo de Rankine (Kar) para obtener una parábola común.

Esto permite establecer las siguientes relaciones:

$$Ka(kN/m^3)/1000 = 21,6 \cdot Kar^2 \cdot \frac{-1}{1.000,0 G}$$

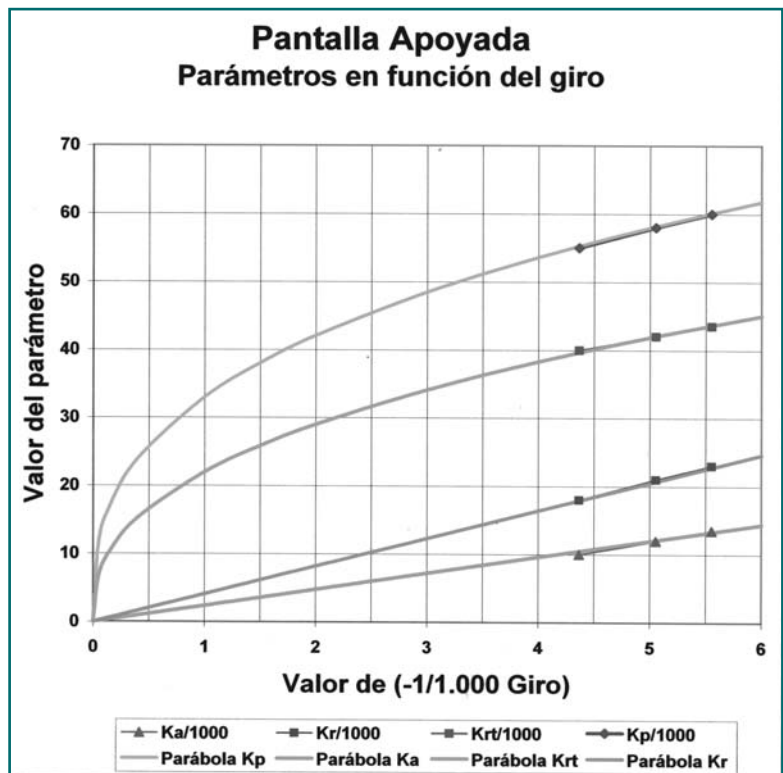
$$Krt(kN/m^3)/1000 = 199,8 \cdot Kar^2 \cdot \left(\frac{-1}{1.000,0 G}\right)^{0,4}$$

$$Kr(kN/m^3)/1000 = 36,9 \cdot Kar^2 \cdot \frac{-1}{1.000,0 G}$$

$$Kp(kN/m^3)/1000 = 297,0 \cdot Kar^2 \cdot \left(\frac{-1}{1.000,0 G}\right)^{0,4}$$

En estas expresiones, al igual que en el caso de pantalla autoportante, tanto (G) como (Kar) son adimensionales y los valores (Ka), (Krt) (Kr) y (Kp) resultan en las dimensiones indicadas. Al establecer las fórmulas finales debe tenerse en cuenta que los desplazamientos y giros son proporcionales a (γ/E_t) y los empujes a (γ) con lo cual los coeficientes de balasto deben ser proporcionales a (E_t) y, en consecuencia, se obtiene:

Fig. 11. Pantalla apoyada. Correlación de parámetros con el giro.



$$K_a(\text{kN/m}^3)/1000 = 21,6 \cdot \text{Kar}^2 \cdot \frac{-1}{1.000,0 \text{ G}}$$

$$K_{rt}(\text{kN/m}^3)/1000 = 0,303 \cdot (E_t(\text{kN/m}^2))^{0,6} \cdot \text{Kar}^2 \cdot \left(\frac{-1}{1.000,0 \text{ G}}\right)^{0,4}$$

$$K_r(\text{kN/m}^3)/1000 = 36,9 \cdot \text{Kar}^2 \cdot \frac{-1}{1.000,0 \text{ G}}$$

$$K_p(\text{kN/m}^3)/1000 = 0,450 \cdot (E_t(\text{kN/m}^2))^{0,6} \cdot \text{Kar}^2 \cdot \left(\frac{-1}{1.000,0 \text{ G}}\right)^{0,4}$$

En estas expresiones, al igual que en el caso de pantalla autoportante, como el valor del giro (G) depende de la longitud (t) de empotramiento de la pantalla, los parámetros (Ka), (Krt) (Kr) y (Kp) también dependen de (t), lo cual puede tener su importancia en una pantalla larga con varias fases de excavación.

C. Ejemplos de aplicación

Para ver la influencia que puede tener la existencia de las distintas fases de excavación en la elección de los parámetros, se ha realizado la aplicación de las fórmulas anteriores a una *pantalla rígida de 9,0 m de longitud* considerando un terreno de características similares a las utilizadas en los cálculos FEM y en dos hipótesis distintas.

1ª Hipótesis. Excavación máxima de 6,0 m con un apoyo

Fase 1. Voladizo de 2,0 m
 Fase 2. Excavación de 6,0 m con un apoyo a 2,0 de profundidad
 El cálculo de los distintos parámetros se ha realizado suponiendo que cada fase es independiente y que la Fase 2 no está influida por la anterior, aspecto que no se ha analizado en el presente trabajo. Los resultados han sido los indicados en la tabla 7.
 Se observa la gran diferencia de los parámetros de una fase a otra, principalmente de los módulos (Ka) y (Kp).

2ª Hipótesis. Excavación máxima de 7,0 m con dos apoyos

Fase 1. Voladizo de 2,0 m
 Fase 2. Excavación de 4,5 m con un apoyo a 2,0 de profundidad
 Fase 3. Excavación de 7,0 m con dos apoyos a 2,0 y 4,5 m de profundidad
 Al igual que en la hipótesis anterior, el cálculo de los distintos parámetros se ha realizado suponiendo que cada fase es independiente y que las Fases 2 y 3 no están influidas por las anteriores. Para la Fase 3, como aproximación, se han aplicado las expresiones de la pantalla con un apoyo, considerando que éste se sitúa

a la profundidad más baja, a sabiendas de que esta simplificación puede ser muy discutible. Los resultados han sido los reflejados en la tabla 8.

Estos resultados vuelven a poner de manifiesto la influencia que tienen las fases de ejecución en los valores que deben adoptarse para caracterizar el terreno a un lado y otro de la pantalla. Debe recordarse, además, que en el cálculo es preciso considerar, tanto en la pantalla autoportante como en la pantalla apoyada, el valor de la traslación inicial (Uo) antes de que se produzca el giro posterior.

6. CONCLUSIONES

Del análisis efectuado en los apartados anteriores, se pueden deducir algunas conclusiones que resumimos a continuación:

1. La flexibilidad de la pantalla tiene un efecto despreciable respecto a los empujes activos y pasivos que se desarrollan a un lado y otro de la pantalla.
2. Los empujes que se desarrollan en el trasdós de la pantalla, son similares a los empujes activos de Rankine. En la *pantalla autoportante* crecen en la parte inferior de la pantalla pero quedan muy lejos de los valores del empuje pasivo de Rankine. En la *pantalla con un apoyo* aparecen empujes importantes alrededor y por encima del apoyo, superiores a los empujes pasivos de Rankine y próximos a los de Caquot y Kerisel, considerando ángulos de rozamiento entre el terreno y la pantalla del orden de $\delta = -2/3 \varphi$.
3. Los empujes que se movilizan en el intradós de la pantalla, bajo el terreno excavado, superan el valor del empuje pasivo de Rankine, siendo más adecuado

Tabla 7. Datos y parámetros de cálculo de la 1ª Hipótesis

Fase	H (m)	t (m)	d (m)	Giro (‰)	Ka (kN/m³)	Krt (kN/m³)	Kr (kN/m³)	Kp (kN/m³)
1	2,0	7,0	-	0,00827	54.626,0	-	18.000,0	327.757,0
2	6,0	3,0	2,0	-0,2364	10.151,0	39.546,0	17.341,0	58.731,0

Tabla 8. Datos y parámetros de cálculo de la 2ª Hipótesis

Fase	H (m)	t (m)	d (m)	Giro (‰)	Ka (kN/m³)	Krt (kN/m³)	Kr (kN/m³)	Kp (kN/m³)
1	2,0	7,0	-	0,00827	54.626,0	-	18.000,0	327.757,0
2	4,5	4,5	2,0	-0,2025	11.849,0	42.070,0	20.243,0	62.480,0
3	7,0	2,0	4,5	-0,3212	7.473,0	34.986,0	12.766,0	51.960,0

adoptar los coeficientes de empuje pasivo de Caquot y Kerisel, considerando ángulos de rozamiento entre el terreno y la pantalla del orden de $\delta = -2/3 \varphi$.

4. Para reproducir los empujes obtenidos por el método de elementos finitos (FEM) con otros métodos de cálculo, el proceso que refleja el comportamiento de la pantalla es el siguiente:

4.1. Excavación sin movimiento de la pantalla, modificándose las tensiones de estado al reposo bajo el fondo de excavación.

4.2. Traslación inicial de la pantalla (U_0) hasta recuperar el estado al reposo inicial, antes de excavar.

4.3. Giro posterior de la pantalla (G) alrededor de un punto situado por debajo de la excavación con un sentido de vuelco, para la *pantalla autoportante*, y con sentido contrario, para la *pantalla apoyada*.

5. En los métodos de cálculo en los que el terreno se representa por un modelo matemático de muelles elasto-plásticos (Método 2), definido por coeficientes de balasto, los parámetros a utilizar dependen fundamentalmente de:

5.1. El módulo de deformación del terreno (E_t).

5.2. Los parámetros resistentes del terreno, ángulo de rozamiento interno (φ) y cohesión (c). En este artículo sólo se ha considerado terreno sin cohesión.

5.3. La geometría de la pantalla, en particular la altura de excavación (H), el empotramiento de la pantalla (t) y la profundidad del apoyo (d).

5.4. Las fases de ejecución del proceso de vaciado.

6. Los parámetros de cálculo que definen, en cada caso, el *modelo matemático de un terreno sin cohesión*, están bien relacionados con el giro (G) de la pantalla, el cual, a su vez, depende de las variables indicadas en el punto anterior.

7. En el *Método de cálculo 2*, que utiliza un modelo matemático con resortes elasto-plásticos, resulta adecuado considerar, en el caso de la *pantalla autoportante*, que el terreno situado en el *trasdós de la pantalla* está caracterizado por un coeficiente (K_a) de descarga desde el estado de empuje al reposo al de empuje activo y otro de recarga (K_r) sensiblemente igual al doble de (K_a). En el *intradós de la pantalla* (zona bajo la excavación) el paso desde el empuje al reposo, después de excavar, al de empuje pasivo, consta de dos partes una primera de recarga con traslación uniforme (U_0) y parámetro (K_r) hasta recuperar el empuje al reposo inicial. Para el giro posterior el terreno se caracteriza por un coeficiente de carga (K_p), bastante superior a (K_r) y este parámetro (K_r) para la zona de descarga bajo el punto de giro.

8. En el *Método de cálculo 2*, (modelo matemático con resortes elasto-plásticos) en el caso de la *pantalla*

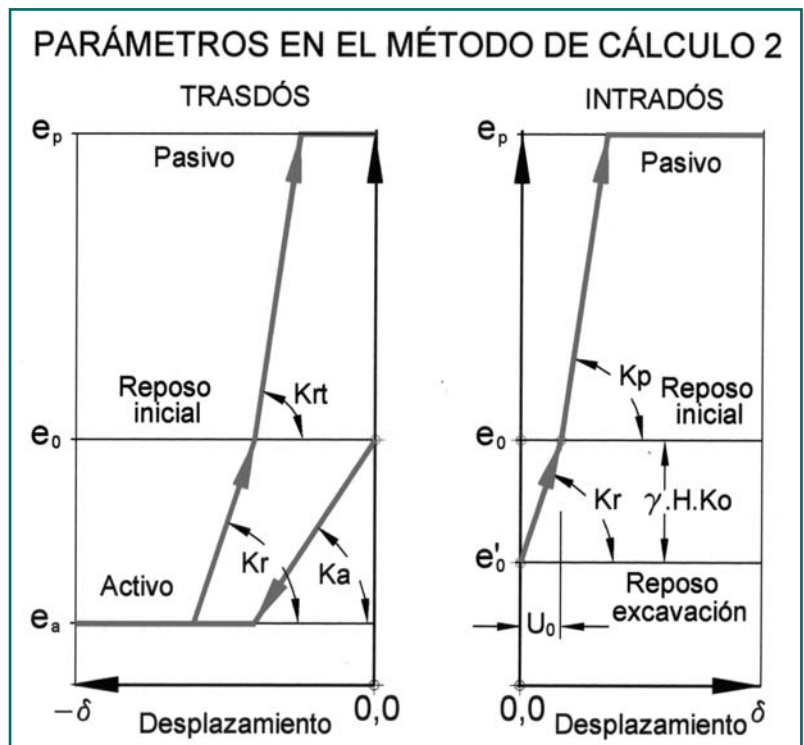


Fig. 12. Esquema de parámetros en el Método de Cálculo 2.

apoyada resulta adecuado considerar que el terreno situado en el *trasdós de la pantalla* está caracterizado por un coeficiente (K_a) de descarga desde el estado de empuje al reposo al empuje activo y otro de recarga (K_r) similar al indicado anteriormente que en la zona superior alcanza un valor bastante más elevado (K_{rt}). En el *intradós de la pantalla* (zona bajo la excavación) el paso desde el empuje al reposo después de excavar, al de empuje pasivo, consta igualmente de dos partes una primera de recarga con desplazamiento uniforme (U_0) y parámetro (K_r) hasta recuperar el empuje al reposo inicial y un giro posterior en el que el terreno se debe caracterizar por un coeficiente de balasto (K_p), bastante superior a (K_r), que decrece algo linealmente con la profundidad.

En la Figura 12 se recoge un esquema de todos estos parámetros, que puede ayudar a definir el modelo matemático en cada caso particular. Es evidente que el modelo puede resultar muy complicado si los distintos módulos varían de una fase de excavación a otra, como ha quedado puesto de manifiesto en los cálculos efectuados. ♦

Referencias:

-Muzás, F.: "Consideraciones sobre la elección de Coeficientes de Balasto". Revista de Obras Públicas Nº 3.427 - Noviembre de 2002.

Puentes arco con armadura rígida portante

Concrete arch bridges with rigid reinforcement

Jorge Bernabeu Larena. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, Ingénieur des Ponts et Chaussées
Ingeniería Idom Internacional. jbl@idom.es

Holger Eggemann. Dr. Ing.
RWTH Aachen, Lehrstuhl für Tragkonstruktionen. eggemann@extra.rwth-aachen.de

Karl-Eugen Kurrer. Dr.-Ing.
Redactor jefe de la revista «Stahlbau». KKurrer@ernst-und-sohn.de

Resumen: El sistema desarrollado por el ingeniero austríaco Joseph Melan a finales del XIX permitía la construcción de bóvedas de hormigón sin necesidad de cimbras. Los encofrados se colgaban de una estructura metálica, portante durante el hormigonado, que quedaba finalmente embebida dentro del hormigón. El sistema se extendió por Europa y EEUU permitiendo la construcción de un gran número de puentes arco. Después de la Segunda Guerra Mundial la solución se abandonó durante casi medio siglo para ser retomada nuevamente en los años 90. Los arcos mixtos de estructura metálica vista pueden entenderse también como construcciones heredadas del sistema Melan en las que la armadura rígida ha salido al exterior.

Palabras Clave: Puentes arco, Historia de la construcción, Arcos de hormigón, Arcos mixtos, Sistema Melan, Armadura rígida

Abstract: Concrete arch bridges with rigid reinforcement are mostly known as the Melan System. It was invented by the Austrian engineer Joseph Melan at the end of the 19th century. Its main advantage was the simplification of erection: the so called rigid reinforcement could bear the concrete loads, so that no further scaffolding was needed. The Melan system was used in Europe and the United States, where a great number of bridges of this type was built at the beginning of the 20th century. After Second World War, the idea of rigid reinforced arches remained forgotten during four decades until it had a revival in the 1990s. Modern composite arch bridges using a visible steel framework can also be seen as successors of the Melan system. In this case, one could say that the rigid reinforcement of the Melan system has been turned inside out.

Keywords: Arch bridges, Construction History, Concrete Arches, Composite Arches, Melan Arches, Rigid Reinforcement

Introducción

La puesta a punto de los primeros hormigones experimentó un empuje decisivo cuando Joseph Aspdin reguló los componentes del cemento Portland en 1824. Fabricado en masa ya con los nuevos cementos, a mediados del siglo XIX, el hormigón comenzó a sustituir paulatinamente a las bovedillas de ladrillo y a los recubrimientos de yeso en las estructuras de edificación.

En el forjado plano de la casa de François Coignet, construida en 1853, el constructor francés percibió el potencial del hormigón como material de construcción de carácter monolítico y resolvió su falta de resistencia a la flexión embebiendo elementos metálicos para constituir losas de piso. Ese mismo año en Gran Bretaña, Fox y Barrett, pusieron a punto un sistema en el que las vigas de

hierro forjado recibían en su ala inferior listones de madera. Sobre este encofrado de madera se vertía una losa de hormigón, quedando las vigas metálicas parcialmente embebidas (Brown 1967, 136).

A partir de esos años se planteó una variada gama de sistemas con secciones metálicas parcial o totalmente embebidas en hormigón (Gould 2003, 277): Donath, mediante vigas T invertidas; Holzer, con vigas I; Hyatt, con chapas verticales perforadas para el paso de alambres; Melan, con vigas I; Bordenave, con vigas I; Wünsch, con vigas en T; Bonnam, de secciones cruciformes; la patente de William Moss e hijos, de perfiles de chapas unidos en L. En muchas de ellas se evidencia un decidido propósito de aprovechar la potencialidad de los perfiles de acero no solo en su utilización como refuerzos para la resistencia a flexión de losas y forjados, sino de facilitar el proceso

constructivo al permitir sujetar los encofrados directamente de los perfiles, evitando la necesidad de disponer apeos o cimbras. En algunos casos, incluso, el acero tiene como misión principal facilitar el proceso, y solo secundariamente se reconoce su colaboración resistente (Bernabeu 2005, 134).

El sistema Melan destacó entre todas ellas debido a su amplia difusión y a la magnitud de las realizaciones. Su inventor, Joseph Melan, no se limitó a los forjados planos de edificación sino que resolvió la ejecución de bóvedas y puentes arco mediante suspensión de los encofrados de estructuras metálicas de geometría curva.



Fig. 1. Joseph Melan (1853-1941). (Nowak 1923, Portada).

2. El sistema Melan

2.1. Joseph Melan (1853-1941)

Joseph Melan (fig. 1) está considerado el ingeniero proyectista de puentes más importante de Austria. Nació en Viena el 18 de noviembre de 1853, donde estudió ingeniería civil de 1869 a 1874 en la Escuela Técnica Superior. Al finalizar sus estudios, fue asistente del Profesor Emil Winkler (1835-1888) en la cátedra de ferrocarriles y construcción de puentes, donde obtuvo su habilitación en 1880 con la tesis: «Theorie des Brücken- und Eisenbahnbaues». Simultáneamente, trabajó en las oficinas técnicas de varias empresas constructoras en Viena. En 1888 publicó uno de los primeros estudios sobre los efectos de la teoría de segundo orden (Melan 1888). El libro fue traducido al inglés por D. B. Steinman en 1912. En 1890 fue nombrado catedrático de mecánica y estática gráfica en la Universidad de Brünn (en la actualidad: Brno, República Checa), área a la que había estado adscrito hasta entonces como profesor titular. Cinco años más tarde, obtuvo la cátedra de construcción de puentes, ocupándola de 1902 a 1923 en la Universidad de Praga. Como experto de reconocido prestigio, Melan participó en los proyectos de construcción de algunos de los grandes puentes colgantes de Nueva York (Kurrer 2002, 72-74). Murió en Praga el 6 de febrero de 1941 (Kurrer 2002, 480).

2.2. El Comité Austríaco de Bóvedas (1889-1892)

El sistema desarrollado por Joseph Melan para la construcción de bóvedas de hormigón reforzadas con hierro es resultado de la experiencia obtenida por el autor como miembro del Comité Austríaco de Bóvedas. Este

comité nació a demanda de los constructores, como una entidad evaluadora de los nuevos sistemas constructivos de la época.

En 1882, dos amigos, el barón Adolf Pittel y el ingeniero Victor Brausewetter, decidieron fusionar sus empresas constructoras para trabajar juntos, con el nombre de «Pittel & Brausewetter», en el nuevo campo del hormigón. Adolf Pittel había construido hasta entonces varios proyectos militares con hormigón apisonado que adolecían según Brausewetter (1925, 213) de un “conocimiento de las condiciones estáticas”. Por su parte, Brausewetter ya había realizado en 1879 ensayos de bóvedas de hormigón sin armadura en su taller en Preßburg (en la actualidad: Bratislava, Eslovaquia).

El 23 de marzo de 1889 Brausewetter dio una charla ante la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Austria (ÖIAV) sobre sus experiencias con el nuevo material, y solicitó al colegio que realizara “ensayos en las mismas condiciones sobre bóvedas de hormigón apisonado y bóvedas del sistema Monier” (Brausewetter 1925, 214). El colegio no solo aceptó la propuesta sino que decidió extender los ensayos a los tipos de bóvedas más usuales de la época. De esta forma, el 22 de marzo de 1890 se constituyó el llamado «Gewölbeausschuß», Comité de Bóvedas. Entre los ilustres 21 miembros del comité encontramos a Joseph Melan, reconocido ya como experto en la teoría de las bóvedas y en la construcción de puentes de hierro. Su función era el tratamiento e interpretación de los resultados (ÖIAV 1895, 1-2).

Durante los veranos de 1891 y 1892 se realizaron 17 ensayos con cuatro sistemas diferentes de bóvedas y luces de 1,35 m a 4,05 m (ÖIAV 1895, 1). Entre los sistemas de bóvedas destacaban: bóvedas de ladrillo y de hormigón apisonado sin armadura, el famoso sistema Monier y el entonces conocido sistema Wünsch. El sistema patentado por el ingeniero húngaro Robert Wünsch en 1884 resolvía la ejecución de arcos de hormigón mediante dos capas de armadura rígida que se empotraban en un pilar metálico vertical en los estribos. Con su sistema, Wünsch construyó en Hungría al menos seis puentes de carretera hasta 1894 (Emperger 1894, 443). No parece muy aventurado suponer que la idea de Melan surgiera a raíz de su trabajo en el Comité de Bóvedas y, particularmente, como simplificación del sistema Wünsch.

Así, el 20 de diciembre de 1891 Melan pidió una solicitud a la oficina de privilegios (hoy: patentes) en Viena, titulado: «Nuevo tipo de construcción de pisos formado

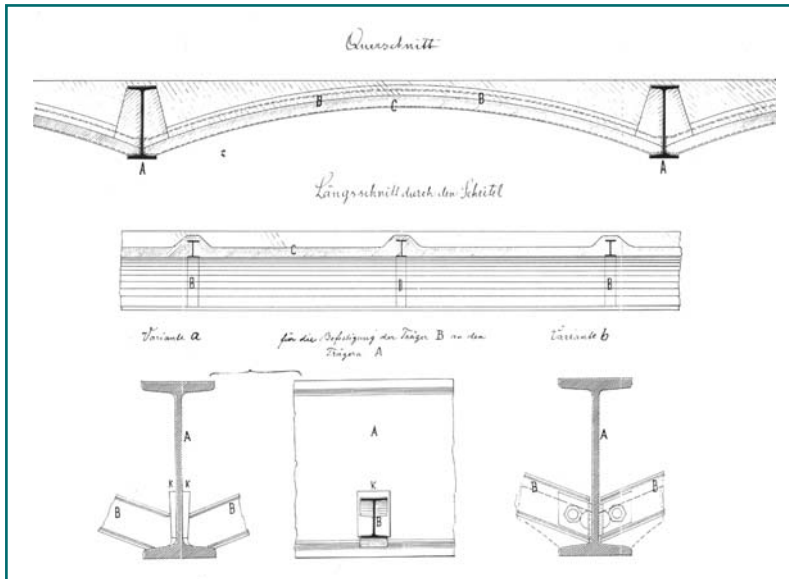


Fig. 2. Privilegio (Patente) de Melan. (Melan 1892).

por arcos de hierro en combinación con bóvedas de hormigón» (Melan 1892). Según Melan, el refuerzo estaba especialmente justificado para hacer frente a las tensiones de tracción causadas por cargas asimétricas.

Además, los arcos permitían simplificar las cimbras que sostenían los encofrados durante el hormigonado. el ingeniero austriaco señaló cuatro ventajas principales del sistema:

1. Menor peso propio que en los sistemas habituales de bóvedas de ladrillo u hormigón para igual o mayor capacidad de carga.
2. Posibilidad de resolver vanos de mayor luz.
3. Mayor seguridad durante la construcción al soportar cargas asimétricas sin apuntalamiento adicional.
4. Ejecución ligera y barata, evitando el uso de cimbras.

Melan incluyó en su solicitud todas estas ventajas que, como veremos, serán las responsables del éxito posterior del sistema. Asimismo reivindicó como novedad de la patente la solución de empotramiento de los arcos mediante cuñas o ángulos remachados y, principalmente, la unión de arcos portantes de estructura metálica con una bóveda de hormigón que embebía a los arcos de forma parcial o completa.

Como constató Brausewetter (1925, 250), el sistema Melan, en su forma primitiva, mostraba ya su aptitud para su aplicación en la construcción de puentes, como poco después se pondría de manifiesto.

Durante el verano de 1893, el Comité de Bóvedas puso a prueba una bóveda del tipo Melan. La bóveda no colapsó debido a cargas simétricas, sino bajo cargas asimétricas, soportando solicitaciones de tres a cuatro ve-

ces mayores que con los otros sistemas investigados (ÖIAV 1895). De esta forma, las bóvedas del sistema Melan obtenían un reconocimiento oficial y demostraban su potencialidad de aplicación.

En 1892, Melan cedió a Brausewetter el derecho de construir con su sistema en Austria, Hungría y Alemania (Brausewetter 1925, 250). Para Brausewetter suponía la posibilidad de poder competir con las patentes de Hennebique y Monier, en manos de otros empresarios. Hasta 1894 la empresa «Pittel & Brausewetter» construyó unos 100.000 m² de edificación y almacenes con bóvedas Melan, así como tres puentes de carretera de luz pequeña en las antiguas Bohemia y Silesia (Emperger 1894, 456-57).

Este primer desarrollo del sistema se debió a la unión de la solución tecnológica de Melan y de la capacidad empresarial de Brausewetter. Faltaba aún el impulso de una administración pública que permitiera construir obras mayores.

3. Transferencia tecnológica a EEUU

El ingeniero austriaco Fritz von Emperger (1862-1942) adquirió los derechos del sistema Melan para EEUU. El 4 de abril de 1894, en una conferencia en la ASCE en Nueva York titulada: «The development and recent improvement of concrete-iron highway bridges» (Emperger 1894), describió las ventajas del sistema Melan para la construcción de puentes e informó a sus colegas sobre las pruebas del «Comité de bóvedas» y los primeros puentes del sistema Melan en Europa. Según Emperger este tipo de puentes podría alcanzar luces como los puentes de hierro, únicamente se precisaba (Emperger 1894, 457):

The right man and the right place, but also a third one, a right official, who will give his permit. Those



Fig. 3. Bóveda del sistema Melan después de la rotura. (ÖIAV 1895, fig. 12).

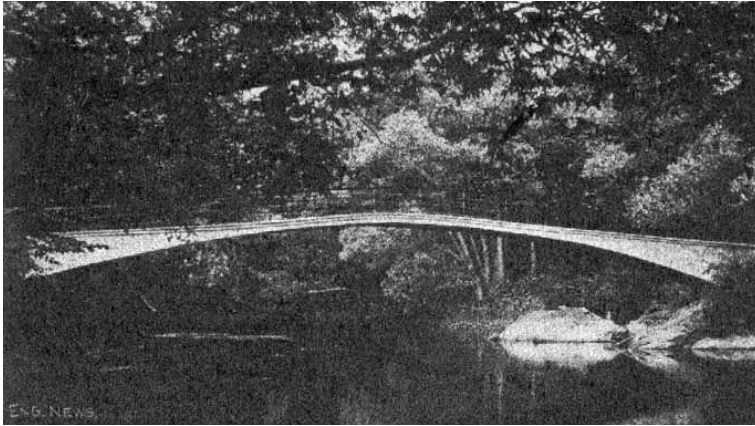


Fig. 4. Puente en Stockbridge, Mass., 1894. (Spitzer y Nowak 1908, 73).

three have not yet met (en Europa) ... and on this account the engineers of this country have a good opportunity to surpass European structures.

Con esta visión Emperger fundó una empresa constructora llamada «Melan Arch. Constr. Company» y construyó los primeros puentes en el verano de 1894. Entre ellos, el puente de Rock Rapids en el estado de Iowa (Moore 1987, 1) y el puente sobre el río Housatonic en Stockbridge, Mass., de 30 m de luz (fig. 4).

Aunque en 1897 Emperger regresó a Viena, su empresa siguió construyendo bajo el nombre «Concrete Steel Engineering Co.» (Foerster 1908, 33-34). En el oeste de EEUU, Edwin Thacher fue representante de Emperger, y construyó el primer puente con arcos de celosía sobre el río Kansas en Topeka, 1897, con 5 luces de 30 m a 38 m (Emperger 1896, 337). Hasta 1924 se construyeron más que 5.000 puentes arco con armadura rígida en EEUU, según documenta Spangenberg (1924, 503).

Fig. 5. Puente en Steyr, Austria, llamado «Schwimmschulbrücke», 1898. (Fritsche 1948, 437). A la derecha, fig. 7. Puente «Chauderon-Montbenon» en Lausanne, 1906 (Melan 1906, 5).

4. Desarrollo en Europa

4.1. Realizaciones de Joseph Melan

Emperger (1895) publicó su éxito con el sistema Melan en América en la revista de la ÖIAV, lo que fue de-

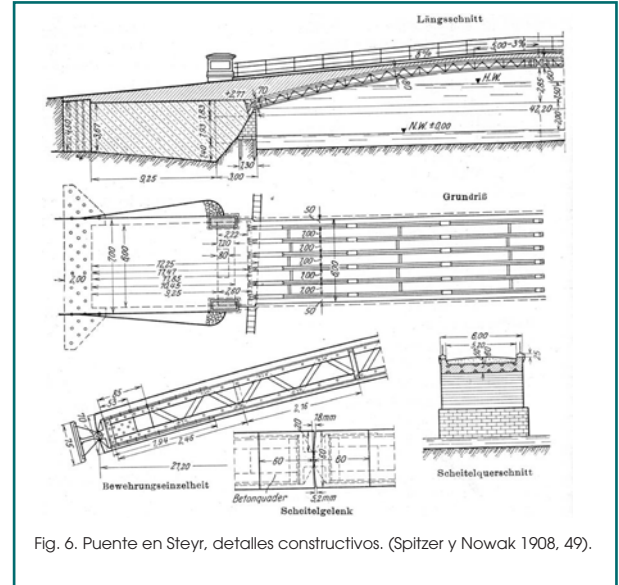
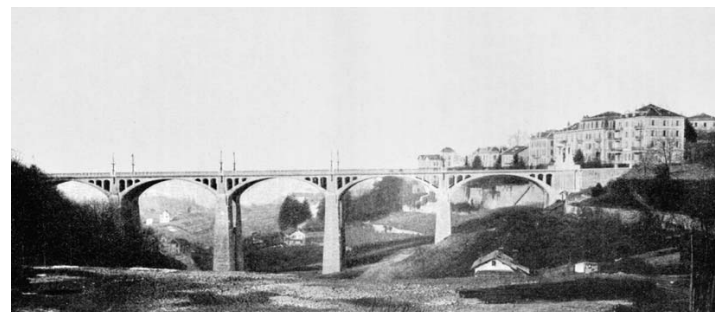


Fig. 6. Puente en Steyr, detalles constructivos. (Spitzer y Nowak 1908, 49).

cisivo para el apoyo de la administración austriaca para la construcción de puentes. En 1898 se construyó en la localidad de Steyr el primer puente europeo de importancia con el sistema Melan. Proyectado por Melan y construido por Brausewetter, era un arco triarticulado de 42 m de luz, muy rebajado, con 1/16 de flecha (fig. 5). La estructura metálica soportaba la mitad de las cargas de construcción, encofrado y hormigón, mientras la otra mitad se recogía mediante puntales.

Con la empresa «Pittel & Brausewetter», Melan realizó numerosos puentes, entre los que destacan: Laibach (Ljubljana), Payerbach, Bielitiz y Döberney (Melan 1911, Prólogo). El sistema Melan recibió la medalla de oro en la exposición universal de París de 1900.

En 1901, Melan ganó el concurso del ayuntamiento de Lausanne para un puente sobre el valle del Flon. El viaducto, con una longitud total de 227 m, unía las zonas norte y sur de la ciudad (fig. 7). La solución planteada por Melan, con la colaboración de los ingenieros «Vallière & Simon» de Lausanne y construcción de «Bellorini & Rochat» es un bello puente de cinco arcos de 28,75 m de luz y ancho de plataforma de 18 m. Melan



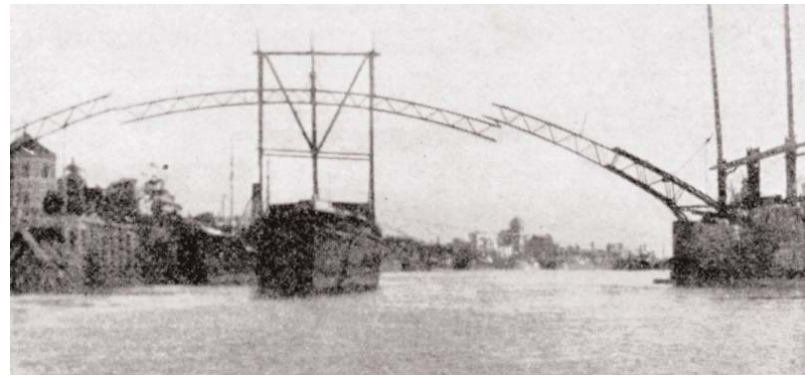
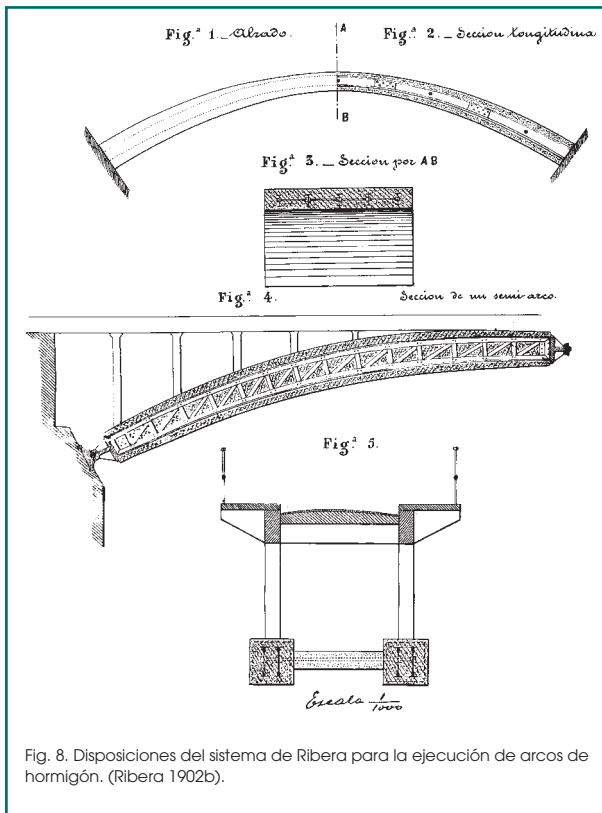


Fig. 9. Montaje del puente de San Telmo, 1922 (Ribera 1932, 87).

El hormigón entonces, una vez fraguado, tendrá que resistir a los esfuerzos producidos por el peso muerto del tablero y el de las sobrecargas.

Como las armaduras metálicas así constituidas resultan de muy poco peso, su montaje sólo requiere la instalación de un andamio muy ligero. Una vez montadas estas cerchas o armaduras metálicas, fácil es suspender de ellas los moldes corredizos que han de servir para verter el hormigón, y esta misma operación resulta entonces muy económica, puesto que no es necesario preocuparse de la situación de los hierros, ni sostener éstos durante el apisonado.

Así, según proyecto de Ribera, los primeros puentes de hormigón construidos en España incorporaban perfiles metálicos embebidos. Entre el buen número de arcos en el entorno de los 30 a 40 m de luz destacan el puente de Golbarado en Santander, el acueducto del Chorro en Málaga y el puente de San Telmo en Sevilla (fig. 9).

La facilidad constructiva tenía en Ribera una vocación económica. Justificaba el coste de los perfiles metálicos como «gasto a favor de la obra», frente al coste y los peligros de las cimbras, «gastos muertos», de importe superior al de la estructura de acero embebida. El método de cálculo que proponía en sus arcos, racional y sencillo, no aprovechaba el trabajo conjunto de los materiales. La sección de hormigón tenía capacidad por sí sola para hacer frente a todas las sollicitaciones de la estructura; de hecho, la sección metálica exenta podría aguantar gran parte de las acciones. Los arcos mixtos de Ribera presentaban, por tanto, mecanismos resistentes redundantes, cuya razón de ser era fundamentalmente constructiva. La estructura metálica, «gasto a favor», aportaba no obstante una seguridad adicional a la obra.

Mientras Melan era consciente del trabajo solidario del hormigón y del hierro en la sección resistente y centró su atención en la capacidad de carga y en la respuesta estructural de la bóveda, Ribera dio prioridad a las ventajas constructivas de la ejecución sin cimbras, aprovechándolas en toda consecuencia.

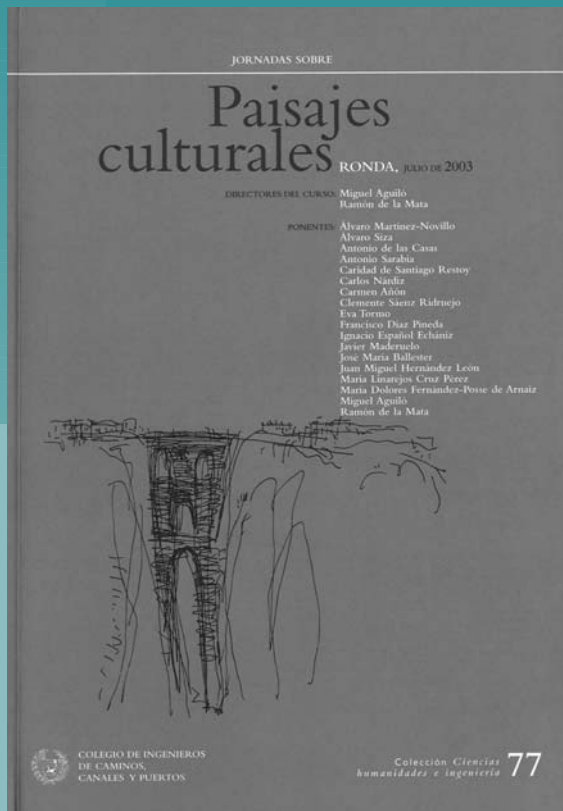
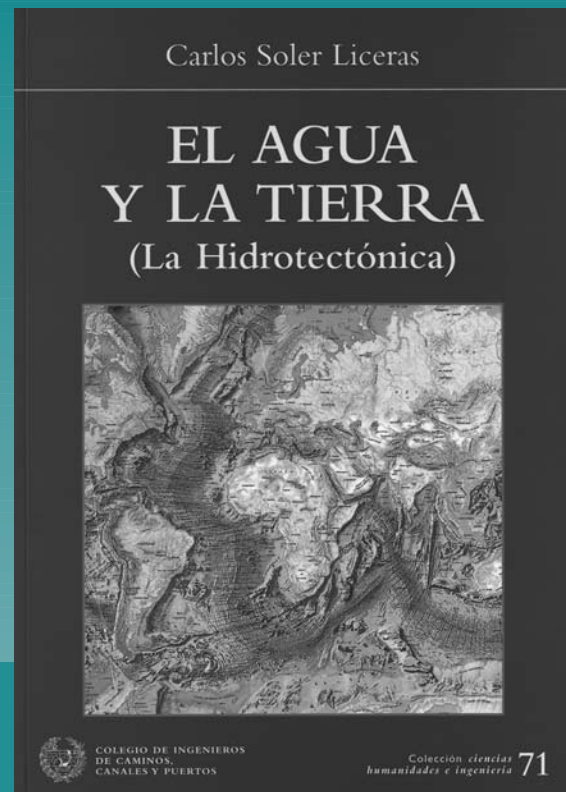
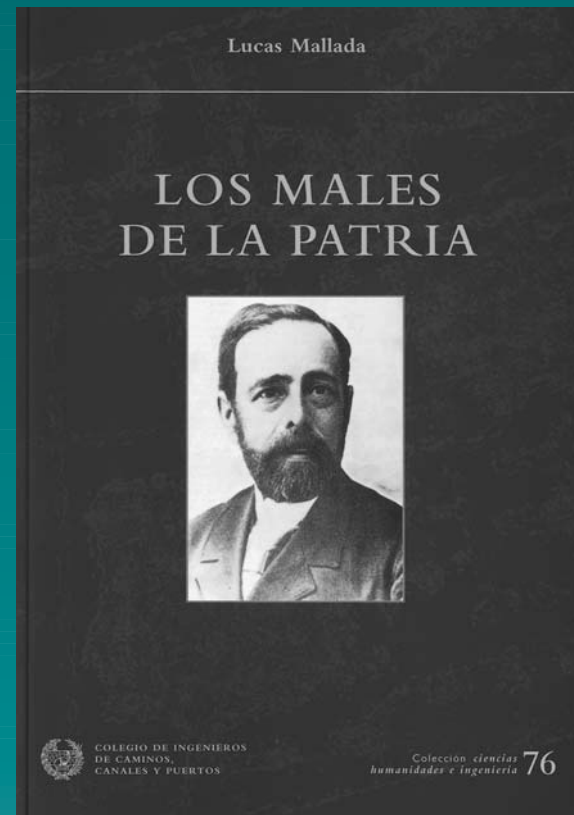
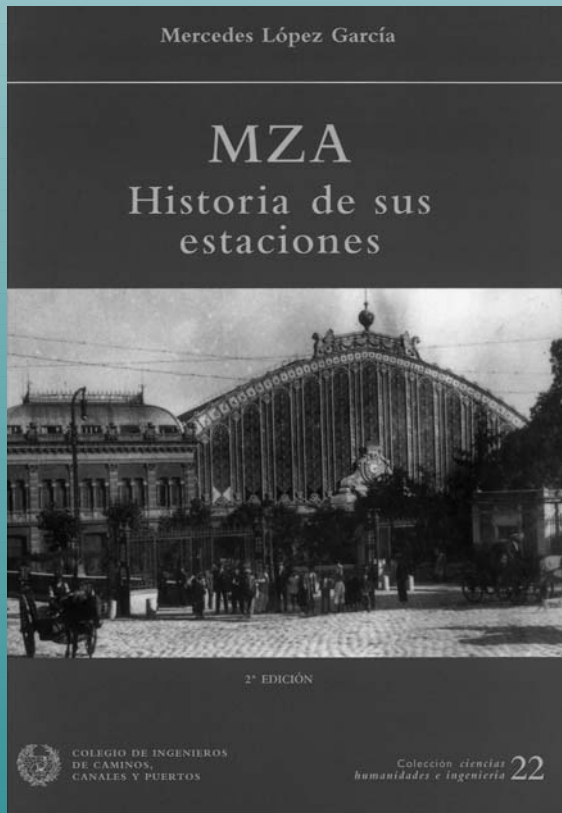
publicó el análisis completo del puente, según la teoría elástica, para el que aplicó una relación de módulos de elasticidad $E_{\text{hierro}} \div E_{\text{hormigón}} = 11$. Las tensiones máximas para el dimensionamiento de la sección del arco fueron calculadas en el estado II, considerando las secciones fisuradas (Melan 1906, 17-24).

4.2. Realizaciones de José Eugenio Ribera

José Eugenio Ribera era conocedor de la diversidad de patentes y sistemas de la época (Ribera 1902a, 3-4): Monier, Cottancin, Coignet, Hennebique, Tedesco, Bonna, Melan, Wayss, Dubois, Boussiro, Mattraï, Glodding, Bordenave, Unciti. Su espíritu constructivo y economicista le llevó a patentar un sistema, «perfeccionando el sistema Melan», para la ejecución de arcos de hormigón armado. El sistema, más que un verdadero «perfeccionamiento» o avance, era una mera adecuación al mercado español de la solución de Melan (Ribera 1905, 2-5):

Consiste en constituir la armadura metálica de las bóvedas por vigas en doble T, sencillas o armadas, que tengan por sí solas resistencia y solidaridad suficiente para sostener el peso muerto del hormigón en que han de envolverse.

Colección ciencias, humanidades e ingeniería



A LA VENTA EN LA LIBRERÍA DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Teléfono: 91.308.19.88 (Ext. 272-298). Fax: 91.319.95.56.
libreria@ciccp.es

DISPONIBLES EN PRÉSTAMO EN LA BIBLIOTECA DEL COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Teléfono: 91.308.19.88 (Ext. 271-242). Fax: 91.319.95.56.
biblioteca@ciccp.es



Fig. 10. Puente Cappelen Memorial (Cleveland State University Library, página web).

5. Realizaciones de gran luz

Hasta la Segunda Guerra Mundial la ejecución de arcos con armadura rígida portante resultaba una solución competitiva con la que se fueron resolviendo vanos de luces cada vez mayores.

5.1 Puente Cappelen Memorial, Minneapolis (1923)

Construido entre 1919 y 1923, el nuevo puente sobre el Missisipi en Minneapolis salvaba con tres arcos los 300 m de anchura del cauce. Le dio nombre su proyectista y primer constructor, el ingeniero Frederick W. Cappelen, y sus 122 m de luz del vano central supusieron el récord del mundo de arco de hormigón de la época. El nuevo puente sustituyó a la antigua celosía metálica con una intención de monumentalidad que subrayaba la belleza del paisaje (fig. 10). La ejecución con armadura rígida permitió un montaje sencillo y una gran exactitud en su calibración geométrica (Engineering News Record 1923).

5.2 Puente de Echelsbach (1929)

En 1924, en una conferencia ante la junta general del «Deutscher Beton-Verein» en Berlín, el ingeniero alemán Heinrich Spangenberg (1879-1936) explicó las ventajas del sistema Melan, especialmente la posibilidad de evitar las cimbras, aplicado por ejemplo en el puente Grande Eau cerca de Les Planches en Suiza, que proyectó Melan. En ese caso los arcos de acero se colocaron mediante un andamio ligero, que se desmontó al cerrar los arcos, lo que permitió ahorrar un 30 % del coste al aligerar la cimbra. A Spangenberg le preocupaba del proceso cons-

tructivo que no se pudiera determinar exactamente la distribución de las tensiones entre acero y hormigón. Durante la ejecución los esfuerzos del arco crecían al avanzar el hormigonado, y así el hormigón en los sectores primeros, ya fraguados, recibía más tensión que el resto. Para evitar esta incertidumbre propuso un nuevo esquema constructivo. Según él, una precarga de la estructura metálica con una cantidad de grava equivalente al peso de la sección de la bóveda presolicitaría el acero de forma controlada. Durante la construcción se podría sustituir la grava por el hormigón fresco sector a sector, sin variar el estado tensional de la estructura metálica (Spangenberg 1924, 503-04).

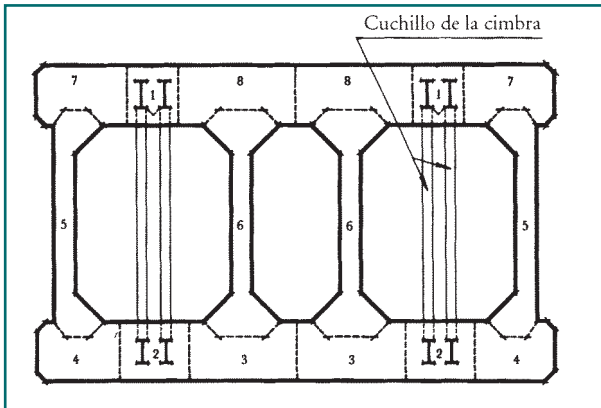
El procedimiento se aplicó en el puente sobre el Ammer en Echelsbach, Baviera, en 1929. El arco, biarticulado, tenía 130 m de luz y 31,8 m de flecha. En la fig. 11 se ve la suspensión del encofrado de la estructura metálica. El puente sobrevivió a la guerra y está en servicio todavía. Una placa informa al público que es el puente de mayor luz construido con el sistema Melan en Alemania (Eggenmann, Kurrer 2005, 383).

5.3 Arco del Esla (1939)

Eduardo Torroja, discípulo aventajado de Ribera, se enfrentó al mismo problema de ejecución del arco pero con una dimensión mucho mayor en la construcción del gran arco sobre el Esla en Zamora. El proyecto inicial del difunto ingeniero Martín Gil proponía un arco de 209,84 m de luz, 64,75 m de flecha y una altura en clave de 110 m sobre el fondo del embalse, récord de luz de arcos de hormigón en su momento. Su construcción se inició en plena Guerra Civil con el montaje de una cimbra de madera. Interrumpido el avance de las obras durante la guerra, el deterioro de la cimbra hizo imposible su aprovechamiento (Fernández y Navarro 1999, 232).

Fig. 11. Puente de Echelsbach en construcción. (Duell y Gerhart 1929, 57).





Torroja conocía el sistema Melan utilizado por Ribera y era consciente de su trabajo posterior en la sección resistente del arco (Torroja (1958) 1999, 71):

Actualmente ya es práctica común situar la cimbra dentro del propio arco que se va a construir. Además la cimbra se diseña de tal modo que, una vez ha cumplido su cometido inicial, puede continuar funcionando eficazmente como armadura permanente del hormigón.

Pero la magnitud del vano exigiría una cimbra muy pesada si ésta debiera soportar todo el peso propio del arco. La necesidad de definir cuidadosamente el método de hormigonado para que provocara las menores solicitaciones en la cimbra, llevó a Torroja a proyectar una construcción evolutiva en la que se hormigonaban secciones parciales del arco en roscas completas que se incorporaban sucesivamente a la sección resistente (fig. 12; Torroja (1958) 1999, 72):

Se adoptó el sistema de hormigonar el arco del Esla por cordones o capas longitudinales de cada vez mayor espesor, ya que, al fraguar el hormigón colocado con anterioridad, la cimbra podía soportar mayores esfuerzos conforme avanzaba la operación.

Torroja reúne el espíritu constructivo de Ribera y la minuciosidad analítica de Melan culminando ambas aportaciones en la definición precisa de un proceso evolutivo de construcción motivado por un sentido de lo estricto en el empleo de los materiales.

El arco del Esla cierra el primer ciclo de realizaciones basadas en el sistema Melan. Después de la Segunda Guerra Mundial, tanto en España como en EEUU, el sistema Melan dejó de aplicarse. Entre las causas de su abandono cabe citar el encarecimiento del acero, el

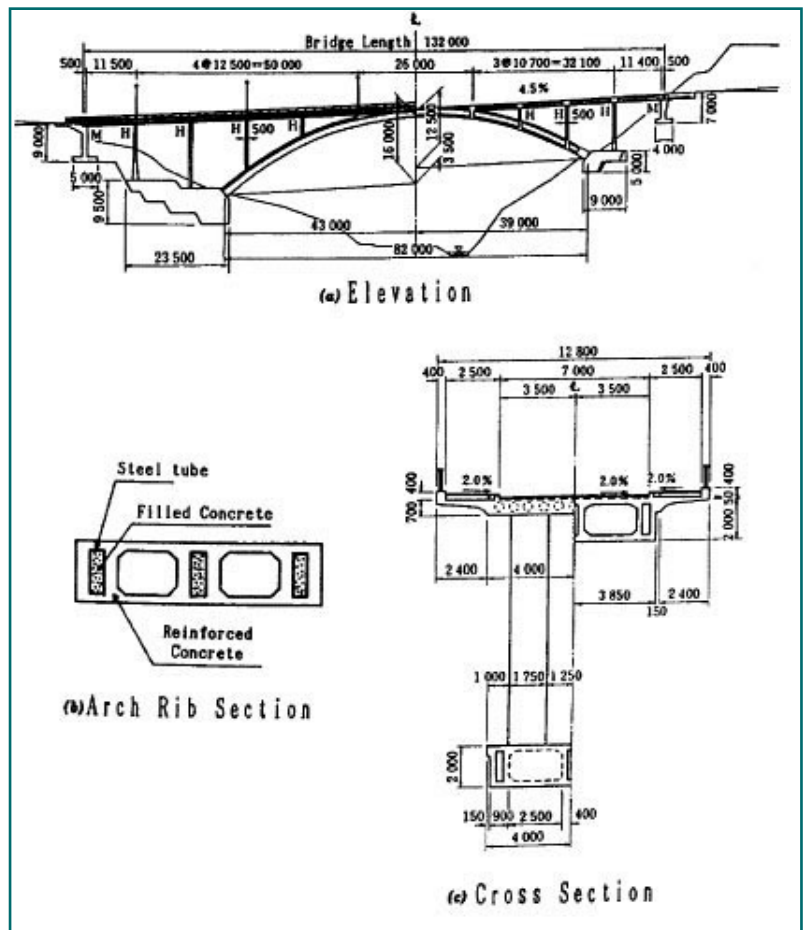
Fig. 12. Sección transversal del arco del Esla, orden de ejecución de los cordones. (Torroja (1958) 1999, 75).

desarrollo y difusión de la tecnología del pretensado, así como la apuesta por otras tipologías estructurales y procesos constructivos: avance en voladizo, empuje, prefabricación, soluciones atirantadas, etc. La armadura rígida portante en la ejecución de arcos quedará olvidada durante casi medio siglo.

6. Recuperación de la estructura metálica portante en la ejecución de arcos

A comienzos de los 90, un conjunto de realizaciones japonesas retomó procesos constructivos basados en el sistema Melan (Ohura y Masafumi 1993). Lo que definieron como CLCA (Concrete lining with preerected composite arch) venía a ser una reinterpretación de la construcción evolutiva planteada por Torroja en el arco del Esla. El método consistía en la ejecución de arcos de acero muy ligeros de sección tubular que se rellenaban posteriormente de hormigón conformando una sección mixta. Los arcos mixtos servían posteriormente de estructura portante de los encofrados y vertido del hormigón, quedando fi-

Fig. 13. Puente Joshi en Japón (Kawamura et al. 1990).



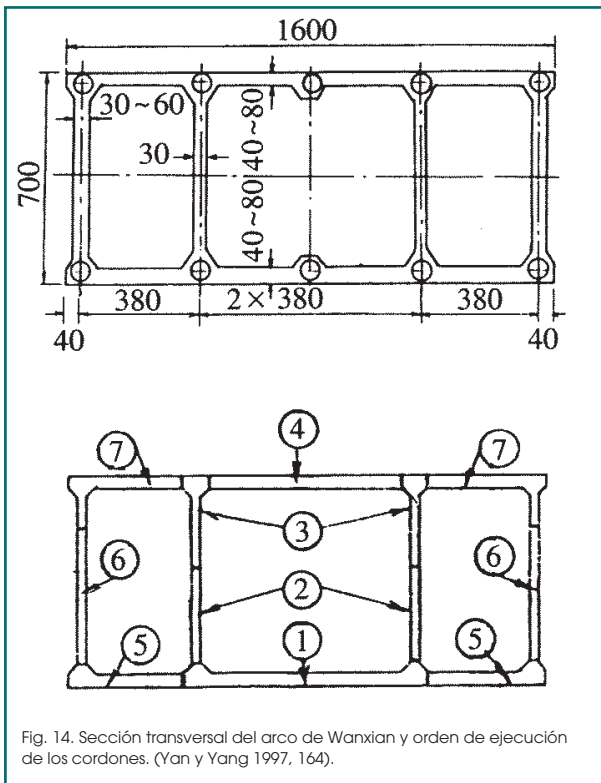


Fig. 14. Sección transversal del arco de Wanxian y orden de ejecución de los cordones. (Yan y Yang 1997, 164).

nalmente embebidos dentro de la sección (fig. 13). Con este procedimiento se construyeron varios puentes de luces medias entre los que destacan las primeras realizaciones de 1990: el puente Ashi en Fukushima, de 58 m de luz, y el puente Joshi en la isla de Sado, de 82 m de luz (Kawamura et al. 1990). Los mismos autores plantearon soluciones similares superando los 200 m de luz.

Pero la mayor luz se alcanzaría en otro país asiático. Con una similitud extraordinaria al proceso constructivo del arco del Esla, en 1997 se construyó en China el actual récord del mundo de luz de puente arco de hormigón. El arco de Wanxian sobre el río Yangtze en la provincia de Sichuan, de 420 m de luz, se montó sobre una autocimbra de estructura metálica de celosía sobre la que se fue hormigonando el arco por roscas completas, conformando una sección mixta evolutiva (Yan y Yang 1997; fig. 14).

Además de algunas realizaciones alemanas e italianas, nos ha llamado la atención un pequeño puente en Austria puesto en servicio en el año 2000: el «Stampfgrabenbrücke» sobre el río Lesach en la provincia de Carintia, de 70 m de luz. Su autor, el veterano ingeniero austriaco Peter Schallaschek, recordó el sistema Melan de sus años de formación cuando se enfrentaba al diseño de la cimbra del arco. El montaje de la estructura metálica mediante abatimiento de los dos semiarcos (fig. 15) y la ejecución sin cimbras resultaron más competitivos (Schallaschek 2003). Aun-



Fig. 15. Puentes sobre el Lesach, abatimiento de la estructura metálica (Peter Schallaschek).

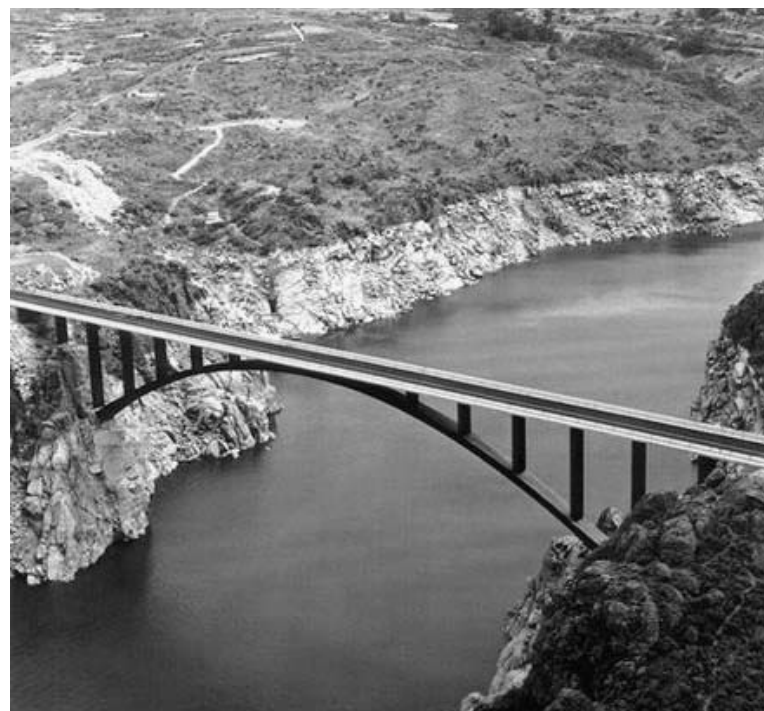


Fig. 16. Arco de Ricobayo (Pérez Fadón 1995, 145).



Fig. 17. Arco del Escudo (Manterola 2001, 173).

que lo más atractivo del proyecto es esa aproximación del autor, tan cercana a la fuente originaria.

Esta recuperación de la armadura rígida portante se debe enmarcar en el contexto del renovado interés por la tipología de arco que se produce en todo el mundo en los años 90. Casi puede decirse que los arcos le arrebataron al puente atirantado su estatus de «tipología estructural del momento». La versatilidad constructiva de la construcción mixta fue en gran parte responsable de esta proliferación. La estructura metálica, aún bajo sollicitaciones de compresión, empezó a resul-

tar competitiva frente al hormigón por su facilidad de ejecución. Las secciones metálicas tubulares podían además hormigonarse en su interior reduciendo las cuantías de acero. La estructura metálica era en estos casos nuevamente portante del vertido del hormigón y definía además el propio encofrado y la superficie vista de la sección (figs. 16 y 17). Estas realizaciones de arcos mixtos pueden entenderse como una actualización del sistema Melan en las que la estructura metálica asume un nuevo protagonismo. La armadura rígida portante ha salido al exterior. ♦

Referencias:

- (1) Bernabeu Larena, Jorge. 2005. Precedentes históricos de colaboración entre acero y hormigón en la construcción de puentes. *Actas del IV Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, ed. por S. Huerta. Instituto Juan Herrera, SEHC, COAC, COAATC: 133-142.
- (2) Brausewetter, Victor. 1925. Erinnerungen an die Entstehung und Entwicklung der Beton- und Eisenbetonbauweise in der Zeit von 1867 bis 1925. *Beton und Eisen* 24, 212-15; 250-52.
- (3) Brown, Joyce M. 1967. W. B. Wilkinson (1819-1902) and his place in the History of Reinforced Concrete. *Trans. Newcomen Soc.*, vol. XXXIX: 129-142.
- (4) Duell, Ferdinand; Gerhart, Rudolf: Die Echelsbacher Brücke. Berlin: Ernst & Sohn 1931.
- (5) Eggemann, Holger; Kurrer, Karl-Eugen. 2005. Puentes de arco del sistema Melan. *Actas del IV Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, ed. por S. Huerta. Instituto Juan Herrera, SEHC, COAC, COAATC: 377-388.
- (6) Emperger, Fritz von. 1894. The development and recent improvement of concrete-iron highway bridges. *Transactions, ASCE*, Vol. 31, No. 703, 437-57.
- (7) Emperger, Fritz von. 1895. Betonbrücken, "System Melan", in Nordamerika. *ZÖIAV* 47, 552-53.
- (8) Emperger, Fritz von. 1896. Eine monumentale Betonbrücke. *ZÖIAV* 48, 336-37.
- (9) Engineering News Record 1923. Design of 400-Ft. Concrete Arch of the Cappelen Memorial Bridge. Vol. 90, No. 4, 148-52.
- (10) Fernández Ordóñez, José A.; Navarro Vera, José Ramón. 1999. *Eduardo Torroja, Ingeniero*. Colección Monografías núm. 3. Ediciones Pronaos.
- (11) Foerster, M. 1908. Die Grundzüge der geschichtlichen Entwicklung des Eisenbetonbaus. En: *Handbuch für Eisenbetonbau*, Tomo primero. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.
- (12) Fritzsche, Josef. 1948. Massivbrücken. En: *Der Brückenbau*, Tomo II. Ed por Ernst Melan. Wien: Deuticke.
- (13) Gould, Michael. 2003. The Ritchie System of Reinforcement Concrete. *Trans. Newcomen Soc.*, 73, 2003: 275-291.
- (14) Kawamura, T.; Fujimoto, Y.; William, D.P. 1990. *Wrapping an arch in concrete*. *Concrete International* 12 (11), 26-31.
- (15) Kurrer, Karl-Eugen. 2002. *Geschichte der Baustatik*. Berlin: Ernst & Sohn.
- (16) Manterola Armisen, Javier. 2001. Puentes arco mixtos. *Puentes mixtos, estado actual de su tecnología y análisis*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Colección Senior, núm. 30: 171-186.
- (17) Melan, Joseph. 1888. Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken. In: *Der Brückenbau. Handbuch der Ingenieurwissenschaften*. II. Band. Vierte Abteilung. Eiserne Bogenbrücken und Hängebrücken, bearb. v. J. Melan u. T. Schäffer, hrsgn. v. T. Schäffer u. E. Sonne, 2., umgearb. u. verm. Aufl., 1-144. Leipzig: Engelmann.
- (18) Melan, Joseph. 1892. Neuartige Deckenkonstruktion im Wesen bestehend aus der Verbindung von eisernen Bogenrippen mit Betongewölben. Privileg Nr. 42/3211. K. K. Privilegien Archiv.
- (19) Melan, Joseph. 1906. Die Beton-Eisen-Brücke Chauderon-Montbenon in Lausanne. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1906.
- (20) Melan, Joseph. 1911. Einige neuere Brückenausführungen in Eisenbeton nach Bauweise Melan. (zus. mit Konrad Kluge von der Betonbau-Unternehmung Pittel u. Brausewetter). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1911. 2. erw. Aufl.
- (21) Moore, Walter P. 1987. An overview of composite construction in the United States. *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: 286-301.
- (22) Nowak, August (Editor). 1923. Joseph Melan zum siebzigsten Geburtstage. Gewidmet von seinen dankbaren Schülern. Leipzig, Wien: Franz Deuticke.
- (23) Ohura, Takashi; Kato, Masafumi. 1993. *Erection and field test of concrete arch bridge applying composite tube*. ASCE. *Journal of Construction Engineering and Management*. Vol. 119, No. 4, 666-680.
- (24) ÖIAV. 1895. Bericht des Gewölbe-Ausschusses. Veröffentlicht in der Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines, 1895, Nr 20-34. Wien: ÖIAV.
- (25) Pérez Fadón, Santiago. 1995. Proyecto y construcción del arco de Ricobayo. *Puentes mixtos, estado actual de su tecnología y análisis*. II Jornadas Internacionales de Puentes Mixtos. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos: 131-145.
- (26) Ribera, José Eugenio. 1902a. *Hormigón y cemento armado, mi sistema y mis obras*, con prólogo de D. José Echegaray. Imprenta de Ricardo Rojas, Madrid.
- (27) Ribera, J. Eugenio. 1902b. Un procedimiento de construcción propio y nuevo, aplicable a bóvedas y puentes de hormigón armado. Patente de Invención, Oficina Española de Patentes y Marcas. 09 de junio de 1902. Expediente 29936.
- (28) Ribera, José Eugenio. 1905. *Puentes metálicos en arco y de hormigón armado*. Revista de Obras Públicas, Madrid.
- (29) Ribera, José Eugenio. 1932. *Puentes de Fábrica y Hormigón Armado*. Tomo IV: Puentes de Hormigón Armado. Madrid: Sucesores de Rivadeneyra.
- (30) Schallaschek, Peter. 2003. Die Stampfgrabenbrücke im Lesachtal/Kärnten – eine Melan-Bogenbrücke. *Stahlbau* 72, 196-99.
- (31) Spangenberg, Heinrich. 1924. Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten. *Bauingenieur* 5, 461-68; 503-12.
- (32) Spitzer, J. Adolf; Nowak, August. 1908. Bogenbrücken und Überwölbungen. En: *Handbuch für Eisenbeton*. Dritter Band: Bauausführungen aus dem Ingenieurwesen. Dritter Teil: Brückenbau und Eisenbahnbau. Berlin: Ernst & Sohn.
- (33) Torroja Miret, Eduardo (1958) 1999. *Las estructuras de Eduardo Torroja*. Ministerio de Fomento. (Primera edición: F. W. Dodge Corporation, Nueva York.)
- (34) Yan, Guomin; Yang, Zhi-Hua. 1997. Wanxian Yangtze Bridge, China. *Structural Engineering International* 3/1997: 146-165.

Mi Espiral. (Otra posible curva de transición)

My Spiral (Another possible transition curve)

Manuel Rodríguez Sánchez. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Colegiado nº 4.542. mrodsan@ciccp.es

Resumen: En este artículo se describe una espiral cuya "gracia especial", consiste en que su radio de curvatura es función lineal del ángulo que la tangente en cada punto forma con el eje de abscisas. En la clotoide el radio de curvatura es inversamente proporcional a la longitud del desarrollo del arco recorrido desde el origen.

En la espiral que nos ocupa el radio de curvatura decrece con mayor rapidez que el de la Clotoide. Este es su inconveniente o su ventaja, quizá, en algún caso.

Palabras Clave: Transición, Espiral, Radio de curvatura, Clotoide

Abstract: This article describes a spiral which is noted by the fact that its radius of curvature is a lineal function of the angle formed by the tangent at each point with the axis of the abscissa.

The radius of curvature at the clothoid or double spiral is inversely proportional to the length of the evolution of the arc running from the initial point.

In the spiral in question, the radius of curvature decreases faster than that of the clothoid.

This is its main disadvantage though, in certain cases, it could be seen as an advantage.

Keywords: Transition, Spiral, Radius of curvature, Clothoid

Preámbulo

La curva que aquí analizamos con algún detalle, y que en cierta medida está relacionada con la Involuta de la Circunferencia, posee unas características que quizás la podría hacer particularmente adecuada para complementar, o sustituir en algún caso, a la curva de transición por excelencia: La Clotoide.

A continuación desarrollamos el estudio analítico de esta espiral, para después establecer algunas conclusiones y comparaciones entre ambas curvas.

Definición

Es el lugar geométrico de los puntos del plano descritos por el centro de una circunferencia móvil, unida a otra fija mediante un hilo tenso y sin extensión que se va arrollando sobre ambas, cuando la circunferencia móvil gira alrede-

dor de la fija (sin girar respecto de su centro ninguna de las dos) y estando situadas cada una en los semiplanos opuestos definidos por el hilo. (Ver la fig. 1).

Estudio de la curva

1. Ecuación en coordenadas cartesianas

Las coordenadas x e y definidas en función del parámetro φ , que es el ángulo que forma la parte de hilo no arrollada con el eje de las y según se indica en la figura 1, vienen dadas por las ecuaciones siguientes:

$$x = (L - 2R \varphi) \operatorname{sen} \varphi + 2R (1 - \cos \varphi)$$

$$y = L - (L - 2R \varphi) \cos \varphi - 2R \operatorname{sen} \varphi$$

Donde "L" es la distancia entre los centros de las circunferencias proyectada sobre el eje de las ordenadas

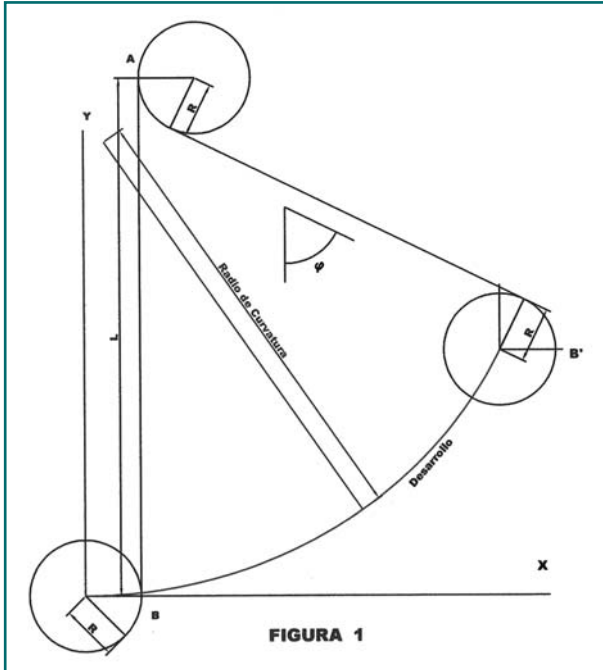


Fig 1.

$$\rho = \frac{(1 + y'^2)^{\frac{3}{2}}}{y''}$$

Introduciendo en la ecuación anterior los valores de y' e y'' en función del parámetro φ , el valor del radio de curvatura resulta ser:

$$\rho = L - 2R\varphi$$

4. Desarrollo de la espiral en función del parámetro φ

El desarrollo de la espiral se obtiene mediante la integral de $\rho d\varphi$, o sea:

$$\int \rho d\varphi = \int (L - 2R\varphi) d\varphi = L\varphi - R\varphi^2 = D^\circ$$

5. Relación entre el radio de curvatura en un punto y el desarrollo de la curva desde el origen hasta ese punto

Se obtiene eliminando el parámetro φ entre las ecuaciones que definen el radio de curvatura en el punto y el desarrollo de la espiral hasta ese punto (figura 2):

$$\rho^2 = L^2 - 4RD^\circ$$

en el origen del movimiento, ($\varphi = 0$), y "R" el radio de cada una de las dos circunferencias.

Cuando los radios de las circunferencias son distintos, el valor $2R$ se convierte en $R_1 + R_2$.

2. Primera y segunda derivadas en función del parámetro φ

La primera derivada de y respecto de x en función del parámetro φ resulta ser:

$$y' = \frac{dy}{dx} = \frac{\frac{dy}{d\varphi}}{\frac{dx}{d\varphi}} = \text{tg } \varphi$$

Esto implica que el ángulo que la tangente a la curva forma con el eje de abscisas sea φ . Es el correspondiente con la τ de la Clotoide.

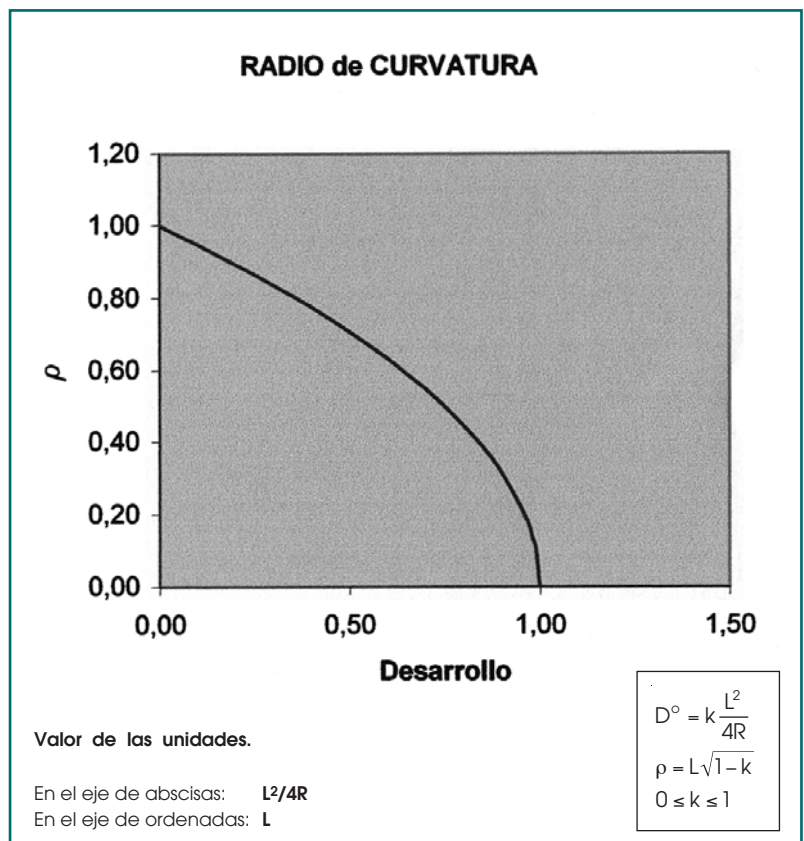
y la segunda derivada de y respecto de x en función de φ :

$$y'' = \frac{dy'}{dx} = \frac{\frac{dy'}{d\varphi}}{\frac{dx}{d\varphi}} = \frac{1}{(L - 2R\varphi) \text{sen}^3 \varphi}$$

3. Radio de curvatura en función del parámetro φ

El radio de curvatura en un punto de la curva, en coordenadas cartesianas, viene dado por la ecuación:

Fig 2.



6. Corolarios

a). Puesto que el valor del radio de curvatura en un punto es $L-2R\varphi$ (que equivale a la cantidad de hilo aún no arrollada sobre los círculos) y el radio es perpendicular a la tangente en el punto citado, *el lugar geométrico de los centros de curvatura de la espiral es una circunferencia de radio $2R$ y centro el de la circunferencia fija sobre la que también se arrolla el hilo.*

b). Cuando cualquiera de los círculos se convierte en un punto, las ecuaciones anteriores quedan así:

$$\begin{aligned} \rho &= L - R\varphi \\ D^\circ &= L\varphi - \frac{1}{2}R\varphi^2 \\ \rho^2 &= L^2 - 2RD^\circ \end{aligned}$$

c). Cuando los dos círculos se convierten en dos puntos, la espiral toma la forma de una circunferencia de radio L y centro el punto de coordenadas $(0,L)$.

Comentarios y conclusiones

En base a las ecuaciones establecidas anteriormente y a las gráficas que aquí se indican, se pueden establecer algunas consideraciones como las siguientes:

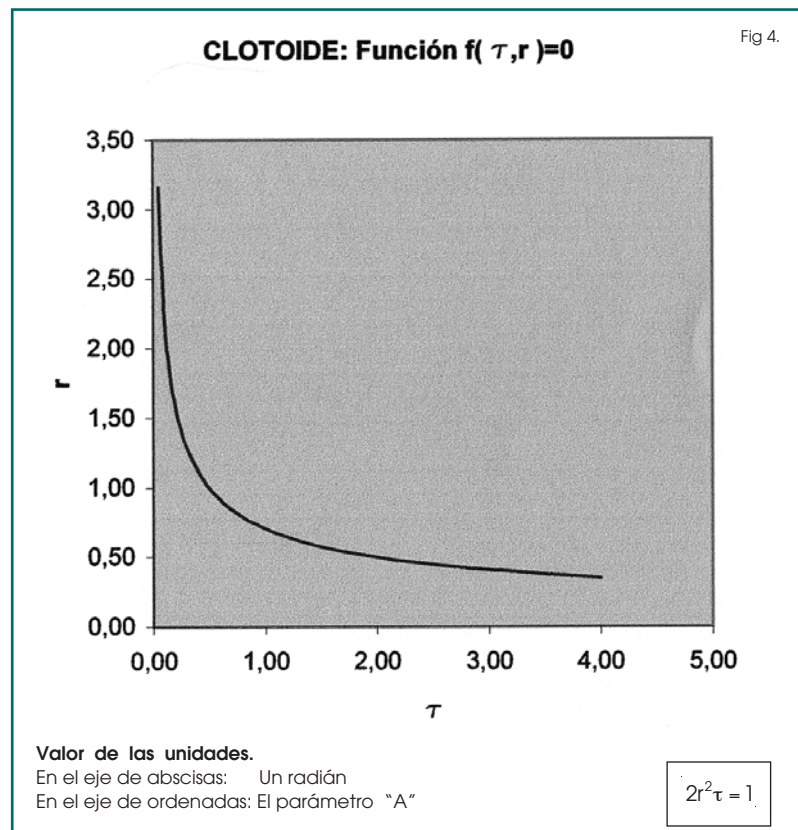
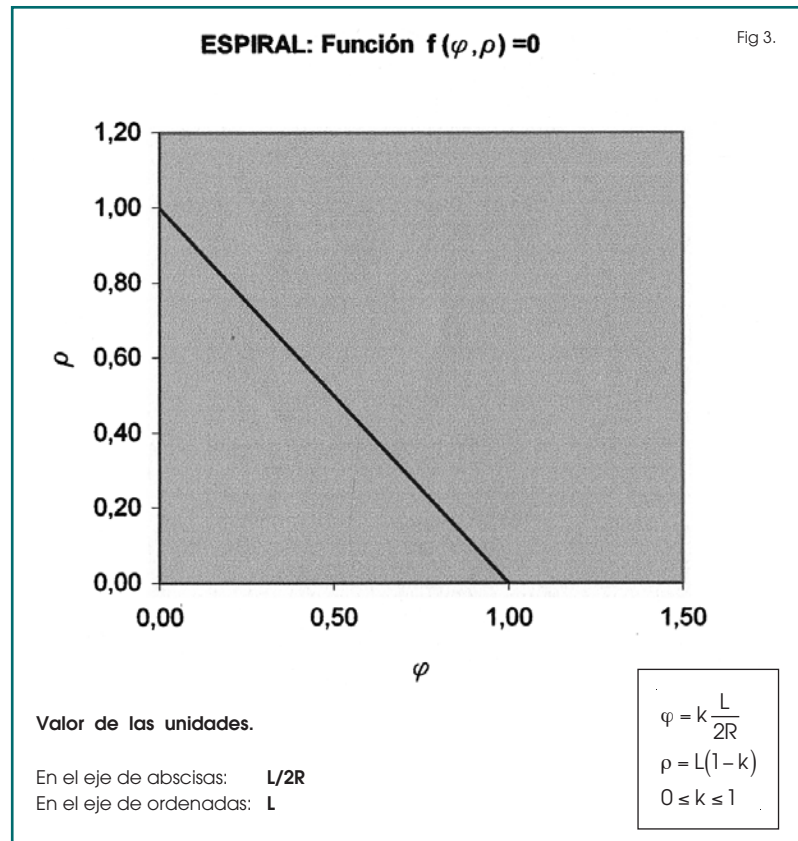
a). La característica fundamental de esta espiral (figura 3) es que el radio de curvatura en un punto depende linealmente del ángulo φ (que es el parámetro y también el ángulo que forma el eje de abscisas con la tangente a la espiral en ese punto). Este ángulo es el correspondiente al ángulo τ de la clotoide.

valor máximo para $\varphi=0$. es $\rho=L$, y se anula para $\varphi=L/2R$.

En la Clotoide unitaria la variación del radio de curvatura en función del ángulo τ viene dada por la ecuación $2r^2\tau=1$, (figura 4). Como es sabido todas las clotoides son homotéticas respecto de la clotoide unitaria con razón de homotecia su parámetro A . Por lo tanto su ecuación general es $2R^2\tau=A^2$.

b). La variación del radio de curvatura en función del desarrollo del arco recorrido expresada en la figura 2, es una parábola de segundo grado de eje horizontal cuyo máximo valor para $D^\circ=0$ es $\rho=L$, y se anula para $D^\circ=L^2/4R$

En la clotoide esta variación viene dada por la clásica hipérbola equilátera definida por la relación



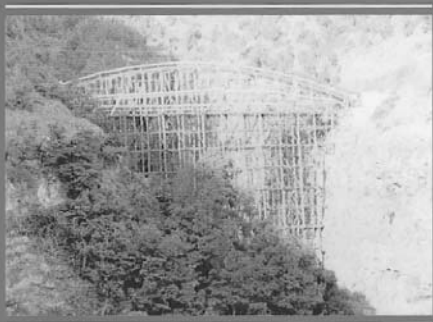
E - 11

Estructuras

y

Edificación

Diseño y Utilización de Cimbras



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

G - 1

Geotecnia

Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos



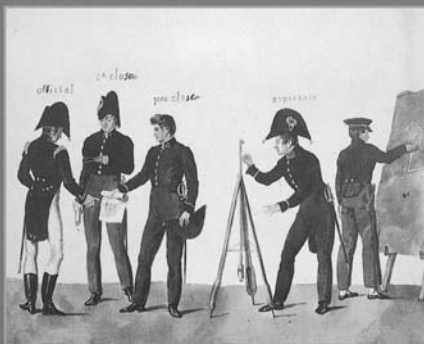
Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural

3ª Edición corregida

Manuel Lucena Giraldo

HISTORIA DE UN COSMOPOLITA

Jose María de Lanz y la fundación de la Ingeniería de Caminos en España y América

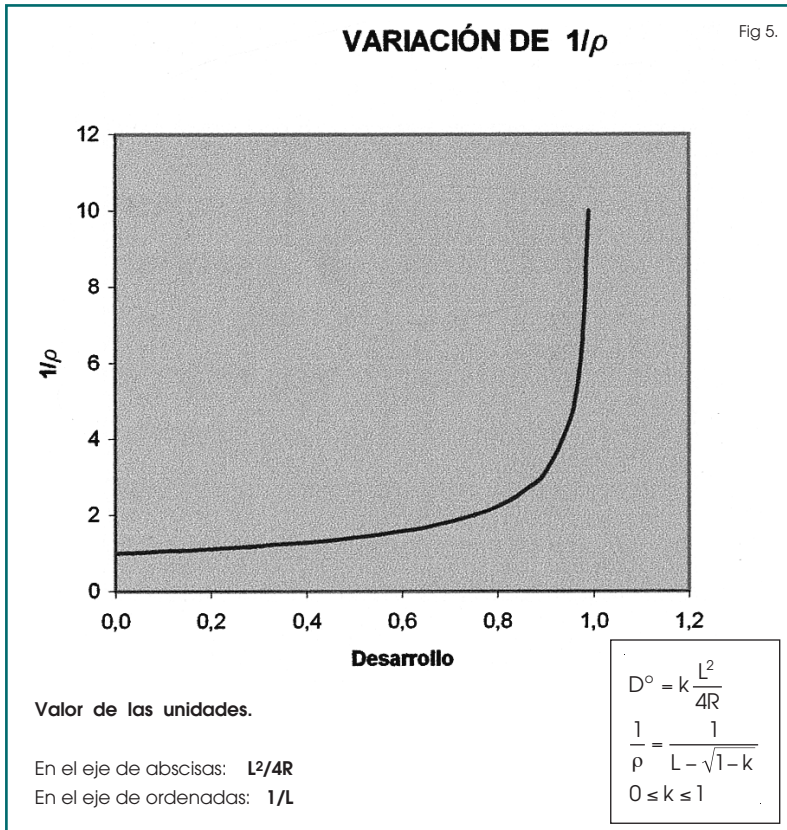


COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Colección *ciencias humanidades e ingeniería* 80

A la venta en la Librería del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Teléfono: 91.308.19.88 (Ext. 272-298)
Fax: 91.319.95.56
libreria@ciccp.es

Disponibles en préstamo en la Biblioteca del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Teléfono: 91.308.19.88 (Ext. 271-242)
Fax: 91.319.95.56
biblioteca@ciccp.es

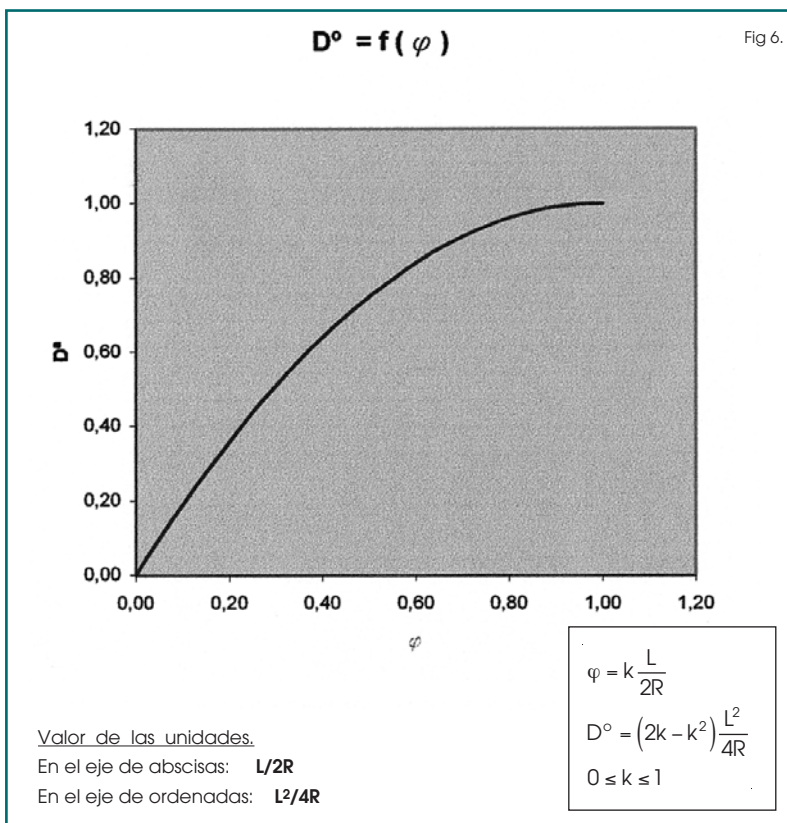


$RL=A^2$ donde siguiendo la nomenclatura que aquí hemos adoptado sería $\rho D^\circ=A^2$

c). En cuanto a la variación del inverso del radio de curvatura en función del desarrollo del arco (que en la clotoide es su característica principal, ya que es función lineal de éste), aquí conviene hacer algunas puntualizaciones (figura 5):

1.- La función $1/\rho$ no parte de 0; arranca con el valor de $1/L$ y una pendiente creciente de $2R/L^3$.

2.- Es una función continuamente creciente, no lineal y cóncava hacia arriba, que puede considerarse casi-lineal hasta no más allá del 50% del valor máximo del desarrollo (50% de $L^2/4R$). Por este motivo hay que resaltar que la fuerza centrífuga que aparecería en un móvil que recorriese esta espiral, no crecería linealmente como lo haría si discurriera por una clotoide. Como se ve, (figura 6), el desarrollo en función del ángulo φ es una parábola de eje vertical que crece más lentamente conforme se acerca al vértice, por lo tanto, el inverso del radio de curvatura crece con mayor rapidez al aumentar el valor del desarrollo.



d). Esta espiral depende de dos parámetros: L y $2R$; o L y $L/2R$. La clotoide únicamente depende del valor de A .

La tabla de la figura 7 muestra la variación del ángulo φ en función del parámetro $L/2R$ y del valor de "k" que es la parte de desarrollo recorrido hasta ese punto respecto del desarrollo total ($L^2/4R$).

De modo similar a la clotoide, el ángulo φ , una vez fijados "k" y $L/2R$, se mantiene constante para cualquier valor de L .

Puesto que φ no suele superar nunca el valor de $3\pi/4$ (las tablas alemanas de clotoides de KASPER, SCHÜRBA y LORENZ, cuya primera edición es de 1954, terminan en el valor de $\tau=2,42$ radianes) en la tabla de la figura 7 se indican los límites de aplicación práctica para cada valor de $L/2R$.

Por otra parte, y ya que decimos que la función $1/\rho$ de la figura 6 deja de ser casi-lineal en el entorno del 50% del desarrollo máximo ($L^2/4R$), el límite del valor de φ lo debiéramos fijar también en el entorno del 30% del valor de $L/2R$, tal como se despre-

Figura 7. VALORES de f en función de L/2R y de k.

L/2R	k									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	0,051	0,106	0,163	0,225	0,293	0,368	0,452	0,553	0,684	1
2	0,103	0,211	0,327	0,451	0,586	0,735	0,905	1,106	1,368	2
3	0,154	0,317	0,490	0,676	0,879	1,103	1,357	1,658	2,051	3
4	0,205	0,422	0,653	0,902	1,172	1,470	1,809	2,211	2,735	4
5	0,257	0,528	0,817	1,127	1,464	1,838	2,261	2,764	3,419	5
6	0,308	0,633	0,980	1,352	1,757	2,205	2,714	3,317	4,103	6
7	0,359	0,739	1,143	1,578	2,050	2,573	3,166	3,870	4,786	7
8	0,411	0,845	1,307	1,803	2,343	2,940	3,618	4,422	5,470	8
9	0,462	0,950	1,470	2,029	2,636	3,308	4,070	4,975	6,154	9
11	0,564	1,161	1,797	2,479	3,222	4,043	4,975	6,081	7,521	11
12	0,616	1,267	1,960	2,705	3,515	4,411	5,427	6,633	8,205	12
13	0,667	1,372	2,123	2,930	3,808	4,778	5,880	7,186	8,889	13
14	0,718	1,478	2,287	3,156	4,101	5,146	6,332	7,739	9,573	14
15	0,770	1,584	2,450	3,381	4,393	5,513	6,784	8,292	10,257	15
16	0,821	1,689	2,613	3,606	4,686	5,881	7,236	8,845	10,940	16
17	0,872	1,795	2,777	3,832	4,979	6,248	7,689	9,397	11,624	17
18	0,924	1,900	2,940	4,057	5,272	6,616	8,141	9,9501	2,308	18
19	0,975	2,006	3,103	4,283	5,565	6,983	8,593	10,503	12,992	19
20	1,026	2,111	3,267	4,508	5,858	7,351	9,046	11,056	13,675	20

$$\varphi = \left(1 - \sqrt{1-k}\right) \frac{L}{2R}$$

Nota: "k" es la parte del desarrollo total L²/4R

de de la figura 6 si queremos que la fuerza centrífuga siga creciendo de una manera cuasi-lineal.

e). Por último pensamos que el campo de utilidad práctica de esta espiral pudiera, básicamente, estar en aquellos casos en los que sea necesario partir de un cierto radio de curvatura, y que quien proyecte el trazado considere oportuno, o al menos no tenga inconveniente, en que la rapidez de decrecimiento

del radio de curvatura sea superior a la que tendría si proyectase una clotoide.

En particular, probablemente pueda tener aplicación en trazado de intersecciones, bucles, isletas, vías de aceleración o deceleración, terrenos accidentados, ..etc; y en aquellos otros casos en los que algún amable lector crea que pueda tener aplicación la curva que aquí comentamos. ♦

Instrucción sobre los Para-rayos

Su construcción y establecimiento en los edificios y buques de todas clases

Informe redactado por Mr. Gay-Lussac, adoptado por el Academia de Ciencias de Paris en 1825 (1)

Los accidentes causados en 1821 por la caída del rayo en muchas iglesias, hizo que el Ministro del Interior de Francia invitase a la Academia Real de Ciencias a redactar una instrucción cuyo principal objeto debía ser el servir de guía a los obreros en la construcción y colocación de los para-rayos. La sección de física tuvo lugar el encargo de la Academia de formar esta instrucción, en la cual creyó conveniente esponer sucintamente los principios en que está fundada la construcción de los para-rayos, tanto para ilustrar a las personas encargadas de su inspección como al público en general. Por consiguiente, la instrucción contiene dos partes, una teórica y otra práctica distintas entre sí y que podrán consultarse separadamente.

Parte Técnica

Principios relativos a la acción del rayo o del fluido eléctrico, y a la de los para-rayos

Se designa con el nombre de *rayo* la salida repentina, al través de la atmósfera, bajo la forma de un gran rasgo luminoso, del fluido eléctrico de que está cargada una nube tempestuosa. La velocidad del fluido eléctrico en movimiento es inmensa; escede con mucho a la de una bala de cañon en el momento de salir de la pieza, la cual es de 600 metros por segundo. El fluido eléctrico penetra los cuerpos, y se mueve al través de su propia sustancia, pero con velocidad muy desigual.

Se da el nombre de *conductores* a los cuerpos que conducen o dejan pasar rápidamente el fluido eléctrico por su interior atravesando sus particulas; tales son el carbon calcinado, el agua los vegetales y animales, la tierra, a causa de la humedad de que está impregnada, las disoluciones salinas, y principalmente los metales que son en esto muy superiores a los demas cuerpos. Un cilindro de hierro, por ejemplo, conduce en el mismo tiempo, lo menos cien millones de veces mas fluido eléctrico que un cilindro igual de agua pura; y esta cerca de mil veces menos que el agua saturada de sal marina. Los cuerpos que no dejan penetrar sino con dificultad el fluido eléctri-

co entre sus particulas, y por las cuales no puede moverse con libertar, con el nombre de *no-conductores* o de *aisladores*: tales son de vidrio, el azufre, las resinas, los aceites, la tierra, piedra y ladrillos secos; el aire y los gases.

Entre los cuerpos conductores, no hay sin embargo ninguno que no oponga alguna resistencia al movimiento del fluido eléctrico. Esta resistencia, repitiéndose en cada parte del conductor, aumento con su longitud, y puede ser mayor que la que opondría otro conductor pero, más pequeño. El fluido eléctrico experimenta también más resistencia en un conductor de pequeño grueso que en el mismo diámetro mas considerable, se puede, por consiguiente, suplir a la imperfección de la conductibilidad en los conductores, aumentando convenientemente su diámetro y disminuyendo su longitud. El mejor conductor para el fluido eléctrico es el que le presenta menor resistencia y recorre su mayor velocidad.

Las moléculas del fluido eléctrico están dotadas e una fuerza repulsiva en virtud de la cual tienden a escaparse y estenderse por el espacio. No tienen ninguna afinidad con los cuerpos; se acumulan en totalidad hacia la superficie, donde forman una capa muy delgada, terminado esteriormente por la misma superficie del cuerpo, y solo están retenidas por la presión del aire, contra el cual, a su vez, ejercen un esfuerzo proporcional, en cada punto, al cuadrado de su número. Cuando esta última presión es mayor que la primera, el fluido eléctrico se escapa a la atmósfera en forma de chorro invisible, o en la de un rasgo luminoso que se designa con el nombre de *chispa eléctrica*.

La capa formada por el fluido eléctrico debajo de la superficie de un conductos no contiene el mismo número de moléculas, o no tiene igual densidad en cada punto de esta superficie, como no sea un esfera: en un elipsoide de revolución, esta densidad es mayor en la estremidad del eje mayor que en el ecuador, según la relacion de los dos ejes; en el vértice de un cono, es infinita. En general, sobre un cuerpo de forma cualquiera, la densidad del fluido eléctrico, y por consiguiente la presión sobre el aire, son mayores en las partes agudas o de curvatura muy pronunciada que en las que están achatadas o algo redondeadas.

El fluido eléctrico tiende siempre a esparcirse por los conductores y a ponerse en equilibrio; se divide entre ellos en razon de su forma y principalmente de la estension de su superficie. Resulta de aquí que si se pone en comunicación un cuer-

(1) Damos cabida a esta instrucción y al suplemento de Mr. Poulliet publicado en el año último, por su grande utilidad práctica para los ingenieros, arquitectos y toda clase de constructores.

po que está cargado de fluido con la superficie inmensa de la tierra, no lo conservará sensiblemente. Basta, por consiguiente, para privar a un conductor de su fluido eléctrico, ponerlo en comunicación con el terreno húmedo.

Si para conducir el fluido eléctrico de un cuerpo a la tierra, se colocan diversos conductores entre los cuales haya uno mas perfecto que los demas, lo seguirá constantemente con preferencia; pero sino difieren mucho, se divide entre todos, proporcionalmente a su capacidad para recibirlo.

Un para-rayos es un conductor que el fluido eléctrico el rayo elige con preferencia a los cuerpos inmediatos para dirigirse y estenderse por el terreno; consiste comúnmente en una varilla de hierro elevada sobre los edificios que debe proteger, y que se introduce, sin solución de continuidad, dentro del agua o en el terreno húmedo. Es indispensable que exista esta comunicación tan íntima del para-rayos con el terreno para que pueda esparcir por él instantáneamente el fluido eléctrico del rayo a medida que lo recibe, y resguardar de sus impresiones los objetos inmediatos. Se sabe, en efecto, que el rayo cuando llega a la superficie de la tierra no encuentra un conductos suficientes, y que se introduce debajo de ella hasta que halla gran número de salida por donde correr libremente. A veces deja indicios de su paso a mas de 10 metros de profundidad. Tambien acontece, cuando un para-rayos presenta alguna solución de continuidad o que no está en comunicación perfecta con el terreno húmedo, que el rayo, despues de haberle atacado, le abandona para dirigirse sobre algun otro cuerpo próximo, o al menos se divide, entre ellos, para correr con mas rapidez al terreno,

La primera circunstancia se ha presentado hace algunos años, en las cercanía de París. El conductor del para-rayos de una casa había experimentado una separación de 0,^m55 próximadamente, y el rayo, despues de haberse precipitado sobre la aguja, atravesó la cubierta para dirigirse a un canalón de hoja de lata.

M-M-Rittenhouse y Hopkinson, en el tomo IV de las *Transiciones filosóficas americanas*, refieren un ejemplo notable de la segunda circunstancia, o se del inconveniente que existe en no establecer una comunicación perfecta entre el para-rayos y el terreno. El rayo se había precipitado sobre la aguja, puesto que había fundido profundamente su punta, y era evidente, según la inspección de la localidad, que una parte había penetrado en el terreno por el conductor; pero otra no habiendo podido seguir con suficiente celeridad el mismo caminos, destruyó la cubierta para dirigirse de la aguja del para-rayos a un canalón de cobre, el cual se hallaba entonces lleno de agua, y le presentaba, por consiguiente, una salida fácil a la superficie del terreno.

Antes de desprenderse el rayo, la nube de tormenta, por su influencia, saca del estado natural a todos los cuerpos colocados debajo de ella en la superficie de la tierra; atrae hacia su parte anterior al fluido eléctrico de naturaleza contraria a la suya, y rechaza hacia el terreno la de su misma especie.

Cada cuerpo está de este modo en un estado de intumescencia eléctrica, y se convierte a su vez en centro de atracción hacia el cual pasa al resultante de estas atracciones particulares es el que ataca cuando se desprende.

Ahora bien, para que el fluido eléctrico desarrollado sobre un cuerpo por la influencia del de la nube de tormenta llegue rápidamente a su máximo, y por consiguiente también su fuerza atractiva, es indispensable que sea buen conductor y esté en comunicación prefecta con el terreno húmedo.

El fluido eléctrico desarrollado en los cuerpos situados sobre la superficie de la tierra por la influencia de una nube de tormenta e va acumulando poco a poco, a medida que la nube se aproxima a su zenit, y va disminuyendo del mismo modo a medida que se va alejando. Suponiendo que una persona sea uno de estos cuerpos, no experimentará sensación alguna particular de esta variacion progresiva del fluido eléctrico, aun cuando puede estar fuertemente electrizada; pero si la nube se descargase súbitamente, podría recibir, sin ser herida por el rayo, una violenta conmoción, por la entrada repentina de su fluido en el terreno, que podría ser bastante enérgica para privarle de la existencia.

En el momento en que un objeto está próximo a ser atacado por el rayo, se electriza tan fuertemente por la influencia de la nube de tormenta, si se halla en perfecta comunicación con el terreno húmedo, que su electricidad puede lanzarse antes que la de la nube y recorrer una parte del camino entre esta y el objeto. Esto es lo que sin duda ha hecho creer a ciertas personas que el rayo en lugar de caer del cielo a la tierra se eleva algunas veces de la tierra al cielo. Sea de esta opinión lo que quiera, que no merece, por otra parte, la pena de discutirse, la teoría y eficacia de los para-rayos quedarán las mismas en cada caso.

En un para-rayos en perfecta comunicación con el terreno y terminado en punta muy aguda, en vez de estar redondeada, el fluido eléctrico puede acumularse de tal modo en su estremidad, bajo la influencia de una nube de tormenta, que no puede contenerle la presión del aire, y que se escape en firma de chorro continuo, percibiéndose algunas veces en la oscuridad por un penacho luminoso en la estremidad de la punta y el cual debe ciertamente neutralizar en parte el fluido eléctrico de la nube (2).

Sin embargo, la atracción ejercida sobre el fluido eléctrico de la nube por el que está estendido en el para-rayos terminado en punta, no será mayor que si tuviese redondeada la estremidad, será quizá , mas bien menor; pero si la salida del fluido eléctrico por la punta puede ser muy rápida, el rayo se desprenderá mas pronto entre la nube de tormenta y el para-

(2) Esta luces eléctricas se presentan del mismo modo en otros cuerpos distintos de los para-rayos; se notan con más frecuencia en el mar, encima de los buques que en tierra, se conocen bajo los nombres de *fuego de san Telmo*, *Castor* y *Polux etc.* Durante las grandes tempestades, se ha visto algunas veces en una de las estremidades de la verga mayor, bajo la forma de lengua de fuego que chisporroteaba mucho y que de cuando en cuando dejaba percibir detonaciones a manera de petardos.

◆ La ROP hace... 150 años ◆

rayos, y a mayor distancia, que si aquella estuviese redondeada en su estremidad: al menos a esta conclusión conducen los experimentos eléctricos.

Así la forma mas conveniente que hay que dar a los para-rayos parece ser evidentemente la de un cono muy agudo.

A igualdad de circunstancias, cuanto mas elevado esté el para-rayos en la atmósfera, tanto mayor será su eficacia.

En los famosos experimentos de Romas, asesor del juzgado de Nérac, y los mas recientes de Charles, que consistian en elevar una cometa en dirección de una nube de tormenta a la altura de 200 a 300 metros, la cuerda, a la que le entrelazaba un alambre terminado por un cordón de seda, conducida a la superficie de la tierra una corriente eléctrica tan considerable que aterraba, y a la que hubiera sido imprudente exponerse: ahora bien, la acción de un para-rayos sobre el fluido eléctrico de una nube de tormenta siendo la misma próximamente, en energía, que la de una cometa, cuanto mas se eleve en la atmósfera tanto mayor será su eficacia, no solo para defender del rayo los objetos próximos, sino también para absorber el fluido eléctrico de la nube y paralizarlo.

La distancia a la cual estiende eficazmente un para-rayos su esfera de actividad no se conoce con exactitud, y depende por otra parte, de muchas observaciones han enseñado que las partes de los mismos que estaban a una distancia de la aguja triple o cuadruple de la longitud han sido heridas del rayo. De acuerdo con Charles, que se ha ocupado mucho de esta se admite que un para-rayos puede defender eficazmente un espacio circular de un radio doble que su altura y según esta regla es como se colocan los para-rayos sobre los edificios.

Cuando el fluido eléctrico se dirige de un cuerpo a otro, atravesando un buen conductor no manifiesta su paso con ninguna señal aparente; pero cuando atraviesa el aire o cualquiera otro cuerpo no conductor, separa sus partes y las destroza; aparece entonces como una ráfaga luminosa, y deja oír un ruido mas o menos considerable. El vacío que ocasiona al separar el aire no formándose con tan grande velocidad como con la que se mueve el fluido eléctrico, este tiene tiempo de abandonar las partes mas lejanas de los conductores para venir a precipitarse en dicho vacío, que no es mas que un conductor se descarga lo mismo al través del aire cuando hay chispa, que por el contacto instantáneo de un conductor en comunicación con el terreno.

Una corriente eléctrica, luminosa o no, va siempre acompañada de calor, cuya intensidad depende de la corriente. Este calor es suficiente para enrojecer, fundir o volatilizar un alambre suficientemente delgado, pero apenas eleva la temperatura de una barra metálica, a causa de su gran masa. El calor propio de una corriente eléctrica, y tambien el que se desprende del aire rechazado por el rayo, son los que tan frecuentemente incendian los edificios.

No hay un ejemplo de que el rayo haya fundido, ni siquiera enrojecido, un cuadradillo de hierro de 13 a 14 milímetros, o

un cilindro del mismo diámetro. Bastará, pues, para construir un para-rayos, tomar una barra de hierro que tenga esta dimensiones; pero el vástago, debiendo elevarse en el aire a la altura de 5 a 10 metros, no tendría en su base fuerza suficiente para resistir a la acción del viento, y es necesario darle en esta parte un espesor mucho mas considerable.

Respecto al conductor del para-rayos, un cuadradillo de hierro de 16 a 20 milímetros de lado es suficiente. Podría aun hacerse menor y servirse de un simple alambre, con tal que, en la superficie del terreno se le uniese a una barra metálica de 10 a 13 milímetros de lado, que se introdujese en el agua o en una capa húmeda. El alambre, en verdad, se volatilizaría seguramente por la acción del rayo; pero la habría dirigido hasta el terreno y habría evitado su impresión sobre los cuerpos inmediatos. Por otra parte, será siempre preferible dar al conductor un espesor suficiente para que el rayo no pueda nunca destruirlo y nosotros no proponemos reducirlo a un alambre sino para disminuir los gastos de construcción de los para-rayos y ponerlo al alcance de todas las fortunas.

El ruido que el rayo deja oír causa comúnmente mucho temor, y sin embargo es cuando ha pasado todo el peligro: no existe este siquiera para una persona que ha visto el relámpago, porque, si ha de ser atacada no verá ni oír el golpe que esté próximo a herirle. El ruido es siempre posterior al relámpago, transcurren tantos segundos entre su aparición y el trueno que le sigue, como veces haya 340 metros desde el paraje en que se este colocado y el punto de salida del rayo.

El rayo cae frecuentemente sobre los árboles aislados, porque estos, elevándose a grande altura e introduciendo profundamente sus raíces en el terreno, son verdaderos para-rayos; pero su abrigo es muchas veces fatal a las personas que a el se acojen. No presentando, en efecto, al rayo una salida suficientemente rápida hacia el terreno, son peores conductores que el hombre y los animales (3). El rayo al llegar a su pie se divide entre los conductores que encuentra o abandona algunos si se ve obligado en su salida; así es que, se le ha visto algunas veces matar a todos los animales refugiados debajo de un árbol, y otras herir solamente a uno solo. El agua es peor conductor que los animales, sin duda a causa de las sales que contiene, pudiendo ser atacados y morir del rayo los seres que esten enteramente sumergidos.

Un para-rayos, con tal que se halle en perfecta comunicación con el terreno, ofrece, por el contrario, un abrigo muy seguro contra la electricidad; puesto que esta no le abandona nunca para dirigirse hacia una persona colocada al pie de aquel; sin embargo, en la incertidumbre de alguna solución de continuidad o de comunicación imperfecta con el terreno húmedo, será prudente separarse.

(3) La prueba de que el rayo no encuentra una salida suficiente al través de los árboles, es que los rompe y desgaja casi siempre; lo cual no se verificará si fueran mejores conductores. Se desliza comúnmente entre la corteza y la albura, porque es en donde se halla la mayor humedad y por donde encuentra además menor resistencia.

En el campo, y aun muchas veces en las ciudades, se tocan las campanas al formarse una tormenta, para alejar y abrir, según se dice, la nube borrascosa; se busca también un refugio contra el rayo en las iglesias y campanarios; pero esta costumbre, como lo acredita la práctica, tiene con frecuencia, funestas consecuencias. Es cierto, efectivamente, que el rayo cae lo mismo sobre los campanarios donde se tocan las campanas que en los que no se tocan; pero en el primer caso, los que tocan están espuestos a ser atacados por el rayo, a causa de las cuerdas que tienen entre las manos y que pueden servir de conductor a la electricidad hasta ellos. Las iglesias no ofrecen resguardo mucho más seguro que los campanarios, bien porque estos después de haber atraído el rayo hacia ellos, a causa de su elevación, sin poder algunas veces conducirlo al terreno, dejan espuestas las iglesias a su acción, bien porque personas reunidas forman un gran conductor sobre el cual se precipita el rayo con preferencia a los objetos inmediatos. La prudencia exige pues, en tanto que las torres y las iglesias no estén armadas de para-rayos, el no reunirse en ellas durante una tempestad; como prueba convincente del peligro que hay en hacerlo, recomendamos al lector la relación de las desgracias ocurridas en Châteaneuf-les-Moustier, el 11 de julio de 1819, por efecto del rayo, tal como ha sido comunicada a la Real Academia de Ciencia por N.Trencalye, vicario general de Digne. Esta relación se halla impresa en los *Anales*, tomo 12, página 354.

Se sabe que cuando cae el rayo en un edificio, se dirige con preferencia a los cañones de chimenea, sea porque comúnmente son las partes más elevadas, sea porque están cubiertos de hollín, que es mejor conductor que la madera seca, la piedra y el ladrillo, el sitio menos seguro, dentro de una habitación, contra los ataques del rayo; es preferible ponerse en un rincón del lado opuesto a las ventanas, lejos de cualquiera clase de herraje por poco considerable que sea,

Los efectos del rayo son los más variados y caprichos en la apariencia; sin embargo, todos se explican fácilmente por algunos hechos generales, que será útil presentar aquí.

El rayo o lo que es lo mismo, la electricidad, en virtud de la repulsión de sus moléculas, está dotada de una fuerza mecánica que le permite vencer la presión del aire o de los líquidos, y hendir o romper los cuerpos sólidos no conductores. El rayo elige siempre el mejor conductor. Si encuentra fácil salida, como, por ejemplo una barra de metal, no producirá en el conductor alteración sensible, si el conductor tal como un alambre, no tiene capacidad suficientes, lo volatiliza, se lanza en el aire y produce un vacío que recorre con facilidad. Si el cuerpo atacado por el rayo no es conductor o lo es imperfectamente, o si, por último, presenta suficiente resistencia a la separación de sus partes, saltará el rayo entre el aire y la superficie de este cuerpo, que atacará más o menos profundamente a lo largo de su trayecto. También se ven con frecuencia, personas atacadas por el rayo sin causarles la muerte, porque la electricidad se desliza sobre su cuerpo sin penetrar en totalidad, y se ven otras que están ente-

ramente defendidas de sus impresiones con un vestido de seda que les aísla el cuerpo e impide penetrar a aquel.

Cuando el rayo se lanza desde el aire sobre un metal, y recíprocamente de un metal al aire, produce con frecuencia la fusión del metal en el punto por donde entra o sale, a causa de que acumulado por el aire que le comprime, su acción es más energética. Por esta razón se observa algunas veces señales de fusión en los ángulos, aristas y aun las caras de un grueso conductor metálico, en los puntos donde hay soluciones de continuidad que es por donde salta.

El rayo, después de haber seguido un conductor penetra en un cuerpo que no lo es, rompe comúnmente esta último, y se crea un vacío que le facilita la salida. Así, las piezas de metal empotradas en un muro caen, privadas por el rayo, de su apoyo, y son arrojadas por el aire en movimiento que llena el vacío que aquel deja.

Cuando algunas partes de los conductores metálicos están aisladas unas de otras por un medio poco o nada conductor, recorre el rayo sucesivamente todas las que se presentan en su marcha y ofrecen menor resistencia a la salida por el terreno, atraído sucesivamente por cada una de ellas. Invisible en las partes metálicas, pero visible al saltar de una a otra, forma un rasgo luminoso que parecerá continuo si las separaciones de los conductores están en relación conveniente con su longitud.

El rayo va siempre acompañado de calor: enrojece, funde y volatiliza los conductores metálicos de pequeño diámetro; pero barras de 12 a 20 milímetros de lado no experimentan nada de esto. Será por lo tanto imprudente servirse de conductores muy delgados para dirigir el rayo al través de materias inflamables, conviene, al contrario, emplear conductores de suficiente espesor para que no puedan ni siquiera calentarse sensiblemente.

Por el calor inherente al rayo y por el que se desprende del aire o cuerpos que atraviesa, al rechazarlos, es como se prende fuego a todas las materias tenues susceptibles de inflamarse con prontitud, como el heno, la paja, algodón, etc. Es más raro ver inflamarse las materias compactas, tales como la madera, a no ser que se hallen carcomidas bien sea que las rajo o que se deslice sobre su superficie, porque su acción es demasiado rápida. Así es como se concibe que el rayo prenda fuego a vestidos ligeros y al pelo de una persona sobre cuyo cuerpo se desliza sin causarle la mayor parte de las veces, ninguna sensación de quemadura. A semejante causa debe atribuirse que volatilice el dorado de los artesanos sin inflamarlos.

El rayo produce la muerte a los animales, sea dañando los órganos y sistema vascular, sea paralizándolo el sistema nervioso; la putrefacción se desarrolla con rapidez, del mismo modo que la de todos los animales atacados de cualquiera muerte repentina. La facilidad en acedarse la leche y la corrupción de las carnes, con más rapidez en tiempo de tormenta que en el ordinario, parece deberse, por una parte, a la elevada temperatura que reina entonces, y por otra a las corrientes eléctricas a las cuales estos cuerpos se hallan espuestos, que como se sabe, son un poderoso agente de descomposición. ◆

El Canal de Aragón y Cataluña



En los tiempos de Emperador Carlos V se inició la idea de construir un canal que tomando sus aguas de los ríos Cinca y Essera sirviese para fertilizar la seca y extensa comarca literana, entonces, como ahora, combatida por largas sequías que hacían inhabitable el país; no se tienen, sin embargo, noticias concretas del comienzo de los estudios hasta que, reinando Carlos II, fue encargado el arquitecto Inchauste en 1783 de hacer el canal de Tamarite de Litera, labor que llevó a término el arquitecto Rocha que le sucedió, presentando su trabajo en 1806.

No deja de ser interesante la historia de las modificaciones introducidas al proyecto que para navegación y riego presentó Rocha, y lo mismo sucede con el relato de las vicisitudes de los diversos concesionarios, pero me parece de mayor utilidad dedicar el tiempo a describir las obras y su plan tal como en la actualidad se están llevando a la práctica.

Cuando en 5 de septiembre de 1896 se incautó el Estado de las obras del canal, lo ejecutado hasta entonces se reducía a cuatro túneles y obras de tierra de poca importancia; la valoración que oportunamente se hizo alcanzó a 3.800.000 pesetas; puede, por tanto, decirse que a partir de esta época fue cuando comenzaron realmente las obras; todavía en los seis primeros años hasta 1903, la necesidad de ordenar y redactar proyectos, fijar planes y discutir soluciones, absorbió gran parte del tiempo, como lo prueba el que en todo ese intervalo no se gastaron más que 6 millones de pesetas, o lo que es igual un término medio de un millón por año; quedaron entonces en curso de ejecución las obras de la primera sección del canal en una longitud de 20 kilómetros; y si bien el adelanto de la obra fue escaso, como se deduce de los datos expuestos, se llevaron a cabo proyectos importantes y nivelaciones cuidadosas, fijando el emplazamiento definitivo de la toma de agua, punto esencial que dio lugar a numerosas controversias y largos estudios.

Desde el año 1903 hasta la fecha, en que sólo faltan dos meses para que el agua recorra 70 kilómetros, el avance dado a las obras ha sido tan extraordinario, que bien puede ponerse en parangón honroso el canal de Aragón y Cataluña con los canales que más rápidamente han sido construidos.

El servicio actual está dividido en secciones, que corresponden a otros tantos trozos de canal y a trabajos complementarios de administración, levantamiento del plano de la zona regable y estudio de los planes generales de riego.

El canal principal comprende cuatro grupos: el primero está constituido por el tramo del Essera, tramo de un carácter particular y esencialmente distinto del resto de las obras: el segundo grupo se denomina primera sección y comprende desde la confluencia de los ríos Cinca y Essera hasta la bifurcación del canal en el arranque del de Zaidín; el tercer grupo o segunda sección

desde este partido hasta Coll de Foixe, en la divisoria del Cinca o del Segre, y, por último, la tercera sección, o cuarto grupo, hasta la desembocadura del canal en el término de Masalcorreig y punto denominado La Granja de Escarpe.

La cuarta sección corresponde al canal de Zaldín, arteria la más importante de las derivadas del canal principal.

La dotación del canal es en su origen y en toda la primera sección, de 35 metros cúbicos por segundo, y, naturalmente, para dar paso a toda esta cantidad de agua se han dispuesto las obras; en la segunda sección la capacidad es de 23 metros cúbicos en su comienzo y de 17 1/2 en su terminación, y en la tercera capacidad va reduciéndose a medida que se derivan las diversas acequias. La capacidad del canal de Zaldín son 15 metros cúbicos. Fácilmente se comprende que todas estas capacidades, las dimensiones de las secciones transversales tienen que ser forzosamente grandes; así en la primera sección para pendientes de 4 por 10.000, el canal tiene aproximadamente, 3 metros de altura de agua y 7 de ancho en el fondo y 14 metros de ancho en la superficie.

De la importancia de la obra puede juzgarse con solo decir que la longitud total del canal principal es de 120 kilómetros y la del Zaidín 60 y la suma de las longitudes de las diversas acequias que forman parte del plan del Estado es de 165.



La presa y toma de agua están situadas en el río Essera, a 5 kilómetros de la confluencia con el Cinca; el Essera, poco después de pasar por el pueblo de Barasona entre en una hoz o congosto de laderas acantiladas, formadas por enormes rocas calizas de la época cretácea; la longitud del congosto es de unos 8 kilómetros y próximamente en su mitad está emplazada la presa, el canal sigue luego por la ladera izquierda y estos 5 kilómetros hasta la salida del congosto constituyen el llamado tramo del Essera, grupo de obras costosísimo, donde ha sido necesario derrochar energía y perseverancia para llevarlas a término. Las dificultades, originadas por lo agreste del terreno donde se desarrolló la traza, han sido extraordinarias. para los transportes fue preciso hacer bastantes kilómetros de caminos y montar tres cables aéreos; en la presa a estas complicaciones se añadían las provenientes del río. El Essera tiene un régimen torrencial como todos los ríos altos, pero pocos presentan crecidas tan rápidas como éste; la presa provisional, a cuyo abrigo se construía la definitiva, fue destruida dos veces. Los agotamientos adquirieron gran importancia; lo estrecho del emplazamiento y el no ser accesible una de las orillas dificultaba extraordinariamente el trabajo; por fin se venció la campaña del pasado año se construyó la presa, fundándola completamente en roca. Durante el año actual se ha construido la casa de compuertas y se han instalado éstas. El tramo comprende además de la presa otras obras no menos importantes; siete túneles

◆ La ROP hace... 100 años ◆

que suman entre todos 3.750 metros y de ellos el número 2, que mide 1.800 metros; todo el canal, salvo en los túneles y en algunos contados sitios, va sostenido por cajeros de fábrica y muros siendo la parte más notable de las así construidas, el trozo de Agua Salada; en seis meses solamente se han ejecutado las fábricas de este trozo que cubrirán entre mampostería y hormigones la enorme cifra de 20.000 metros cúbicos. También deben mencionarse los cajeros de hormigón armado en Agua Salada, en Cueva del Moro y en el túnel artificial de Gorga fonda. Esta última obra se construyó para atravesar una ladera detrítica donde los desprendimientos eran muy frecuentes y la solución ha sido sin duda, elegante y económica.

Todo este importante tramo del Essera ha sido construido en menos de dos años, lo que demuestra la incansable actividad e inteligencia con que se han llevado a cabo las obras.

Las pruebas realizadas en la primavera de este año han dado resultados concluyentes y satisfactorios, tanto desde el punto de vista de la resistencia como de la impermeabilidad.

La primera sección está dividida para el servicio en dos subsecciones, comprendiendo la primera el primer trozo y la segunda los segundo, tercero y cuarto.

Primera subsección. Tiene una longitud de 37 kilómetros, aproximadamente. Las obras de fábrica más importantes son los notables acueductos de Bisecas, Arrendador, Ciego, Hondo y la Torreta; estas obras, ejecutadas con gran esmero, son de sillería de labra tosca y bóvedas de hormigón. El pontón para el paso del arroyo de Estadilla tiene la particularidad de estar fundado en fango y las aletas de la obra que resisten una enorme carga de terraplén, son de hormigón armado y dispuestos de un modo ingenioso para poder resistir convenientemente las presiones considerables antes aludidas. ◆

◆ La ROP hace... 50 años ◆

Año CIII • Nº 2.886. Octubre de 1955

Asociación Nacional de Abastecimiento de Agua

por Salvador Canals Álvarez, Ingeniero de Caminos

Destaca el autor la importancia que ha adquirido la Asociación Internacional de abastecimiento de Agua, comprobada en los Congresos internacionales celebrados, y aboga por la constitución de la Asociación Nacional bajo los auspicios de la Dirección General de Obras Hidráulicas.

I. Necesidad de su constitución para integrarse en la Asociación Internacional

No es preciso enumerar entre nosotros la importancia del abastecimiento y distribución de agua a las poblaciones, y es ya del dominio público que ello constituye acaso la primordial necesidad de cualquier agrupación humana; y lo mismo que se dice, acertadamente del progreso de un país puede considerarse en razón directa con el número de kilovatios de energía eléctrica de que dispone por habitante y día que le proporciona su abastecimiento de agua.

Esta primordial importancia del agua se corrobora una vez más en el magnífico desarrollo que ha tenido en los últimos seis años la Asociación Internacional en los últimos seis años la Asociación Internacional de Abastecimiento de Agua ("International Water Supply Association"), que consideramos interesante resumir muy brevemente, porque debe ser conocido por nuestros lectores y compañeros.

La posibilidad de crear una organización de esta índole surgió de la reunión de dos ilustres especialistas en Londres, después de terminada la guerra 1939-1945. El Profesor Krul, de los Países Bajos y M. Leonard Millis, de la Gran Bretaña, tuvieron que discutir y tratar de asuntos de distribución de agua de sus respectivos países; y tan

interesante les resultó aquel cambio de impresiones que convinieron en que sería de suma utilidad la existencia de una organización que permitiera establecer, de modo permanente, un cambio de ideas semejante entre hombres de distintas naciones, tomando la resolución de proponer a las organizaciones competentes de sus países respectivos la convocatoria de una reunión preparatoria para discutir la posibilidad de crear una organización internacional. Como consecuencia de esta propuesta hubo una reunión en Holanda de la "British Water Works Association" y de l'Association Néerlandaise des Distributions d'Eau", en la que se decidió buscar la manera de establecer una organización internacional, adhiriéndose seguidamente Estados Unidos de América y Francia. La primera reunión de estos países se celebró en Inglaterra en 1947, en la que se aprobaron las bases para crear una organización internacional en los Países Bajos en 1949, nombrando un Consejo de Administración que se ocupara hasta esa fecha de los asuntos de la Asociación y preparase un programa científico. Este Consejo decidió que la conferencia comprendiera dos partes: la primera Asamblea general, en la que los representantes oficiales de diversos países discutirían los asuntos de la Asociación y el primer Congreso, que se desarrollaría sobre un programa científico y que estaría abierto para todos los que se interesasen en la distribución de agua, en cualquier país del mundo.

◆ La ROP hace... 50 años ◆

Los fines que persigue esta Asociación son exclusivamente interesarse en todos los problemas referentes al suministro y distribución pública de agua para necesidades domésticas, agrícolas e industriales, asegurando una acción coordinada con vistas al mejoramiento de los conocimientos adquiridos en la materia, desde el punto de vista técnico, legal y administrativo, y favorecer al máximo el cambio de información sobre instalaciones, métodos, estadísticas y otros asuntos de interés referentes al abastecimiento de agua; alentando igualmente la toma de contacto y las mejores relaciones entre las personas interesadas en tal vital asunto.

Los miembros que componen esta Asociación se dividen en tres clases: 1.º, miembros efectivos o corporativos, que tienen que constituir una delegación nacional que represente los intereses de distribución de agua de un país, siempre que esa delegación no está guiada por fines comerciales o partidistas, 2.º, miembros asociados, que pueden ser cualquier servicio público de distribución de agua que lo solicite, y 3.º, miembros individuales, que pueden ser cualquier persona interesada en los asuntos de abastecimiento de agua. Los primeros son los que tienen todos los derechos, con voz y voto, en la Asamblea general; los segundos y terceros recibirán todas las comunicaciones y publicaciones de la Asociación y podrán asistir a las Asambleas generales y hacer uso de la palabra, pero sin derecho a voto.

En septiembre de 1949 se celebró en Amsterdam la primera Asamblea general y el primer Congreso. Los países que tenían delegaciones regularmente constituidas y en condiciones de poder aceptar los estatutos y ser miembros auténticos y efectivos de la Asociación, fueron los doce siguientes: Argelia, Austria, Bélgica, Francia, Gran Bretaña, Irlanda, Luxemburgo, Países Bajos, Nigeria, Suecia, Suiza y Túnez.

Para dar una idea del desarrollo de esta Asociación internacional, que es a lo que vamos, es interesante reproducir algunos párrafos del discurso del Secretario general de la tercera Asamblea, celebrada en Londres en el pasado julio, a la que tuve el honor de asistir en representación de la Dirección General de Obras Hidráulicas.

"Después de la primera concepción de la Asociación en Gran Bretaña, tuvo lugar el verdadero nacimiento de ella en el primero y memorable Congreso de Amsterdam. Entonces supimos por primera vez que el niño vivía, pequeño quizá, pero robusto. Por este comienzo de vida saludable debemos rendir tributo de gratitud al Presidente Biedmond. Dr. Kahrel y todos nuestros amigos de Holanda. Tres años hubimos de pasar después con alguna ansiedad para poder comprobar los progresos de nuestra criatura; tres años en los cuales nos asombramos de cómo podía encontrarse el dinero necesario para sostener los gastos de la gran familia de suministradores de agua.

"Entonces llegó el Congreso de París, preparado por M. René Brunote, Dr. C. Descroix y el Comité Nacional francés, al que asistieron 800 personas, que pudieron comprobar con satisfacción que el infante era en 1952 un lucido y magnífico niño.

"Ahora podemos asegurar que la Asociación Internacional de Abastecimiento de Agua era entonces una fuerte estructura,

bien nacida y bien alimentada, porque al llegar a este Congreso de 1955, que se celebrará en Londres por acuerdo tomado en el anterior de 1952, podemos augurar que su éxito será presenciado por más de 1.000 personas procedentes de 50 países de todo el mundo"

Esta palabras fueron pronunciadas en la Asamblea general que precedió a dicho tercer Congreso, cuando aún se estaban haciendo inscripciones de última hora, que pasaron de 1.300 en total.

Las sesiones del Congreso y las visitas efectuadas a importantes instalaciones, tuvieron gran interés, y de ello daremos cuenta a nuestros lectores en otra ocasión, como hicimos cuando el anterior Congreso de París, al que asistimos particularmente, publicando un artículo en esta REVISTA en el número de octubre de 1952.

Ahora pensamos destacar solamente la importancia que ha adquirido esta Asociación internacional y la necesidad de que España esté representada en ella como miembro efectivo y auténtico, para que en el período comprendido entre el Congreso recién celebrado y el próximo que se celebrará en 1958, en Bruselas, puedan recibirse todas las comunicaciones en una Asociación nacional que reparta el trabajo entre los destacados compañeros de esa especialidad, con la seguridad de que podrá ser verdaderamente provechoso el próximo Congreso y muy lucida la labor de nuestra delegación.

No queremos decir nada por el momento de los intentos que ha habido de organizar esta asociación nacional, pues no lo consideramos oportuno; pero sí queremos hacer constar que cualquier intento sería en vano si no se contase previamente con la Dirección General de Obras Hidráulicas, que es a quien corresponde indubitablemente el control de esta Asociación, como vamos a demostrar fácilmente a continuación con pocos datos concretos.

Tenemos estos datos muy resumidos en algunos párrafos del escrito que presentamos en Londres al Secretario de la Asociación Internacional con vistas a la formación de una organización que represente verdaderamente los intereses de España en abastecimiento de agua que es la condición esencial para ser miembro efectivo o corporativo, según hemos visto. De esos párrafos entresacamos el que sigue:

"El Ministerio de Obras Públicas, por medio de la Dirección General de Obras Hidráulicas, a quien tengo el honor de representar, dispone hoy de una organización importante y eficiente para auxiliar a las poblaciones en sus problemas de abastecimiento de agua y consecuentemente de saneamiento. Esta organización, repartida por las cuencas hidráulicas de España, proyecta y dirige la construcción de las obras, que luego entrega a los Ayuntamientos para su explotación, fijándoles las tarifas máximas de venta de agua, y quedando siempre bajo la inspección de los organismos dependientes del Ministerio.

"Desde el año 1918 se reglamentó el auxilio del Estado para la construcción de obras de abastecimiento de agua, y el año 1925 se ampliaron las subvenciones; pero después de nuestra guerra civil es cuando adquieren más desarrollo la construcción de esta clase de obras con auxilio del Estado al amparo de los Decretos de

◆ La ROP hace... 50 años ◆

17 de mayo de 1940 y 17 de marzo de 1950, para poblaciones hasta de 12.000 habitantes, y 1º de febrero de 1952, para poblaciones de 12.000 a 50.000 habitantes, además de una serie de Decretos especiales para grandes ciudades que no habían podido resolver tan importante problema.

"No es este el momento de detallar estas disposiciones y solamente vamos a reseñar sus resultados en las siguientes cifras, tomadas de la Memoria Descriptiva de la Actuación del Ministerio de Obras Públicas en el período comprendido entre los años 1940 y 1954, ambos inclusive.

Antes de 1940 teníamos 529 pueblos con 946.072 habitantes en total con abastecimientos de agua construidos por la Dirección General de Obras hidráulicas. Al finalizar el año 1940 teníamos otros 559 pueblos con 836.858 habitantes, con sus obras terminadas y en explotación; pero además tenemos en construcción por el mismo sistema otros 289 pueblos, con 1.484.858 habitantes, lo que demuestra que el auxilio se ha extendido a poblaciones mayores, y por último, tenemos en tramitación para construir 1.286 pueblos, con 5.502.478 habitantes. Resulta así que la intervención de la Dirección General de Obras Hidráulicas, en el abastecimiento de agua, se extiende, hasta la fecha reseñada, a 2.663 pueblos, con 8.771.298 habitantes, cifra muy digna de tenerse en consideración"

En esta cifra no están comprendidos ni el Canal de Isabel II ni la Mancomunidad de Canales del Taibilla, ni otras entidades análogas, pues sólo se reseñaron las poblaciones acogidas a los Decre-

tos citados antes y a los especiales. Si añadimos al número de habitantes antes reseñado los correspondientes a estas entidades, sobrepasamos los once millones, y si se tiene en cuenta los muchos pueblos que aún quedan, desgraciadamente, sin verdadero abastecimiento, tendremos bien comprobada nuestra afirmación anterior respecto a la importancia de los abastecimientos y distribuciones de agua controlados por la Dirección General de Obras Hidráulicas, en sus distintas fases de tramitación, construcción y explotación.

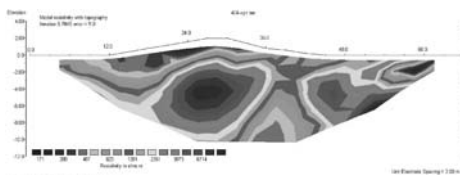
Hasta hora hemos tratado, en este primer artículo, solamente de la misión de esta Asociación en relación en el organismo internacional existente, que es lo que se reseña en el subtítulo; pero bien se comprende que habrán de ser muchas y de gran interés las actividades de la Asociación dentro del país, aún cuando hayamos considerado la necesidad más perentoria, el estar propiamente representados en las próximas Asambleas y Congresos internacionales.

De todo ello esperamos tener la oportunidad de tratar más adelante, ya que esto es una primera información dirigida a todas aquellas persona que dedican su actividad a la distribución de agua potable, para que sientan la necesidad de formar en España esa "gran familia de suministradores de agua", como designaba cariñosamente el Secretario de la Asociación Internacional a los que integran aquella entidad y dedican su atención y su trajo a satisfacer la siempre creciente necesidad de agua de sus semejantes. ◆

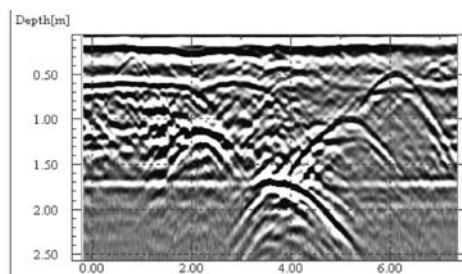
Asistencia técnica en cimentaciones. Detección de cavidades bajo zapatas.



Perfil de tomografía eléctrica en el que se han detectado cavidades en yesos.



Perfil de georadar para localización de tuberías.



RUDNIK
INGENIEROS CONSULTORES

GEOTECNIA Y GEOFÍSICA
APLICADA

estudios previos a obra y
asistencias técnicas

GEORADAR
TOMOGRFÍA ELÉCTRICA
SÍSMICA DE REFRACCIÓN
PENETRÓMETRO DINÁMICO
AUTOMÁTICO

Dirección:

Calle Bustar nº 24, Bustarviejo
28720 Madrid

Tel. Oficina: 91 8482896

Tel. Obra: 606 039074

e-mail: info@rudnikconsultores.com

Puente sobre el río Deba (Autopista Vitoria – Eibar)

Bridge over the River Deba (Vitoria – Eibar Motorway)

José Antonio Llombart Jaques. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jallombart@eipsa.net

Jordi Revoltós Fort. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jrevoltos@eipsa.net

Estudio de Ingeniería y Proyectos. EIPSA. eipsa@eipsa.net

Resumen: El puente sobre el río Deba forma parte de un ramal del Enlace de Málzaga, perteneciente a la Autopista Vitoria-Eibar. Está situado en la salida de un túnel, cruza un ferrocarril, el río y una carretera. Las condiciones de gálibo estricto impuestas por el trazado del ramal a su paso sobre la carretera, han determinado la conveniencia de desarrollar una especial solución para el puente, habiéndose diseñado un tablero de hormigón con una sección en forma de "U", cuyo canto sobrepasa la plataforma de rodadura y en el que el pretensado sobresale por su parte superior, constituyendo unos tirantes que discurren a través de unos pilonos unidos monolíticamente al tablero.

Palabras Clave: Pretensado, Extradosado, Pilono, Gálibo

Abstract: The bridge over the River Deba forms part of the Malzaga connection on the Vitoria – Eibar Motorway. The bridge is set at the mouth of a tunnel and crosses a railway, a river and a road. The strict clearance conditions imposed by the route of the section as it passes over the road, has made it necessary to develop a special solution for the bridge and the deck has been designed with a "U" shape concrete section with edges which prolong past the road platform and where the prestressing emerges from the upper part in the form of ties which run from towers integrally connected to the deck.

Keywords: Prestressing, Segmenting, Towers, Clearance

1. Introducción

El Enlace de Málzaga forma parte de la intersección de la nueva Autopista Vitoria – Eibar con la A-8, existente. Está situado en la confluencia de los valles de los ríos Deba y Ego, en una zona en que existe una gran concentración industrial y viaria, cuyas características han condicionado el diseño de un enlace complejo, resuelto con numerosos túneles y viaductos.

El ramal Vitoria-Irún discurre en curva. En un corto espacio, situado a la salida de un túnel, cruza sucesivamente una línea ferroviaria, el río Deba, la Carretera N-634 y finalmente se une con la Autopista A-8 (Fig. 1). Esta sucesión de obstáculos, unida al condicionante de no disponer pilas en el lecho del río, ha generado una estructura de tres vanos con luces de 42.00 + 66.00 + 42.00 m. La proximidad de la conexión con la autopista A-8 existente limita el trazado en alzado del ramal en su zona de paso sobre la N-634, permitiendo solamente un canto bajo rasante de 1,05 m. Este

valor es notablemente inferior a los cantos que se disponen habitualmente en tableros de hormigón con estas luces.

Los condicionantes citados unidos a otros de tipo medioambiental, motivados por las características paisajísticas del valle del río Deba, han determinado el diseño de una estructura especial dotada de unas formas de atractivo aspecto, que le confieren un carácter de singularidad.

2. Descripción general

La sección transversal del tablero es asimilable a la de una gran viga artesana, en la que discurre por su interior la calzada del ramal Vitoria-Irún. El tablero está compuesto por dos nervios longitudinales de 2,70 m de canto, realizados in situ, en los que se empotran unas vigas transversales prefabricadas de sección rectangular, unidas por una losa superior que soporta la acción directa del tráfico. Sobre las vigas longitudinales y coincidente con el eje de pilas, se al-

Fig 1 .Puente sobre el río Deba. La fotografía muestra el paso de la Carretera N-634 por debajo del tablero.



zan unos pilonos que sirven de elementos desviadores de un sistema de atirantamiento formado por pretensado extradadoso (Figura 2).

Las barreras de seguridad están embebidas en los nervios longitudinales que reproducen, en su parte baja, el perfil interior de la New Jersey.

El conjunto formado por los nervios longitudinales y las vigas transversales crea unas formas nervadas, que proporcionan una agradable visión de la parte inferior del tablero (Fig 3).

Fig. 2. Puente sobre el río Deba. Vista superior.



Las pilas tienen forma de "Y", con una disposición apropiada para recibir en sus extremos, separados 11,90 m, las cargas correspondientes a los apoyos de las vigas longitudinales.

3. Tablero. Pretensado extradadoso

Se entiende por pretensado extradadoso, aquél que es exterior a la sección y sobresale del canto del tablero,



Fig. 3. Aspecto de la parte inferior del tablero.

ya sea por arriba o por abajo. A diferencia de los puentes atirantados clásicos, idóneos para salvar grandes luces, en los puentes extradosados se disponen los tirantes con una menor inclinación y por tanto, los pilonos tienen menor altura en comparación con las dimensiones de los vanos del tablero.

Además del aspecto exterior, existen otras diferencias de carácter estructural entre los puentes atirantados clásicos y los puentes extradosados. Una de las más notables es la relativa a la consideración de la seguridad frente a la fa-

tiga del acero y su repercusión en el dimensionamiento de los tirantes en fase de proyecto.

En los puentes atirantados, el tablero se caracteriza por su esbeltez y flexibilidad y normalmente su peso propio y gran parte de las sobrecargas se compensan por el sistema de atirantamiento. La variación de tensión en los tirantes frente a las sobrecargas exige considerar las consecuencias derivadas de la fatiga y por tal motivo, en fase de dimensionamiento debe limitarse considerablemente la tensión de trabajo de los tirantes con lo que, el aprovechamiento de la capacidad resistente del material es inferior al que se suele conseguir en otro tipo de estructuras.

En los puentes extradosados, el atirantamiento sirve para compensar en gran parte los esfuerzos de peso propio, mientras que las sobrecargas son resistidas por la flexión del dintel. La baja relación altura de pylon/luz del vano hace que la efectividad de los tirantes sea reducida. Sin embargo, la escasa variación de tensión de los tirantes permite que éstos queden menos afectados por los fenómenos de fatiga y que, por tanto, se puedan aprovechar mejor, llegando a estados de tensión más altos que los permitidos para tirantes convencionales y teniendo una ventaja adicional consistente en utilizar anclajes más sencillos que los específicos para puentes atirantados.

En fase de proyecto del puente sobre el río Deba, la consideración de la magnitud de las luces a salvar, unida a la escasez de gálibo y la circunstancia del desarrollo de la calzada en curva, hizo que en un principio se plantease la conveniencia de una solución con un cierto atirantamiento, sin embargo, el hecho de que el puente objeto

Fig. 4. Aspecto del conjunto formado por una de las pilas y el pretensado extradosado que atraviesa el pylon, de escasa altura.





Fig. 5. Detalle de la zona de apoyo del tablero sobre una de las pilas. La imagen muestra los tubos de atirantamiento transversal.

del proyecto formaba parte de un conjunto de estructuras del enlace, resueltas con vigas continuas de canto variable y de ser la de cota más cercana al río, aconsejaba por razones estéticas el no destacar en altura frente a sus vecinas. Por tanto, el esquema de puente atirantado clásico fue descartado por razones funcionales y estéticas y se decidió desarrollar una solución con pretensado extradados, que resultaba más sugestiva desde un punto de vista estético e idónea desde un punto de vista estructural, tratándose de un tablero de hormigón.

La escasa altura de los pilonos de los puentes extradados, en relación con la dimensión de la luz, proporciona al conjunto un aspecto estético que resulta apropiado para los casos en que se desea que la forma que emerge del tablero no entre en competencia con el paisaje circundante. Ello suele ocurrir cuando se trata de cruzar valles en los que se pretende evitar el efecto del impacto visual que se produciría como consecuencia de una excesiva intromisión de elementos artificiales en un conjunto natural. Un pilono de gran altura, característico de un puente atirantado, puede realmente ofrecer un sugestivo panorama en el caso de construirse un puente en un espacio abierto y sin embargo, causar un efecto negativo cuando se sitúa en zonas montañosas o espacios semiurbanos, por el hecho de restar protagonismo a los elementos existentes, bien sean naturales, o edificaciones próximas.

En el puente sobre el río Deba se ha desarrollado una solución especial, consistente en la disposición de un esquema de tendones de pretensado que discurren a lo largo de todo el tablero y que sobresalen por su parte superior en las zonas cercanas a los apoyos sobre pilas y atraviesan los pilonos, constituyendo unos tramos extra-

dosados (Fig 4). Con el esquema indicado de tablero con sección en "U", unido a la disposición del pretensado extradados, ha sido posible solucionar los problemas de gálibo estricto y construir el tablero de hormigón con un grado de esbeltez mucho mayor que el que hubiese resultado en caso de disponer un tramo continuo de hormigón con pretensado convencional. A ello hay que añadir los recursos que ha aportado el sistema al diseño estructural y a la creación de formas agradables a la vista.

4. Pilas

Para cada una de las pilas se ha adoptado una disposición especial en forma de "Y", con el objeto de disponer adecuadamente el apoyo de los dos grandes nervios longitudinales del tablero, cuyos ejes están separados 11,90 m entre sí.

La pila se encuentra atirantada horizontalmente en su parte superior por medio de tres tubos metálicos anclados en sus extremos, que han actuado como armadura pasiva durante la primera fase de construcción para soportar el peso propio del tablero (Fig. 5).

En una fase posterior al descimbrado del tablero se han enfilado unos cordones de pretensado en cada tubo por el paramento exterior de la pila, constituyendo en el interior de cada tubo un tendón activo. Se ha procedido al tesado en cada extremo, de tal forma que ha quedado compensado el alargamiento inicial del acero pasivo. Con ello, los fustes inclinados de las pilas han quedado exclusivamente sometidos a esfuerzos de compresión centrada debido a la actuación del peso propio del tablero.

5. Realización de la obra

La construcción del tablero se ha realizado sobre dos carriles de cimbras, uno bajo cada viga longitudinal. En ellos se han apoyado en una primera fase las vigas prefabricadas y sobre éstas, unas prelosas para soporte de la losa de unión, que se ha hormigonado "in situ" en una fase posterior.

La obra de la Autopista ha sido gestionada por la Diputación Foral de Guipúzcoa, representada por D. Luis de los Mozos, actuando como Dirección de la Obra, la Empresa Prointec.

El conjunto de la obra del Enlace de Málzaga ha sido realizado por una Unión Temporal de las Empresas Galdeano, Moyúa, Murías, Altuna y Uría. La estructura del Puente sobre el río Deba ha sido construida por la Empresa Puentes y Calzadas. El pretensado ha sido aportado por Mekano4. ♦

Las inversiones de Fomento crecerán un 9,4% en 2006 y las de Medio Ambiente un 12,4%

El presupuesto del Ministerio de Fomento para 2006 prevé una inversión de 15.542 millones de euros, importe que supera en un 9,4% al del presente ejercicio.

Por capítulos, el ferrocarril volverá a ser en 2006 el primer destino de la inversión en infraestructuras de transporte de Fomento, dado que absorberá 7.553 millones de euros, el 48,6% del total. De este montante, 4.265 millones se destinarán a avanzar en la construcción de las líneas de alta Velocidad (Ave) actualmente en construcción y otros 2.258 millones de euros a la mejorar de la red ferroviaria convencional y de cercanías.

Renfe canalizará los 1.030 millones de euros restantes previstos en inversión ferroviaria con el fin de impulsar el plan estratégico puesto en marcha por la compañía para modernizar sus trenes, mejorar la calidad de su servicio y prepararse para la competencia.

Estas son algunas de las líneas más beneficiadas: la línea que unirá a partir de 2007 Madrid y Valladolid recibirá 430 millones; ese mismo año deberá entrar en servicio el Madrid-Barcelona que en 2006 absorberá unos 1.000 millones; la variante de Pajares (Asturias), 370 millones; la línea Ourense-Santiago 395 millones; la línea que unirá Madrid con Valencia y Alicante, otros 630 millones; el AVE a Extremadura, con 15 millones, y el Murcia-Almería, con 36 millones.

Nuevas estaciones de ferrocarril, la mejora de la red convencional y la red de cercanías



absorberán básicamente el resto del presupuesto de Adif para 2006.

Aparte de las inversiones del Adif, la Dirección General de Ferrocarriles del Ministerio de Fomento destinará por su parte otros 246,6 millones para la alta velocidad, mientras la red convencional recibirá 163,8 millones y la de cercanías, más de 231 millones. Además, el Estado destinará 124 millones para financiar inversiones en infraestructuras de transporte metropolitano en Barcelona, Sevilla, Málaga, Valencia y Madrid.

Los Presupuestos incluyen la licitación de proyectos de construcción de nuevos tramos del AVE ya previstos, pero que aún no se han iniciado, en los itinerarios Valladolid-Burgos, Burgos-Vitoria, Palencia-León, Palencia-Cantabria y Medina del Campo (Valladolid)-Ourense. También se incluyen para 2006 préstamos para promotores de infraestructuras ferroviarias por 74 millones.

En cuanto a carreteras, la inversión crecerá un 22,5% en 2006 y ascenderá a 4.246 millones de euros que se destinarán al desarrollo de las autovías en construcción (2.589 millones), tales como la Ruta de la Plata, la autovía del Mediterráneo, la de la Meseta, la de Castilla y la del Duero, entre otras.

Además, el Ministerio destinará 1.657 millones a la conservación, la explotación y el acondicionamiento de las ya existentes, 896 millones a seguridad vial, otros 436 millones a obras de acondicionamiento y mejora de las carreteras actuales y 325 millones más a actuaciones en el medio urbano.

El objetivo durante todo el ejercicio es iniciar 148,2 kilómetros de autovías y terminar 560 kilómetros. Así, el Ministerio de Fomento tiene previsto tener en ejecución unos 890 kilómetros el próximo año. El resto del presupuesto será destinado a mejorar la seguridad de la red convencional.

La autovía A-67 será una de las que recibirá más dinero (243,7 millones de euros) para nuevos kilómetros, seguida de la A-7 (235 millones), la A-66 (204 millones), la A-8 (157,8 millones), la A-23 (113,8 millones), y la A-63 (82 millones). En total, esas seis autovías dispondrán de 1.036,2 millones, un 43% del total presupuestado para carreteras.

Por lo que respecta al Ministerio de Medio Ambiente contará con 3.286 millones de euros, de los que 2.365 corresponden a inversiones (un 12,6% superiores a los del año 2005)

Para el desarrollo del plan hidrológico, Medio Ambiente dispondrá el próximo año de 2.321,47 millones, de los que al capítulo de inversiones corresponden 1.931,58 millones, el 81,7% de la inversión total del Departamento. Además las Sociedades de Aguas tienen previsto invertir 1.240,4 millones, recibiendo aportaciones de capital de 267,45 millones. ♦

La licitación del Ministerio de Fomento descendió un 8% en los ocho primeros meses de 2005

La licitación pública de obras por el Ministerio de Fomento ha disminuido un 8,02% durante el período enero-agosto de 2005 en relación con los ocho primeros meses del año 2004. En total se han licitado obras por importe global de 6.275 millones de euros, según Seopan, Asociación de grandes empresas constructoras. El descenso se debe fundamentalmente a la menor convocatoria de contratos de puertos y aeropuertos. En concreto, Aeropuertos Españoles y Navegación Aérea (Aena) licitó obras entre enero y agosto por importe de 745,43 millones de euros, un 34% menos que en el mismo período del pasado año, mientras que Puertos del Estado promovió proyectos por valor de 823,40 millones de euros, una reducción de más de la mitad. Por el contrario, Fomento intensificó la licitación de obras de ferrocarriles y carretera. En este último caso, sacó a concurso proyectos por un total de 1.878,86 euros, un 33,77% más. En el caso de las obras ferroviarias promovidas por el propio Ministerio a través de la Dirección General de Ferrocarriles sumaron 480,06 millones, un 89,55% más que hasta agosto de 2004, mientras que las puestas en marcha por el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (Adif) se elevaron a 2.156,45 millones de euros, un 4,7% más.

El otro gran Ministerio inversor, el de Medio Ambiente, elevó un 20,24% la licitación de obras en los ocho primeros meses del año, que sumaron un valor total de 836,20 millones de euros, gracias al incremento



registrado en la Dirección General del Agua (85%) y las Confederaciones Hidrográficas (5,3% más). Pese a ello, el total de obra pública licitada por el conjunto de la Administración General del Estado cayó un

7,37% en el conjunto de los ocho primeros meses del año, hasta suponer 7.726,66 millones de euros y permitió así que Comunidades y Ayuntamientos mantuvieran su papel de principales promotores de la obra

pública. En concreto, la Administración local (Ayuntamientos, Diputaciones y Cabildos) es la que más obra licitó entre enero y agosto, el 38% del total nacional, que sumó 11.376 millones de euros, un 64,92% más que en igual período del ejercicio anterior. Por su parte, los gobiernos regionales elevaron un 42,7% la promoción de proyectos en los ocho primeros meses, que sumaron 10.385,91 millones de euros, el 35,2% del total Nacional.

Algunas comunidades llegaron incluso a multiplicar el importe destinado a obra pública respecto a enero-agosto de 2004. Tal es el caso de Murcia, que cuadruplicó su licitación hasta sumar 653,08 millones; de Galicia, Castilla y León y Aragón, que casi la triplicaron, y de Castilla-La Mancha y Cataluña, que la duplicaron. ♦



Fomento licita las obras del tramo Autovía del Suroeste-Trujillo, de la Autovía A-58, en Cáceres

El Ministerio de Fomento ha licitado las obras para la ejecución del tramo Autovía A-5-Trujillo, perteneciente a la Autovía A-58, que discurre por la provincia de Cáceres. El presupuesto base de licitación asciende a 30.707.522,76 euros. Este tramo formará parte de la autovía que permitirá la conexión de Cáceres con la Autovía del Suroeste, A-5. De esta manera, la población de Cáceres quedará enlazada con Madrid a través de una vía con características de autovía en todo su itinerario, mejorando de forma sustancial las condiciones de movilidad y seguridad.

Las obras consisten en la construcción de un tramo de autovía de nuevo trazado, que discurre íntegramente por la provincia de Cáceres. El origen de la traza se localiza en la Au-



tovía A-5, al norte de la localidad de Trujillo y finaliza en la N-521, presentando una longitud total de 9,5 km.

En el proyecto se contemplan tres enlaces:

- Enlace 1: el primer enlace se localiza al inicio de la actua-

ción, es del tipo trompeta y tiene la misión de conectar el nuevo trazado con la Autovía A-5. El enlace dispone de un paso superior sobre la A-5.

- Enlace 2: el segundo enlace se localiza en el punto kilométrico (p.k.) 4,000 y resuelve la conexión de la A-58 con la

carretera EX-208. Este segundo enlace se resuelve mediante dos glorietas y cuatro ramales que permiten todos los movimientos, conectadas entre sí por un paso inferior a la autovía.

- Enlace 3: el tercer enlace, situado al final de la actuación, conecta con la carretera N-521. Dicho enlace se compone de una glorieta sobre la autovía y cuatro ramales que permite todos los movimientos.

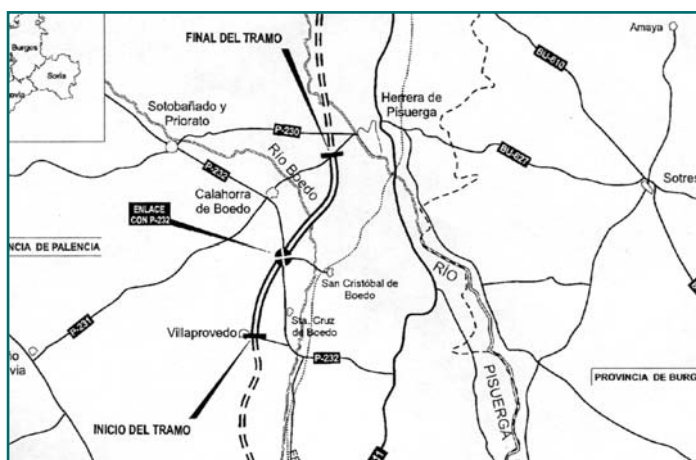
El enlace consta de dos pasos superiores.

La sección tipo básica en el tronco de la Autovía estará compuesta por dos calzadas de 7,00 m de anchura, en las que se alojarán dos carriles de circulación de 3,50 m, y arcenes exteriores de 2.50 m. ♦

Fomento licita las obras del tramo Villaprovedo-Herrera de Pisuerga, de la Autovía Cantabria-La Meseta, en Palencia

El Ministerio de Fomento ha licitado las obras para la ejecución del tramo Villaprovedo-Herrera de Pisuerga, de la Autovía Cantabria-La Meseta, A-67, en Palencia. El presupuesto base de licitación asciende a 34.607.028,44 euros. El tramo tiene una longitud de 11 kilómetros.

Este tramo de autovía pretende evitar que el tráfico de largo recorrido atraviese los núcleos de población existentes a su paso por la N-611, aumentando así la seguridad vial, y consiguiendo una reducción en el tiempo de recorrido respecto al actual itinerario.



El tramo de nuevo trazado, cuya licitación se publica en el Boletín Oficial del Estado, discurre dirección Sur-

Norte entre las localidades de Villaprovedo y Herrera de Pisuerga, en la provincia de Palencia.

A lo largo del tramo se contempla un enlace, de tipo diamante con pesas, que conecta con la carretera P-232 permitiendo todos los movimientos entre dicha carretera y la autovía, así como 2 viaductos sobre el arroyo de Reguera y el río Boedo; 7 pasos superiores y 2 pasos inferiores.

La sección tipo básica en el tronco de la Autovía estará compuesta por dos calzadas de 7 m, arcén exterior de 2,5 m, interior de 1 m y mediana de 10 m de anchura. La totalidad de la obra se ha proyectado para una velocidad de 120Km/h. ♦

En marcha el nuevo puerto de La Coruña

Desde el pasado mes de abril se está desarrollando en Arteixo (A Coruña) la construcción de las nuevas instalaciones en Punta Langosteira, un proyecto histórico para una nueva dársena que solventará los problemas de seguridad y medio ambiente del actual puerto. Estos problemas derivan del tipo de tráfico específico que soporta este puerto atlántico, fundamentalmente de graneles líquidos (petróleo y refinados), cuya manipulación en las actuales instalaciones tan próximas al núcleo de la ciudad supone un riesgo evidente en los ámbitos de seguridad y medio ambiente.

Las obras también resolverán las dificultades de la falta de suelo que tienen las actuales instalaciones y permitirán el asentamiento de nuevas actividades y la consolidación de las ya existentes. Las previsiones hacen ver un futuro en el que el puerto de A Coruña va a ser una plataforma logística de primer rango; capaz de atraer nuevos tráficos y nuevas industrias que darán un fuerte impulso al desarrollo socioeconómico de Galicia.

¿Porqué se eligió finalmente la opción geográfica de Punta Langosteira, entre todas las barajadas (Ría de A Coruña, Canabal, Banco Yacentes; Ría de Bens, San Pedro; Ría de Betanzos, Punta Redonda, y Puerta Avarenta; Ría de Ferrol, Cabo Priorio y Punta Langosteira)?

Seis poderosas razones hicieron que del análisis y la valoración comparativa fuera ésta la ubicación escogida: su proximidad a vías de comunicación; la disponibilidad de suelos; la cercanía a centros de producción (sobre todo, a la refinería de



Bens); la proximidad a polígonos e instalaciones industriales; la ausencia de núcleos de población habitados en las inmediaciones y el impacto ambiental moderado. De este modo, Punta Langosteira, en Arteixo, municipio limítrofe con A Coruña y a sólo 8,5 kilómetros de la capital, será el motor de la revolución portuaria de Galicia. En concreto, el área donde se ubican las nuevas instalaciones se halla entre Punta Langosteira, al este y A Punta do Pelón, al oeste. La actuación en marcha generará una superficie de 143,50 hectáreas de nuevas explanadas y 230,50 hectáreas de agua abrigada.

El 20 de diciembre de 2004, el Consejo de Administración de la Autoridad Portuaria de A Coruña adjudicó la construcción de las nuevas instalaciones de Punta Langosteira a la UTE Dragados-Sato-Copas-Drace por 429.200.392 euros y un plazo de ejecución de 78 meses. En cuanto a la asistencia técnica para el control de la ejecución de las obras, ésta fue adjudicada en abril a la UTE Tyspa-Constructores e Ingeniería Nares-Ingeniería Civil, Energías Alternativas y Acuicultura-Proyfe por importe de 5.909.248 euros.

El puerto exterior tendrá un espejo de agua que configura la dársena con una forma trape-

zoidal, cuyo lado mayor, perpendicular a la costa por el lado de Punta Langosteira, lo forma el muelle transversal de cajones. El lado menor, más próximo a la costa y paralelo a la misma, lo forma el cierre de la explanada prevista entre Punta Langosteira y Playa de Alba. La dársena queda limitada al noroeste por el dique de abrigo (en talud), y al suroeste por el contradique (también en talud), sensiblemente perpendicular a la línea de costa.

Entre el muelle transversal, la primera alineación del dique de abrigo y la antigua ensenada de Brecha se forma una explanada ganada al mar (Explanada de



Levante), destinada a área de almacenamiento y vías de servicio. Las excavaciones que está previsto realizar en Punta Langosteira, y entre Punta Langosteira y playa del Alba, proporcionarán una superficie adicional de explanada portuaria (Explanada Sur).

El proyecto actualmente en marcha incluye una carretera de 1,3 kilómetros que conecta directamente con el polígono de Sabón una obra que se realizará al margen de las infraestructuras viarias y ferroviarias que se llevarán a cabo posteriormente. Además, está previsto que el futuro acceso ferroviario discurra entre la futura explanada del puerto y el ramal ferroviario a la refinería de Bens, lo que supone una longitud de 5,75 kilómetros.

La financiación de la obra tiene cuatro fuentes: los recursos propios de la Autoridad Portuaria de A Coruña procedentes de la explotación, los Fondos de Cohesión pedidos a la Unión Europea, la desafectación y enajenación de las superficies del puerto actual, y el endeudamiento de la Autoridad Portuaria.

Una vez que concluyan las obras de construcción en Punta Langosteira y que sean trasladadas las correspondientes instalaciones a su ubicación exterior, podrá llevarse a cabo la liberación de parte de los terrenos que ocupa el actual puerto de A Coruña. Esos terrenos, por tanto, podrán declararse innecesarios para la explotación portuaria, lo que permitirá incorporarlos al uso urbano. Esta es una oportunidad para transformar la fachada costera de la ciudad y significará una actuación urbanística histórica en la ciudad. ◆

Un nuevo Centro de Congresos en Madrid

El Ayuntamiento de Madrid construirá un nuevo Centro de Congresos y Exposiciones en la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid de 70.000 metros cuadrados. La Junta de Gobierno ha aprobado el proyecto de modificación puntual del Plan General de Ordenación Urbana (PGOUM) de la parcela municipal situada dentro de esta zona. De esta forma, Madrid contará con un nuevo centro de negocios de vanguardia que, con sus 70.000 metros cuadrados, reforzará la posición de la ciudad como destino económico e inversor.

La parcela sobre la que se levantará el futuro Centro de Congresos tiene 50.000 metros cuadrados y estaba calificada anteriormente como instalación deportiva por el Plan General. Tras el acuerdo adoptado, la calificación se ha modificado para albergar un edificio con capacidad para actividades culturales, congresuales y grandes exposiciones.

El nuevo equipamiento estará situado en un enclave privilegiado y estratégico dada su cercanía al eje económico y cultural de La Castellana, y cerca también de la futura ciudad financiera vinculada a la Operación Chamartín.

Entre sus dependencias contará con un auditorio principal, para 3.000 espectadores, y otros dos con capacidad para 1.200 y 800 personas, respectivamente. Además, contará con un área de exposiciones de 15.000 metros cuadrados.

El resto de la edificabilidad, hasta llegar a los 70.000 metros

cuadrados, se distribuirán en un área de congresos y todos los servicios necesarios para configurarse como un nuevo referente de la ciudad a nivel nacional e internacional, ya que será el mayor equipamiento de estas características en la ciudad de Madrid y uno de los más grandes de España.

Tras la aprobación definitiva de esta modificación por el Pleno municipal, se convocará un concurso de proyectos para diseñar la imagen final del edificio. Entre otras características, se primará la calidad arquitectónica y la incorporación de los más avanzados criterios de sostenibilidad y eficiencia energética.

De los 50.000 metros cuadrados de superficie de la parcela municipal, 33.325 metros cuadrados se destinarán a la creación del nuevo equipamiento.

Los 16.675 metros cuadrados restantes se distribuirán de la siguiente forma: 2.728 para zonas verde que se suman a los 60.000 previstos inicialmente en el conjunto del ámbito; 11.637 metros cuadrados de viario para uso de mantenimiento y servicios, y 1.059 metros cuadrados para la adecuación de las vías públicas ya previstas en el planeamiento, con lo que se mejoran las condiciones de accesibilidad a los edificios del complejo. Por último, se han reservado 1.250 metros cuadrados para servicios infraestructurales.

Por otro lado, la nueva reordenación traslada uno de los aparcamientos, que se preveía construir bajo el viario del entorno del ámbito de la Ciudad Deportiva, a las plantas bajo

rasante del nuevo Centro de Congresos. De esta forma se aumenta su capacidad de 2.150 plazas a 3.000 y se permite el estacionamiento de automóviles y autobuses. La nueva ubicación posibilita el acceso directo al nuevo edificio y suple las carencias del entorno, como por ejemplo, el Hospital Universitario de La Paz.

Los terrenos sobre los que se levantará el futuro Centro de Congresos y Exposiciones son fruto de un convenio firmado el 7 de mayo de 2001 entre la Comunidad, el Ayuntamiento y el Real Madrid para desarrollar urbanísticamente los terrenos donde se levantaba la antigua Ciudad Deportiva del Real Madrid.

La parcela municipal resultante de ese convenio estaba reservada para la construcción de un pabellón deportivo que fuera utilizado en la celebración de los Juegos Olímpicos.

Durante la preparación de la candidatura olímpica se reservó suelo dentro del Anillo Olímpico para la construcción de este equipamiento, siguiendo el criterio del CIO sobre concentración de instalaciones, lo que provocó que el Ayuntamiento comenzara a estudiar otros destinos para esta parcela.

Finalmente se ha decidido la construcción de un nuevo centro de Congresos y Exposiciones para mejorar la oferta de la ciudad en la realización de estas actividades y reforzar la posición estratégica de Madrid como espacio de negocio que en los últimos años ha experimentado un incremento progresivo. ◆

Situación actual de las Centrales de Generación de Energía de Ciclo Combinado

Diecinueve son los ciclos combinados que están a día de hoy en servicio, a los que hay que añadir otros tres que están en pruebas. La potencia nominal de esas diecinueve centrales se eleva a 8.420 MW (8.065 MW netos) y la de las tres centrales en pruebas a 1.600 MW.

En cuanto a las compañías propietarias, el reparto de esa potencia es el siguiente:

- ENDESA GENERACIÓN Tres centrales 1.200 MW
- GAS NATURAL SDG Cuatro centrales 1.600 MW
- IBERDROLA GENERACIÓN, Cinco centrales 2.600MW; una central en pruebas, 400 MW.
- NUEVA GENERADORA DEL SUR (CEPSA Y UNIÓN FENOSA) Dos centrales, 800 MW.
- UNIÓN FENOSA GENERACIÓN Dos centrales, 800 MW; una en pruebas, 400 MW.
- HIDROCANTÁBRICO Una central en pruebas a 400 MW
- TARRAGONA POWER (IBERDROLA Y RWE) Una central, 400MW
- BAHÍA DE BIZKAIA ELECTRICIDAD (IBERDROLA, REPSOL YPF, BP y EVE) Una central, 800 MW.
- BIZKAIA ENERGÍA (ESB Y OSAKA GAS) Una central en pruebas, 800 MW

Centrales de Ciclo Combinado en servicio y pruebas (septiembre 2005)

Central;	Propietario	Potencia nominal (MW)	Potencia neta (MW)	Localización:
Centrales en servicio.				
Besós 3	Endesa Generación	400	382,02	Barcelona
Besós 4	Gas Natural SDG	400	376,61	Barcelona
San Roque 2	Endesa Generación	400	401,86	Cádiz
San Roque 1	Gas Natural SDG	400	368,29	Cádiz
Arcos de la Frontera I-1	Iberdrola Generación	400	389,29	Cádiz
Arcos de la Frontera I-2	iberdrola Generación	400	373,24	Cádiz
Campo de Gibraltar 1	Nueva Generadora del Sur	400	377,89	Cádiz
Campo de Gibraltar 2	Nueva Generadora del Sur	400	373,07	Cádiz
Castellón 3	Iberdrola Generación	800	782,00	Castellón
Palos de la Frontera I-1	Unión Fenosa Generación	400	386,79	Huelva
Palos de la Frontera I-2	Unión Fenosa Generación	400	376,89	Huelva
Arrubal 1	Gas Natural SDG	400	385,52	La Rioja
Arrubal 2	Gas Natural SDG	400	390,06	La Rioja
Castejón II-1	Iberdrola Generación:	400	378,95	Navarra
Castejón I-1	Hidroeléctrica del Cantábrico	400	386,65	Navarra
Tarragona	Endesa Generación	400	354,41	Tarragona
Tarragona	Tarragona Power	420	400,09	Tarragona
Ziérbana	Bahía de Bizkaia Electricidad	800	785,25	Vizcaya
Santurce I	Iberdrola Generación	400	296,4	Vizcaya
Centrales en pruebas				
Palos de la Frontera II-3	Unión Fenosa Generación	400	—	Huelva
Aceca,3	Iberdrola Generación	400	—	Toledo
Amorebieta	Bizkaia Energía	800	754,59	Vizcaya
Total energía primaria:	1.039	3.788	7.179	12.006

Datos sobre Reservas Hidráulicas

Reservas y Energía total

Agua Embalsada	hm ³	Energía	GWh	Producción hidroeléctrica	GWh
Capacidad total	53.252	Capacidad total	22.010	Producción anual a origen	15.432
Actual	20.973	Actual	6.238	Producción anual 2004 mismo periodo	23.801
% Total	39,4	% Total	28,3	% 2005/2004	-35,1%

Reserva Total Embalsada por Cuencas

Reserva total embalsada hm ³ . Valores Absolutos					
Ámbitos	Capacidad Total	Año actual	Año Anterior	Media 5 años	Media 10 años
Galicia Costa	684	294	255	307	323
Norte I	3.030	1.595	1.405	1.540	1.602
Norte II	554	331	301	327	322
Norte III	71	39	35	39	40
Cuencas internas País Vasco	21	14	13	13	14
Duero	7.463	2.805	3.531	3.876	3.756
Tajo	11.009	3.683	5.506	5.553	5.391
Guadiana I	8.292	4.731	6.122	5.008	4.488
Guadiana II	567	262	412	397	364
Guadalquivir	8.801	3.535	6.172	5.051	4.494
Vertiente Atlántica	40.492	17.269	23.752	22.111	20.793
Sur	1.041	306	511	391	460
Segura	1.129	116	189	152	170
Júcar	3.346	612	1.122	748	728
Ebro	6.504	2.468	3.710	3.504	3.590
Cuencas Internas Cataluña	740	202	513	381	380
Vertiente Mediterránea	12.760	3.704	6.045	5.176	5.328
Total peninsular	53.252	20.973	29.797	27.304	26.133

Agua embalsada: 20.973 hm³

Reserva total embalsada % S./Capacidad. Valores relativos					
Ámbitos	Capacidad Total	Año actual	Año Anterior	Media 5 años	Media 10 años
Galicia Costa	294	43,0	37,3	44,9	47,2
Norte I	1.595	52,6	46,4	50,8	52,9
Norte II	331	59,7	54,3	59,0	58,8
Norte III	39	54,9	49,3	54,9	57,0
Cuencas internas País Vasco	14	66,7	61,9	61,9	64,3
Duero	2.805	37,6	47,3	51,9	50,3
Tajo	3.663	33,3	50,0	50,4	49,0
Guadiana I	4.731	57,1	73,8	60,4	54,1
Guadiana II	262	46,2	72,7	70,0	64,2
Guadalquivir	3.535	40,2	70,1	57,4	51,1
Vertiente Atlántica	17.269	42,6	58,7	54,6	51,4
Sur	306	29,4	49,1	37,6	44,1
Segura	116	10,3	16,7	13,5	15,1
Júcar	612	18,3	33,5	22,4	21,8
Ebro	2.468	37,9	57,0	53,9	55,2
Cuencas Internas Cataluña	202	27,3	69,3	51,5	51,3
Vertiente Mediterránea	3.704	29,0	47,4	40,6	41,8
Total peninsular	20.973	39,4	56,0	51,3	49,1

Agua embalsada: 39,4%

Energía disponible

Energía total disponible GWh. Valores Absolutos					
Ámbitos	Capacidad Total	Año actual	Año Anterior	Media 5 años	Media 10 años
Galicia Costa	236	63	54	78	80
Norte I	2.968	1.175	1.103	1.270	1.288
Norte II	189	77	68	81	80
Norte III	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Cuencas internas País Vasco	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Duero	76.534	2.377	3.002	3.501	3.287
Tajo	4.686	595	1.322	1.394	1.358
Guadiana I	783	323	552	4.021	370
Guadiana II	0	0	0	0	0
Guadalquivir	1.176	457	836	645	579
Vertiente Atlántica	16.572	5.067	6.937	7.370	7.042
Sur	135	54	52	38	40
Segura	178	16	31	21	24
Júcar	2.379	259	672	395	468
Ebro	2.591	805	1.122	1.113	1.198
Cuencas Internas Cataluña	155	37	101	74	79
Vertiente Mediterránea	5.438	1.171	1.978	1.641	1.818
Total peninsular	22.010	6.238	8.915	9.015	8.863

Energía disponible: 6.238 GWh.

Energía total disponible % S./Capacidad. Valores relativos					
Ámbitos	Capacidad Total	Año actual	Año Anterior	Media 5 años	Media 10 años
Galicia Costa	63	26,7	22,9	33,1	33,7
Norte I	1.175	39,6	37,2	42,8	43,4
Norte II	77	40,7	36,0	42,9	42,1
Norte III	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Cuencas internas País Vasco	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Duero	2.377	36,4	45,9	53,6	50,3
Tajo	595	12,7	28,2	29,7	29,0
Guadiana I	323	41,3	70,5	51,2	47,3
Guadiana II	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Guadalquivir	457	38,9	71,1	54,8	49,2
Vertiente Atlántica	5.067	30,6	41,9	44,5	42,5
Sur	54	40,0	38,5	28,1	36,3
Segura	16	9,0	17,4	11,8	13,8
Júcar	259	10,9	28,2	16,6	19,7
Ebro	805	31,1	43,3	43,0	46,2
Cuencas Internas Cataluña	37	23,9	65,2	47,7	51,0
Vertiente Mediterránea	1.171	21,5	36,4	30,2	33,4
Total peninsular	6.238	28,3	40,5	41,0	40,3

Energía disponible: 28,3%

Agua y Energía disponible. Resumen y comparación

Comparaciones en períodos y fechas homogéneas	Totalidad de los embalses		Embalses hidroeléctricos		Embalses de uso consuntivo	
	hm ³	GWh	hm ³	GWh	hm ³	GWh
Con la semana anterior del año actual	-265	-119	-89	-52	-176	-67
Con el año anterior en la fecha actual	-8.876	-2.677	-1.231	-621	-7.645	-2.056
Con la media de los 5 años anteriores en la fecha actual	-6.331	-2.77	-2.198	-1.503	-4.223	-1.274
Con la media de los 10 años precedentes en la fecha actual	-5.159	-2.625	-1923	-1.317	-3.236	-1.308

7º Programa Marco de Investigación de la Unión Europea

La Comisión Europea ha aprobado la propuesta de un nuevo Programa de investigación de la Unión Europea. Se trata del 7º Programa Marco (2007-2013), que se propone contribuir al crecimiento y la competitividad de Europa, reconociendo que el conocimiento es el recurso más importante. El programa pone un mayor énfasis que los anteriores en aquellas áreas de investigación más necesarias para el desarrollo de la industria europea, para ayudarla a competir internacionalmente y alcanzar su papel como líder mundial en ciertos sectores. También proporciona, por primera vez, ayuda para la mejor gestión de la investigación europea, con la creación de un Consejo Europeo de Investigación. El objetivo del programa será la excelencia, requisito para que se pueda alcanzar el objetivo de desarrollo global de la competitividad europea. Otra prioridad será hacer que la participación en el programa sea más simple y fácil, con medidas dirigidas a los procedimientos y la racionalización de los instrumentos.

La propuesta de la Comisión tiene que ser debatida por los Estados Miembros (Consejo) y el Parlamento Europeo, antes de que se adopte la decisión final.

La Comisión propone en particular duplicar el presupuesto del 7º P.M., en comparación con el 6º P.M., elevándolo a 73,2 millones de euros, para el período 2007-2013. Según la propuesta de la Comisión, el 7º P.M. estará organizado en 4 programas de cooperación específico.

Cuadro 1. Actividades del subprograma energía

- Hidrógeno y Pilas de Combustible
- Generación de Electricidad con Energías Renovables
 - Producción de Combustibles con Energías Renovables
 - Energías Renovables para Calefacción y Refrigeración
- Tecnologías de Captura y Almacenamiento de CO2 para la Generación de Energía con Emisiones cercanas al Cero.
- Tecnologías Limpias de Carbón
- Redes Inteligentes de Energía
- Ahorro y Eficiencia Energética
- Conocimientos para la Elaboración de la Política Energética

Cuadro 2. Actividades del subprograma medioambiental

- Cambio Climático, Contaminación y Riesgos
- Gestión Sostenible de recursos.
- Tecnologías medioambientales
- Observación de la Tierra y Herramientas de evolución

El objetivo es alcanzar el liderazgo europeo en áreas claves a través de la cooperación de la industria con las instituciones de investigación. Se darán ayudas a las actividades de investigación realizadas con cooperación transnacional, proyectos en colaboración y redes para la coordinación de programas nacionales de investigación.

Este programa se organiza en 9 subprogramas que serán autónomos operativamente:

- Salud
- Alimentación, Agricultura, Biotecnología
- Tecnologías de la información y comunicaciones
- Nanociencias, Nanotecnologías, Materiales y Nuevas Tecnologías de Producción
- Energía (ver cuadro 1)
- Medio Ambiente (ver cuadro 2)
- Transportes
- Ciencias Socioeconómicas y Humanidades.

Cuadro 3. Presupuesto indicativo del 7PM (millones de euros)

Cooperación	44.735
Salud	8.373
Alimentación, Agricultura y Biotecnología	2.472
Tecnologías de la Información y Comunicaciones	12.756
Nanociencias, Nanotecnologías,	
Materiales y Nuevas Tecnologías de Producción	4.865
Energía	2.951
Medio Ambiente (incluye Cambio Climático)	2.552
Transporte (incluye Aeronáutica)	5.981
Ciencias Socioeconómicas y Humanidades	798
Seguridad y Espacio	3.987
Ideas	11.942
Personas	7.178
Capacidades	7.536
Actividades No Nucleares del Centro de Investigación Conjunto	1.824
Total	73.215

- Seguridad y Espacio.

Hay, además, otros dos temas que son contemplados en el Programa Marco de Euratom:

- Investigación en energía de fusión.
- Fusión nuclear y protección radiológica.

Ideas

Tiene como objetivo consolidar la excelencia de las ciencias básicas, fomentando la competencia en el ámbito europeo. Se creará un Consejo Europeo de Investigación Autónomo, para apoyar que la investigación "frontera" se lleve a cabo por equipos de investigación, individuales o en asociación, compitiendo a nivel europeo, en todos los campos científicos y tecnológicos, incluyendo ingeniería, ciencias socioeconómicas y humanidades

Personas

Su objetivo es reforzar las perspectivas profesionales y de movilidad de los investigadores. Se incrementarán las actividades de apoyo a los investigadores individuales, designadas como acciones "Marie Curie" con el propósito de consolidar el potencial humano de la investigación europea, a través de ayudas a la formación, movilidad y desarrollo profesional.

Capacidades

Tiene como objetivo el desarrollar capacidades de investigación por lo que se apoyarán actividades como infraestructuras de investigación, grupos

de investigación regional (estimulando el potencial de investigación para la convergencia de las regiones de la UE, agrupando agentes regionales de investigación para desarrollar "regiones de conocimiento"), investigación por y para la pequeña y mediana empresa; temas sobre el impacto de la ciencia en la sociedad y actividades horizontales de cooperación internacional.

El presupuesto indicativo del programa se muestra en el cuadro 3. Incluso con el aumento propuesto de fondos, el presupuesto de la Comisión en investigación representaría tan sólo el 10 % del gasto público en investigación y desarrollo del total de la UE. No obstante sería esperable que los Estados miembros siguiendo la política de la Comisión, cumplan su compromiso de dedicar más recursos nacionales a investigación y desarrollo, lo que debería incrementar sustancialmente el montante total de los recursos públicos destinados a investigación, que actualmente se sitúan en el 1 % del PIB.

Europa debe aumentar su esfuerzo de investigación hasta el 3 % del PIB de la UE y explotar mejor sus capacidades en este campo, transformando los resultados científicos en nuevos productos, procesos y servicios como parte de sus esfuerzos para alcanzar su objetivo de llegar a ser "la economía más dinámica y competitiva del mundo basada en el conocimiento".

La inversión de la Comisión representaría el 0,1 % del PIB de la UE, y aunque represente una pequeña parte del total necesario para lograr el objetivo del 3 % del PIB puede tener un considerable efecto dinamizador de la iniciativa privada. ◆

Proyecto de una línea ferroviaria entre Algeciras y Duisburgo (Alemania)

Un conjunto de empresas de varios países agrupadas bajo el nombre de Ferrmed, Ferrocarril Rhin Ródano Mediterráneo ha presentado recientemente en Bruselas un proyecto de corredor ferroviario de 2.500 Km. de longitud, que enlazará el Sur y el Norte de Europa, entre Algeciras en España y Duisburgo en Alemania.

Del grupo promotor forman parte medio centenar de compañías, entre las que se encuentran autoridades portuarias, empresas de transporte, fundaciones, Colegios profesionales, etc.

El objetivo del proyecto es establecer el eje de mayor tráfico de mercancías de Europa, uniendo los puertos del norte de Europa con los del Mediterráneo, enlazando las economías de seis países europeos. En el área de influencia del corredor viven 90 millones de personas, el 20 % de la población de la Unión Europea y en él se crea el 21 % del PIB de la Unión. Incluida la zona de influencia, las cifras respectivas son 230 millones de personas, el 51 % de la población y el 61 % del PIB.

Por lo que se refiere a España, el eje tendría influencia sobre el 47 % de la población.

Desde la ciudad alemana de Duisburgo las mer-

cancías podrían dirigirse hacia los puertos del Mar del Norte, Rotterdam, Amberes o Hamburgo. La ventaja de esta conexión también es considerada como relevante para el norte de África. El tráfico anual entre los puertos de Algeciras, Tánger y Ceuta supera ya los 170.000 camiones al año y se espera un crecimiento importante en las próximas décadas.

A través de los Pirineos el tráfico de mercancías a lo largo del corredor supera los 40 millones de toneladas, con elevados índices de crecimiento.

El estudio inicial del proyecto no contempla aún las inversiones necesarias para la creación de este eje ferroviario. A pesar de ello, los promotores consideran que en la parte francesa el despliegue ferroviario ya está completado aunque se requiere la construcción de un tramo entre Almería y Murcia, la eliminación de los cuellos de botella de Valencia o Barcelona o la adaptación al ancho de vía europeo.

En este sentido por parte de Ferrmed se han presentado alegaciones al proyectado PEIT (Plan Estratégico de Infraestructuras del Transporte) actualmente en tramitación: que se construyan puestos de adelantamiento que permitan apartar temporal-

mente a trenes de mercancías de hasta 1500 m. de longitud y que las pendientes máximas sólo superen en condiciones extraordinarias el 15 %, por encima del cual el transporte de mercancías pesadas plantea problemas logísticos de cierta importancia.

El límite máximo para las combinaciones es ahora en España de 400 m. frente a los 3.500 que pueden tener los trenes de mercancías en Alemania y los 1.500 autorizados a circular entre la frontera alemana y Lyon (Francia).

En la actualidad la velocidad media de un tren internacional de mercancías en Europa es de 17Km/h velocidad que dificulta la competencia con el transporte de mercancías por carretera. La creación del eje ferroviario propuesto permitirá aumentar esta velocidad media y favorecer la competencia real con la carretera.

Los representantes de la Dirección General del Transportes de la Comisión Europea han manifestado que consideran muy interesante el proyecto ya que promovería la interoperabilidad de sistemas de transporte y se daría prioridad al tren frente a las congestionadas carreteras, pero reconoció que su inclusión en la lista prioritaria de proyectos no podrá lograrse a corto plazo. ◆

América Latina y la financiación de sus infraestructuras

La falta de infraestructuras es una de las asignaturas pendientes de América Latina, según el Banco Mundial

España es uno de los países pioneros en poner en marcha fórmulas de financiación extrapresupuestaria para construir grandes infraestructuras de transporte. Tras las primeras experiencias nacionales (que se remontan a los años setenta), las constructoras vieron rápidamente la oportunidad de negocio que representaba el área iberoamericana a finales de los ochenta y, sobre todo, en los noventa.

En la actualidad, y gracias a la mejora de la situación política y económica del área existe un renovado interés de los Gobiernos de la zona por mejorar su equipamiento en transportes.

Desde los años noventa, los Gobiernos de Latinoamérica han ido reduciendo de manera drástica la inversión destinada a infraestructuras, lo que ha dado lugar a una situación actual demasiado precaria, según denuncia el Banco Mundial. "La región gasta menos del 2% del PIB en infraestructuras cuando necesitaría entre el 4% y el 6%

anual para alcanzar a países que en otro momento fueron por detrás de Latinoamérica, como Corea o China", señala el último informe elaborado por este organismo.

Este considerable retraso dificulta el crecimiento económico y la lucha contra la pobreza. Un aumento del gasto en infraestructuras a los niveles de Corea, equivalente a una horquilla del 4% al 6% del PIB durante 20 años, podría traducirse en términos de crecimiento del PIB per cápita de entre el 1,4% al 1,8% anual, según dicho estudio.

Pero es que además de mejorar el escenario macroeconómico de estos países, también repercutiría en las empresas. De hecho, el Banco Mundial recuerda que una deficiente red de comunicaciones resta competitividad y productividad a las compañías. "Mientras el 55% de los empresarios se queja de que las infraestructuras son un problema grave en América Latina, sólo el 18% lo hace en Asia oriental", asegura el Banco Mundial.

Para solucionar este déficit, el informe propone más gasto público y mayor.

Infraestructuras de transporte en Latinoamérica

(*) Medida en producción/empleados	Argentina		Brasil		Costa Rica		Guatemala		Jamaica		México		Perú	
	1998	2002	1998	2002	1998	2002	1998	2002	1998	2002	1998	2002	1998	2002
Productividad de los empleados ferroviarios (*)	n.d.	1.209	n.d.	3.970							3.925	n.d.	363	n.d.
Red de carreteras (mitos km)	215,4	230,2	1.670,1	1.744,4	37,3	35,9	13,9	14,1			319,0	348,5	78,1	79,3
Autopistas	0,7	n.d.	n.d.		n.d.	n.d.	0,10	n.d.			6,3	n.d.	0,0	n.d.
Autovías	38,4	38,6	n.d.	165,0	7,4	7,4 (a)	0,0	0,0			41,7	n.d.	17,0	17,2
Nacionales/regionales	176,3	192,6		1.580,2	29,8	28,0	4,2	n.d.			61,4	n.d.	14,3	14,1
Otras vías							9.486,0	n.d.			209,6	n.d.	46,9	47,0
Tráfico marítimo (miles de tm de carga)		75.080	443.005		n.d.	9.574	12.033	14.640	n.d.	16.963	237.380	254.613	14.689	16.061
Transporte urbano (% viajes de trabajo por modos)				502.829										
Coche privado	33,50	n.d.					n.d.	6,63						
Tren y tranvía	16,40	n.d.												
Bus o minibus	42,20	n.d.					n.d.	8,11						
Motocicleta							n.d.	0,77						
Bicicleta, a pie y otros							n.d.	84,49						
Gasto Público (Millones de dólares)														
Gasto público anual en transporte	1.244,4	160,3												
G.P. anual en carreteras	613,9	528,4	1.460,3	467,8			65,6	n.d.	n.d.				362,4	n.d.
Nueva construcción	206,9	115,9	n.d.	n.d.										
Rehabilitación	217,4	110,6	n.d.	n.d.			59,3	n.d.		134,1			70,9	30,0
Otras	54,1	131,4	0	0										
Administración	135,5	170,5	n.d.	n.d.										
Gasto público local en transporte	1.484,2	1.217,7	3.100,3	1.742,2										
Inversiones de gobiernos locales en carreteras	404,5	423,1												
Fondos	316,6	261,0												
Gasto provincial	87,9	162,1												
Fórmulas extrapresupuestarias (Dólares)														
Gasto del sector privado	765,56		n.d.	522										

Fuente: Banco Mundial

Iberdrola y sus plantas de ciclo combinado

Iberdrola ha iniciado el período de pruebas del Grupo III de la central de ciclo combinado de Arcos de la Frontera, en la provincia de Cádiz, que cuenta con una potencia total instalada de 1.600 megavatios (MW).

El primer hito importante en la puesta en marcha de este grupo de generación ha sido el encendido de una de las dos turbinas de gas con las que cuenta Arcos III, con lo que se inicia un período de pruebas que durará varios meses. El objetivo de la compañía es que este grupo esté disponible para producir energía eléctrica antes del final de año, después de que ya lo hicieran los Grupos I y II a principios de 2005.

Este tercer grupo de generación de la central de Arcos se caracteriza por tener una configuración dos por uno, esto es, dos turbinas de gas y una turbina de vapor, todas ellas suministradas por General Electric.

La central de ciclo combinado de Arcos tiene una ubicación estratégica derivada de su proximidad a Sevilla y al Campo de Gibraltar -dos áreas de alta demanda de electricidad- y dispone de una subestación de Red Eléctrica de 400 kilovoltios para la evacuación de la energía, además de contar con suministro de gas natural por gasoducto. ♦

Situación actual de los ciclos combinados Iberdrola

Proyecto	Capacidad (Mw gestionados)	Inicio funcionamiento
Castellón	800	100% operativo
Catellón	400	100% operativo
BBE		800
100% operativo		
Tarragona	400	100% operativo
Santurce	400	100% operativo
Arcos Grupos I y II	800	100% operativo
Aceca	400	En pruebas
Arcos Grupo III	800	En pruebas
Total 2002-2005	4.800	2005
Escombreras	800	2006
Castellón B	800	2007
Total 2002-2007	6.400 (5.600 en propiedad)	2007

Sacyr entre tercera y cuarta constructora por valor bursátil y quinta por ventas

Sacyr Vallehermoso (SyV), al calor del tirón bursátil que está protagonizando, se ha convertido en el tercer grupo de construcción y servicios por valor en Bolsa aunque las oscilaciones del mercado y la cercanía de FCC, y Acciona la mueven a veces hasta el quinto puesto. Elevó recientemente su capitalización a 6.312,82 millones y supera así a sus rivales FCC y Acciona y se coloca tras Ferrovial y ACS, las dos primeras. De las cinco grandes constructoras, todas ellas en el Ibex (ACS, Ferrovial, FCC, Acciona y S y V) es Sacyr la que más se ha revalorizado en el año, un

95,21%. El tirón del sector es general, pero no faltan especulaciones en el mercado sobre futuras operaciones de la compañía que estarían ayudando a impulsar este valor. El avance continuado de los últimos meses permitió superar a FCC (con una capitalización de 6.216,32 millones al cierre de ayer) y a Acciona (5.995 millones). No obstante, dadas las oscilaciones del mercado, estas posiciones entre las tres empresas (Sacyr, Fcc, Acciona) sufrirán variaciones continuas. En revalorización OHL, la sexta que cotiza en el mercado continuo, supera al resto tras

duplicar su valor en lo que va de año, hasta 1.128 millones.

La primera en el podio vuelve a ser Ferrovial que ha venido superando a ACS por valor en Bolsa. Mantiene una brecha de 140 millones por delante de su competidor con una capitalización de 9.138 millones frente a los 8.998 millones de ACS.

Por beneficio, esta última sigue liderando la lista (273 millones). Le siguen Ferrovial, con 198 millones y FCC (193 millones). Sacyr es la cuarta (189 millones) por delante de Acciona (137 millones). ♦

Fuente: Cinco Días

Udisa construirá el muelle 1 del puerto de Málaga por 36,7 millones de euros

La firma malagueña Unión de Iniciativas Empresariales (Udisa) ha ganado el concurso para la construcción y gestión del muelle 1 del Puerto de Málaga, en la que prevé una inversión de 36,7 millones de euros, a la que se añadirá el coste de adecuación de los nuevos locales. La actuación incluye 14.000 metros cuadrados de explotación comercial destinados a restauración, venta de libros, zonas de ocio y tiendas de material deportivo y náutico, que se completarán con otro local municipal para uso cultural. ♦

Isolux Corsán invertirá más de 400 millones en dos centrales de energía

El primer grupo de ingeniería y construcción no cotizado, Isolux Corsán, calienta motores. Avanza ya en el primer gran proyecto tras la fusión, con el que promoverá dos centrales de ciclo combinado en Asturias. Invertirá más de 400 millones y buscará un socio entre las eléctricas que se haga cargo de la gestión.

No es el primer proyecto de energía en el que se embarca IsoluxCorsan-Corviam (ICC), pero sí el más importante. De las más de ocho centrales de ciclo combinado (generación eléctrica mediante gas y vapor) que se estudian en Asturias -ahora inmersa en un plan para au-

mentar la producción de energía -dos llevan el nombre de Isolux Corsán, primer grupo de ingeniería y construcción no cotizado.

El grupo que preside Luis Delso -ex presidente de Isolux y artífice de la compra de Corsán-Corviam en noviembre pasado- negocia con el Ayuntamiento de Avilés los trámites para levantar las dos instalaciones en los terrenos de la antigua central térmica que perteneció a ENSIDESA (hoy Arcelor). Se trata de 120.000 metros cuadrados que son de propiedad de Infoinvest, filial de la sociedad Estatal de Participaciones Industriales (SEPI).

Isolux Corsán quería empezar las obras el próximo año. Cada central tendrá potencia para generar unos 400 megavatios y la principal ventaja es que podrá reutilizar parte de las instalaciones de la antigua central térmica construida en 1957, que acaba de dejar de funcionar ya que la actividad se apagó definitivamente en junio.

Al desarrollo de los ciclos combinados van ligados una regasificadora en la zona, situada en El Musel, y el desbloqueo de dos líneas de alta tensión (Soto-Penagos y Lada-Velilla). Una vez terminadas las dos centrales de gas de ciclo combinado, Isolux Corsán-Corviam, que ya tiene experiencia en la

promoción de obras de energía no quiere desligarse del proyecto. Seguirá como promotor y la idea es que busque un socio probablemente entre las compañías eléctricas que se haga cargo de la gestión de las centrales, según fuentes cercanas a la empresa.

El nuevo gestor tendría que tomar una participación en el capital. Entre los candidatos que podrían estar interesados figuran las grandes del sector como Endesa, Iberdrola o Unión Fenosa. Aunque esta última fase del proyecto aún está muy incipiente a la espera de la luz verde definitiva para la construcción de las centrales. ♦

Acciona Infraestructuras ampliará el puerto de Algeciras por 124,3 millones de euros

La Autoridad Portuaria Bahía de Algeciras ha adjudicado a Acciona Infraestructuras a través de Necso, filial de Construcción, en asociación al 50%, las obras para la realización del dique de abrigo en Isla Verde Exterior, en el Puerto Bahía de Algeciras. El importe del contrato es de 124,3 millones de euros.

Los trabajos, cuya realización se encuentran proyectados en un plazo de 17 meses, corresponden a la tercera fase de ejecución de la obra más importante llevada a cabo en la historia del Puerto Bahía de Algeciras.

La tercera fase, en la que Acciona Infraestructuras es-

tará inmersa en los próximos meses, supondrá la construcción de un dique de abrigo de 2.054 metros de longitud y 412 metros de ancho, que permitirá la puesta en explotación del Muelle Este. El dique de abrigo estará constituido por 43 cajones de hormigón, con unos desplazamientos medios de 35.000 metros cúbicos cada uno. Se utilizarán más de 400.000 metros cúbicos de hormigón y 35.000 toneladas de acero para la construcción de armaduras en pleno mar, a más de 400 metros de distancia de las actuales instalaciones portuarias. El amplio número de proyectos portua-

rios en los que ACCIONA Infraestructuras ha estado presente, tanto a nivel nacional como internacional, le conforman como uno de los principales grupos especializados en este sector de actividad.

Algunas de sus últimas experiencias en el contexto nacional han sido la ampliación del Puerto de El Ferrol (A Coruña), la ampliación del Puerto de La Estaca en El Hierro (Canarias), las obras de ampliación de las instalaciones del puerto de Campamento-San Roque (Cádiz), la creación de un dique en el Muelle de la Cabezuela de Puerto Real (Cá-

diz), la ampliación del Muelle León y Castillo del Puerto de La Luz de Las Palmas (Canarias), la construcción y mejora de varias dársenas y diques en el Puerto de Santa Cruz de Tenerife y la construcción del nuevo muelle de atraque Camboa en Vilagarcía de Arousa (Pontevedra).

En la actualidad Acciona Infraestructuras construye, entre otras actuaciones, una plataforma de hormigón para una terminal de regasificación de gas en la Bahía de Algeciras que se instalará en el Mar Adriático, así como la ampliación del Puerto de Tarragona. ♦

Abierto un nuevo tramo de la Autovía del Camino construido por FCC

El presidente del Gobierno Foral de Navarra, Miguel Sanz Sesma, inauguró el 27 de Julio el tramo III de la Autovía del Camino, que une las variantes de Puente la Reina y Estella. Al acto asistieron también el consejero de Obras Públicas, Álvaro Miranda Simavilla, y la alcaldesa de Estella, María José Fernández Aguerri.

Las obras se iniciaron el 15 de marzo de 2003 por la UTE Autovía Pamplona-Logroño, participada por FCC construcción. El presupuesto de adjudicación de este tramo asciende a 49,94 millones de Euros. El trayecto abierto tiene una longitud de 12,2 km y la sección tipo está compuesta por dos calzadas, con dos carriles de 3,50 m y arcenes exteriores e interiores de 2,5 m y un metro, respectivamente. A lo largo de su recorrido se han construido 16 estructuras y cuatro enlaces que dan acceso a las localidades de Mañeru, Cirauqui, Ayos y Lácara. Además, se incluye el ensanche y refuerzo de 19,2 km de carreteras locales de acceso transversal a la autovía.

El Gobierno Foral de Navarra decidió sacar a concurso esta vía de gran capacidad bajo régimen de concesión a 30 años. La autovía del Camino es el mayor contrato de obra pública de la historia de Navarra y el mayor concedido en España hasta la fecha con el sistema de peaje en som-

bra. Cuenta con un presupuesto de 296,73 millones de euros para 70,3 kilómetros, que incluyen veinte enlaces y la reforma de otros 68, que afectan 16 carreteras locales de acceso a la autovía. El trayecto está dividido en cinco tramos y tiene cuatro obras singulares: el túnel de El Perdón, el túnel de Lazagurría, el puente sobre el río Arga y la variante de Estella.

De esta infraestructura, que es uno de los ejes estratégicos de comunicación de Navarra, quedan pendientes de abrir al tráfico el tramo IV, correspondiente a Estella-Los Arcos, de 22 km de longitud, y el tramo V, que une Los Arcos con Viana, y que tendrá 18 km de recorrido.

Cinco Tramos y cuatro obras singulares.

Tramo I: Zizur-Puente la Reina, con una longitud de 12 km. Se puso en servicio el 15 de abril de 2005, a excepción del túnel de El Perdón, previsto para finales de año.

Tramo II: Variante de Puente la Reina, con seis kilómetros de longitud. Abierto al tráfico el 4 de octubre de 2004.

Tramo III: Variante de Puente la reina-Estella, de 12,2km, recientemente inaugurado.

Tramo IV: Estella-Los Arcos, con 22km de longitud.

Tramo V: Los Arcos-Viana, de 18 km de longitud. ♦

Ploder construirá el tramo Montejo-Guijuelo de la Autovía de la Plata

Ploder, S.A. ha sido la empresa adjudicataria de la ejecución de las obras del tramo Montejo-Guijuelo, de 13 kilómetros de longitud, perteneciente a la Autovía Ruta de la Plata A-66 (Gijón - Sevilla).

Esta nueva vía de comunicación que atravesará los términos municipales de Montejo, Pizarral y Guijuelo, todos ellos pertenecientes a la provincia de Salamanca, discurrirá en paralelo a la actual N-630, evitando el paso del tráfico por los núcleos de población existente y separando el tránsito de vehículos de la zona de los de largo recorrido.

Las obras, que comenzarán en los próximos meses, han sido adjudicadas a Ploder por la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento mediante el Método Alemán, y estarán concluidas en invierno de 2008.

El comienzo del tramo adjudicado a Ploder se sitúa, aproximadamente, en el punto kilométrico 376.000 de la carretera N-630 y discurre en dirección Norte-Sur, cruzando la actual "Vía de la Plata" en dos ocasiones.

Ploder ha previsto un total de 17 estructuras, de las cuales 8 son superiores y permiten el paso sobre los caminos existentes, y 9 pasos son inferiores. ♦

Cinco concesionarias españolas, entre las diez primeras del mundo

Según la revista especializada Public Work Financing, ACS es la primera compañía mundial de gestión de infraestructuras privadas (concesiones). Junto a Ferrovial, Sacyr, FCC y OHL ocupa cinco de los diez primeros puestos del sector en el 2004, a nivel mundial.

Acciona, que en 2003 también se encontraba en el Grupo de las diez primeras empresas concesionarias, descendió en el 2004 al puesto duodécimo.

Al cierre del pasado año ACS contaba con 45 concesiones y otras 18 en proyecto, Ferrovial (en el cuarto puesto) contaba con 20 infraestructuras en concesión y otras 14 en proyecto.

En el quinto puesto se situó Sacyr-Vallehermoso con 19 concesiones y dos más en proyecto.

En séptima posición se colocó FCC, con 17 concesiones y una en proyecto. Finalmente Acciona explotaba, a fines del pasado año, trece concesiones y tenía en proyecto otras seis, OHL con 17 concesiones y una en proyecto ocupa el siguiente puesto.

Las restantes empresas que integran el Grupo de las 10 primeras en el sector de concesiones son la australiana Macquaire, la británica Laing, la china Cheungkong Infraestructuras y la francesa Vinci. ♦

ACTIVIDAD EXTERIOR

ACS da luz verde a su primera autopista en Irlanda y compite con Ferrovial por otras dos

ACS y Ferrovial compiten en Irlanda. El primer grupo español de construcción y servicios acaba de poner en marcha la segunda autopista de peaje del país, la primera concesión de este tipo lograda en este país. Ahora compite por otros tres proyectos por más de 1.200 millones de euros. La autopista recién inaugurada, la Dundalk Western Bypass, la segunda del país, tendrá unos ingresos de 800 millones de euros durante los 30 años que dura la concesión. El consorcio liderado por Dragados Concesiones de Infraestructuras –que se ha aliado con la National Toll Road, la constructora escocesa Ascon y la británica Edmun Nuttal Limited– explotará el cobro del peaje en esta vía dentro del corredor Dublín-Belfast. En ella ha invertido 150 millones. La autopista es un ejemplo de las iniciativas público-privadas que se han puesto en marcha en el país en mejora de infraestructuras.

Dentro del plan nacional de desarrollo que impulsa Irlanda, hay varios proyectos de autopistas en fase de tramitación. En dos de ellos, ACS se topará con la filial de autopistas de Ferrovial, Cintra.

La N6 que unirá Galway con East Ballinasloe es la más jugosa, ya que se trata de una inversión de unos 500 millones. Por ella puja ACS, a través de Dragados y con los mismos socios que en la autopista que acaba de inaugurar. Pero también Cintra con su socio Irlandés Siac además de las otras tres grandes constructoras españolas, FCC y Sacyr Vallehermoso (a través de su filial de autopistas Itinere) juntas y, por otro lado, Acciona (aliada con la compañía Mota). Todos ellos han pasado la primera fase ya que la National Authority les ha precalificado. ACS y Cintra también se verán las caras en la M-50 de Dublín con una inversión de unos 400 millones. Ambos han sido también precalificados. A esto se une el tercero por el que puja Dragados, en este caso frente a grupos franceses, la autopista Waterfort By-Pass por 300 millones.

Cintra, por su parte, negocia las condiciones de adjudicación de la autopista M 3 (Clonee-Norte de Kells) que ganó este verano. La inversión es de unos 600 millones. Ya logró la primera autopista del país (N4-N6) en 2003 por 328 millones. ♦

Fuente: Cinco Días

Repsol se une a la noruega Hydro para buscar petróleo en la costa de Cuba

La segunda petrolera noruega, Hydro, buscará petróleo con el grupo Repsol YPF y la india Oil and Natural Gas Corp, en aguas territoriales cubanas. Las tres empresas firmaron un acuerdo de prospección y extracción de petróleo y gas en aguas frente a las costas cubanas. Según el acuerdo, Norsk Hydro tendrá el 30% de las acciones de siete yacimientos en aguas profundas del Golfo de México, la compañía estatal india Oil and Natural Gas Corporation otro 30% y Repsol YPF será el accionista mayoritario y operadora con un 40%.

Repsol ya está explorando en algunos de estos yacimientos, que abarcan un total de 12.000 kilómetros cuadrados y se estima que contienen reservas de más de 4.000 millones de barriles.

Los expertos creen que las aguas cubanas del golfo podrían contener grandes cantidades de crudo, aunque hasta ahora sólo se han encontrado pequeñas reservas.

Por otro lado Repsol YPF invertirá 40 millones de euros en 2006 en el desarrollo de su complejo petroquímico de Sines, a unos 160 kilómetros al sur de Lisboa.

La mitad de ese presupuesto estará dedicado al aumento de la capacidad de producción del cracker (transformación de condensados de crudo en otros productos petroquímicos), para pasar de las actuales 376.000 toneladas a 410 por año de etileno.

El grupo Repsol ya aprobó también la primera fase del Proyecto de Mejoría de Fiabilidad de la central Termoeléctrica de Sines-incluido en el plan anterior–, con una inversión de 4,6 millones de euros. Además de la producción de etileno, el "cracker" del complejo de Sines tiene un volumen de producción de 180.000 toneladas de propileno anuales, así como dos plantas de polietileno, una de baja densidad, de 145.000 toneladas, y otra de alta densidad, de 130.000 toneladas. ♦

Befesa construirá una desaladora en India por 80 millones de euros

Befesa se ha hecho con el contrato para la construcción de una planta desaladora de agua de mar en Minjur (India), por 80 millones de euros, de acuerdo con la compañía local Chennai Metropolitan Water Supply and Sewerage Board (MWSSB).

Un consorcio formado por Befesa y la constructora hindú IVRCL Infrastructures & Projects se encargará de la operación durante veinticinco años de la planta, que tendrá capacidad para producir 100.000 metros cúbicos al día. El concurso forma

parte de una serie de medidas para mejorar y asegurar el suministro de agua potable a la ciudad de Chennai, ya que pese a contar con una pluviometría media anual de 1.400 litros por metro cuadrado, las características climatológicas y orográficas de la zona impiden actualmente el aprovechamiento de los recursos hídricos.

Esta desaladora contribuirá sustancialmente a asegurar el abastecimiento de la citada ciudad, independientemente de las circunstancias meteorológicas. ♦

Gran crecimiento de Amey, filial británica de Ferrovial

La compañía británica Amey, filial de Ferrovial, que la adquirió en julio de 2003, ha conseguido importantes contratos de servicios en el Reino Unido en los últimos meses. En el último año, según datos de la Compañía, se ha incrementado en un 47 por ciento la cartera de servicios de Amey, que ya asciende a 4396 millones de euros, sin incluir las cifras de cartera relativas a Tube Lines, gestora de tres líneas de metro de Londres y en la que Amey tiene más de un 66 por 100 del capital. La cartera correspondiente a esta participación asciende a casi 17.900 millones de euros en un plazo de concesión de 28 años.

De la cifra de negocio de Amey un 52 por 100 corresponde a la actividad de man-

tenimiento de infraestructuras y el 48 por 100 restante a proyectos de gestión integral de servicios con financiación privada.

Muy recientemente, la filial de Ferrovial logró un contrato de 900 millones de euros para el mantenimiento del parque de vehículos y maquinaria de construcción de las Fuerzas Armadas. El contrato tiene una duración de quince años, bajo la fórmula de PFI (Iniciativa de financiación privada), La gestión incluye el mantenimiento, reparación y adquisición, así como la optimización, de la totalidad de la flota de vehículos, alrededor de 3.800 entre maquinaria de construcción, plantas y equipamiento para los proyectos de ingeniería. ♦

Importante participación de Técnicas Reunidas en la construcción de una refinería en Chile

La empresa española Técnicas Reunidas ha resultado adjudicataria de la construcción de una planta de coquización retardada en una refinería de la compañía petrolera chilena Enap en Aconcagua.

Se trata de un proyecto valorado en 380 millones de euros, que supone una participación de Técnicas Reunidas del 17 por 100 de la planta, una vez ésta entre en explotación.

El proyecto permitirá aumentar la capacidad de la refinería de Aconcagua para refinar crudos de bajo coste, convirtiéndolos en

productos como diesel y gasolina, además de una cantidad limitada de gas licuado para ayudar al abastecimiento del mercado energético chileno, al tiempo que se reducirá el consumo de gas de la planta.

La instalación estará operativa en el primer semestre de 2008 y tendrá una capacidad de procesamiento de 20.000 barriles de crudo por día, lo que la convierte en una de las plantas más importantes de Chile y de vital importancia para el abastecimiento de su sistema energético. ♦

Contrato de Telvent en Canadá

Telvent ha firmado un contrato con el Ministerio de Infraestructura y Transporte de Alberta (Alberta Infrastructure and Transportation-AIT), para proporcionar, integrar y gestionar, por un período de diez años, el Sistema de Información Meteorológica en Carreteras (Road Weather Information System-RWIS) de una red vial, en la provincia de Alberta, Canadá.

El sistema de Telvent ayudará a mejorar el sistema de conservación de las carreteras durante el invierno, pro-

porcionando información sobre la condición y temperatura del aire y de la superficie de la calzada, la presencia de sustancias químicas residuales y la formación de hielo.

El sistema proporcionará 75 estaciones de sensores ambientales, incluyendo sensores de calzada y meteorológicos, a lo largo de la red provincial que comprende varias carreteras de Este-Oeste, un tramo de la Autopista Trans-Canadá, numerosas carreteras secundarias, la carretera entre

Calgary y Edmonton y dos carreteras de tráfico intenso en cada una de estas dos ciudades.

Según las autoridades de Alberta, un 25% de los accidentes de tráfico entre Calgary y Edmonton se produce a consecuencia de las condiciones meteorológicas y de las condiciones de la calzada. Con el sistema implantado por Telvent, la rápida toma de decisiones como la eliminación de hielo y la limpieza de nieve redundará en un aumento de la seguridad vial y

eficiencia en los desplazamientos.

Los beneficios del sistema de información meteorológica RWIS no se limitan al mantenimiento de las carreteras y a una mayor seguridad en el tráfico, se extienden también a la protección ambiental ya que permite la aplicación mínima y precisa de agentes químicos y de sal. Cualquier reducción en el uso de productos químicos y en el tiempo de reacción del personal se verá reflejado también en el ahorro de los costes. ♦

■ **Ricardo Hueso Pons**, Ingeniero de Caminos, C. y P. ha sido designado Director General del Grupo Edival. Ha trabajado en Dragados como Jefe de Delegación en Canarias y responsable de Edificación en la Comunidad Valenciana.



■ **Miguel Torres Paredes**, Ingeniero de Caminos, C. y P., ha sido nombrado director de construcción de Aldesa. En los últimos años ha intervenido en la gestión de obras como la del Metro de Toulouse (Francia) y el Aeropuerto Charles De Gaulle de París, así como obras de infraestructura en Portugal.



■ **José Ramón Bujanda Saenz**, Ingeniero de Caminos, C. y P., ha sido nombrado Presidente de la Asociación Europea de Fabricantes de Hormigón (ERMCO). Es director de la División de Hormigón de Cementos Pórtland Valderrivas y Vicepresidente de la Asociación Nacional Española



de Fabricantes de Hormigón Preparado (ANEFHOP).

■ **Jose E. Domínguez De Posada Rodríguez** ha sido nombrado Rector de la Universidad Alfonso X de Madrid. Ha ocupado diversos cargos directivos en empresas vinculadas al sector de la construcción, compaginándolo desde 1986 con la actividad docente. En 1994 llega a la Universidad Alfonso X en la que ocupó el cargo de Director de la Escuela Politécnica Superior, posteriormente Vicerrector de Profesorado y Departamentos, y finalmente Rector. Ha publicado 6 libros sobre Geometría y Expresión Gráfica en la Ingeniería



■ **Agustina López Martín** se incorpora a Ambisat Ingeniería Ambiental como responsable de proyectos de ingeniería civil para potenciar el área de Proyectos ambientales. Cuenta con una amplia experiencia en la redacción de proyectos constructivos



medioambientales y ha trabajado en Tragsatec.

■ **Juan Santamera Sánchez** Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P., Licenciado en Ciencias Económicas y Técnico Urbanista., Profesor titular de Universidad ha sido elegido Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, cargo en el que sucede a Edelmiro Rúa Álvarez, actual Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

■ **Pedro J. López Jiménez** Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, ha sido designado Presidente de la compañía Unión Fenosa. Actualmente ocupaba el cargo de Vicepresidente de Cobre y Dragados



■ **Juan Alfredo Amigó Bethencourt** Ingeniero de Caminos, C. y P., ha sido galardonado con la Medalla de Oro de Santa Cruz de Tenerife.



Fe de erratas

En el artículo de Carlos Nárdiz Ortíz sobre "El Canal Imperial de Aragón", publicado en el mes de septiembre de 2005, se ha producido un error en los pies de las ilustraciones que acompañan al artículo, por lo que se recogen aquí los pies correctos con sus ilustraciones.



El Canal de Languedoc o de Midi en las proximidades de Carcassone.



El Canal de Castilla en Fromista.



La casa de compuertas de el Canal Imperial de Aragón en el Bocal.



Acueducto sobre el Jalón, en el Canal Imperial de Aragón.



Puente de Cortés en el Canal Imperial de Aragón.