



La revista de los  
Ingenieros de Caminos,  
Cañales y Puertos

**3609** MAYO 2019

REVISTA DE  
OBRAS PÚBLICAS

# ROP

## Línea 2 del Metro de Panamá, una infraestructura social

### CONCURSO NACIONAL DE PROYECTOS DE FIN DE MÁSTER DE INGENIERÍA DE CAMINOS

- Trabajos ganadores en la categoría de 'Proyecto más innovador'

### COYUNTURA

- La obra de un desconocido George L. Boag por Tomás Martínez Vara y Francisco de los Cobos Arteaga

### CIENCIA Y TÉCNICA

- El acero inoxidable en la construcción. Un material sostenible y de futuro



# V FORO GLOBAL DE INGENIERÍA Y OBRA PÚBLICA

Santander - 24 y 25 de junio 2019



Colegio de  
Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos

## UIMP

Universidad Internacional  
Menéndez Pelayo



FUNDACIÓN  
CAMINOS

[www.ciccp.es](http://www.ciccp.es)





# EDITORIAL

## La gestión del agua, una tarea crítica

En unas recientes jornadas sobre el agua, organizadas por la Asociación y el Colegio de Ingenieros de Caminos, los representantes del Ministerio de Transición Ecológica pedían un alargamiento de la legislatura a seis años, como única posibilidad para llevar a cabo las obras hidráulicas determinadas por los Planes Hidrológicos de Cuenca.

Pocas semanas antes, un artículo de El País señalaba la deficiente ejecución presupuestaria de los planes de inversión en obras hidráulicas, realizada por los gobiernos anteriores. Cualquiera que haya seguido los procesos de inversión en Obras Públicas recordará que, de manera habitual, todos los gobiernos democráticos han terminado por gastar en carreteras las partidas de obras hidráulicas que no lograban ejecutar. Pero los porcentajes de ejecución de los últimos años son escandalosos.

En una primera lectura apresurada se podría inferir que los defensores del medio ambiente consiguieron su objetivo de no realizar más presas, canales y transvases, por considerarlas dañinas, pero no parece tratarse de eso. Desde hace ya tiempo son muy pocas las obras de ese tipo incluidas en los presupuestos y tampoco se ejecutan las depuradoras, ni las obras de corrección de impactos ambientales, tradicionalmente exigidas por esos defensores.

Ese retraso en la ejecución de obras hidráulicas ambientalmente necesarias conlleva, incluso, millonarias multas diarias impuestas por la Unión Europea. No se cumplen los plazos en la realización de los Planes Hidrológicos de Cuenca, ni en la construcción de depuradoras y ello conlleva elevadas penalizaciones de la Unión. Pero su pretendido efecto ejemplarizante viene enturbiado por la distribución de competencias entre administraciones y por el confuso itinerario de las multas, que viajan en dirección contraria a la asunción de competencias.

En principio, los obligados a construir depuradoras son los entes locales, pero como declaran carecer de presupuesto y los afectados no son ellos, sino otros entes locales situados aguas abajo, las obras son asumidas por las Comunidades. Y en último término llegan a las Confederaciones de la Administración Central por idénticas razones de unidad de cuenca y capacidad presupuestaria. Las multas, sin embargo, viajan a contracorriente: la Unión se las impone al estado español y este las repercute a las autonomías que, a su vez, lo tratan con las entidades locales.

A todo ello se deben añadir las nuevas tensiones introducidas por la creciente irregularidad climática. La evidencia científica de futuras sequías e inundaciones cada vez más frecuentes requieren un replanteamiento de nuestra 'seguridad hidráulica'. Una seguridad que incluya una nueva adecuación tanto de las garantías de suministro, como de la protección frente a episodios torrenciales y sus derivadas de erosión e inundación. Eso obliga a revisar los períodos de retorno de las avenidas y los correlativos coeficientes de seguridad de presas y encauzamientos.

Estas necesidades de previsión, capacidad y eficiencia de actuación se enfrentan a tres tipos de dificultades.

La primera y principal es de índole social y cabe englobarla en la conducta economicista de externalizar en lo posible los efectos de nuestras acciones que no nos afectan directamente. Como las autoridades que deberían exigir el pago de las obras de depuración son directa y democráticamente elegidas por quienes contaminan, tienden a 'olvidar' o 'marginar' esa obligación legal para no enfrentarse a sus electores y perpetúan el statu quo: que todo siga igual es la opción más deseable.

La segunda es más compleja y tiene distinto carácter pero idéntica raíz. Se deriva de la maraña regulatoria por donde ha de discurrir la ejecución de cualquier obra hidráulica de cierta relevancia. Los plazos de consulta o exposición pública, la difícil o esquivada racionalidad de los argumentos que justifican las obras y la proliferación de escalones administrativos requeridos para su aprobación demoran el inicio de las obras hasta impedir su ejecución. Similares razones electorales -o de descargo de responsabilidad- a las antes aludidas producen escasos incentivos a los legisladores para simplificar los trámites regulatorios de su planificación y construcción. Es más fácil multiplicar las cautelas y garantías individuales que reorganizar la legislación.

La tercera es organizativa. Nadie discute la primigenia racionalidad de que las cuencas hidrográficas integren la gestión del agua, pero es bien sabido que ni sus presupuestos ni su sistema de gobernanza son adecuados para ejercerla.

Es preciso garantizar que la administración hidráulica sea capaz de atender al interés público por encima del privado. La participación social sigue controlada por los regantes, que son precisamente quienes más consumen y pretenden lógicamente gestionar el uso. Frente a ellos, las nuevas políticas medio ambientales y de garantías hidráulicas exigidas por la nueva irregularidad climática no lograrán imponer sus prioridades de obras de regulación y control, frente a las exigencias de altos volúmenes y bajos precios del agua de los regantes.

Estas tres razones apuntan la conveniencia de una urgente reorganización administrativa de la gestión del agua. Hay una buena base organizativa en las antiguas Confederaciones, y su capacidad de actuación ha sido incrementada por las nuevas sociedades hidráulicas. Pero sus maneras de actuar deben ser mejoradas para que puedan ejecutar sus presupuestos, cuyos déficit anuales de ejecución son los peores de la administración desde hace muchos años.

Desde hace ya demasiados años, el control de todo lo relativo al agua corresponde a un Director General, un rango administrativo insuficiente para hacerse oír en su propio ministerio. Junto a otras cinco direcciones, depende de la Secretaría de Estado de Medio Ambiente, encuadrada en el Ministerio para la Transición Ecológica. Está mejor así que cuando dependía del Ministerio de Agricultura, pero debe reubicarse con mejor nivel y mayor capacidad de actuación, en concreto, de gestión a corto plazo e inversora a medio y largo plazo.

Cuando se creó el primer Ministerio de Medio Ambiente en 1996, España estaba en periodo inversor de Obras Públicas. El anterior gobierno de Felipe González había retrasado su creación para dar tiempo a que se equiparase la dotación de vías de comunicación a la de los demás países europeos. Una vez creado, la principal preocupación del nuevo Ministerio era mitigar el impacto ambiental de las nuevas construcciones, imprescindibles para modernizar el país.

Hoy día no es así, ya no se trata solo o fundamentalmente de corregir excesos de construcción, sino de regular conductas de uso y consumo para acomodarlas a las nuevas condiciones climáticas, como se ha demostrado en los últimos meses. Se construye muy poco y las prioridades medioambientales se orientan a la transición hacia una producción y consumo más responsables. Se trata de detener los excesos y de proteger a los ciudadanos frente a unos fenómenos naturales extremos y cada vez más frecuentes, producidos por esos excesos.

Pero la requerida remodelación de la gestión del agua solo se puede acometer con gestión activa y nuevas inversiones en un ámbito administrativo distinto y separado del medio ambiente. El Ministerio se creó para separar un gran volumen de construcción de la tutela de su impacto ambiental, pero la situación se ha revertido. El agua va a requerir un gran número de actuaciones y la vigilancia de sus excesos debe separarse de la ejecución. La gestión de Planes y obras deben realizarse con más rapidez y desde una instancia distinta de suficiente rango. 📧

**Documento elaborado por el Think Hub de la  
Fundación Caminos**

## REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS Nº 3609 MAYO 2019. AÑO 166. FUNDADA EN 1853

### Consejo de Administración

#### Presidente

Miguel Aguiló Alonso

#### Vocales

Juan A. Santamera  
José Polimón  
Vicent Esteban Chapapría  
Tomás Sancho  
José Javier Díez Roncero  
Francisco Martín Carrasco  
Benjamín Suárez  
José Luis Moura Berodia  
M<sup>a</sup> del Camino Blázquez Blanco

#### Comité Editorial

Pepa Cassinello Plaza  
Vicent Esteban Chapapría  
Jesús Gómez Hermoso  
Conchita Lucas Serrano  
Antonio Serrano Rodríguez

#### Edita

Colegio de Ingenieros de  
Caminos, Canales y Puertos  
Calle Almagro 42  
28010 - Madrid

### La revista decana de la prensa española no diaria

#### Director

Antonio Papell

#### Redactora jefe

Paula Muñoz

#### Diseño

Julián Ortega

#### Maquetación y edición

Diana Prieto

#### Publicidad

Almagro, 42 - 4<sup>a</sup> Pta.  
28010 Madrid  
T. 913 081 988  
rop@ciccp.es

#### Imprime

Gráficas 82

#### Depósito legal

M-156-1958

#### ISSN

0034-8619

#### ISSN electrónico

1695-4408

#### ROP en internet

<http://ropdigital.ciccp.es>

#### Suscripciones

[http://ropdigital.ciccp.es/  
suscripcion.php](http://ropdigital.ciccp.es/suscripcion.php)  
[suscripcionesrop@ciccp.es](mailto:suscripcionesrop@ciccp.es)  
T. 91 308 19 88

#### Foto de portada

Metro de Panamá

# SUMARIO

## Parte I

### COYUNTURA

8 GEORGE L. BOAG  
TOMÁS MARTÍNEZ VARA  
FRANCISCO DE LOS COBOS ARTEAGA

22 EL PUENTE LEVADIZO DE SAN  
JUAN DE AZNALFARACHE EN  
SEVILLA  
MARCOS PACHECO

26 APORTES PARA UNA HISTORIA  
PORTUARIA COMPARADA:  
“PUERTOS FRANCESES” EN  
ARGENTINA  
BRUNO ROHOU  
MIGUEL DE MARCO  
GUSTAVO CHALIER  
MARTÍN PETERSEN  
SYLAVAIN LAUBÉ  
SERGE GARLATTI

## Parte II

### CIENCIA Y TÉCNICA

34 EL ACERO INOXIDABLE EN LA  
CONSTRUCCIÓN  
ESTHER REAL  
ITSASO ARRAYAGO  
ENRIQUE MIRAMBELL

40 PANTALLA DISCONTINUA  
DE PILOTES CON RELLENO  
ALIGERADO MEDIANTE BLOQUES  
DE POLIESTIRENO EXPANDIDO  
J. M. DÁVILA  
A. M. SARMIENTO  
A. JARAMILLO-MORILLA  
J. C. FORTES

48 REVISIÓN DEL DISEÑO  
GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL  
DE CIMENTACIONES AISLADAS  
EN ZONAS SÍSMICAS POR EL  
MÉTODO DE ANÁLISIS EN EL  
TIEMPO  
EDUARDO R. ÁLVAREZ DEULOFEU  
EDUARDO BEIRA FONTAINE  
PEDRO MANUEL CABRERA CASTRO

## Parte III

### TRABAJOS FIN DE MÁSTER

59 PROCEDIMIENTO PARA LA  
OPTIMIZACIÓN DEL DIÁMETRO DE  
UNA IMPULSIÓN  
ARACELI MARTÍN  
DAVID SANTILLÁN

75 ESTUDIO PARAMÉTRICO DE LA  
VALIDEZ DEL ATIRANTAMIENTO  
TIPO NIELSEN EN PUENTES ARCO  
ESPACIALES  
MIRIAM CÁNOVAS  
JUAN MANUEL GARCÍA GUERRERO  
JUAN JOSÉ JORQUERA-LUCERGA

## Parte IV

### GRANDES OBRAS

86 LÍNEA 2 DEL METRO DE PANAMÁ,  
UNA INFRAESTRUCTURA SOCIAL





Parte I  
**COYUNTURA**

# George L. Boag



## TOMÁS Martínez Vara

Universidad Complutense de  
Madrid



## FRANCISCO de los Cobos Arteaga

Universidad de Castilla-La Mancha

### RESUMEN

George L. Boag fue director general del pequeño ferrocarril minero Lorca-Baza-Águilas, perteneciente a la compañía británica *The Great Southern of Spain Railway Company*. Fue también corresponsal en España de *The Railway Gazette*, una de las publicaciones periódicas del sector más prestigiosas e influyentes del momento. *The Railway Gazette* publicó también sus dos obras principales, *Manual of Railway Statistics* (1912) y *Railways of Spain* (1923), que obtuvieron cierto reconocimiento de la crítica británica. En España, en cambio, las dos pasaron totalmente desapercibidas. Esto resulta difícil de explicar, pues *Railways of Spain* es uno de los escasos estudios monográficos rigurosos sobre el origen, desarrollo y funcionamiento del ferrocarril español, y el único realizado desde la óptica británica. Este artículo presenta un bosquejo biográfico del directivo británico y describe y analiza el contenido de dicha obra. En España, tras un progresivo aumento del intervencionismo estatal, “el problema ferroviario” acabaría desembocando, como en los demás países europeos, en la nacionalización de la red de ancho convencional (Ley de Ordenación Ferroviaria, 1941). Fue una de las intuiciones de Boag que se cumplió.

### PALABRAS CLAVE

George L. Boag, *The Railway Gazette*, *The Great Southern of Spain Railway Company Limited*, Ferrocarril Lorca-Baza-Águilas, *Railways of Spain*, problema ferroviario

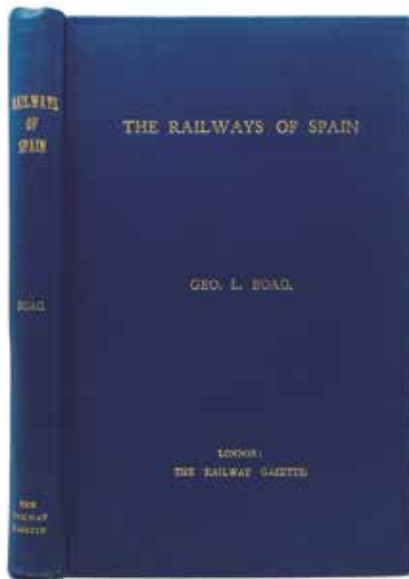
### ABSTRACT

*George L. Boag was general director of the small mining railroad Lorca-Baza-Águilas, belonging to the British enterprise The Great Southern of Spain Railway Company. He was also correspondent in Spain of The Railway Gazette, one of the most prestigious and influential periodicals of the moment in this sector. The Railway Gazette published its two main works, Manual of Railway Statistics (1912) and Railways of Spain (1923), which received some recognition from British critics. In Spain, however, the two went completely unnoticed. This is difficult to explain because Railways of Spain is one of the few rigorous monographic studies on the origin, development and operation of the Spanish railways, and the only one carried out from the British point of view. This article presents a biographical sketch of this British manager and describes and analyzes the content of said work. In Spain, after a progressive increase in state interventionism, “the railway problem” would eventually end, as in the other European countries, in the nationalization of the conventional width network (Railway Ordinance Act, 1941). This was one of Boag’s intuitions that fulfilled.*

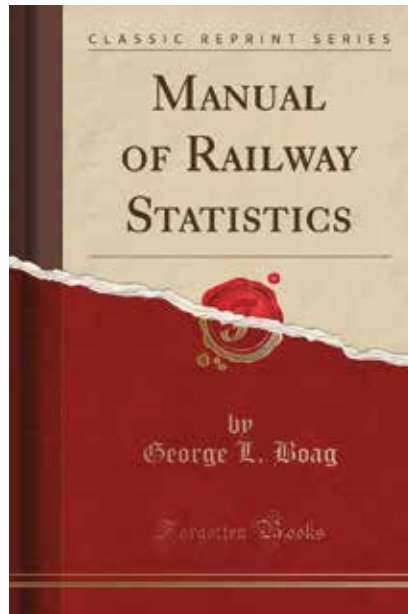
### KEYWORDS

George L. Boag, *The Railway Gazette*, *The Great Southern of Spain Railway Company Limited*, *Lorca-Baza-Águilas Railway*, *Railways of Spain*, *The Railway Problem*





Portadas de *The railways of Spain* y de *Manual of railway statistics*



# 1

## Introducción

A principios del siglo XX aparecieron en Londres dos pequeñas obras con contenidos muy diferentes, aunque no reñidos: *Manual of Railway Statistics* (1912) y *Railways of Spain* (1923). Ambas fueron publicadas por *The Railway Gazette* y no tuvieron ningún eco en España, lo que no deja de ser de extraño en el caso de la primera, pero sí en el de la segunda por dos razones: 1ª) *Railways of Spain* fue uno de los escasos estudios monográficos elaborados en el exterior con cierto rigor sobre el origen y funcionamiento de nuestro ferrocarril hasta la década de los veinte del siglo pasado<sup>1</sup>; y 2ª) su autor, George L. Boag, era en aquel momento director del pequeño ferrocarril minero Lorca-Baza y Diputación de Almedricos a Águilas (LBA), perteneciente a la compañía británica *The Great Southern of Spain Railway Company*<sup>2</sup>. Boag era, asimismo, corresponsal en España de *The Railway Gazette*, una de las publicaciones periódicas del sector más prestigiosas e influyentes del momento y que con mayor extensión y calidad informativa se ocupó de nuestro ferrocarril.

Se puede entender que *Manual of Railway Statistics* pasara desapercibido

pues el uso de un tipo u otro de promedio estadístico, que era el punto central del libro y objeto de una gran preocupación en Gran Bretaña y su imperio, no era percibido, sin embargo, aquí como problema<sup>3</sup>. Pero (insistimos), que se dejara de lado *Railways of Spain*, o que no se le diera la importancia que cabía esperar, resulta cuando menos sorprendente, entre otras cosas porque previamente, en 1913, Boag ya había anticipado un sugerente artículo a propósito de la huelga ferroviaria de 1912 en el prestigioso *Bulletin of the International Railway Congress Association*. La *Gaceta de los Caminos Hierro* (GCH) apenas informó de la aparición de la obra, *Transportes Férreos* (TF) se limitó a ofrecer la noticia y reproducir, traducido, el índice del libro y la *Revista de Obras Públicas* (ROP) pasó de largo. Probablemente la incuria no se debió tanto a la ignorancia cuanto al hecho de que, en muchos aspectos, la lógica de la obra se correspondía poco con el modelo al uso en estos pagos y a la intrascendencia del ferrocarril que Boag dirigía. El escaso interés, sin embargo, ha persistido prácticamente hasta el presente pese al exponencial crecimiento, en cantidad y calidad, de nuestra literatura sobre el sector<sup>4</sup>; la anglosajona le ha dado mejor trato<sup>5</sup>. En cualquier caso, se trata, adelantémoslo, de una obra sencilla, clara, realizada por un observador

perspicaz y buen conocedor de los entresijos del ferrocarril español durante el primer tercio del siglo XX, inmerso en una profunda crisis de la que ya no se recuperaría. Una crisis cuyo origen retrotraía Boag, con fundamento, a los mismos comienzos de la construcción.

La estructura del trabajo es la siguiente. Después de esta breve introducción, en el apartado segundo se presenta un bosquejo biográfico de Boag y se comenta el mencionado artículo sobre la huelga de 1912, aparecido en el *Bulletin of the International Railway Congress Association*. El directivo británico fue uno de los que primero entrevistaron la trascendencia de este conflicto tanto para el futuro de las relaciones laborales en el sector como de cara a la propia supervivencia de las explotaciones privadas. Defendió la necesidad de establecer el arbitraje como mecanismo conciliador necesario en los casos de desavenencia entre las partes. En los apartados cuarto y quinto se analiza el contenido de *The Railways of Spain*, y en particular su visión del “problema ferroviario” y las soluciones hasta entonces implementadas. Aquel, como ya habían advertido Pedro M. González Quijano (1917) y Francesc Cambó (1918-1921) y recordará más tarde Francisco Jiménez Ontiveros (1940), por sólo mencionar tres nombres, no fue un efecto de la Gran Guerra (1914-1918) sino que deriva del modelo de financiación elegido. La conflagración mundial primero, la errátil política estatal y el rígido sistema tarifario, después, y la crisis económica (externa e interna), la competencia de la carretera y la inestabilidad política, por último, no harán sino enmarañar y agravar la situación. Pese a ello, España acabará haciendo lo que los demás países europeos, esto es, nacionalizando de la red de ancho convencional. Esta es la conclusión más llamativa.

# 2

## Semblanza biográfica y primeros trabajos

Hijo de ferroviario, George Lee Boag nació en Manchester, en 1873 y se educó en Londres. Con sólo catorce años, en 1887, inició la carrera ferroviaria, después de ingresar como alumno telegrafista en la central de la compañía Lancashire & Yorkshire, empresa que



George L. Boag. Director del Great Southern of Spain Railway. Archivo Eveline-Helmer



Ferrocarril Lorca-Baza-Águilas. Estación de Fines-Olulla. 1895. Fotógrafo. Gustavo Gillman

se integraría, tras la Amalgamation Act de 1921, en la London Midland and Scottish Railway. Asimismo, dentro de la misma empresa, trabajó en los servicios de Vía y Obras, Explotación, Reclamaciones, Intervención y Personal, alcanzado el puesto de Subsecretario en la Dirección Divisional. Boag fue uno de los muchos ferroviarios de origen humilde, inquieto y “aplicado”, –deseoso como confesaría él mismo– de escapar a la “lentitud” y rutina del escalafón<sup>6</sup>. Mejoró su formación en varios centros de estudios creados ad hoc donde se capacitaba a para el ejercicio de puestos de responsabilidad<sup>7</sup>.

Como tantos otros aspirantes a directivos, en 1898 inicia su particular periplo en el exterior. La primera travesía le llevará hasta Buenos Aires donde ocupará el cargo de secretario del Ingeniero-Director del ferrocarril Trasandine Railway hasta su fusión, en 1903, con Gran Oeste Argentino. Un año después, en 1904, obtiene el puesto de Secretario del Ingeniero-Director General del ferrocarril de Lagos, en Nigeria, una de las colonias africanas del África Occidental. Mientras disfruta de unas vacaciones en Londres, se le presenta la oportunidad, en 1907, de venir a España como Sub-Director del ferrocarril minero Lorca-Baza-Águilas (LBA), perteneciente a la so-

ciudad británica The Great Southern of Spain Railways Company<sup>8</sup>. En 1913 es nombrado Director General, puesto que mantendrá hasta su jubilación en 1936, lo que le obligó a fijar su residencia en Águilas, de donde ya no se moverá si no es para realizar viajes de negocios a Gran Bretaña, EE. UU. y Canadá, o por razones de salud a Londres.

Pero, como ya se ha indicado, Boag fue colaborador asiduo del prestigioso semanario *The Railway Gazette*, y, también, uno de sus corresponsales en España. Aparte de reseñar las novedades existentes, elaboró distintos informes y reportajes sobre los ferrocarriles españoles de gran interés e imprimió en su editorial –ya se ha indicado– los dos libros de los que se hablará luego. Realizó, igualmente, algunas colaboraciones en la revista belga *Bulletin of the International Railway Congress Association* (versión inglesa), donde trató asuntos tan controvertidos como la huelga de 1912 y, cómo no, en *El Boletín*, la revista mensual de los empleados de LBA, creada en 1917 a instancias del propio del propio Boag<sup>9</sup>.

Coincidiendo con la aparición de *Manual os Statistics*, cuando ya era corresponsal de *The Railway Gazette*, Boag le remitió un informe, con varias imágenes

y diagramas, titulado “*The Spanish Railway System in 1912*”<sup>10</sup>. En ese momento, las cuentas de las ferroviarias españolas, como en el resto de Europa en general, reflejaban un estado dulce. Después de muchos años de vacas flacas, al fin, la Compañía de los Caminos de Hierro del Norte de España (Norte) y la Compañía de los Ferrocarriles de Madrid a Zaragoza y Alicante (MZA), las dos grandes del sector, pudieron repartir dividendos, muy modestos debido al peso de las cargas financieras. La bonanza económica no impidió, sin embargo, que se deterioraran las relaciones laborales. El paro de los ferroviarios de la Compañía Tarragona a Barcelona y Francia (TBF), red catalana de MZA, en septiembre de 1912 se vivió con gran preocupación en todo el país, al temer que acabara convirtiéndose la temida huelga general del sector. Este es el contexto en el que Boag escribió el mentado artículo que remitió (quizás por encargo debido a la inquietud que los movimientos huelguísticos estaba generando en toda Europa) al *Bulletin of the Intenational Railway Congress Association (English Edition)* bajo el rótulo “*The Spanish Railway Strike. And After*”<sup>11</sup>. El relato que hizo Boag de los hechos es inusualmente riguroso, y los juicios acerca de la actuación de los protagonistas son ecuánimes.

En junio de 1912 tuvo lugar el I Congreso de la Unión Ferroviaria<sup>12</sup>, de la U.G.T., donde se plantearon dos temas clave: la consolidación de la organización y el establecimiento de una tabla reivindicativa amplia (incrementos salariales, rebaja de la jornada laboral, regulación de los descansos, cobertura económica en caso de enfermedades y accidentes y derechos de jubilación) con la que se pretendía satisfacer los deseos del mayor número posible de trabajadores y, de paso, cumplir la máxima de “pedir mucho -la expresión es del mismo Boag- para conseguir poco”. Como cabía suponer, las compañías no sólo se opusieron a las demandas porque las estimaban abusivas, disparatadas, sino que también rehusaron cualquier tipo de contacto con los líderes sindicales, escudándose en que la Federación no era un interlocutor válido. Las cosas, entre tanto, se fueron complicando hasta el extremo de que, en el otoño de ese mismo año, estalló el conflicto en Cataluña en MZA (red catalana). Los trabajadores en paro apelaron a la solidaridad entre los demás ferroviarios del país, obteniendo un éxito concluyente pese a la actitud contraria de la Junta Directiva de la Federación en Madrid, que no estimaban oportuno el momento. El resultado de la votación celebrada el 28 de septiembre en la que participaron afiliados de toda España arrojó un resultado muy favorable a secundar la huelga programada para el día 8 de octubre. Sólo fue



Costa de Águilas con el Embarcadero de El Hornillo. Fotógrafo Faydon

un amago de huelga general, pero provocó la inmediata reacción del presidente del Gobierno, el reformista José Canalejas, que recelaba de un movimiento al que temía<sup>13</sup>. Inspirándose en la conducta practicada por Aristide Briand dos años antes, J. Canalejas decidió, según Boag: 1º) militarizar el servicio, en particular la tracción, llamando a los reservistas; 2º) facilitar a las concesionarias el reemplazo del personal huelguista en caso de que lo estimaran oportuno; y, una vez se restableciera la normalidad, 3º) remitir inmediatamente soluciones al Parlamento. El resultado fue el esperado: el 5 de octubre los trabajadores de TBF retornaron a sus puestos. El Gobierno envió a las Cortes para su debate el proyecto de Ley prometido, pero este

no satisfizo a nadie. Aparte de considerar menores las mejoras ofrecidas, los agentes se opusieron con vehemencia a un texto que les negaba el derecho a la huelga. Tampoco las concesionarias se mostraron en absoluta dispuestas a aceptar que se interfiriera —el texto suponía la conciliación y el arbitraje<sup>14</sup>— en las relaciones entre contratantes. Con todo, antes de finalizar el conflicto MZA, y desde enero todas las demás, aceptaron ciertas mejoras en los salarios y condiciones laborales. ¿Qué pintó el público en todo esto? Como siempre: “pagó a los músicos, pero no eligió la melodía”. Boag terminaba el artículo preguntándose si el Estado debía o no denegar a los ferroviarios el derecho a la huelga. En caso afirmativo, y dado que estos no participaban en la negociación laboral, ¿“no estaría el Gobierno moralmente obligado a mediar entre las partes a fin de evitar que se produjeran injusticias”? En el caso contrario, ¿cómo impedir el paro en una actividad tan fundamental para la vida del país? Pero, si el Gobierno procedía a regular los salarios, terciaba en las condiciones laborales e interfería en los precios del servicio, ¿no significaría ello una nacionalización más que en ciernes? Sea como fuere, las concesionarias acabaron pagando una doble factura: de un lado, hubieron de incrementar el número de contratados, elevar las retribuciones, agilizar las promociones internas, extender la cobertura de las instituciones de carácter benéfico-social y modificar el sistema de pensiones; del otro, y esto es lo más trascendente, no pudieron impedir el giro que se estaba produciendo en las relaciones laborales. Era otra de las caras del poliédrico “problema ferroviario”.



Viaducto de Gor. 1908 Fotógrafo. George L. Boag

# 3

## Railways of Spain

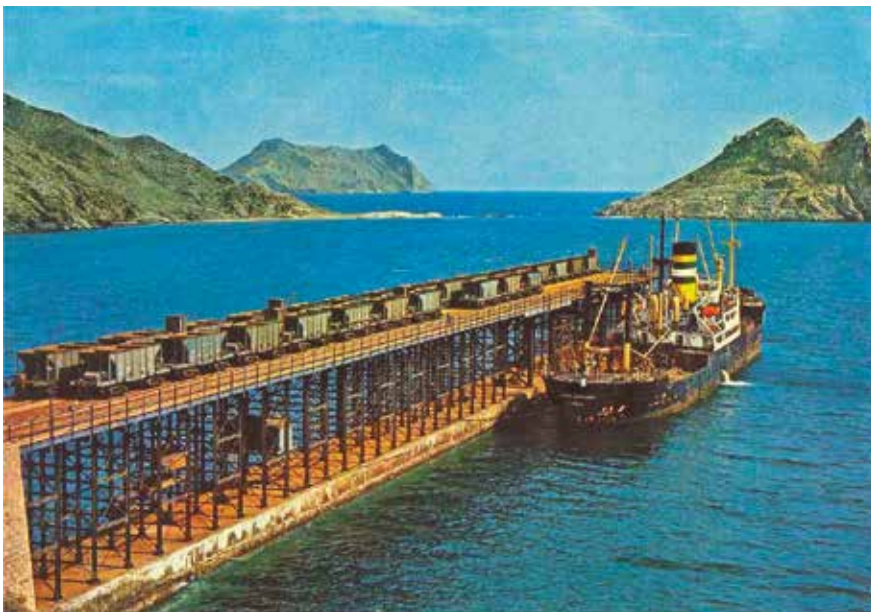
En 1923, asentado definitivamente en España y convertido en flamante Director General, Boag publica *The Railways of the Spain*. En este caso, *The Railway Gazette* no hizo ningún adelanto de la obra, aunque sí informó de su aparición en la sección “Libros recibidos”, primero con nota escueta el 15 de junio y a la semana siguiente, el 22 de junio, con una elogiosa reseña firmada con las siglas W.E.S.<sup>15</sup>. El tratamiento que se da a la estadística es, en opinión del recensionista, modélico. En conjunto la obra debe convertirse –añade– en un referente obligado para todos los que, expertos o profanos, estén interesados en las cuestiones ferroviarias. En España, GCH recogió la noticia, pero, como ya se ha apuntado, le dedicó muy poca atención<sup>16</sup>. No fue propiamente una reseña periodística lo que apareció sino una nota bibliográfica ampliada en la que se agradecía a *The Railway Gazette* su deferencia por haberles remitido un ejemplar de la obra. Boag ha hecho, sin duda, un gran trabajo, acredita conocer bien el funcionamiento del ferrocarril español y las observaciones que realiza resultan, en todo momento, pertinentes. La lectura ha resultado tanto más confortante –comenta la GCH– al ver cómo Boag había conseguido demostrar que

la red española no se hallaba ni técnica y ni administrativamente en una “situación inferior respecto de los demás países de Europa”. Obviamente, también El Boletín difundió la noticia, comentada por el seudónimo Truth, quien en realidad se limitó a glosar (con el asenso del propio Boag) la anterior reseña de *The Railway Gazette*<sup>17</sup>. Como visión de conjunto, el libro contiene, a su juicio, todo cuanto se le puede exigir a una obra de consulta: claridad, concisión y buen método. Pese a la brevedad, la obra es más “comprensible” que la mayoría de las publicadas hasta ahora en España, en las que el lector pierde a menudo en farragosas descripciones apoyadas en los textos oficiales. Por último, TF limitó a ofrecer la noticia y reproducir, traducido, el índice del libro<sup>18</sup>.

La estructura de la obra se compone de un conciso preámbulo, ocho capítulos, el último de ellos –muy escueto– referido a la red portuguesa, y un apéndice el que se reproducen tres documentos importantes: la lista de compañías y líneas en explotación en 1912, un extracto de la ley de 1877 y la relación de los ferrocarriles explotados por compañías británicas. En prevención de virtuales críticas, Boag advierte en el preámbulo que el libro no es resultado de ningún tipo de ejercicio teórico, sino el fruto de la experiencia por él acumulada en sus años de gestión ferroviaria en nuestro país. Una parte de la información utili-

zada –advierte– procede los registros y publicaciones, oficiales y semificiales, otra le fue proporcionada por otros colegas del y el resto “es materia familiar” a los profesionales del sector. De entre las primeras Boag menciona las *Memorias, Anuarios y Estadísticas de Obras Públicas*, publicadas y presentadas por la Dirección General del mismo nombre entre 1851 y 1928, el *Anuario de los Ferrocarriles*, de E. de la Torre (desde 1893), el *Anuario Financiero y de Sociedades Anónimas*, el *Instituto Geográfico*, GCH, la portuguesa *Gazeta dos Caminhos de Ferro* y, sobre todo, *Elementos para el estudio del problema ferroviario en España*, el magno trabajo de recopilación en seis tomos mandada realizar por Cambó (Cambó, 1918-1921). La obra de Cambó fue la que más influyó, sin duda, en *Railways of Spain*.

En el primero de los capítulos, después de recordar que España seguía siendo aún un país de fuertes contrastes, donde conviven los medios de transportes tradicionales como la carreta arrastrada por bueyes con los más sofisticados de la época como el camión o el tren, y dentro este, entre el vagón de tercera de un “mixto” con Sud-Express, Boag trata tres temas importantes y recurrentes en toda la obra: el origen y desarrollo de la red en España, el crecimiento de las compañías y su estructura financiera y las relaciones de estas con el Gobierno. En el segundo describe las grandes líneas, sus enlaces y perfiles, marcados por la complicada orografía del país, estaciones, horarios y velocidades, siempre por debajo de las usuales en otros países de Europa. Al material fijo y móvil, con sugerentes referencias a asuntos tan específicos como el ancho de vía, la estructura radial de la red y o los sistemas de frenado, dedica el capítulo sexto<sup>19</sup>. Las cuestiones de personal las aborda en el capítulo tercero, uno de los más complejos del libro. Se trata, en realidad, una prolongación del ya mentado artículo acerca de la huelga de 1913. Sobre él se volverá más adelante. En el cuarto se ofrecen estadísticas desagregadas de los costes de construcción, los ingresos y gastos de la explotación referidos a los años 1913 y 1918, las cargas financieras en los mismos años y la relación de siniestros (viajeros y empleados) ocurridos entre 1913 y 1918. Boag se deshizo en elo-



Embarcadero de El Hornillo. Web el Labradorcico

gios hacia las memorias anuales de las grandes compañías por lo minucioso –y cuidado– de la información aportada. Además del balance y las cuentas de explotación y capital, las memorias contienen estadísticas de los trenes-kilómetro y toneladas-kilómetro sobre toda la red. Boag realiza una buena comparativa para los años entre 1913 y 1918 con las británicas, que demuestra conocer bien. Echa de menos, sin embargo, que no existiera en España un “Cámaras de Compensación Ferroviaria” que hubiera facilitado la formación para el tráfico combinado<sup>20</sup>. El capítulo quinto describe el sistema de tarifas y lo compara con los de Francia, de donde se había tomado el modelo, Italia y, sobre todo, Gran Bretaña. Las tarifas de todos los ferrocarriles españoles tienen como base los precios máximos fijados por el pliego de condiciones de cada concesión. Las tarifas máximas comprenden, en teoría, dos partes: una de peaje por el uso de las líneas, destinada a amortizar el capital invertido en las líneas; y la otra para cubrir el coste del transporte. Se aplican en forma de un tanto por kilómetro. El tráfico, así como las percepciones, se dividen en dos clases: transporte de pequeña velocidad (mercancías), y transporte de gran velocidad (viajeros y productos perecederos), cada una con sus tarifas máximas y especiales por separado. En el capítulo séptimo Boag retoma el asunto de intervención del Estado y especula sobre la estatalización y nacionalización de la red, una solución que, tal y como estaban las cosas, no sólo no la creía disparatada sino idónea. Concluye Boag (capítulo octavo) con una somera reflexión sobre la red portuguesa, a la que son extensibles –cree– prácticamente todos los rasgos de los ferrocarriles españoles, con la salvedad importante de que en este caso el Estado es dueño de buena parte de aquella, aunque haya cedido su explotación a la compañía de Ferrocarriles Portugueses.

La redacción del libro coincidió con un momento particularmente tormentoso de la vida política y social del país, cuando “las cosas estables en apariencia, cambian en horas” y las “predicciones se cumplen o fracasan antes de ser escritas”. En los cinco años y cuatro meses que van desde el “gobierno nacional” de Maura (22 de marzo de 1918), del que fue ministro de Fomento

Cambó, hasta el golpe militar de Primo de Rivera (13 de septiembre de 1923) se sucedieron doce gobiernos, numerosos cambios ministeriales (la cartera de Fomento cambió 15 veces) y tres elecciones generales a Cortes, con tres parlamentos diferentes. En semejante contexto, se hacía difícil la comprensión global de los acontecimientos y no parecía fácil esquivar el error. Todo parece indicar que terminó de redactar el texto entre finales 1919 y principios de 1920, pero como impresión se demoró hasta 1923, Boag añadió al capítulo séptimo una nota adicional, bastante confusa, donde recapitulaba lo sucedido en ese ajetreado interregno. Por fortuna, sin embargo, años más tarde y con motivo de XI Congreso de la Asociación Internacional de Ferrocarriles, que se iba a celebrar en Madrid en mayo de 1930, *The Railway Gazette* encargó Boag un número extraordinario dedicado a los ferrocarriles españoles<sup>21</sup>. El resultado fue un texto bilingüe de 116 páginas, ilustradas con algunos mapas, planos y diagramas y, sobre todo, espléndidas fotos. Aunque reprodujo, obviamente, muchos párrafos literales de *Railways of Spain*, centró su relato en los años de la Dictadura, y añadió como tema novedoso no contemplado antes la tracción eléctrica. La exposición que sigue se ha basado preferentemente en los capítulos primero, tercero y séptimo de *Railway of Spain* y en el mencionado folleto.

Debido a la Guerra Carlista, el escaso desarrollo económico y social del país, unas condiciones físicas adversas y un estado caótico de la Hacienda, la construcción de la red comenzó en España tarde. Boag elogió el *Informe Subercase* (1844) y calificó como “sabios ingenieros” a los tres integrantes (Juan Subercase, inspector general, Calixto Santa Cruz y José Subercase) de la comisión que lo elaboró. En este texto se pusieron las bases del futuro: ancho de vía uniforme para todo el país, estructura de la red nacional, declaración del sistema ferroviario como servicio público y opción por la cesión como forma de suministrarlo, fijación de tarifas máximas por el Gobierno para evitar abusos de las compañías y establecimiento de ayudas y garantías para ellas. La construcción y gestión corrían a cargo del sector privado mientras que el Estado se reservaba la regulación de la actividad ferroviaria. En no pocos aspectos, era, y así lo indica Boag, un trasunto del modelo mixto desarrollado previamente en Francia<sup>22</sup>.

Las subsiguientes leyes de ferrocarriles (1855 y 1877) no hicieron sino ahondar en el surco abierto por dicho Informe. El ritmo de construcción fue lento hasta el Bienio Progresista (1854-1856), pero se aceleró después de la promulgación de la Ley General de Ferrocarriles de 3 de junio de 1855, que conserva los principios del informe Subercase, distinguien-



F. 136. Unloading first wagon at Hornillo. *AGUILAS*, 13/VI/03

Descarga del primer vagón en El Hornillo. 1903



Estación de Baza

do entre las líneas de servicio particular y las de servicio general, consideradas estas de interés público. Entre esa fecha y la crisis general, iniciada en 1866, que vio paralizarse la actividad constructora, se conformó el tejido básico de la red, estableciéndose los grandes ejes radiales partiendo de Madrid. La actividad se reanudó, aunque a un ritmo más lento, a partir de 1875, y lo hizo ya bajo el signo de la concentración. En 1913 el tendido alcanzaba los 11.379 kilómetros de vía de ancho ibérico y 3524 kilómetros de red de ancho métrico.

Todo el proceso requirió una movilización de capital tan enorme que hubiera sido imposible lograrse sólo en los estrechos mercados financieros domésticos, demasiado modestos. Francia, a través de sucursales de sus grandes entidades financieras, fue el gran abastecedor de recursos financieros y, por derivación, también técnicos y humanos, en particular durante los primeros años. Cierto es que también acudieron los capitales belga (Central de Aragón) y británico (Ferrocarril de Tudela a Bilbao), pero, y así lo hace constar Boag, su cuantía no es en absoluto comparable a la aportación francesa<sup>23</sup>; en el caso británico la inversión se centró preferentemente en sociedades más interesadas en la actividad minera, más

que en servicio ferroviario propiamente dicho<sup>24</sup>. En 1913 el predominio del capital francés seguía siendo, en indicación de Boag, absoluto: las dos grandes, Norte y MZA, controlaban el 64 por cien de todo el tendido, y casi el 84 % si se incluyen la Compañía de Ferrocarriles Andaluces (Andaluces) y la Compañía de Ferrocarriles de Madrid a Cáceres y Portugal (MCP). Se creó un mercado segmentado espacialmente, controlado por estas cuatro, que actuarán como auténticos monopolios en sus áreas.

Semejante posición dominante la consiguieron a partir de un continuado proceso de fusión o absorción, según el caso, de sociedades pequeñas (integración horizontal), un proceso lógico dentro de las grandes empresas que tuvo su momento álgido con la adquisición del Ferrocarril de Almansa a Valencia (AVT) por parte de Norte (1889) y TBF por MZA (1898), si bien la red catalana conservó la autonomía de los servicios –un ejemplo de organización multidivisional aplaudida años después por Eduardo Maristany (1905)– excepto el de Material y Tracción<sup>25</sup>. Boag describe con detalle la estructura financiera y destaca el profundo desequilibrio entre el capital representado por el capital externo o préstamos respecto al capital propio, que muy pronto frustró las expectativas

de rentabilidad. En las tres mayores – Norte, MZA y Andaluces– las acciones sólo representaban entre un tercio y un cuarto de las obligaciones. Semejante deficiencia financiera, un pecado original que nunca consiguieron purgar, generó, como no podía ser de otro modo, costes financieros desorbitados. De ello –y en esto Boag se desvía de Cambó– fue responsable la política expansiva de esas empresas, pues, en su empeño por expandirse y evitar la competencia, se hicieron con líneas sobrecapitalizadas y con grandes deudas acumuladas. De ahí que, aunque aumentaran los ingresos corrientes por el incremento del kilometraje y de la facturación, y aunque permanecieran bajos y controlados los gastos de la explotación (ellos eran los responsables de que los coeficientes de explotación resultaran tan favorables), no mejoraron los beneficios. Este es uno de los puntos en los que más incidió Boag. Así las cosas, las compañías pagaron magros dividendos a los accionistas cuando no, impotentes, los suspendieron, como sucedió, por ejemplo, en los últimos años del siglo, al coincidir la crisis agraria con la de los cambios. Incapaces de ahorrar, a las ferroviarias españolas les resultaba muy difícil renovar –y modernizar– el material fijo y rodante como requería el tráfico creciente, particularmente tras la Gran

Guerra. Este era el problema estructural al que se refería Cambó y sobre el que insiste en el de continuo Boag.

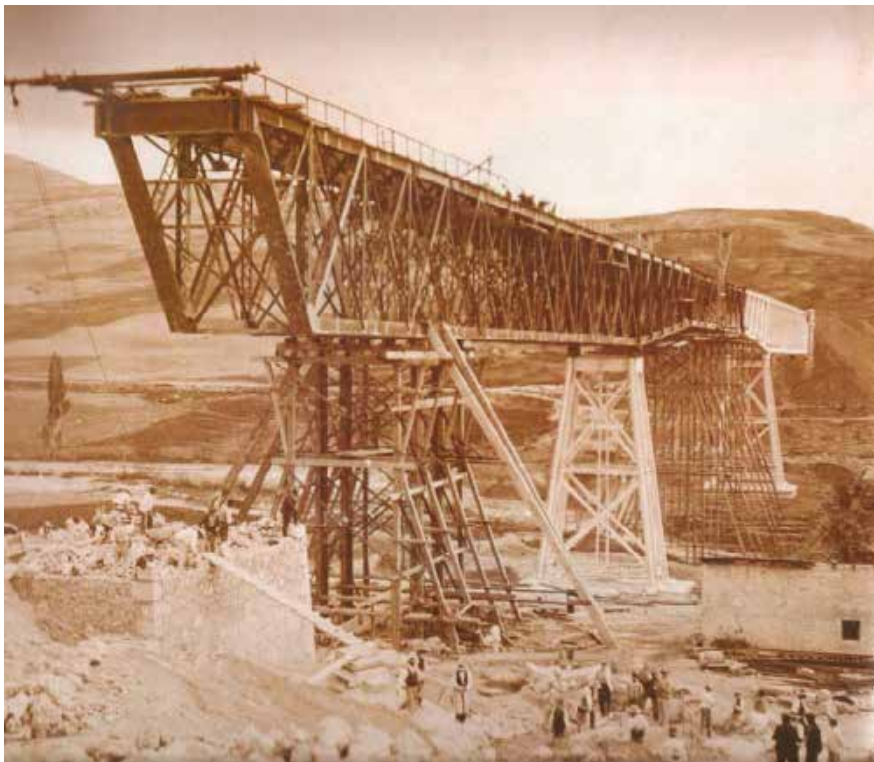
Pero no fueron las empresas las únicas responsables. También lo fue el Estado, que no se limitó a fijar las reglas del juego, sino que, con el sistema de ayudas, garantías y subvenciones, de un lado, y la fórmula concesional adoptada, del otro, influyeron en la captación y canalización de inversiones hacia el negocio ferroviario<sup>26</sup>. Las empresas recibirían dos tipos de subvenciones: una cantidad proporcional al presupuesto de la obra y otra que aseguraría un rendimiento al capital de las acciones desembolsado en tanto que no comenzase la explotación comercial. Para Boag, la subvención, cualquiera fuera la fórmula, no es sino un “espejismo creíble” que hizo que, para muchos especuladores, el negocio ferroviario residiese más en la propia construcción de la red que en la posterior rentabilidad de la explotación. Además, se incurrió en la falacia tan vituperada por Cambó de pensar que, tendida la red, no es necesario sostener la inversión, cuando la realidad demostraba todo lo contrario<sup>27</sup>. Eso, unido a que se veía la reversión más próxima,

contribuyó a la descapitalización. La Gran Guerra sólo supone un paso al frente.

Entre 1914 y 1918, los ingresos aumentaron, debido al incremento del tráfico y a la alteración de sus corrientes, pero aumentaron mucho más los costes de la explotación, lo que acabó con el que había sido hasta entonces uno de los principales supuestos en que se había basado el sistema ferroviario español: costes de explotación bajos y controlados, con coeficientes muy lisonjeros. El primero de los inputs que vio elevar su precio con la Guerra fue el carbón por el cese de las importaciones; el sucedáneo nacional es de peor calidad y más caro. También se dispararon los precios de las materias utilizadas en la explotación y los gastos de reparación. La red y el parque móvil se resintieron por la intensidad del uso y se multiplicaron los litigios contra las empresas, y en consecuencia, los gastos cuyos guarismos Boag comenta. Pero el componente más significativo de los costes de la explotación será, desde entonces, el gasto de personal. A las cuestiones de personal dedicó Boag el capítulo tercero entero.

Comienza haciendo referencia al diseño organizativo de las grandes compañías que era, naturalmente, el departamental francés<sup>28</sup>, integrado por el Consejo de Administración, bastante protocolario (Carón, 1997), y el Comité de Dirección, que era el que realmente ostentaba el poder ejecutivo de las empresas. Norte y MZA tuvieron tres comités, uno en París (el que ratificaba las decisiones de fondo), el otro en Madrid, y, desde fines del siglo XIX, un tercero en Barcelona; el segundo y tercero supeditados, claro es, al primero. Aparte de la Dirección General, cuando Boag escribió *Railways of Spain*, las grandes compañías disponían de varios “departamentos” o “servicios” pequeños, como Contabilidad y Caja, Intervención y Estadística, Contencioso, Sanitario, Comercial, Almacén y Eléctrico, y de tres grandes: Movimiento, Material Tracción y Vía y Obras. La dirección de estos, y por lo general también los puestos de mayor responsabilidad, recaía en ingenieros, que habían comenzado su carrera dentro de la Administración, en la propia Dirección de Obras Públicas o en las jefaturas provinciales dependientes de ella, sin llegar a desligarse de ella totalmente de ella, lo que daba lugar a frecuentes conflictos de intereses entre lo público y lo privado. Boag veía acertado que se contrataran únicamente a ingenieros en aquellas tareas donde los conocimientos técnicos eran una condición obligada, pero, dada su formación británica, no entendía que se les prefiriera también para otras más en consonancia con otro tipo de perfil como el servicio comercial.

El total de empleados de toda la red superaba en 1918 los 85.000. El guarismo lo recogió Boag de un artículo de Eduardo Maristany en *El Sol*. Norte y MZA se llevaban la parte del león de todo empleo ferroviario, seguidas a bastante distancia de Andaluces y MCP<sup>29</sup>. Que las empresas no tuvieron problemas a la hora de reclutar trabajadores era según Boag una prueba irrefutable del buen trato que estas les dispensaban. No dice nada, en cambio, sobre cómo se accedía a la profesión, pero sí indica que, una vez dentro, la promoción se regía por el principio de antigüedad. Incluso para los puestos de mayor responsabilidad, se prefería, siempre que fuera posible, el personal de la casa. Regía, pues, la lógica de lo



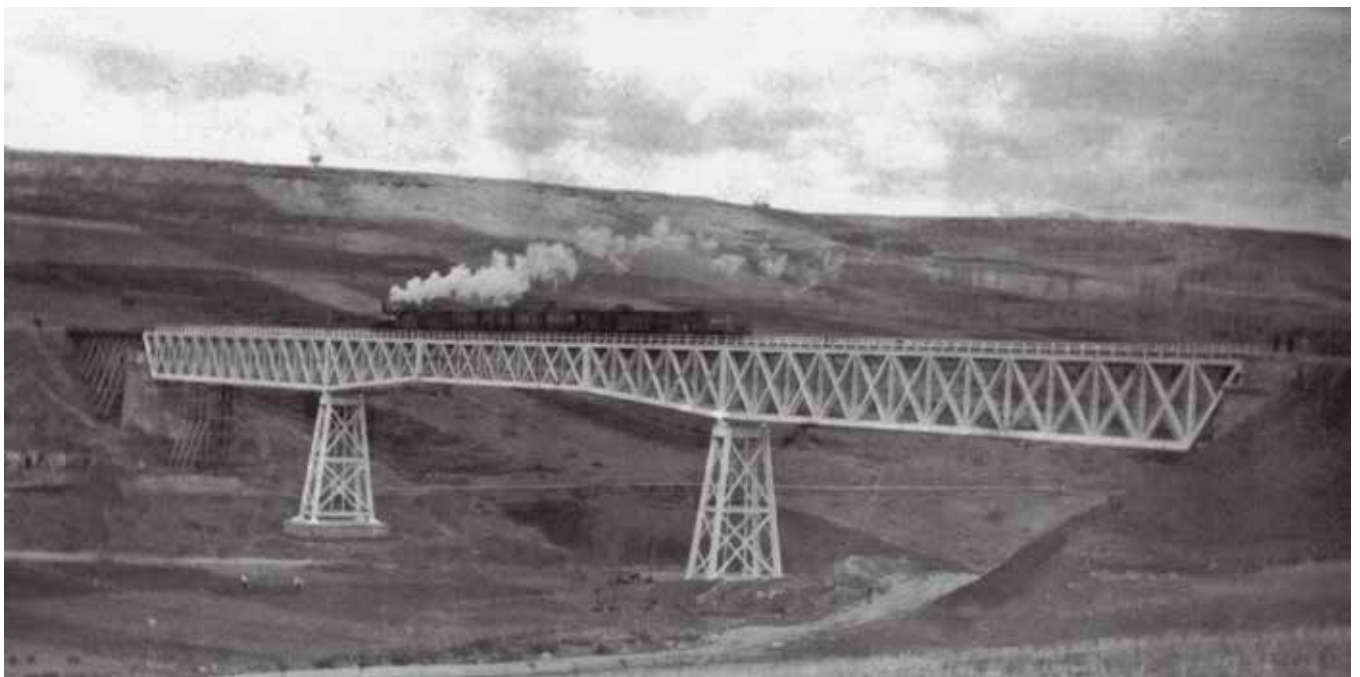
Lanzamiento del viaducto de Gor. 1906. Archivo de herederos de Gustavo Gillman

que hoy denominamos mercados internos. También destacaba Boag las ventajas especiales que disfrutaban los empleados ferroviarios (empleo fijo, billetes gratuitos, escuelas para los hijos de ferroviarios, gratificaciones, uniformes, economatos, alquiler de viviendas de las compañías, asistencia médico-sanitaria, pensiones, sin contribuciones). Lo que Boag no cuenta es que: 1º) el empleo temporal era aún muy importante; 2º) que muchas de las “prestaciones” eran concesiones muy recientes, conseguidas tras no pocos enfrentamientos con la dirección; 3º) que no todos los trabajadores de la misma empresa tenían derecho a ellas; y 4º) que no eran aún pocas empresas compañías donde no estaban reconocidas o su ejercicio era muy pobre.

A Boag le preocupaba de manera especial la conflictividad laboral. En algunas compañías –tal es el caso de Norte– la confrontación se había hecho crónica desde el conato de huelga general de octubre de 1912 y, sobre todo, tras el inicio de la espiral inflacionista de 1914. La información le viene de las publicaciones del Instituto de Reformas Sociales. Demandaban los ferroviarios compensaciones que atenuasen el creciente distanciamiento que se estaba produciendo entre el coste de la vida, en creciente alza, y el poder ad-

quisitivo de los salarios. Condujo los movimientos reivindicativos la sección sindical de Norte de la Federación Nacional de Ferroviario, un sindicato con el que Boag siempre se mostró muy crítico. Las discrepancias entre aquel y la empresa desembocaron en la huelga de los días 11 y 12 de julio de 1916, resuelta gracias a la decisión arbitral del mentado Instituto. El 10 de agosto aparecía el decreto que refrendaba el laudo dictado por su presidente Gumersindo de Azcárate, consistente en la concesión de una mejora salarial equivalente a una gratificación especial, la imposición a las empresas –esto era lo realmente significativo– del reconocimiento de las asociaciones y sindicatos libremente constituidos en los servicios públicos y la negociación como la vía adecuada para resolver los conflictos, un procedimiento del que ya había comentado Boag en 1913 que le parecía la vía más natural. Pero, como los precios siguieron trepando, arreciaron las protestas y exigencias de los trabajadores, desembocando en la polémica huelga de 1917, una huelga que consideró política y en la que sobraron los actos de sabotaje inducidos. Las compañías concedieron otras dos gratificaciones, una en 1917 y la otra en 1918. A estas alturas, las cuentas de las empresas presentaban un estado lamentable. Para los directivos, entre los que se encontraba

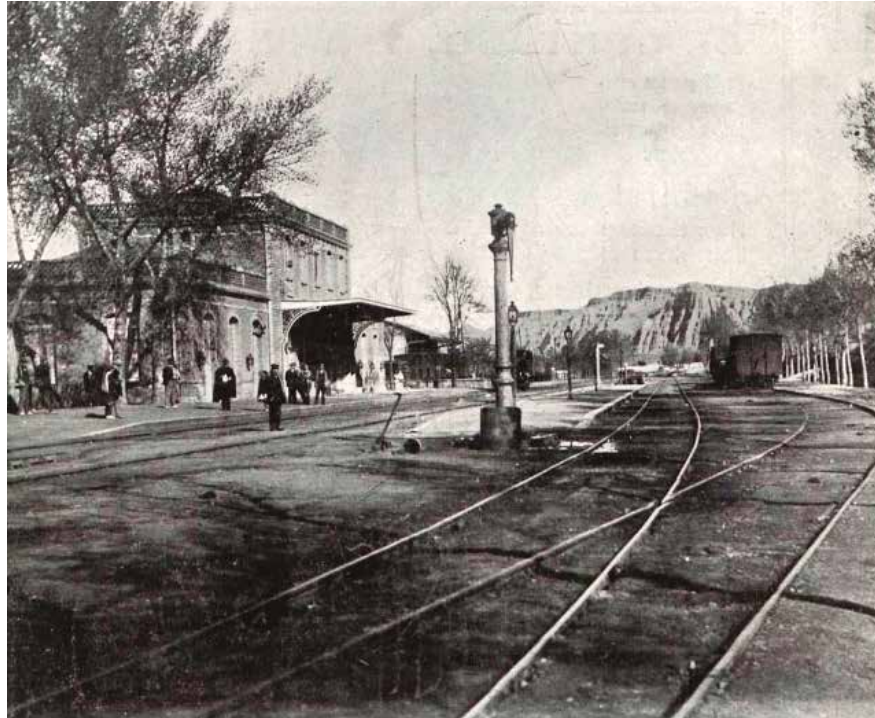
Boag, la solución coyuntural pasaba por reducir los costes de explotación y porque el Estado revisara al alza las tarifas, tema al que Boag dedicó todo el capítulo quinto. Argumentaban que, de no hacerse, las empresas no podrían renovar equipos e instalaciones ni retribuir dignamente al personal. El Estado se había reservado la competencia de fijar las “tarifas máximas” al objeto de que los consumidores no pagaran precios abusivos por el servicio. Que tratara de “proteger al público” frente al eventual abuso de las empresas, evitando así los fallos de mercado, no le parecía mal, aunque pensaba que con un sistema libre y competitivo los precios serían más bajos. Lo que sí consideraba, en cambio, una verdadera tropelía era que no se hubiesen revisado aún las tarifas legales cuando la ley facultaba a los gobiernos para hacerlo cada cinco años, sin tener que pasar por un Parlamento repleto de políticos corruptos y alicortos. Creía, al igual Cambó, que la desorganización y abandono” habían impedido en una cuestión tan fundamental. Y sostenía, con un criterio como mínimo discutible, que los gobiernos siempre habían situado del lado del consumidor y reprobaba de las cámaras de comercio, círculos mercantiles, asociación de ganaderos su continua presión sobre aquellos, utilizando argumentos capciosos, como quedó de manifiesto en la



Puente grande de Gor



## 4 La nacionalización de la red como solución



Estación Guadix. 1912. Archivo revista Adelante

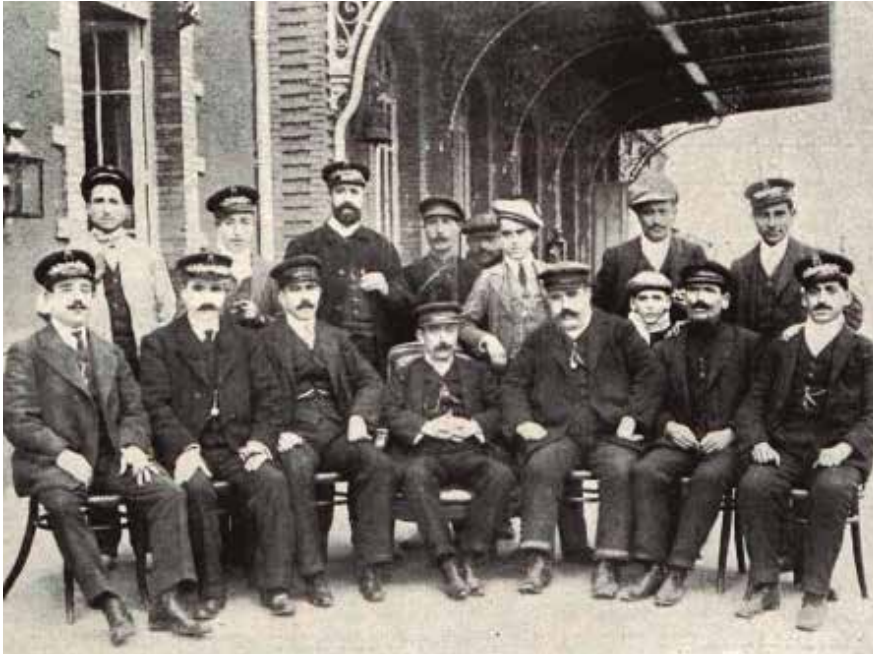
Conferencia Ferroviaria (1905)<sup>30</sup> y, más recientemente, en el Congreso Nacional de Economía (1917) y en la Asamblea Nacional Ferroviaria (1918).

Al fin, el 26 de diciembre de 1918, el ministro José Gómez Acebo, marqués de Cortina, en medio de una gran polémica, autorizó –Real Decreto de 16 de diciembre– un recargo máximo del 15 por cien sobre las tarifas, lo que permitirá a las ferroviarias conceder a sus trabajadores, con efectividad desde enero de 1919, una nueva gratificación y un plus extraordinario<sup>31</sup>. Fue una victoria pírrica, pronto empañada con la aprobación, en ese mismo año, de la jornada de ocho horas. Para hacer frente al incremento de los costes que su implantación requería, las compañías solicitaron del Gobierno un nuevo incremento tarifario, ahora del 35 por cien, a partir del 1 de enero de 1920. La petición fue favorablemente acogida por el Gobierno que presentó a las Cortes la ley que lo autorizaba el 30 de diciembre. La ocasión fue aprovechada enseguida por los trabajadores quienes, sobre la base del virtual recargo, exigieron de las empresas nuevos incrementos remunerativos, que estas aceptaron. Pero, como el proyecto de ley acabó encallando en el Congreso, donde según Boag no nun-

ca debió ir para no perderse en discusiones bizantinas y juegos de intereses cruzados, los trabajadores amenazaron con recurrir a la huelga en caso de no ser atendidas sus demandas, lo que acabarían haciendo el 23 de marzo de 1920<sup>32</sup>. Gobierno decidió (R.O. de 23 de marzo de 1920) anticipar a las compañías, con carácter reintegrable y sin interés, las cantidades a que ascendiera la nueva mejora de los haberes. El incremento final con respecto a 1913, sumados todos los conceptos, osciló entre un máximo del 115 por 100 y un mínimo de 60 por 100. Al fin, las rentas de los ferroviarios no solo se habían enderezado sino que, en términos reales, habían mejorado respecto del período prebélico. Meses después, en octubre de ese mismo año, el Estado concedió nuevos anticipos amortizables, en este caso con interés, para la adquisición de material móvil y de tracción. La contrapartida fue, claro está, una mayor injerencia del Estado. En estos momentos, el Estado español era ya –colegia Boag– uno de los más intervencionistas del mundo: ningún cambio en la red podía ser hecho sin el consentimiento de los ingenieros del Estado. De ahí a plantear abiertamente en el Parlamento sólo hay un corto trecho. De esto trata el penúltimo capítulo del libro.

Que el Real Decreto de diciembre de 1918 (subida del 15 por cien de las tarifas), obligara a las compañías a contabilizar aparte los ingresos debidos a este concepto, esto es, no computar como productos líquidos en caso de una futura reversión prueba, y así lo expone Boag, hasta qué punto se estaba extendiendo entre los políticos la idea de nacionalizadora como solución al problema ferroviario tras el efímero paso de Cambó por el Ministerio de Fomento<sup>33</sup>. En efecto, el político catalán, partidario de coordinar y armonizar el interés privado con el público, había sido el primero en comprender el problema en toda su dimensión y el único que idea una solución definitiva en su proyecto de ordenación ferroviaria. Proponía la nacionalización completa de la red de ancho ibérico, previo rescate de las compañías, a las que se cedía temporalmente el arriendo de la explotación. Sin embargo, el proyecto no llegó a ser presentado a las Cámaras, aunque se discutió en todos los foros.

Con independencia de la retórica a favor en contra de la estatización y nacionalización, dos hechos son ciertos a ojos de Boag: 1) en los momentos actuales (final de la Gran Guerra), las compañías, que se encuentran ahogadas económicamente, ofrecen un mal servicio y no se vislumbran perspectivas de mejora a corto, medio y largo plazo; 2) el Estado no dispone de los recursos financieros necesarios (esa debió ser la razón por la que Cambó no se atrevió a llevar su proyecto al Parlamento) y también carece del capital humano suficiente para emprender una nacionalización completa. De atravesar las arcas públicas por una situación menos caótica, el Estado –arguye Boag– podría emitir títulos de deuda pública y cambiarlos por acciones y bonos ferroviarios en manos de propietarios privados; es poco probable que los propietarios de acciones o de bonos se opusieran seriamente a un intercambio de sus valores ferroviarios por títulos del gobierno. Sí podía, entre tanto y como solución coyuntural, permitir a las compañías elevar el precio del transporte para así hacer frente a los gastos de explotación y



Personal estación Guadix. 1912- Archivo revista Adelante

financieros, ocupándose él de: 1) construir nuevas líneas y operarlas, 2) realizar o, en su defecto, subsidiar los procesos de electrificación, 3) establecer doble vía en los trayectos más concurridos, y 4) hacerse con las pequeñas líneas fracasadas, explotándolas por medio de un cuerpo de funcionarios, que podrían adiestrarse de cara al futuro o cederlas en “leasing” a la explotación de las grandes compañías.

En mayo de 1921, de la mano de La Cierva (“Proyecto de Ley sobre Transportes, Obras Públicas y Fomento de la Riqueza Nacional”), primero, y un año después, en 1922, de la de Maura, se presentaron dos nuevos proyectos de ordenación ferroviaria<sup>34</sup>. Ambos significaron un importante paso hacia adelante en la línea del pensamiento nacionalista del capitalismo español (Malo y Guillén, 2006). Del primero, al que Boag veía inviable, destaca: 1) la idea del establecimiento de un consorcio entre las compañías y el Estado (paso previo a la regresión), aquellas, representando a sus “elementos industriales”, suministran el capital, y este las cantidades transferidas en concepto de anticipos y las que en lo sucesivo requiera la construcción de nuevas líneas; y 2) la creación de un Consejo Superior de Ferrocarriles, un organismo intervencionista que dependería del ministerio

de Fomento para intervenir, fiscalizar y asesorar a los distintos gobiernos en la materia. Las tarifas deberían cubrir los gastos, cargas y pensiones más un dividendo fijo y una prima de buena gestión. Maura y Cambó se opusieron agríamente, y el proyecto fracasó<sup>35</sup>. Del segundo, finales del mismo años<sup>36</sup>, que tampoco consideró muy viable, Boag subraya: 1) el régimen de “comunidad” de bienes entre el Estado y las concesionarias, que era otra forma más desarrollada de denominar el consorcio; y 2) que el valor de la tarifa debía recoger el coste de la explotación y las cargas financieras y también una equitativa retribución del capital. Es difícil imaginar –ironiza Boag– cómo el Estado puede cumplir el doble papel de socio y guardián del interés público<sup>37</sup>. El proyecto de Ordenación Ferroviaria de Maura tampoco llegó a buen puerto, es decir, no se convirtió en ley. Entre tanto tiene lugar el golpe de Estado de Primo de Rivera del 13 de septiembre de 1923<sup>38</sup>, con el que se abre la puerta a una nueva etapa todavía más en la línea del nacionalismo e intervencionismo, que Boag describirá en *The Railway Gazette* y en el folleto de 1930.

La Dictadura promete solucionar sin dilación el problema y reactiva el Consejo Superior de Ferrocarriles, ahora denominado Consejo Superior Ferroviario<sup>39</sup>

como organismo consultivo al que se le otorgarán nuevas atribuciones en la línea de su homónimo francés. Su primera decisión consistió en abrir un período de información pública sobre el tema. El nuevo proyecto, que como Boag recuerda, no era otra cosa que una nueva edición del de Maura, acabó de redactarse a principios de de 1924 y se aprobó en julio de ese años, conociéndose como Estatuto Ferroviario<sup>40</sup>. De las tres posibles soluciones –estatificación, régimen de empresa privada y régimen de comunidad– el estatuto se decantó por la última. Preveía la constitución de un consorcio o coparticipación entre el Estado y aquellas compañías que voluntariamente aceptasen el convenio. Uno de los aspectos más importantes del nuevo régimen es la provisión de capital con garantía del Estado para mejoras y adquisición de capital, el único objetivo que la Dictadura cumplió satisfactoriamente. En la cuestión de las tarifas, estructuración de la red y unificación de material y contabilidad apenas se dio ningún paso adelante. En octubre de 1930, desaparecida ya la Dictadura, los redactores de *El Boletín* le preguntaron a Boag sobre lo que pensaba del futuro del ferrocarril español. Esta fue su respuesta: “El futuro de los ferrocarriles españoles, como en otras naciones, creo verlo con toda claridad, afirmando, que bien pronto han de pasar a posesión del Estado, anticipándose la reversión de las concesiones, sin que por este hecho sea más beneficiosa la explotación, por lo menos en algunos lustros, encargándose de ella una o varias grandes corporaciones”. Era una premonición que no tardó en convertirse en realidad.

## 5 A modo de epílogo

Creemos que se habrá comprendido el por qué de nuestra extrañeza ante el escaso, por no decir nulo, eco que tuvo en España *The Railways of Spain*, siendo así que se trata de uno de los escasos estudios con indudable rigor sobre el origen y funcionamiento de nuestro ferrocarril realizado por un autor extranjero. Es cierto que su autor, George L. Boag, era a la sazón director de un pequeño ferrocarril minero (Lorca-Baza-Águilas), con muy escasa proyección en el país, pero también lo

es que, en aquel momento, el directivo británico era corresponsal en España del prestigioso semanario británico *The Railway Gazette*, cuya editorial publicó la obra. Hemos de convenir en que, si el semanario decidió imprimir el libro es porque, frente al viejo tópico de que lo que sucedía en la atrasada aquí no importaba a nadie más allá de los Pirineos, había observado que las noticias de España interesaban a sus lectores, esparcidos por los cinco continentes. Recuérdese, por otro lado, que, años antes, en 1912, *The Railway Gazette* había publicado *Manual of Railway Statistics*, el otro trabajo, también breve, de Boag, que mereció los elogios de *Journal of the Royal Statistical Society*.

Cuando ve la luz *The Railways of Spain*, la situación (y futuro) del sector ferroviario era complicada en todo el mundo y muy preocupante en el caso español. El tema estaba siendo debatido en todos los foros de discusión importantes y, aunque existe coincidencia en el diagnóstico, las soluciones propugnadas son opuestas. Para Boag, como para Cambó, el problema no surgió durante la Gran Guerra, sino que deriva del modelo financiero elegido (endeudamiento externo) por las concesionarias, un error que no conseguirán corregir ni antes ni después de la conflagración, aunque sí lo agravarán las consecuencias de la conflagración, primero, la errática política estatal y el rígido sistema tarifario, después, y la crisis internacional de los años treinta y la inestabilidad política interior, por último. España acabará haciendo –fue otra de las intuiciones cumplidas de Boag– lo mismo que los demás países europeos, que no será otra cosa que, tras un progresivo aumento del intervencionismo estatal, la nacionalización de la red (Ley de Ordenación Ferroviaria, de 1941). ☎

## REFERENCIAS

- BALLESTEROS, Esmeralda y MARTÍNEZ VARA, Tomás (2001): “La evolución del empleo en el sector ferroviario español, 1893-1935”, en *Revista de Historia Económica*, 3, 636-678.
- BOAG, George L. (1912): *Manual of Railway Statistics*, London, *The Railway Gazette*.
- BOAG, George L. (1923): *The Railways of Spain*, London, *The Railway Gazette*.

- CAMBÓ, F. (Dir.) (1918-1921): Elementos para el estudio del problema ferroviario en España, Madrid, Gráficas Reunidas, 6 volúmenes.
- CARON, Francois (1997): *Histoire des chemins de fer en France*, París, Fayard.
- CLARK, George y FEENSTRA, Robert (2003): “*Technology in the Great Divergence*”, en Bordo, Michael D., Alan M. Taylor, and Jeffrey G. Williamson, eds. *Globalization in Historical Perspective*, Chicago, University of Chicago Press.
- CORDERO, Ramón y MENÉNDEZ, Fernando (1978): “El sistema ferroviario español”, en Miguel ARTOLA (Dirección): *Los ferrocarriles en España, 1844/1943*, 1, Madrid, Servicios de Estudios del Banco de España, pp. 163-338.
- DAMAS RICO, P. M. (1976): “Flores de Lemus y la Política Ferroviaria. El Proyecto de Ordenación Ferroviaria”, en *Hacienda Pública Española*, Nº 42/43, pp. 314-318.
- FENELON, Kevin Gerad (1934): *Economía Ferroviaria*, Revista de Derecho Privado, Madrid.
- GONZALEZ QUIJANO, Pedro M. (1917): “Los ferrocarriles españoles”, en *Revista de Obras Públicas*, 66, tomo I (2262), pp. 103-108 y (2263), pp. 113-117.
- GRIS MARTÍNEZ, Joaquín (2005): *Ferrovianos de la línea Lorca a Baza y Águilas*, Murcia, Asociación Cultural de Amigos del Ferrocarril “El Labradorcico”
- HIGGIN, George (1886): *Commercial and Industrial Spain*, London, *Effingham Wilson*.
- JIMENEZ ONTIVEROS, F. (1940): *Estudios económicos. Transportes por ferrocarril. Principios fundamentales de economía industrial. Política y economía ferroviaria. Coordinación de transportes. Revisión de tarifas*, Madrid, s.e.
- KEEFER, Philip (1996): “*Protection Against a Capricious State: French Investment and Spanish Railroads, 1845-1875*”, en *Journal of Economic History*, Vol. 56, N. 1, pp. 169-187.
- MALO, José Luis y PÉREZ CALLE, Begoña (2016): “Los debates en torno al ferrocarril en España anteriores a la creación de RENFE: el camino hacia el monopolio de Estado”, en *Iberian Journal of the History of Economic Thought*, Vol. 3, Núm. 1, pp. 1-16
- MARISTANY, Eduardo (1905): *Impresiones de un viaje por los Estados Unidos*, Barcelona, Imprenta de Henrich y Cía.
- MARISTANY, Eduardo (1905-1908): *La Conferencia Ferroviaria de 1905. Estudios económicos sobre la explotación comercial*

de los ferrocarriles españoles, Barcelona, Henrich y Cía.

- MARTÍNEZ VARA, Tomás y COBOS ARTEAGA, Francisco (2007): “Lenguaje y realidad: la intervención de la contabilidad de los ferrocarriles por Parte de la Dictadura de Primo de Rivera”, en *Revista de la Historia de la Economía y de la Empresa*, 1, 319-340.
- MARTÍNEZ VARA, Tomás y COBOS ARTEAGA, Francisco (2009): “Una mirada al pasado de la literatura ferroviaria: Notas críticas sobre los textos anteriores a la nacionalización”, en *Biblio 3W. Revista Bibliográfica de Geografía y Ciencias Sociales*, vol. XIV, nº 834.
- NORTE y MZA (1932): *El problema ferroviario. Estudios realizados y medidas legislativas adoptadas en España para intentar su resolución, 1918-1932*, Madrid.
- PLATT, D.C.M. (1983): “Las finanzas extranjeras en España, 1820-1870”, (1), en *Revista de Historia Económica*, 1, pp. 120-150.
- PLAZA PLAZA, Antonio (2012): *El sindicalismo ferroviario en España: de las sociedades mutualistas a los sindicatos de industria (1870-1936)*, Madrid, Fundación de los Ferrocarriles Españoles.
- SIDDALL, William. R (1963): “*Railroad Gauges and Spatial Interaction*”, en *The Geographical Review*, Vol. LIX, N. 1, pp. 29-5.
- TEDDE DE LORCA, Pedro (1978), “Las compañías ferroviarias en España”, en ARTOLA (dir.) (1978) *Los ferrocarriles en España, 1844-1943*, Madrid, Banco de España, Vol. 2. pp. 13-355.
- VIDAL OLIVARES, Javier (1999): “La estructura de la propiedad, de la organización y la gestión de una gran empresa ferroviaria: la Compañía de los Caminos de Hierro del Norte de España, 1858-1936”, *Revista de Historia Económica*, XVII, Nº 3, pp. 623-662.
- VILLIAUMÉ, Nicolas (1861): *De l'Espagne et ses chemins de fer*, París, *Carnier Frères Librairies Editeurs*.

## NOTAS

(1) *De l'Espagne et ses chemins de fer*, del publicista e historiador francés Nicolas Villiaumé (1861) es otro caso bien representativo. Se trata de la primera obra extranjera referida específicamente al sector en España.

(2) *Great Southern of Spain Company* era una compañía británica, constituida en Londres el 20 de octubre de 1885. Consiguieron las líneas Lorca-Granada y Lorca al puerto de Águilas.

(3) En 1912 *The Railway Gazette News* editó este breve manual de estadística ferroviaria, el único trabajo de Boag no referido a las cuestiones ferroviarias de nuestro país. Recibió no pocos elogios, entre los que destaca una extensa reseña aparecida en *Journal of the Royal Statistical Society* y firmada por W. M.A (Vol. 76, No. 1, pp. 117-119). Obviamente, también se hizo eco de la publicación *The Railway Gazette* (30 de agosto de 1912, p. 237) con un amplio comentario sin rúbrica. Boag acaba la obra recordando cosas tan sensatas como que disponer de la información estadística adecuada es una conditio sine qua non a la hora de tomar la solución oportuna. Los fallos que son obvios, concluía, se notan enseguida y se pueden enmendar sobre la marcha, pero no sucede lo mismo cuando existe dejadez o desconocimiento de la unidad estadística pertinente.

(4) Hasta no hace mucho, las únicas referencias de interés general en castellano existentes eran una nota a pie de página de Ramón Cordero y Fernando Menéndez (1978: 1, 183) a propósito de la estructura de la red, y dos menciones de D. Christopher Platt (1983: 125 y 130) en relación con la financiación de la red. Afortunadamente las cosas han comenzado a cambiar desde que, en 2009, quienes esto escriben publicaran un extenso artículo sobre la evolución de la literatura no técnica sobre el ferrocarril español en la época de las compañías privadas. En él, la obra de Boag ocupaba ya un lugar destacado (Martínez Vara y De los Cobos Arteaga, 2009).

(5) En *Railways of Spain* basó W. R. William R. Siddall la descripción del origen y ancho de vía en España que realizó en 1963 dentro de su excelente trabajo "*Railroad Gauges and Spatial Interaction*", publicado en *The Geographical Review* (Siddall, 1963). También P. Keefer se refirió al libro de Boag en su artículo "*Protection Against a Capricious State: French Investment and Spanish Railroads, 1845-1875*", aparecido en 1996 en *The Journal of Economic History* en 1996 (Keefer, 1996). Recientemente, para sus cálculos sobre la productividad del trabajo en varios países a principios del siglo XX, G. Clark y R. Feenstra se han valido en parte de la información estadística proporcionada por Boag en *Manual of Railway Statistic* (Clark y R. Feenstra, 2003: 299, Tabla 5).

(6) El Boletín, "Figuras Ferroviarias", octubre de 1930, pp. 110-112. Más tarde se volverá sobre esta publicación.

(7) Las compañías británicas organizaban a su personal cursos de enseñanza de conducción y conservación de locomotoras, contabilidad y otras materias. Quien lo deseara encontraría facilidades para cursar estudios superiores (Fenelón, 1932).

(8) *The Great Southern of Spain Railways Company Limited* tenía su sede social en Londres y allí se reunía el Consejo de Administración. Cuando llegó Boag a España LBA explotaba 133 kilómetros de la línea Lorca-Baza (antigua concesión del ferrocarril Murcia a Granada) más 33 kilómetros correspondientes al ramal de Diputación de Almedricos al Puerto de Águilas. La actividad fundamental de LBA entre 1909 y 1932. El nombramiento de Boag coincidió con uno de los escasos momentos dulces, debido al aumento de tonelaje del mineral de hierro y a la absorción del Hornillo por *The Southern*. Cuando Boag se jubila, en febrero de 1936, la situación del ferrocarril era desastrosa. Desde 1931 los saldos de las cuentas de explotación arrojaban saldos negativos (Gris Martínez, 2005).

(9) El Boletín, *The Great Southern of Spain Railway Magazine* (El Boletín) apareció en enero de 1917. Se trataba de una publicación mensual, que buscaba combinar la información puntual de la compañía y su entorno con las noticias de índole nacional. La revista cerró en diciembre de 1933. A través de sus páginas Boag trató de transmitir el perfil de hombre mesurado y discreto, a veces duro, aunque siempre afable y tolerante, e incluso paternal, si la ocasión lo requería.

(10) *The Railway Gazette*, 20 de septiembre de 1912

(11) *Bulletin of the International Railway Congress Association: "The Spanish Railway Strike. And After"*, Vol. XXVII, Nº. 2, Febrero, pp. 103-109.

(12) La Unión Ferroviaria nació, como revista y como sindicato de rama de la U.G.T, en junio de 1909 integrándose en la Federación Internacional de los Obreros del Transporte. Ver Plaza (2012: 130-135).

(13) Cuando Canalejas asumió el liderazgo del Partido Liberal comenzó a cambiar sus postulados no intervencionistas en materia laboral; su inflexibilidad tuvo que ver, desde luego, con la consideración del sector como servicio público fundamental. La actitud de Canalejas fue bien recibida entre los directivos de las grandes compañías.

(14) El Gobierno seguía los modelos de Francia e Italia, excepto en lo relativo al arbitraje, que se inspiraba en el de Gran Bretaña.

(15) *The Railways Gazette*, 15 y 22 de junio, de 1923, p. 873 y 909..

(16) GCH, 20 de junio de 1923 (Sección: Bibliografía).

(17) El Boletín, junio de 1923, pp. 62-63.

(18) Reproducido en El Boletín, agosto de 1923, p. 86.

(19) Si se adoptó el ancho ibérico no fue por exigencias de los militares, como a veces se dice, sino porque así lo aconsejaban los autores de *informe Subercase*, del que fue ferviente admirador. Por otro lado, creía que la estructura radial de la red era la que mejor se ajustaba a los flujos del tráfico pues en la periferia se encontraban los mayores núcleos urbanos.

(20) En Gran Bretaña, la *Railway Clearing House* tenía por objeto facilitar el envío de coches y vagones de una red a otra y proporcionar un método para el reparto de tarifas combinadas. Era un organismo que debía "regular los complicados créditos y débitos que se originaba en el tráfico combinado" (Fenelón, 1934: 110-111). Lo que sí hubo en España fue un sistema de convenios entre compañías para los transbordos y la circulación de material móvil que merecería una investigación a fondo.

(21) *The Railway Gazette*, 28 de abril de 1930. En la misma fecha y con el mismo objetivo publicó ROP (número 2548) otro folleto no menos extenso e interesante, titulado "Los ferrocarriles de España", elaborado por el Comité del propio Congreso.

(22) Allí la construcción del ferrocarril a gran escala se realizó mediante un sistema de concesiones y de ventajas financieras para las compañías. Se produjo un reparto de papeles entre la iniciativa pública y la privada. El gobierno decidía la estructura de la red, haciéndose cargo de la adquisición de terrenos y de las infraestructuras, mientras que las empresas respondían del material móvil, personal y organización del servicio. La garantía de interés fue la fórmula de ayuda estatal más socorrida. Ver Caron (1997).

(23) Las dos ferroviarias más importantes formadas en España tras la Ley General de Ferrocarriles de 1855 fueron MZA (1857) y Nortw (1858), estaban participadas mayoritariamente por inversiones francesas: la primera por el grupo de empresas Morny-Rothschild, de París, y la segunda por el consorcio Péreire. En ambos casos a través de sus entidades filiales en España: la Sociedad Española Mercantil e Industrial y la Sociedad General del Crédito Mobiliario Español. Más tarde se le unió Andaluces (1869), de los banqueros también galos Prost-Guilhou. En cualquier caso, las diferentes financiaciones se realizaron mediante la emisión de obligaciones que permitían general ingentes recursos sin perder el control de las empresas creadas. Según Boag, a principios del siglo XX, la mitad del capital de las tres compañías mencionadas era aún de origen francés (capítulo I). Para la financiación de las compañías ferroviarias ver Tedde (1978: 2, 29-46). Por lo que se refiere a los cuadros directivos, lamentaba

la "plaga" de franceses" ocupando sin merecerlo puestos de responsabilidad.

(24) Boag hace suyas las dos explicaciones del ingeniero británico George Higgin (1886) sobre por qué no se invirtió más capital británico: 1ª) el cierre de la bolsa de Londres a las empresas españolas y 2ª) el sistema de subvenciones, que no gustó a los financieros de la City. Los capitalistas ingleses exigían garantías de intereses, mientras que el Gobierno español consideró preferible un compromiso fijo antes que una deuda cuyo alcance le resultaba desconocido. La aversión a los títulos españoles en el mercado londinense fue recogida por *The Economist* en su edición del 24 abril 1869. Aún perduraban, sin duda, los efectos de la desfavorable «conversión» de la Deuda Nacional de 1851, realizada por de Bravo Murillo. El capital y la acción británica en los ferrocarriles brillaron por su ausencia (Platt, 1983).

(25) La ferroviaria de los Rothschild adoptó, en el caso de TBF, el criterio de las compañías americanas de mantener la identidad de la compañía absorbida. Llevaba balances independientes, excepto en el caso del Servicio de Material y Tracción y en la Contabilidad Central, proponía las tarifas en su ámbito y administraba los fondos, las acciones y obligaciones de la extinta.

(26) Que el sistema de concesiones por 99 años con subvenciones no resultó beneficioso para el país lo demuestra, razona Boag, la existencia del problema ferroviario.

(27) Las propias empresas acabarán reconociendo al final el error (Norte y MZA, 1932: 15).

(28) El sistema departamental es una forma centralizada de organización; los diversos agentes están especializados en los trabajos de su departamento. El principio de especialización inherente a este sistema –dice Fenelon (1934)– es bueno, pero tiene el peligro de que la centralización pueda ser excesiva y los empleados acaben con una responsabilidad muy limitada. Para este asunto ver Vidal (1999).

(29) Las cifras ofrecidas por Boag son creíbles, excepto la de Norte, que representaba unos 30 mil trabajadores (Ballesteros y Martínez Vara, 2001).

(30) Presionado por la opinión pública, que pedía una reducción del precio del transporte de los bienes de consumo al considerar que las compañías obtenían beneficios extraordinarios, el Gobierno, a fin de encontrar soluciones, decide en 1905 llevar a cabo una consulta a los agentes y organismos implicados, para lo que convocó una conferencia ferroviaria a celebrar ese año. La propuesta de

Maristany acabará convirtiéndose en su famosa obra en seis volúmenes La Conferencia Ferroviaria de 1905 (Maristany, 1906), una de las fuentes que utiliza Boag.

(31) Los razonamientos de Boag sobre las tarifas no diferían, en lo sustancial, de los de José Ceballos Teresi, Rogelio Madariaga o Andrade, entre otros.

(32) Martínez Vara y De los Cobos Arteaga (2007). La huelga solo duró un día, pero se vio envuelta en una fuerte polémica que salpicó a todos: protagonistas, sindicatos, medios de comunicación y Parlamento. La redacción de El Boletín hubo de salir al paso, en una excusación delatadora: "ninguno pudo advertir en el Director de la Compañía deseos de huelga ni, menos aún, ser coaccionado para que abandonase el trabajo". El paro había sido general en LBA. En cualquier caso, fuera inducida, o simplemente consentida, la huelga –añadía la redacción– tuvo "la virtud de hacer que nuestros gobernantes fijen su atención en el problema ferroviario, y adviertan que su solución es inaplazable". El anticipo, concluía, "sólo es un compás de espera" (El Boletín, marzo de 1920, pp. 30.33). A LBA le correspondieron por este concepto la nada despreciable suma de 56.000 ptas. Sin embargo, la situación de las cuentas de LBA era tan lamentable que el mismo Boag reconocerá, dos meses después, que de seguir así las cosas, "llegará un día que no podrá continuar" (El Boletín, "El aumento de tarifas y de sueldos", mayo de 1920).

(33) Dos meses antes de acceder Cambó al Ministerio de Fomento, en enero 1918, se celebró la Asamblea Nacional de Ferrocarriles. En la primera de las seis secciones, dedicada a "Cuestiones Generales de Política Ferroviaria", se oyeron voces de notables políticos (Fermín Calbetón, Vizconde de Eza, ...) a favor de incrementar la intervención del Estado, llegando a propugnar en algún caso una estatificación y gradual nacionalización del servicio. También en la sección quinta, dedicada a "Cuestiones técnicas", se habló de la nacionalización (J. M<sup>a</sup> Zumalacárregui, F. Averly...). La situación se reproduciría, un año después, en 1919, en el Primer Congreso Nacional de Ingeniería.

(34) Ambos se pueden ver en Norte y MZA (1932). El proyecto de ley Argüelles presentado al Senado el 4 de abril de 1922 simplemente reproduce el de Maura.

(35) Para Cambó, el proyecto de La Cierva no aportaba ninguna de las ventajas, aunque sí contenía todos los inconvenientes de los "sistemas-tipo que regían en el mundo". Sobre el debate, ver Norte y MZA (1932: 30-33).

(36) Tras el fracaso de Annual se formó un nuevo gobierno de concentración nacional, presidido por Maura, y del que,

paradójicamente, formaron parte Cambó y La Cierva. Maura encargó al prestigioso economista A. Flores de Lemus la elaboración de un proyecto alternativo (Damas Rico, 1976).

(37) A Estado le ocurriría como al guarda de Lestiboudois, en la obra Madame Bovary de Gustave Flaubert, que hacía las veces de enterrador y sacristán. Sacaba beneficio doble de los muertos del pueblo: enterrando y sembrando patatas en el espacio del huerto que aún le queda libre. Ante una epidemia, el guarda no sabía si alegrarse por el aumento de número de fallecimientos o sentirlo por la reducción del espacio cultivable.

(38) Había terminado el capítulo primero con esta consideración premonitrice: "*The system of subventions, as already described, has proved a failure, and the country now awaits a Messiah who will raise the railway problem, aggravated a hundredfold by the effects of the war, out of present apparently unsolvable position*" (Boag, 1923: 18).

(39) *The Railways Gazette*, 8 de febrero de 1924, p. 160; 18 de abril de 1924.

(40) *The Railways Gazette*, 5 de septiembre de 1924 ("*The New Spanish Law*") de 1924, pp. 306-307. Una visión desde las grandes empresas: Norte y MZA (1932 y 1934)

## IMÁGENES

Las imágenes del artículo (salvo las dos portadas de los libros) están extraídas del fondo de Juan Peris [www.spanishrailway.com](http://www.spanishrailway.com)

# El puente levadizo de San Juan de Aznalfarache

en Sevilla



MARCOS  
**Pacheco**

Graduado en Historia por la  
Universidad de Sevilla

## RESUMEN

El siguiente artículo pretende aportar algunos datos sobre esta desconocida obra de infraestructura hispalense que ha pasado muy desapercibida entre la historiografía y los propios locales. Como su anterior en similitudes y tiempo, el de Alfonso XIII (1926), se concibió dentro de un plan de mejoras del puerto de Sevilla (Brackenbury). Estrechamente ligado a una navegación menor por el meandro de Los Gordales o hasta Córdoba, en estudio, su cualidad levadiza dejó muy pronto de ser útil para pasar a un segundo plano. Ha sido durante décadas la única conexión por el sur de Aljarafe con la capital, manteniendo ahora esa cualidad de una manera discreta.

## PALABRAS CLAVE

Puente, levadizo, San Juan de Aznalfarache, Puerto de Sevilla

## ABSTRACT

*The following article aims to shed some light on this little known work of Sevillian infrastructure that has passed unnoticed by historians and the local population alike. This bridge, in parallel to an earlier bridge, that of Alfonso XIII (1926), formed part of an improvement plan for the port of Seville (Brackenbury). The bridge was largely associated with small boat navigation on the Los Gordales meander or towards Cordoba, and its capacity as a bascule bridge soon became obsolete and the bridge fell into disuse. For decades the bridge served as the only point of connection from the south of Aljarafe to the capital and it unobtrusively performs this purpose to this very day.*

## KEYWORDS

*Bridge, bascule, San Juan de Aznalfarache, Port of Seville*



# 1

## Los antecedentes

En la Memoria para el concurso de los cinco proyectos indicados del Plan Brackenbury<sup>1</sup> dice:

La carretera de Sevilla a Puebla del Río sirve a toda la zona de la margen derecha del Guadalquivir, al sur de Sevilla, en la que se encuentra S. Juan de Aznalfarache, de carácter eminentemente industrial, casi una prolongación de Triana y zonas agrícolas de gran extensión.

Para el restablecimiento de esta importante vía, interrumpida por la excavación del nuevo cauce del Guadalquivir (corta de la vega de Triana), el proyecto inicialmente contemplaba la construcción en el extremo sur de dicho canal un puente-transbordador. Sin embargo, aunque esta solución satisfacía al tráfico marítimo, resultaba precaria para el terrestre, por lo que:

*...para procurar coordinar ambos intereses se proyecta construir, en sustitución del transbordador, un puente metálico con rasante superior al nivel de*

*máximas avenidas y dotado de un tramo movable, de amplitud suficiente para que puedan circular bajo él los buques de mediano porte que se prevé han de navegar el nuevo cauce. El puente metálico estará unido por viaducto de hormigón armado, en la zona libre de avenidas, de una y otra margen. Para ello y como se hizo con el puente de Alfonso XIII, es preferible convocar un concurso de proyecto y ejecución para elegir la solución más conveniente<sup>2</sup>.*

En el Pliego de Condiciones de esta participación se recogían las apreciaciones técnicas a que debían sujetarse las soluciones, como eran:

- Cota de 9,50 m para la rasante inferior del puente, así como la 11,0 máxima para el pavimento de rodadura.
- Gálibos de 5 m para el viaducto y 6 m de anchura mínima para la calzada, la cual incluía las vías para el tranvía, mientras que para el tramo movable la luz mínima y la altura libre se limitaba a 25 m y 35 m respectivamente.

Resumiendo, para restituir la carretera Sevilla-La Puebla del Río se proyectó un puente mixto con una estructura metáli-

ca que salvaba el cauce con un tablero levadizo acompañado de dos viaductos de hormigón armado en los accesos para dar salida a las inundaciones de la vega durante las avenidas. Aunque en el plan se incluían ambas estructuras de manera independiente (Proyectos nº 4 y 5), se licitaron en un mismo concurso bajo la dirección de la administración portuaria y ejecutadas por la empresa contratista.

# 2

## El proyecto

### PLANTA

Por la parte de Sevilla el porte del puente está formado por una alineación recta seguida de una curva con 180 m de radio, teniendo una longitud total de 540 m, que a su vez queda enlazada con la estructura metálica de 181,60 m. Por el lado opuesto, el viaducto empalma con otro arco de 180 m hasta la entrada de San Juan, teniendo una extensión de 270 m. La distancia completa, 810 m, se consideró suficiente para el desagüe de la vega cuando el Guadalquivir se desbordase.



Este conjunto, viaducto y puente metálico, posibilita el acceso a la capital bien por el puente de Alfonso XIII o por el de San Telmo<sup>3</sup>, mientras que por el otro lado a la localidad sanjuanera y demás pueblos ribereños.

## ALZADO

El tramo metálico tenía cuatro vanos; dos de ellos –lado San Juan- de 30 y 30,40 m, mientras que los restantes de 60,80 y 60,40 m de largo respectivamente. Sin embargo, solo el segundo de los dos primeros era practicable para el paso de buques. Los viaductos se componían de techos de hormigón armado con juntas de dilatación espaciadas a 54 m. Cada parte constaba de cuatro pórticos de 16 m de luz y dos voladizos de 3. La sección transversal, en ambos casos, tenía 8 m de ancho entre estructuras contiguas; 6 de ellos corresponden a la calzada y el resto a dos aceras de 1 m. En las partes metálicas la altura libre era de 5 m. Para el pavimento de la calzada se escogió el adoquín de Gerena, de la zona, incluyéndose dos vías métricas para el tranvía.

## ESTRUCTURA

El tramo que salvaba el cauce del río estaba compuesto por una armadura metálica en celosía de perfiles de acero con uniones roblonadas análoga a la del puente de Alfonso XIII, anteriormente tratado por nosotros en esta revista<sup>4</sup>.

En cuanto a la cimentación de los pilares, se hizo con cajones hincados con aire comprimido<sup>5</sup>. En los viaductos la sustentación se proyectó con pilotes de hormigón armado, dos por cada apoyo,

de 40 x 40 cm los centrales y 45 x 30 los extremos, encepados en ambos casos por una base en la que se apoyan los estribos.

## 3 La ejecución

El concurso para la licitación del puente se anunció en La Gaceta del 19 de septiembre de 1928. Por Real Orden de 26 de julio de 1929 las obras se adjudicaron a la Sociedad “Vías y Riegos, S.A.”. Tenía los siguientes importes y plazos:

- Tramo metálico: 2.458.141,37 ptas / 2 años.
- Viaducto: 1.731.324,98 ptas / 2 años.

El 20 de noviembre de 1929 el gobernador civil solicitó del director de la Junta de Obras del Puerto un informe sobre una petición de los alcaldes de La Puebla del Río y otros pueblos ribereños para que se incluyera una vía férrea de ancho normal por el puente. El director comunicó que, aun considerando conveniente la petición, pues mejoraba las comunicaciones, planteaba dos importantes dificultades: las fuertes pendientes para llegar a la cota 11 desde la 6 y la complicación de la explotación para simultanear el tráfico ferroviario y carretero a lo largo de más de 1 km de viaducto.

Desechada pues esta propuesta, las obras se ejecutaron de acuerdo con el proyecto aprobado y se iniciaron oficialmente el 2 de diciembre de 1929. En marzo se extendió la primera certificación de obra. En agosto del mismo año

la dirección de las obras y el contratista firmaron la primera acta de fundación del estribo derecho del tramo metálico, estableciendo la cota de cimentación y detallando las capas de los distintos terrenos atravesados por la excavación. Certificaciones análogas se firmaron en febrero y marzo de 1931 y mayo de 1932 correspondientes a las restantes pilas.

Los tramos metálicos fueron construidos por la “Maquinista Marítima y Terrestre” en sus talleres de Barcelona, facultando la Dirección General de Puertos a la Junta de Obras de Sevilla para que de la inspección de la construcción se encargara don Carlos Valmaña, ingeniero de caminos afecto a la Confederación Hidrográfica del Ebro. A medida que las estructuras de acero se terminaban, se transportaban por barco hasta Sevilla.

Por dificultades en las cimentaciones, el contratista solicitó y obtuvo dos prórrogas de 9 y 6 meses, con lo que la fecha oficial de inauguración se trasladó hasta el 2 de marzo de 1933. En mayo y diciembre del mismo año tuvieron lugar las recepciones provisionales, precedidas de las respectivas pruebas de carga y funcionamiento.

Finalmente, el 31 de mayo de 1934 la Dirección General de Puertos aprobó la liquidación de las obras con el siguiente texto:

*...considerando que dichas modificaciones han producido en el Presupuesto contratado una economía de 5.230.49 pta. se aprueba por un saldo a favor del contratista de 43.226.82 pts. y un importe de la obra ejecutada de 1.726.094 pta.*



Obra de complejidad, tanto por las cimentaciones por cajones como por la construcción en hormigón armado, material que por esa época empezaba a usarse<sup>6</sup>, se terminó sin modificación alguna y con reducción, aunque sea simbólica, del presupuesto contratado; toda una demostración del rigor con que actuaban nuestros antepasados.

# 4

## Explotación y conservación

Concluida la infraestructura y recibida oficialmente, se puso en servicio a primeros de 1934. Sin embargo, hasta que en abril de 1935 los representantes de la Comisaría del Estado en los FF.CC. y las direcciones de la Junta y del contratista reconocieron las vías y tendidos de los cables de tracción eléctrica, no se dio paso por él al tranvía.

Por lo que al tráfico por carretera se refiere, durante décadas el nuevo puente constituyó la principal conexión entre Sevilla y San Juan de Aznalfarache y demás pueblos de la margen derecha del Guadalquivir. En 1981 entró en servicio otro puente, el Juan Carlos I, situado aguas arriba y bastante próximo, que contribuyó a mejorar la comunicación referida restándole tráfico al primero. Con la construcción del Reina Sofía (1991), la ejecución del circuito SE-30 y la reordenación viaria Sevilla-Aljarafe, el puente de San Juan de Aznalfarache perdió casi totalmente su utilidad.

Del tráfico fluvial mejor no hablar, pues apenas requirió la apertura del tramo móvil. En 1931 el cargadero de pirata de las Minas de Aznalcóllar, situado en el cercano meandro de Los Gordales<sup>7</sup>, fue trasladado aguas debajo de nuestro puente. Por otra parte, el muro de defensa de la

ciudad atravesó el cauce de este brazo, impidiendo con ello el acceso a los antiguos muelles. Para colmo, la ejecución de los ya citados puentes Juan Carlos I y Reina Sofía, sumado a los otros que con posterioridad se situaron en la zona de La Cartuja<sup>8</sup>, no se plantearon con la posibilidad del paso de buques de mediano porte. Su función basculante guardaba relación con los estudios que, en el momento de su gestación, se estaban realizando para hacer navegable el Guadalquivir hasta Córdoba<sup>9</sup>.

Actualmente esta infraestructura, cercenada desde los años ochenta de todo mecanismo levadizo, depende de la Junta de Andalucía, que ha restringido la circulación por él a solo bicicletas y autobuses del área metropolitana de la ciudad. ☹

### NOTAS

(1) Archivo Histórico de la Autoridad Portuaria de Sevilla (a partir de ahora A.H.A.P.S.), Carpeta Nº 499, Sección Proyectos y Obras, Proyecto para la ejecución del Plan de Obras aprobado por R.O. de 24 de marzo de 1927.

(2) Ídem.

(3) Tratado por nosotros en "San Telmo, tercer puente levadizo del Guadalquivir". Revista de Obras Públicas, Nº 3.583, 2017, pp. 32-35.

(4) "El puente de Alfonso XIII (Sevilla): primer puente levadizo sobre el río Guadalquivir". Revista de Obras Públicas, Nº 3.592, 2017, pp. 32-35.

(5) Más información en TORROJA MIRET, Eduardo. "Botadura y fondeo de los cajones de cimentación del puente de San Telmo". Revista de Obras Públicas, Nº 2.447, 1926, pp. 110-112.

(6) Véase hoy en día unas de las primeras construcciones que empleó esta materia en la propia San Juan de Aznalfarache. Más información en ZAFRA ESTEBAN, Juan Manuel. "Embarcadero de hormigón armado en el Guadalquivir". Revista de Obras Públicas, Nº 53, Tomo I, 1905, pp. 381-382.

(7) Actualmente cegado y en él instalado el Real de la Feria.

(8) Acueducto de EMASESA, puentes del Patrocinio (2), puente sifón de EMASESA, puente de "La Señorita", puente de Itálica y puente de la línea ferroviaria Sevilla-Huelva.

(9) La presa de Alcalá del Río (1931), en el lateral que linda con el pueblo, tiene un espacio habilitado para instalar un sistema de esclusas para permitir el paso de pequeños buques de carga fluviales. MENDOZA, Carlos. Canalización y aprovechamiento de energía del río Guadalquivir: [entre Córdoba y Sevilla]... presentado al Sr. Ministro de Fomento el 14 de Marzo de 1919. Madrid: Imprenta de Blass, 1920, pp. 29-32 y 87.

### REFERENCIAS

- DEL MORAL ITUARTE, Leandro. El Guadalquivir y la transformación urbana de Sevilla (Siglos XVIII-XX). Sevilla: Ayuntamiento de Sevilla (Biblioteca de Temas Sevillanos), 1992.

- DEL MORAL ITUARTE, Leandro. La obra hidráulica en la cuenca baja del Guadalquivir (siglos XVIII-XX). Gestión del agua y organización del territorio. Sevilla: Universidad de Sevilla, Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía y Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación, 1992.

- FRANCO, Eugenio Alonso (Coordinación). Los puentes sobre el Guadalquivir en Sevilla. Sevilla: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1999.

- PIÑERO VALVERDE, Antonio y SAINZ GUTIÉRREZ, Victoriano (Edición). PUERTO Y CIUDAD. II Foro de arquitectura y urbanismo de la Universidad de Sevilla. Sevilla: Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla (Grupo de Investigación "Ciudad, Paisaje y Territorio"), 2003.

- RUBIALES TORREJÓN, Javier (Coordinación). Historia Gráfica del Puerto de Sevilla. Sevilla: Junta de Obras del Puerto de Sevilla y Equipo 28, 1989.

- SALAS, Nicolás. Sevilla y sus puentes. Sevilla: Guadalturia Ediciones, 2009.



BRUNO

## Rohou

Centre François Viète (CFV),  
Université de Bretagne Occidentale  
(UBO), EA1161, Francia.

Núcleo de Historia de las Ciudades  
Portuarias Regionales, IDEHESI,  
Argentina

MIGUEL

## De Marco

Instituto de Estudios Históricos,  
Económicos, Sociales e  
Internacionales (IH-IDEHESI/  
CONICET), Argentina.

Núcleo de Historia de las Ciudades  
Portuarias Regionales, IDEHESI,  
Argentina

GUSTAVO

## Chalier

Archivo Histórico Municipal de Punta  
Alta / Departamento de Humanidades,  
Universidad Nacional del Sur,  
Argentina.

Núcleo de Historia de las Ciudades  
Portuarias Regionales, IDEHESI,  
Argentina

MARTÍN

## Petersen

Universidad Nacional de Mar del Plata  
/ Consorcio de Gestión de Puerto  
Quequén, Argentina.

Núcleo de Historia de las Ciudades  
Portuarias Regionales, IDEHESI,  
Argentina

SYLAVAIN

## Laubé

Centre François Viète (CFV),  
Université de Bretagne Occidentale  
(UBO), EA1161, Francia

SERGE

## Garlatti

IMT Atlantique, Lab-STICC, Université  
de Bretagne Loire, F-29238, Brest,  
Francia

Aportes para una historia  
portuaria comparada:

# “puertos franceses” en Argentina

### RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo presentar a manera de avance los primeros resultados de una aplicación del modelo “HST PORT” en aquellos puertos argentinos construidos a partir de la participación de capitales franceses a principios del siglo XX.

De ahí la necesidad de analizar el conjunto de actores, artefactos, saberes y actividades que conformaron el circuito de comercialización y acopio cerealero de la pampa argentina durante el período 1900-1947. Los datos obtenidos en el relevamiento, son tratados con herramientas aportadas desde el campo de las humanidades digitales, en especial la ontología “PORT HISTORY ONTOLOGY”, con el fin de establecer una historia comparada entre los puertos analizados.

### PALABRAS CLAVE

Puertos, HST Port, Argentina, comercialización, ontología, historia

### ABSTRACT

*This paper aims to present the first results of an application of the “HST PORT” model in those Argentine ports built from the participation of French capitals at the beginning of the 20th century.*

*Hence the need to analyze the set of actors, artifacts, knowledge and activities that made up the circuit of commercialization and grain gathering of the Argentine pampa during the period 1900-1947. The data obtained in the survey, are treated with tools from the field of digital humanities, especially the ontology “PORT HISTORY ONTOLOGY”, in order to establish a comparative history between the ports analyzed.*

### KEYWORDS

*Ports, HST Port, Argentina, commercialization, ontology, history*

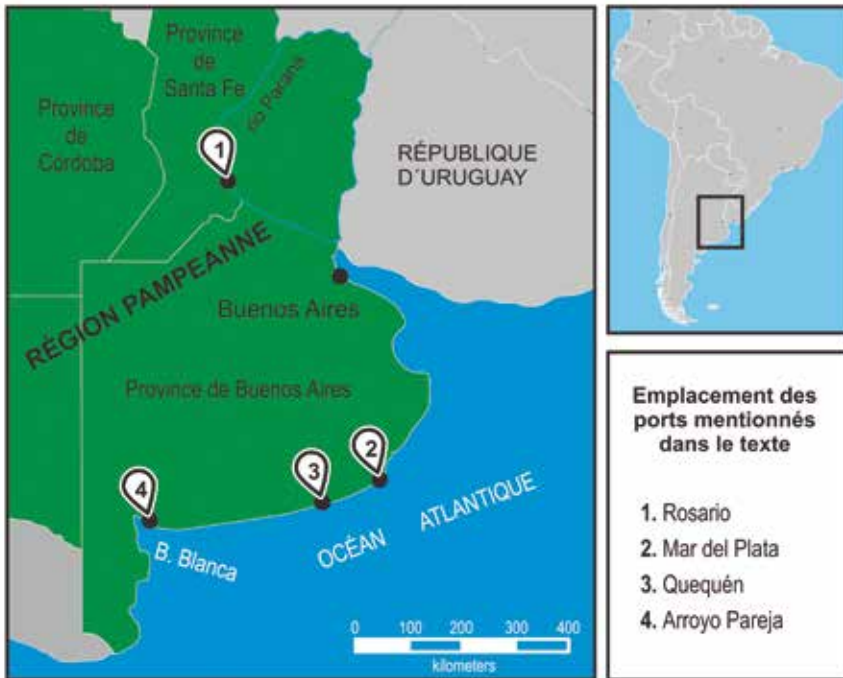


Fig. 1\_ Mapa ubicación de los puertos (Autor: Juan Manuel Traborelli)

Económicos, Sociales e Internacionales) y el CONICET (Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas de Argentina).

Desde esta óptica, resulta fundamental el análisis estadístico y cualitativo de los medios de transporte y elevación de granos (silos, elevadores, grúas, guinchos, etc.) como así también el conocimiento sobre el desarrollo de la logística (vial y ferroviaria) que posibilitó la vinculación entre los puertos y sus respectivos hinterland. De ahí la necesidad de analizar el conjunto de actores, artefactos, saberes y actividades que conformaron el circuito de comercialización y acopio cerealero de la pampa argentina durante el período 1900-1947, que marca el auge del sistema agroexportador argentino y su decadencia con la crisis del '29 y la II Guerra Mundial.

Los datos obtenidos en el relevamiento se volcarán en Humanidades Digitales a la ontología "PORT HISTORY

El presente trabajo tiene como objetivo presentar una aplicación del modelo "HST PORT" (Laubé, 2017) en aquellos puertos argentinos construidos a partir de la participación de capitales franceses entre finales del siglo XIX y principios del siglo XX: Punta Alta (Puerto de Arroyo Pareja, hoy Puerto Rosales), Necochea (Puerto Quequén), Mar del Plata y Rosario. Estos puertos de ultramar tienen en común haber sido construidos por ingenieros y compañías francesas.

El proyecto integra la propuesta de los programas de investigación "Mer, fleuve et littoral" et "Humanités numériques" desarrollados en Francia en el marco del PAM 3D lab y cuenta con la participación del Centre F. Viète (EA 1161) en colaboración con el LabSTICC y el CERV en Francia, mientras que en Argentina se desarrolla en el marco de una colaboración entre el Núcleo Ciudades Portuarias Regionales del IDEHESI (Instituto de Estudios Históricos,

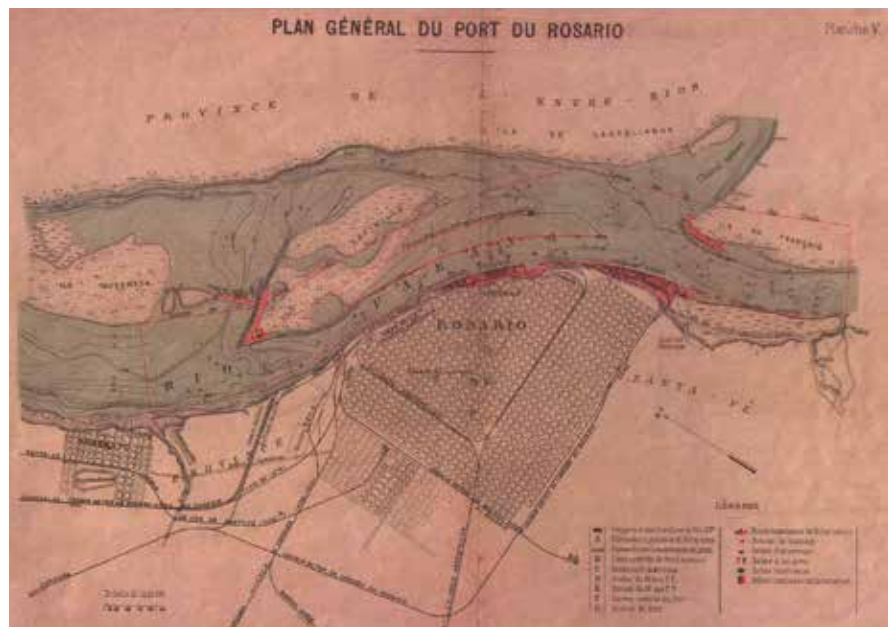


Fig. 2\_ Plano Puerto de Rosario

ONTOLOGY” (Rohou, et al, 2017) en desarrollo, con el fin de establecer una historia comparada entre los puertos analizados.

### SABERES Y ACTORES

Desde mediados del siglo XIX y hasta 1930, se produjo en la Argentina una etapa de extraordinario y veloz crecimiento económico. Insertada fuertemente en la economía global como proveedor de materias primas agropecuarias y sacando provecho de sus vastas llanuras fértiles, la Argentina vio cambiar radicalmente su fisonomía. En pocos años dispuso de la infraestructura necesaria para convertirse, según una definición acuñada en esa época, en “el granero del mundo”. Los trenes y las muelles posibilitaron la exportación su riqueza agropecuaria y la llegada de millones de inmigrantes provenientes de Europa (principalmente de Italia y España) coadyuvó a formar la fuerza de trabajo (Rapoport, 2003: 40). Esta transformación fue posible merced al capital extranjero, que logró por parte del gobierno un tratamiento preferencial sobre todo en las concesiones de obras públicas. Durante todo el período, Francia fue creciendo participación en inversiones extranjeras, hasta llegar a un 13 % en 1913 (Regalsky, 1986:50).

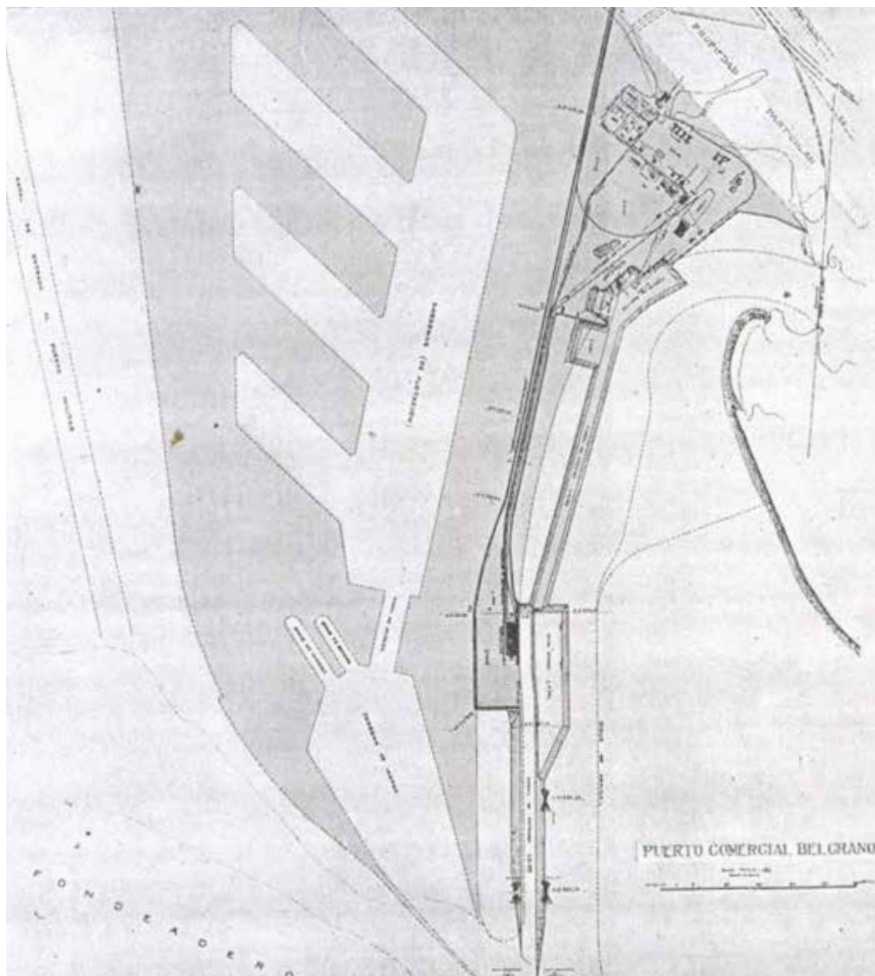


Fig. 4\_ Plano Puerto de Arroyo Pareja

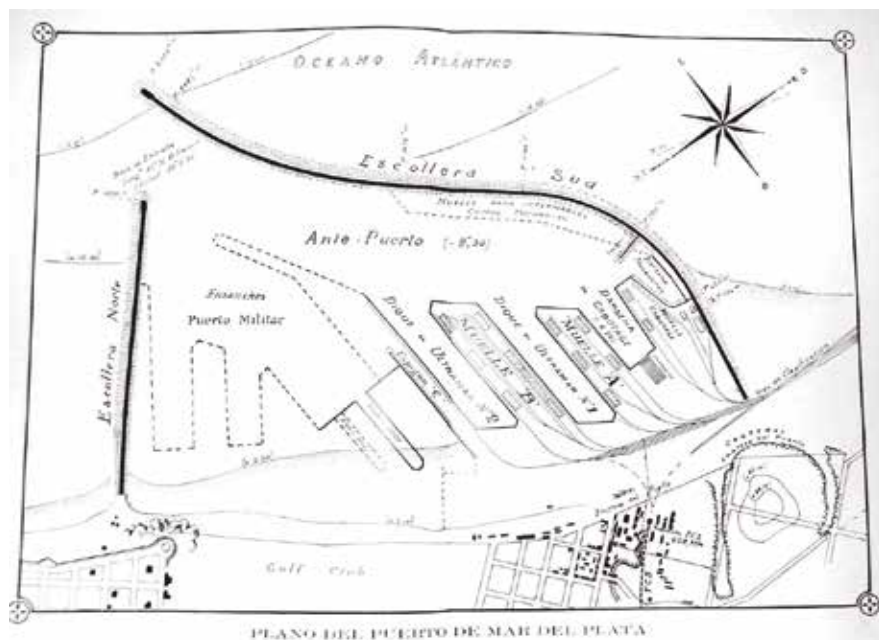


Fig. 3\_ Plano Puerto Mar del Plata

En términos generales, los cuatro puertos estudiados comparten, al menos, dos características definitorias. Por un lado, fueron desarrollados -en algunos casos con financiamiento estatal y en otros privados- con el objetivo de conectar la producción cerealera de la pampa argentina con el mercado internacional. Por el otro, su planificación y construcción rebelan una demostración empírica del “savoir faire” francés en materia portuaria-desarrollada a finales del siglo XIX. Precisamente, la llegada de este grupo de ingenieros franceses a la Argentina -en su mayoría egresados de la École Centrale- significó la aplicación de nuevas técnicas destinadas a la adecuación entre las necesidades constructivas y las características naturales donde fueron emplazados los nuevos puertos.

El puerto de Rosario se sitúa sobre el Paraná, y fue construido -sobre las



Fig. 5\_ Muelle Puerto Quequén y vista de escolleras 1936

los estudiados, el puerto de Rosario es el que mejor estuvo vinculado con las áreas cerealeras, el corn belt argentino y su zona económica llegando incluso a Paraguay y Bolivia, 2000 km al norte (De Marco, 2013: 66). No ocurre lo mismo con los otros tres examinados. Pese a estar en apariencia mejor ubicados que Rosario, de frente al mar, de hecho sus hinterlands eran bastante pequeños. Todos ellos entraban dentro del área servida por el Ferrocarril del Sud (FCS), empresa de capital británico que controlaba todo el comercio del sur de la pampa y que buscaba potenciar su puerto comercial, Ingeniero White. Por ello, con una hábil combinación de tarifas diferenciales y conexiones insuficientes, ahogaron las posibles competencias a sus muelles. En el caso de Quequén y Mar del Plata, el FCS no se interesó por realizar enlaces ferroviarios suficientes con sus exiguos hinterlands respectivos (Petersen, 2017)<sup>1</sup>.

En cuanto a Arroyo Pareja, a unos 25 km de Ingeniero White, solamente tenía

bases de muelles preexistentes-, entre 1902 y 1905 por Hersent et Fils, y Schneider et Cie, que formaron la Sociedad Puerto de Rosario para su explotación. Arroyo Pareja, fue construido por la Régie Générale des Chemin de Fer et Travaux Publics que operó entre 1912 y 1918 por cuenta del holding parisino encargado de su explotación. Los otros puertos atlánticos, Mar del Plata y Quequén, fueron obras de compañías francesas por cuenta del Estado nacional en los mismos años, entre 1911 y 1922. El primero, fue edificado por la Société Nationale de Travaux Publics.; el segundo, fue erigido por la compañía Grands Travaux de Marseille.

### ARTEFACTOS Y ACTIVIDADES

Hasta la década de 1930, el modo más eficiente de conexión entre los puertos y sus hinterland era a través de la vasta red ferroviaria argentina. De todos



Fig. 6\_ Puerto de Arroyo Pareja, 1918



Fig. 7\_ Puerto de Rosario

conexión directa con su hinterland triguero (Barsky y Gelman, 2001) a través del Ferrocarril Rosario Puerto Belgrano, una compañía francesa fallida que no logró superar la competencia con el FCS (Chalier, 2014). Por ello el puerto tuvo que realizar empalmes con las vías del ferrocarril británico y su papel quedó reducido al de puerto auxiliar de la terminal inglesa (Chalier, 2017).

Pese a sus limitaciones, estos puertos funcionaron en épocas posteriores al período de estudio, en virtud de su equipamiento moderno que los posicionaban en puestos de vanguardia a nivel mundial. Los técnicos e ingenieros franceses desplegaron sus saberes teóricos y prácticos a la hora de dotar a los nuevos muelles de los más eficientes dispositivos destinados a la exportación frumentaria.

Para Rosario, las fuentes de las que disponemos permiten un análisis diacrónico que muestra el crecimiento de sus artefactos: inicialmente se construyeron 1075 metros de muelles, dotados de 25 grúas eléctricas en 1906, que a partir de 1912 se multiplicaron hasta 48.

Para los restantes puertos, para el período estudiado se cuenta con la serie

de Memorias estadísticas realizadas por la Dirección General de Puertos, con datos de 1920 a 1932. En ese último año, la infraestructura de Quequén tenía 200 metros de muelles habilitados para exportación, y contaba con dos grúas de semi pósito con una capacidad de carga de 5 tn, cada una para (con un alcance de pluma de 6 m.; cuando la pluma se extendía a 11 m., la capacidad se reducía a 1,5 tn). Existía una cinta transportadora eléctrica de la firma cerealera Bunge y Born, que permitía cargar a granel directamente a la bodega de los barcos 300 tn/h. Tenía dos galpones metálicos con fundación de mampostería, piso de hormigón y techo de hierro galvanizado, con una capacidad total aproximada para 12000 tn. de cereales (Ministerio de Obras Públicas, 1932b:6).

Mar del Plata poseía 180 m. de muelles de ultramar con dos galpones de firmas particulares: el de Bunge y Born era de 122 m. X30 m. uno y el de Catuogne y Cía de 89 m. X 29 m., con una capacidad de 6000 tn. (Ministerio de Obras Públicas, 1932a: 6 y 7).

Por último, Arroyo Pareja tenía un muro de atraque de 300 m., con cinco guinches de pósito eléctricos de 1, 5 tn.

Además, se habían construido dos galpones: uno de mampostería, de 20m.X 5 m y otro de zinc, propiedad de Bunge y Born, de 90m. X 24m. (Ministerio de Obras Públicas, 1932c: 6 y 7).

Mención aparte merecen los silos elevadores de granos construidos por parte de la Junta Nacional de Granos, órgano público regulador del mercado granario argentino, durante las décadas del '30 y del '40. Era un modo de paliar la crisis del sistema agroexportador, ayudando a los pequeños exportadores a negociar sus cosechas esperando términos de intercambio favorables (Mateo: 2014, 231). Dentro de esta política, se inauguraron una serie de silos elevadores en los principales puertos del país. En el caso que nos ocupa, se hicieron en Rosario, Mar del Plata y Quequén. En 1937 se inauguró un conjunto de silos elevadores con capacidad de 25.255 tn. en Mar del Plata, en el momento en que comenzaron las obras en Quequén, finalizadas en 1943/1944 (Hansen, 1961). Pero Rosario era, por lejos, el que mayor capacidad de almacenaje y elevación de cereal poseía; el que se consagró con el puerto, en 1904 tenía una capacidad de 24.000 tn., con una capacidad de embarque de 800 tn/h; el de 1931 (construido por la Asociación de Cooperativas argentinas), era de 80.000 tn, y cargaba 2000 tn/h. (De Marco, 256); finalmente, el de la Junta Nacional de Granos con una capacidad de almacenaje de 82.000 tn., fue inaugurado en 1940 (Schulte, 1947).

## CONCLUSIÓN

El modelo HST-Port utiliza las bases principales del modelo ANYPORT usado por los geógrafos. Este modelo genérico (Bird, 1963) permite comparar el desarrollo de los puertos estudiando sus infraestructuras (escolleras, muelles, diques). El modelo HST-PORT toma como hipótesis que se puede comparar la evolución de la historia de los puertos estudiando las actividades. Una actividad es hecha por un

actor usando un artefacto siguiendo un protocolo (saber). Las actividades seleccionadas son: construcción, carga y descarga de un barco y abastecimiento. En cada actividad, es el estudio de la historia del artefacto aquello que nos permite poner en evidencia una ruptura en el tiempo. Para eso, procura avanzar en una indización que posibilite una periodización comparada de la historia de los puertos<sup>2</sup>. De esa manera, puede observarse, por ejemplo, que el puerto de Rosario ingresó en el periodo 2 casi cincuenta años antes que los demás, y el proceso de aceleración de todos los puertos estudiados en pocos años).

En esa tarea, que hace a la historia de la técnica (pero la excede), se impone el relevamiento de los archivos de los cuatro puertos estudiados. La ampliación de la presente investigación a partir del proyecto "Puertos Franceses en la Argentina", prevé abordar, además, causas y consecuencias del proceso señalado. @

## NOTAS

(1) Cabe aclarar que se conocen las dificultades de determinar zonas económicas precisas, pues ellas varían con el tiempo: dependen de la producción, de los medios de transporte, equipamiento técnico, de las competencias con otros puertos y de las condiciones económicas generales y particulares, como el valor de la mercadería, tarifas internas y externas, etc. (García Alonso et al., 2016). Según estimaciones de la Dirección General de Puertos, para 1931, el hinterland del puerto de Quequén era de 75.874 km<sup>2</sup> (Ministerio de Obras Públicas, 1932b: 8) y el de Mar del Plata de 21.512 km<sup>2</sup> (Ministerio de Obras Públicas, 1932a:7)

(2) Esto es parte de una investigación en curso efectuada por Bruno Rohou en el marco de tesis de doctorado en Historia de las ciencias y las Técnicas, Centre François Viète, Université de Bretagne Occidentale, titulada: Modélisation des ports de Brest (France), Rosario et Mar del Plata (argentine) en tant que macro systèmes technologiques complexes. Application à la modélisation des connaissances par la web sémantique pour l'histoire des sciences et techniques, dirigida por Sylvain Laubé.

## REFERENCIAS

- BIRD, James Harold (1963): The major seaports of the United Kingdom, Londres, Hutchinson.

CHALIER, Gustavo (2012): "El Puerto Comercial de Arroyo Pareja. Un emprendimiento francés en la Argentina de comienzos del siglo XX", *Quaderns d'història de l'enginyeria*, vol. XIII, pp. 155-177.

- CHALIER, Gustavo (2014): "Capitiaux français dans la Pampa: le chemin de fer de Rosario à Puerto Belgrano", en *Revue d'histoire des chemins de fer*, N° 45, pp.35-56.

- CHALIER, Gustavo (2017): "Competencias entre hinterlands ferroviarios en el sudoeste bonaerense: el caso del puerto de Arroyo Pareja", *XVI Jornadas Interescuelas-Departamentos de Historia, Mar del Plata (Argentina)* (<https://interescuelasmardeplata.com/actas/>)

- DE MARCO (h) Miguel Ángel (2008): "El Centro de Corredores de Cereales: el dinamismo en la comercialización de la producción y su incidencia en la integración y el desarrollo regional", *IELPI, Rafael y DE MARCO (h), Miguel Ángel: Los 100 años del Centro de Corredores de Cereales de Rosario, Rosario (Argentina), Centro de Corredores de Cereales de Rosario*

- DE MARCO (h) Miguel Ángel (2013): *Ciudad puerto. Universidad y desarrollo regional. Rosario, 1919-1968*, Rosario, CEHDRE.

- GARCÍA ALONSO, Lorena; MARTÍNEZ-PARDO, Ana y VALLEJO-PINTO, José Ángel (2016): "Analysis of the spatial development of the hinterland of ports: a case study", *International Journal Shipping and Transport Logistic*, vol. 8, N° 2, pp.111-128.

- HANSEN, Ético Thorulf (1961): "Reseña sobre Puerto Quequén", *Puertos argentinos*, Buenos Aires, Administración General de Puertos, N°11.

- LAUBÉ, Sylvain (2017): "HST PORT un modelo de evolución del paisaje portuario del punto de vista de la historia de la ciencia y de la técnica", *Coloquio internacional sobre patrimonio histórico portuario, Rosario (Argentina) – Brest* (<http://brmdp.hypotheses.org/295>)

- MATEO, José (2014): "Entre la crisis y un puerto nuevo: las exportaciones agrícolas

de la región de Puerto Quequén durante la Gran Depresión (1929-1939)", *HiSTOReLo. Revista de Historia Regional y Local*, vol 6, N° 11, pp. 220-250.

- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS DE LA REPÚBLICA ARGENTINA, DIRECCIÓN GENERAL DE NAVEGACIÓN Y PUERTOS (1932a): *Monografía y Estadística de movimiento del Puerto Mar del Plata* (mecanografiada).

- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS DE LA REPÚBLICA ARGENTINA, DIRECCIÓN GENERAL DE NAVEGACIÓN Y PUERTOS (1932b): *Monografía y Estadística de movimiento del Puerto Quequén* (mecanografiada).

- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS DE LA REPÚBLICA ARGENTINA, DIRECCIÓN GENERAL DE NAVEGACIÓN Y PUERTOS (1932c): *Monografía y Estadística de movimiento del Puerto de Bahía Blanca* (mecanografiada).

- PETERSEN, Martín (2017): "Puerto Quequén: la competencia ferroviaria británica 1890-1930", *XVI Congreso de Historia de los Pueblos, Dolores (Argentina)*.

- RAPOPORT, Mario (2003): *Historia económica y social de la argentina (1880-2000)*, Buenos Aires, Macchi, 2003.

- REGALSKY, Andrés (1986): *Las inversiones extranjeras en la Argentina (1860-1914)*, Buenos Aires, CEAL.

- ROHOU, Bruno; LAUBÉ, Sylvain; GARLATTI, Serge (2017): "L'ontologie PHO en Histoire des Sciences et Techniques", *28es Journées francophones d'Ingénierie des Connaissances*, Caen.

- ROHOU, Bruno (2018): *Modélisation des ports de Brest (France), Rosario et Mar del Plata (argentine) en tant que macro systèmes technologiques complexes. Application à la modélisation des connaissances par la web sémantique pour l'histoire des sciences et techniques*, investigación en curso en el marco de tesis de doctorado en Historia de las ciencias y las Técnicas, Centre François Viète, Université de Bretagne Occidentale.

- SCHULTE, Ernesto (1947): *Granos y elevadores en la República Argentina, Rosario (Argentina)*, Talleres Gráficos Emilio Fenner.







Parte II  
**CIENCIA Y TÉCNICA**

# El acero inoxidable en la construcción

Un material sostenible y de futuro

ESTHER  
Real

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.  
Profesora Titular de Universidad.  
Departamento de Ingeniería Civil y  
Ambiental, Universitat Politècnica de  
Catalunya

ITSASO  
Arrayago

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.  
Investigadora postdoctoral. Departamento  
de Ingeniería Civil y Ambiental, Universitat  
Politècnica de Catalunya

ENRIQUE  
Mirambell

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Catedrático de Universidad.  
Departamento de Ingeniería Civil y  
Ambiental, Universitat Politècnica de  
Catalunya, España

## RESUMEN

Este artículo presenta un resumen de las estrategias de diseño adecuadas y los conocimientos sobre el material necesarios para el proyecto de estructuras de acero inoxidable, a través de la presentación de la cuarta edición del Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural, a ingenieros y arquitectos que quieran utilizar las ventajas de las propiedades técnicas del material y emplearlo para el proyecto de estructuras atractivas, funcionales y económicas. Contiene además un resumen de las diferencias básicas con el cálculo en acero al carbono y nuevas guías para la selección de grados. Finalmente, se describen algunas aplicaciones recientes en España.

## PALABRAS CLAVE

Acero inoxidable, construcción, diseño, normativa

## ABSTRACT

*This article provides a brief summary of the most relevant design strategies and material properties for the design of stainless steel structures using the new version of the Design Manual for Structural Stainless Steel, for engineers and architects who want to use the advantages of this material to design aesthetic, functional and economic structures. The article summarizes the basic differences compared to the design in carbon steel and guidance on grade selection are provided. Finally, some recent structural applications of stainless steels in Spain are described.*

## KEYWORDS

*Stainless steel, construction, design, standard*

# 1 Introducción

El acero inoxidable se ha empleado en aplicaciones de edificación desde su invención debido a su inherente resistencia a la corrosión proporcionada por una capa protectora que se genera de manera espontánea en su superficie. Esto hace que los componentes de acero inoxidable puedan ser expuestos a una variedad de ambientes sin la necesidad de aplicar recubrimientos de protección, resultando ideales en ambientes agresivos. Cuentan con una buena resistencia mecánica, tenacidad y resistencia frente a fatiga, por lo que pueden emplearse en multitud de aplicaciones estructurales como vigas, pilares, plataformas y apoyos en instalaciones industriales y puentes; diques de abrigo, muelles y estructuras costeras; barras de armado en estructuras de hormigón; estructuras resistentes a explosiones, impacto e incendio.

El acero inoxidable es más caro y de precio más volátil que el acero al carbono al depender del coste de los elementos de aleación. No obstante, al considerar los costes de ciclo de vida (costes iniciales, de mantenimiento, sustitución e interrupciones de servicio, etc.) a la hora de seleccionar los materiales de construcción, el acero inoxidable puede resultar más rentable en algunos casos. Tiene además un alto valor residual y puede reciclarse indefinidamente.

Aunque comparte algunas características con el acero al carbono, su comportamiento tenso-deformacional es diferente, lo cual influye en el comportamiento mecánico del material y requiere de algunas expresiones de diseño diferentes. Por ello, la norma europea del acero inoxidable EN1993-1-4:2006 (1) y la correspondiente versión española UNE-EN1993-1-4:2012 (2), recogen estas reglas adicionales que modifican y suplementan las reglas para el acero al

carbono cuando es necesario, así como el Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural (3), en sintonía con lo recogido en la versión recientemente actualizada de la norma europea EN1993-1-4+A1:2015 (4).

# 2 Características del acero inoxidable

Los aceros inoxidables presentan un contenido mínimo en cromo de 10,5%, el cual forma una capa transparente y adherente de óxido rico en cromo en la superficie del acero cuando se expone a cualquier ambiente oxidante. Son materiales altamente versátiles con diferentes resistencias mecánicas y a la corrosión que suelen clasificarse en cinco grupos: austeníticos, martensíticos, ferríticos, dúplex y de endurecimiento por precipitación, aunque los más empleados en la construcción son los austeníticos y los dúplex, debido a sus propiedades mecánicas, resistencia a la corrosión, trabajabilidad y soldabilidad. No obstante, los grados ferríticos se postulan también como excelente alternativa frente al acero galvanizado, dada su moderada resistencia a la corrosión y su precio inicial más reducido y estable.

El comportamiento tenso-deformacional del acero inoxidable es diferente al del acero al carbono, el cual se comporta linealmente hasta su límite elástico y mantiene una zona plana de tensión constante antes del endurecimiento por deformación, tal como puede apreciarse en la figura 1. Los aceros inoxidables muestran curvas redondeadas sin límite elástico claramente definido, además de un importante endurecimiento por deformación y una ductilidad alta. La manera convencional de definir el límite elástico de cálculo para materiales de comportamiento no lineal como el acero inoxidable es la de adoptar la tensión correspondiente a una deformación plástica remanente del 0,2%.

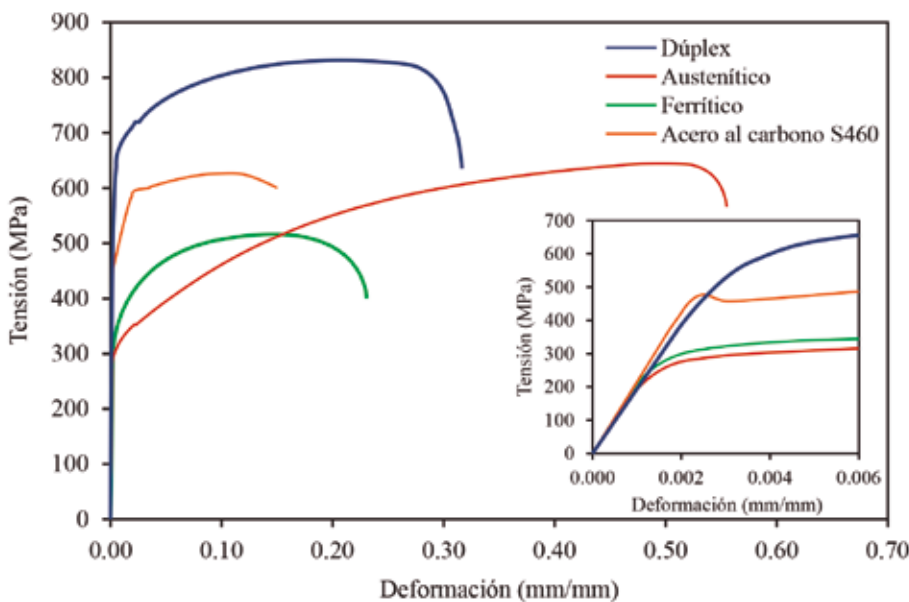


Fig. 1\_ Curvas tensión-deformación para grados típicos de acero inoxidable y acero al carbono

En general, los aceros inoxidable cuentan con una serie de propiedades que los coloca en una situación inmejorable para estructuras sometidas a acciones accidentales, como una mayor relación resistencia última/límite elástico, mayor capacidad de absorción de energía y gran ductilidad. Otra de las excelentes características de los aceros inoxidable es su buen comportamiento a altas temperaturas, ya que pierden resistencia y rigidez a una velocidad menor a la del acero al carbono a medida que aumenta la temperatura, pudiendo retener su capacidad resistente durante mayores periodos de tiempo que los elementos equivalentes de acero al carbono.

## 3 Durabilidad y criterios para la selección de grados

Los aceros inoxidable son resistentes a la corrosión y se comportan satisfactoriamente en la mayoría de ambientes que ocurren de manera natural. No obstante, pueden ocurrir fenómenos de corrosión local si el grado seleccionado es inadecuado, o se ve expuesto a condiciones inesperadas. Generalmente es difícil encontrar elementos con corrosión uniforme, y aunque pueden aparecer superficies manchadas, es improbable que la integridad estructural se vea comprometida. La medida más importante a tomar para prevenir estos problemas es seleccionar adecuadamente el grado para el ambiente previsto y definir detalles constructivos apropiados. La resistencia a la corrosión del acero inoxidable depende de sus elementos constituyentes, y el coste del material aumenta cuanto mayor sea el nivel de resistencia a la corrosión, por lo que resulta necesario seleccionar el grado de acero inoxidable más apropiado.

Las actualizaciones de EN1993-1-4 (1) y el Manual de Diseño (3) incluyen un procedimiento para la selección de grados: determinar el Factor de Resistencia a la Corrosión (FRC) relativo al ambiente (en función del riesgo de exposición a cloruros, a dióxido de azufre y del régimen de limpieza establecido), el cual indicará la Clase de Resistencia a la Corrosión (CRC) necesaria para garantizar la integridad estructural. Los diferentes grados se clasifican en cinco CRC, siendo la CRC V la más durable y la elección final de un grado específico dentro la CRC dependerá de otros factores como la resistencia mecánica y la disponibilidad del producto. Así, el proyectista deberá especificar el material de acuerdo con la CRC y la resistencia de cálculo, p.e. CRC II y  $f_y=450$  N/mm<sup>2</sup>.

## 4 Cálculo estructural para el acero inoxidable

### 4.1. Normas, Manual de Diseño y recursos para el cálculo

La creciente demanda de estructuras de acero inoxidable ha fomentado el desarrollo de normas y guías de cálculo en el ámbito internacional. Aunque el cuerpo de doctrina del acero inoxidable es similar al del acero al carbono, las diferencias en el comportamiento tenso-deformacional y en la distribución y nivel de tensiones residuales hacen que no sean directamente aplicables muchos de los procedimientos de la resistencia de materiales y el cálculo de estructuras, empleados habitualmente para el acero al carbono.

La norma europea del acero inoxidable, EN1993-1-4:2006 (1), recoge las reglas suplementarias en aquellos apartados en los que las proporcionadas para acero al carbono no son aplicables. El incremento significativo de los trabajos de investigación sobre el comportamiento del acero inoxidable ha demostrado que algunas de las reglas recogidas en (1) resultaban muy conservadoras y de alcance limitado. Como resultado, se han propuesto mejoras en la versión EN1993-1-4+A1:2015 (4), permitiendo un cálculo menos conservador que resulta esencial debido al alto coste inicial en relación con el del acero al carbono, pero dejando obsoletos varios recursos existentes para la utilización de dicha norma.

Por ello, se ha preparado una nueva colección de recursos de diseño en el marco del proyecto de diseminación europeo PUREST, Promotion of new Eurocode rules for structural stainless steel (5), financiado por la Research Fund for Coal and Steel de la Unión Europea, en el que han participado varios socios europeos durante 18 meses. Además de la actualización y extensión del Manual de Diseño (3) y su traducción a 9 idiomas, se ha desarrollado un software de cálculo y aplicaciones para dispositivos móviles, se han organizado seminarios y grabado webinars para formación a distancia. Todos estos recursos están disponibles en [www.steel-stainless.org/designmanual](http://www.steel-stainless.org/designmanual).

### 4.2. Consideraciones específicas para el proyecto en acero inoxidable

El comportamiento no lineal del acero inoxidable afecta al dimensionamiento y/o comprobación de elementos estructurales en aspectos como la abolladura local, la inestabilidad global y el cálculo de flechas. No obstante, se emplean los mismos procedimientos básicos que para el acero al carbono, aunque deberán tenerse en cuenta algunas diferencias que se resumen a continuación. Los coeficientes parciales de seguridad establecidos son ligeramente superiores a los de acero al carbono ( $\gamma_{M0}=1,10$ ,  $\gamma_{M1}=1,10$  y  $\gamma_{M2}=1,25$  frente a  $\gamma_{M0}=1,00$ ,  $\gamma_{M1}=1,00$  y  $\gamma_{M2}=1,25$ ) y a la hora de calcular las resistencias mecánicas se adoptan los valores mínimos especificados del límite elástico y resistencia última a tracción.

### Clasificación de secciones y cálculo de anchos eficaces

Las secciones transversales de acero inoxidable se clasifican también en cuatro, y debe seguirse el mismo procedimiento que para acero al carbono. Se establecen los mismos límites ancho/espesor excepto para los elementos internos comprimidos de las secciones Clase 2 y 3. La definición del parámetro  $\epsilon$  es también diferente para tener en cuenta el diferente valor del módulo de Young. Para el cálculo de los anchos eficaces en secciones Clase 4, el procedimiento a seguir es también idéntico, variando la expresión para el cálculo del factor de reducción en elementos internos comprimidos.

### Pandeo por flexión, pandeo lateral y verificación de elementos

La verificación frente a pandeo por flexión en pilares y frente a pandeo lateral de vigas de acero inoxidable puede realizarse mediante los mismos procedimientos que para acero al carbono. No obstante, deberán emplearse diferentes curvas de pandeo, con la misma forma matemática que las recogidas para el acero al carbono, pero con factores de imperfección y esbelteces límite diferentes (que dependen del tipo de sección

transversal, modo de pandeo, proceso de fabricación y grado). Los elementos flexocomprimidos se verifican también a partir de expresiones análogas a las de acero al carbono, pero con factores de interacción diferentes.

### Uniones atornilladas y soldadas

Para las uniones atornilladas aplican las reglas de cálculo para acero al carbono, aunque para la resistencia de las partes unidas aplican reglas especiales de acero inoxidable y deberá garantizarse la resistencia a la corrosión de la unión. Actualmente no existen reglas de cálculo para tornillos pretensados de acero inoxidable aunque trabajos de investigación recientes han demostrado que los tornillos de aceros dúplex y austeníticos pueden pretensarse satisfactoriamente, siempre que se emplee el grado, método de apriete y lubricante adecuados.

También para las uniones soldadas de acero inoxidable deben aplicarse las mismas reglas de cálculo que para acero al carbono, aunque resulta esencial el empleo de procedimientos adecuados, soldadores cualificados y consumibles compatibles.

### Cálculo de flechas

Debido a la no linealidad de la curva tenso-deformacional las flechas son ligeramente superiores para los aceros inoxidables que para acero al carbono. Una manera conservadora de estimar estas flechas es usar la teoría estándar de vigas utilizando el módulo secante ES para la máxima tensión del elemento en servicio en lugar del módulo de Young. De manera simplificada, puede despreciarse la variación de ES a lo largo del elemento y adoptar el valor mínimo, procedimiento que resulta adecuado cuando esta máxima tensión no supere el 65% del límite elástico. Para tensiones superiores, el método resulta muy conservador y deberán utilizarse métodos más precisos.

### Cálculo frente a incendio

Para calcular la resistencia frente a incendio, en general se aplicará lo establecido para acero al carbono, aunque existen algunas diferencias entre los procedimientos a emplear. Para las estructuras de acero inoxidable sometidas a la acción de incendio y en las que no haya efectos de inestabilidad (vigas arriostradas o elementos traccionados), se empleará como tensión de referencia la correspondiente a una deformación total del 2%. En cambio, para aquellos elementos estructurales en los que aparezcan fenómenos de inestabilidad (abolladura local, pandeo por flexión, o pandeo lateral), se empleará una tensión de referencia correspondiente a una deformación remanente del 0,2%. Ello se plantea en contraposición a lo asumido para acero al carbono, donde la tensión de referencia es la correspondiente al límite elástico. No obstante, la expresión de la función de resistencia adoptada para el acero inoxidable presenta el mismo formato que a temperatura ambiente, mientras que para acero al carbono la función de resistencia es menor.

### Métodos avanzados de cálculo

Existen actualmente métodos avanzados de cálculo recogidos en diferentes anejos del Manual de Diseño (3) y con los que puede alcanzarse un cálculo y diseño más eficiente. Puede tenerse en cuenta la mejora de resistencia por efecto del conformado en frío durante los procesos de fabricación en el cálculo de resistencias de todo tipo de secciones conformadas en frío, así como el endurecimiento por deformación a través del Continuous Strength Method. Se proporcionan también directrices para la definición del material a emplear en el diseño asistido por elementos finitos, proporcionando una descripción analítica del comportamiento tenso-deformacional y el procedimiento para obtener los diferentes parámetros necesarios a partir de ensayos, tablas o ecuaciones.

## 5

### Aplicaciones recientes en España

La pasarela de Las Águilas (Murcia), proyectada por VALTER, valenciana de estructuras S.L., es una de las más recientes realizaciones en acero inoxidable en España (Figura 2). La pasarela salva un vano de 35m mediante dos vigas principales laterales en I de canto variable y un cajón central de sección hueca rectangular, para lo que se empleó un grado dúplex EN1.4462 debido al ambiente marino y la valoración de los costes derivados del mantenimiento a lo largo de su vida útil.

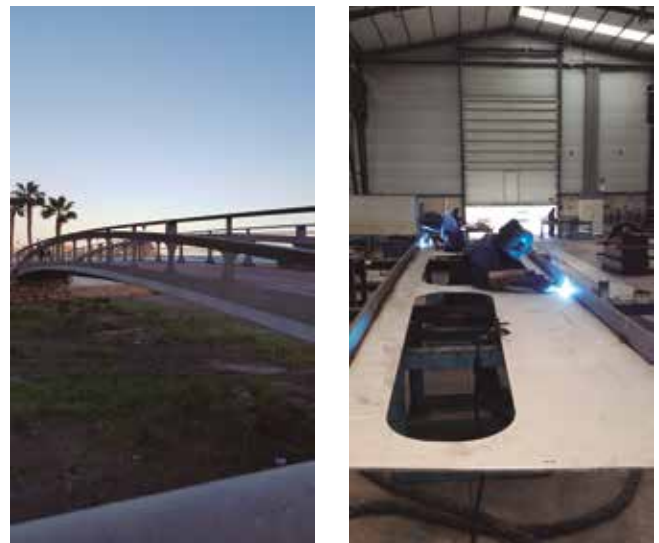


Fig. 2\_ Vista general de la pasarela en Las Águilas y fabricación de las viga (fotos cortesía de VALTER)

La pasarela peatonal Pedro Arrupe en Abandoibarra (Bilbao), proyectada por IDEAM, es otra de las magníficas realizaciones en acero inoxidable en nuestro país. Fabricada en acero inoxidable dúplex EN1.4362 que proporciona la necesaria resistencia a la corrosión, y cuya elevada resistencia mecánica permitió la reducción del peso total de la estructura, presenta una longitud total de 143 m con una sección transversal en forma de U y salva un vano de 84 m en su zona central. La figura 3 muestra una de las últimas etapas del proceso de elevación de la pasarela.

El puente de Cala Galdana (Menorca), proyectado por Pedelta e inaugurado en 2005, fue uno de los primeros puentes en acero inoxidable en el mundo. La estructura, de una longitud total de 55m, consta de dos arcos paralelos de 6m de flecha y 45 m de luz. El acero inoxidable empleado fue el grado dúplex EN1.4462 debido a su elevada resistencia mecánica y excelente resistencia a la corrosión. La Figura 4 muestra el estado del puente tras 12 años de vida útil en un entorno marítimo con un mantenimiento mínimo, donde la falta de daño por corrosión es la prueba de la correcta elección del material.



Fig. 3\_ Proceso de construcción de la pasarela de Abandoibarra en Bilbao (foto cortesía de IDEAM)



Fig. 4\_ Aspecto del puente tras su inauguración y después de 12 años de vida útil (fotos cortesía de Pedelta)

## 6 Agradecimientos

Este artículo se ha desarrollado en el marco de los proyecto PUREST, “Promotion of new Eurocode rules for structural stainless steel”, financiado por la RFCS de la Comisión Europea y BIA2016-75678-R, AEI/FEDER, UE, financiado por MINECO. @

### REFERENCIAS

- (1) CEN (2006). EN1993-1-4:2006. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-4: General rules. Supplementary rules for stainless steels. European Committee for Standardization (CEN).
- (2) AENOR (2012). UNE-EN1993-1-4:2012. Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-4: Reglas generales. Reglas adicionales para los aceros inoxidables. Asociación Española de Normalización (AENOR).
- (3) Steel Construction Institute. Manual de Diseño para Acero Inoxidable Estructural, Cuarta Edición. Publicación P413, 2017.
- (4) CEN (2015). EN1993-1-4:2006+A1:2015. Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-4: General rules. Supplementary rules for stainless steels. European Committee for Standardization (CEN).
- (5) Proyecto PUREST, Promotion of new Eurocode rules for structural stainless steel. RFSR-CT-2015-70960. Financiado por la Research Fund for Coal and Steel, Comisión Europea.

# Pantalla discontinua de pilotes con relleno aligerado

mediante bloques de poliestireno expandido

J. M.  
**Dávila**

Dr. Arquitecto, profesor Contratado Doctor.  
Universidad de Huelva, Departamento de Ingeniería Minera, Mecánica, Energética y de la Construcción

A. M.  
**Sarmiento**

Dra. en Ciencias, profesora Contratada Doctora  
Universidad de Huelva, Departamento de Ingeniería Minera, Mecánica, Energética y de la Construcción

A.  
**Jaramillo-Morilla**

Dr. Arquitecto  
Catedrático de la Universidad de Sevilla

J. C.  
**Fortes**

Dr. Ingeniero, profesor Contratado Doctor  
Universidad de Huelva, Departamento de Ingeniería Minera, Mecánica, Energética y de la Construcción

## RESUMEN

El objetivo del presente artículo es confirmar el distinto comportamiento que presenta la solución de pantalla discontinua de pilotes con relleno natural frente al que se obtendría al emplear como alternativa bloques de poliestireno expandido (EPS). Los resultados obtenidos permiten afirmar que la solución planteada presenta importantes ventajas, al reducirse los empujes en un porcentaje que variará básicamente, dependiendo de la posición de los bloques y de su volumen. Se confirmó el funcionamiento óptimo de la disposición de los pilotes con disposición alternada o al tresbolillo, frente a la tradicional de disponer los pilotes en líneas paralelas enfrentadas y a igual distancia, puesto que esto permite que todos los pilotes trabajen por igual. También se concluyó que la inclusión de bloques de EPS altera la superficie de deslizamiento.

## PALABRAS CLAVE

Pantalla discontinua de pilotes, análisis numérico 3D, poliestireno expandido, material aligerado

## ABSTRACT

*The aim of this paper is to confirm the different behaviours presented by the solution of discontinuous pile wall with natural filling compared to partially replace filling with blocks of expanded polystyrene (EPS). The results allow us to state that the proposed solution has significant advantages by reducing earth pressure by a percentage that varies depending on the position of the blocks and their volume. The optimal arrangement of the pile wall with an alternating disposal was confirmed, rather than the alternative of two parallel lines of piles with rectangular distribution, because it allows all of them to work equally. It also can conclude that placing EPS blocks alters the sliding surface.*

## KEYWORDS

*Pile-slope system; 3D numerical analysis; expanded polystyrene; lightening material*



# 1

## Introducción

En las últimas décadas se ha extendido el uso del poliestireno expandido (EPS) en distintos procesos constructivos, tanto en edificación como en obras de geotecnia. Algunos trabajos recientes ([1], [2], y [3]) han estudiado sus propiedades y algunas de sus aplicaciones: como material de relleno [4], en morteros ligeros [5] o para aligerar losas de cimentación mediante bloques [6].

Como otra aplicación más del EPS, se pretende analizar su viabilidad en el proyecto de reparaciones de un campo deportivo que ha sufrido patologías por deslizamiento. El proyecto se ubica en la provincia de Cádiz (España). Ante el deslizamiento producido en uno de los vértices que delimita el terreno de juego (figura 1) se planteó una solución mediante la colocación de dos líneas de pilotes colocados al trespelillo, unidos mediante un encepado común. Estos pilotes se anclarían en el terreno a una profundidad suficiente, de forma que se superase el círculo de deslizamiento. La zona afectada se correspondía con la esquina orientada más al noroeste del mencionado recinto, apreciándose una fisura que cruzaba dicha esquina, atravesando en uno de sus lados una escollera que hacía de límite de la zona de actuación; junto a esto, los efectos se podrían observar en los terrenos sin urbanizar existentes junto al campo de fútbol, así como en la valla de cerramiento perimetral del propio terreno de juego.

En esta esquina y en años anteriores se habían producido lavados de material y asentamientos del terreno provocados por la presencia de material de relleno indiscriminado y un compactado deficiente, repitiéndose este proceso periódicamente.



Fig. 1\_ Daños producidos por deslizamiento

En esta nueva situación se propone sustituir parcialmente el relleno natural por bloques de EPS de alta densidad; con ello se pretende disminuir la presión que el terreno ejerce sobre los pilotes. Con ello se trata de obtener dos mejoras: la estabilización del talud frente al deslizamiento y lograr que los pilotes trabajen todos por igual, con independencia de su posición, mediante una disposición alternada al trespelillo.

Como objetivos concretos de esta investigación se plantean los siguientes:

1. Analizar la solución de un relleno con bloques de EPS frente a la solución tradicional en elementos de contención.
2. Determinar la disposición óptima de los bloques de EPS dentro de la superficie deslizamiento.
3. Evaluar la viabilidad técnica de la solución propuesta.
4. Evaluar el comportamiento frente a deslizamientos en este tipo de soluciones.

## ANTECEDENTES

El campo de deportes se enmarca en la zona periférica del casco urbano, de manera que linda con el entorno natural y físico que circunda el municipio, en el que se encuentra una topografía irregular característica de la zona. Esta irregularidad hace que se encuentren de forma habitual desniveles a la hora de hacer explanaciones, con el consecuente riesgo de deslizamiento en los terraplenes que se generan por efecto de la intervención. El área de estudio está compuesta por un campo de fútbol de 6.161 m<sup>2</sup> y sus alrededores. El eje longitudinal del campo de fútbol tiene una orientación norte-sur.

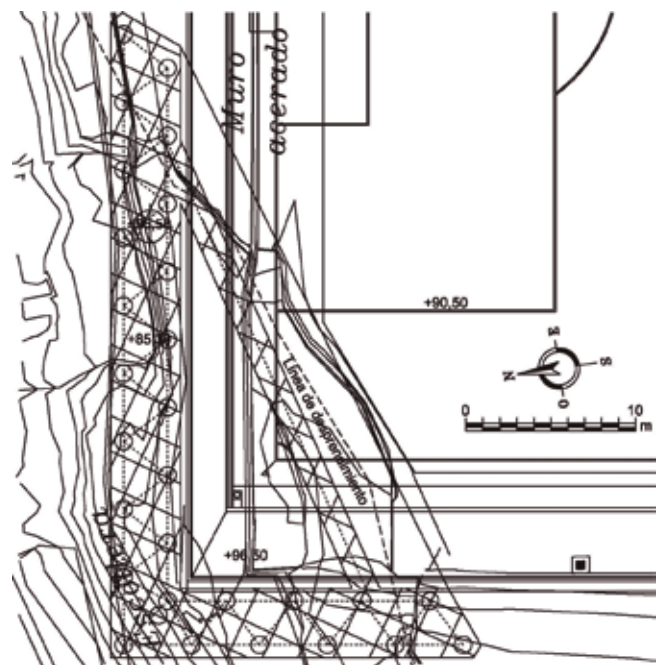


Fig. 2\_ Croquis de la actuación

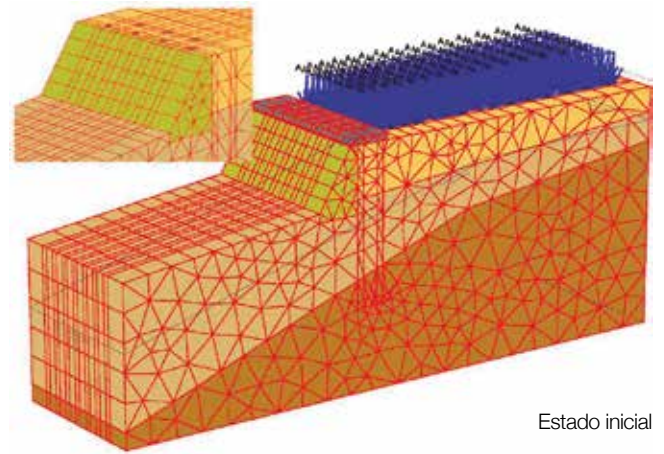
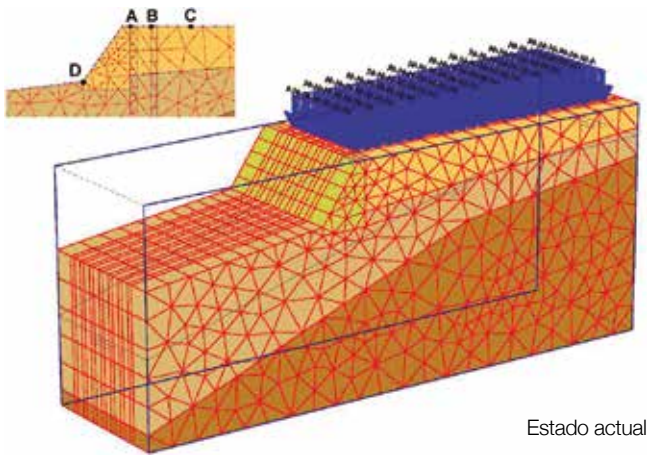


Fig. 3\_ Modelos estudiados. Vista general y detalles

La solución inicial consistía en una pantalla de pilotes colocados al tresbolillo con un encepado arriostrante en la cabeza de los mismos, con una disposición en L, situándose una viga entre los dos brazos de la L para aumentar la rigidez (figura 2). Tras determinar, en el estado inicial y para diferentes cortes del terreno los coeficientes de seguridad al deslizamiento (0,94 determinado utilizando la ec. 1), así como el círculo más probable de deslizamiento, se realizó un nuevo estudio de la solución propuesta de pantalla de pilotes colocados al tresbolillo y encepado común. El trabajo no incluía el análisis de la escollera.

$$F_{ps} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_0} = \frac{M_r}{M_0} \quad (1)$$

donde:

$M_{rs}$  es el momento resistente;

$M_0$  es el momento de vuelco; y

$M_{rp}$  es el momento generado por los pilotes

Se debe aclarar aquí que, aun cuando la situación más efectiva de la pantalla sería cercana al punto medio del talud, tal como señalan [7] y [8]; al quedar fuera de los terrenos de la propiedad, aquella se deberá situar justo al borde del talud, por lo que con toda probabilidad la escollera presentaría problemas de deslizamiento. En este mismo sentido se pronuncian [9], insistiéndose además en la conveniencia de coaccionar las cabezas de los pilotes para reducir la deflexión en los mismos. Sin embargo otros autores [10] han señalado como posición idónea la cresta del talud.

## 2 Materiales y métodos

Para el diseño de los sistemas de estabilización de taludes hay numerosos métodos, clasificándose en dos tipos diferentes: los métodos basados en el desplazamiento/empuje, y los métodos de los elementos finitos o diferencias finitas [11]. Los primeros

no tienen en cuenta el comportamiento real de los pilotes y en ellos desplazamientos laterales del suelo son muy difíciles de estimar con precisión. Este tipo de métodos a menudo utiliza el equilibrio límite, donde la interacción suelo-pilote no está claramente considerada. En el segundo grupo el terreno se analiza como un medio continuo elástico o elasto-plástico proporcionando soluciones en las que el comportamiento pilote - terreno se considera al mismo tiempo, por lo que se tiene en cuenta la variación de la superficie de deslizamiento.

En una primera fase, se ha estudiado comparativamente, los resultados del estado actual - en el que únicamente aparece la escollera - con la solución de pantalla discontinua de pilotes (figura 3). Para ello se ha empleado el programa Plaxis 3D Tunnel, refinándose la malla en las zonas o "cluster" correspondientes a la escollera y a los pilotes [12]. El elemento empleado por el programa es un prisma de base triangular de 15 nodos, partiendo en el modelo 2D de elementos triangulares de 6 nodos, utilizándose cuadriláteros de ocho nodos, para, mediante "extrusión", convertirlos en los elementos prismáticos indicados. Todos los modelos realizados abarcan una longitud de 20 m en dirección perpendicular al perfil más desfavorable, longitud que entendemos suficiente para que sean representativos los resultados obtenidos. Se ha considerado una sobrecarga de 3 kN/m<sup>2</sup>, teniendo presente, que según las conclusiones alcanzadas por [13] el efecto de la deformación dependiente del tiempo no tiene gran relevancia con el peso específico considerado para el EPS (0,3 kN/m<sup>3</sup>).

Los límites de los pilotes aparecen conectados mediante elementos de interfaz al suelo para tener en cuenta la posibilidad de deslizamiento entre el pilote y el suelo, siguiendo lo señalado por [14], [15] y [16]. El comportamiento de los elementos de interface fue definido con el criterio de Mohr-Coulomb [17], verificándose para las tensiones tangenciales:

$$|\tau| < \sigma_n \cdot \text{tang}\phi_i + c_i \quad (2)$$

y para el comportamiento plástico:

$$|\tau| = \sigma_n \cdot \text{tang}\phi_i + c_i \quad (3)$$

Los parámetros de resistencia de los elementos de la interface son determinados a partir de los sólidos adyacentes, aplicando un coeficiente reductor  $R_i$ , inferior que la unidad, mediante la siguiente formulación:

$$c_i = R_i \cdot c_{soil} \quad (4)$$

$$\text{tang}\phi_i = R_i \cdot \phi_{soil} \quad (5)$$

$$G_i = R_i^2 \cdot G_{soil} \quad (6)$$

$$E_{oed,i} = 2 \cdot G_i \cdot \left( \frac{1-\nu_i}{1-2\nu_i} \right); \quad (7)$$

con:

$\nu_i$ : 0,45

$c_{soil}$ : cohesión del terreno

$\phi_i$ : ángulo de rozamiento interno del terreno

$G_i$ : módulo de elasticidad transversal

Ya que el interfaz está rodeado por materiales estructurales y/o geológicos, durante el proceso de deformación sus propiedades normales deben ser dependientes de las características de la zona de interfaz delgada, así como del estado de tensión y de las propiedades de los elementos circundantes. Basándose en estas consideraciones, se propuso expresar la rigidez normal como [18]:

$$[\overline{C_n}]_i = \lambda_1 [C_n]_i + \lambda_2 [C_n^g]_i + \lambda_3 [C_n^{st}]_i \quad (8)$$

donde:

$[\overline{C_n}]_i$  establece el comportamiento normal del elemento delgado interfaz

$\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  y  $\lambda_3$  representan los factores de participación que varían entre cero y uno

Los superíndices denotan las propiedades geológicas y/o estructurales del interfaz, respectivamente.

En el modelo se ha introducido en la fase de geometría el nivel freático, que en la situación analizada presenta una ligera inclinación.

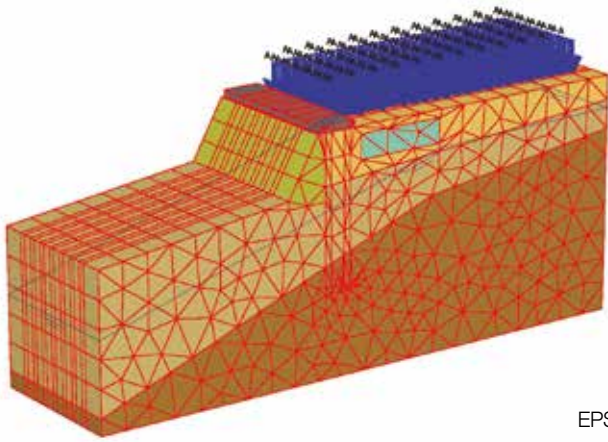
Se pasa a continuación a incluir las distintas propiedades de los materiales empleados, así como las características de los diferentes estratos de suelo (tabla 1). Estos serán los datos que se emplearán en todos los modelos de esta investigación.

## ALTERNATIVAS PROPUESTAS

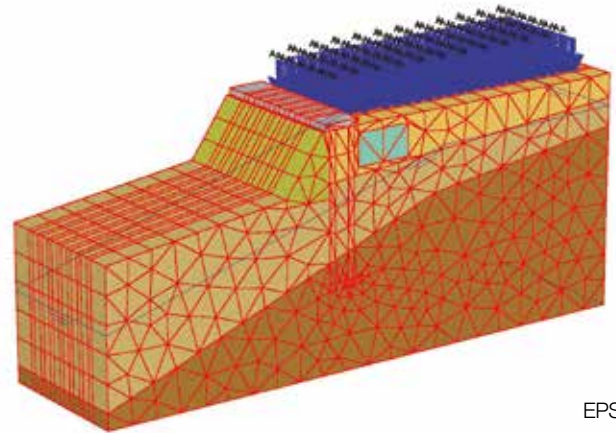
Las diferentes alternativas se han modelado en Plaxis 3D Tunnel con las mismas opciones y tipo de elementos para todos los modelos. Para calcular la presión inicial se utilizó la opción Gravity que implementa el programa para situaciones sin capas horizontales. En este estudio se han planteado cuatro alternativas que están representadas en la figura 4 (con diferente geometría, volumen y posición), estudiándose en la última de ellas (EPS4) la posibilidad de eliminar una de las líneas de pilotes, dejando solo una línea discontinua cerca de la escollera.

Materiales	Peso específico $\gamma / \gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de elasticidad E (kPa)	Coefficiente de Poisson	Cohesión c (kN/m <sup>2</sup> )	Ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ )
Escollera	19 / 22	6.000	0,30	0	42°
Level 1: relleno	17 / 19	3.000	0,30	10	30°
Level 2: material coluvial	18 / 19,5	5.000	0,33	30	25°
Level 3: Flysh	18,5 / 20	12.000	0,32	35	25°
Poliestireno expandido	0,3	6.000	0,10		
Hormigón	24	2,4·10 <sup>7</sup>	0,2		
Pilotes	Diámetro 1 m		Longitud 16 m	S= 2,65 m	

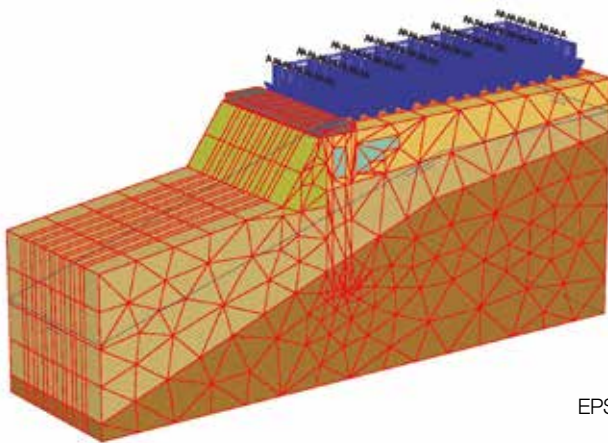
Tabla 1. Características del modelo



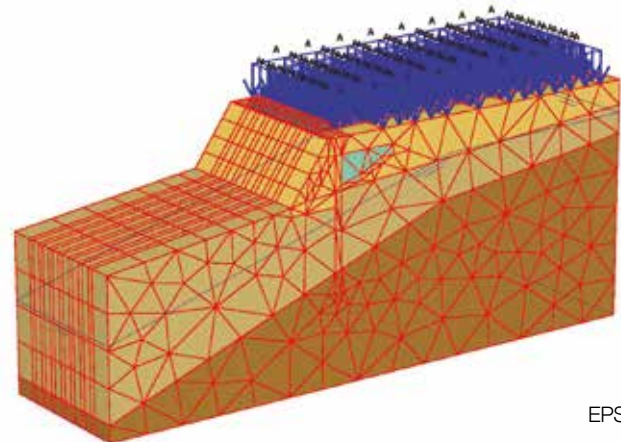
EPS1



EPS2



EPS3



EPS4

Fig. 4\_ Modelos propuestos con EPS (representadas en color azul claro)

# 3

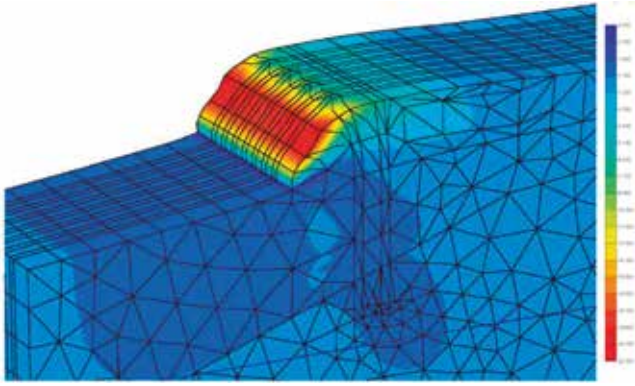
## Resultados y discusión

Los desplazamientos horizontales se presentan como los resultados más significativos para las cuatro alternativas propuestas (Figura 5), apreciándose como los deslizamientos son más acusados en distintas zonas de la escollera según el modelo: así, en el EPS1, la zona de la escollera que presenta valores máximos de desplazamientos se sitúa en la zona alta, mientras que en el modelo EPS2 se traslada hacia la zona central de la misma. Por último, en los casos 3 y 4 los valores máximos los encontramos en zona inferior de la escollera. En el estado actual los mayores desplazamientos se sitúan en la zona central de la escollera, confirmándose una disminución muy significativa en el caso de emplearse bloques de porexpán, en todos los desplazamientos.

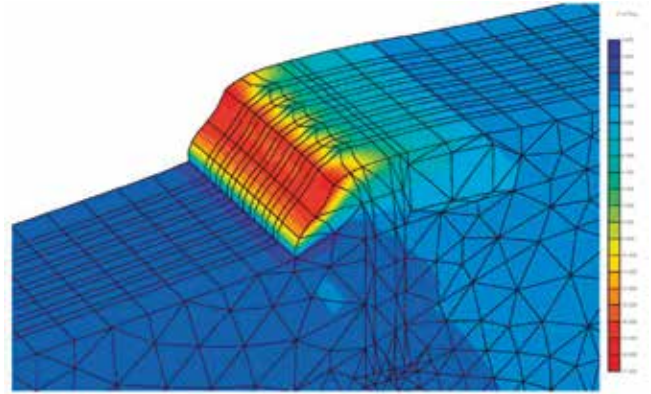
En el caso de no utilizar bloques de EPS, los movimientos se estabilizan en la parte superior del modelo, a unos 13 m desde el borde superior del relleno. En los casos EPS2, 3 y 4, la distancia desde la escollera se reduce en algo más de 3 m. Este efecto es consecuencia de la incorporación de los bloques de porexpán, de manera que la superficie de deslizamiento se ha alterado ligeramente, reduciéndose su longitud. Además, se

pudo observar el efecto de arco que se produce entre pilotes adyacentes.

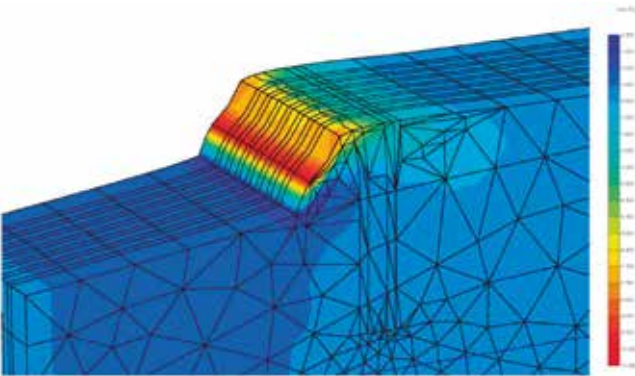
Analizando la figura 5, y a la vista de los resultados numéricos, podemos afirmar lo siguiente: en la situación denominada EPS1, los desplazamientos son similares a los del estado actual, pero con un ligero levantamiento en el área situada sobre los bloques de porexpán. Una situación similar se da en los modelos EPS2, EPS3 y EPS4, pero con valores significativamente inferiores de desplazamientos. En el último modelo, en el que se ha tanteado la posibilidad de sustituir parcialmente la escollera por EPS, se constata que el efecto de levantamiento sobre el porexpán es más acentuado aquí<sup>1</sup>, y además, la componente ascendente en la zona más baja de la escollera está más pronunciada. Este hecho se justificaría por la inclusión de EPS bajo la escollera y de su bajo peso específico. En todo caso, volvemos a aclarar que el objetivo de esta investigación no es analizar la escollera. Tras observar los desplazamientos en la cabeza de pilotes en los distintos casos, cabe destacar que en todos ellos los desplazamientos de ambas alineaciones son prácticamente iguales, lo que nos hace pensar que la disposición de los pilotes al tresbolillo presenta una gran ventaja frente a una rectangular, trabajando de forma muy similar todos ellos. Así, por ejemplo, en la solución EPS3, se ha obtenido un desplazamiento en la cabeza del pilote interior de 6,09 mm y de 5,98 en el adyacente a la escollera.



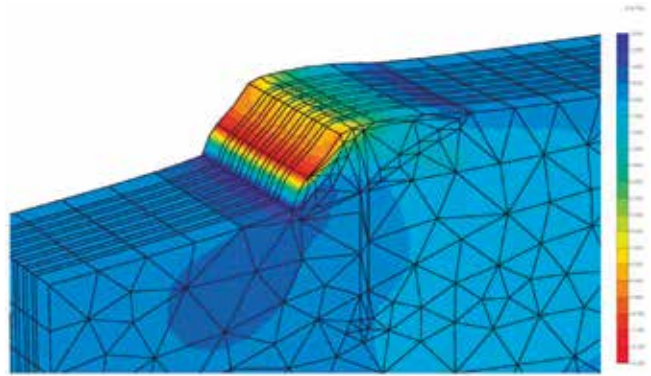
EPS1.  $U_x$  máximo -21,45 mm



EPS2.  $U_x$  máximo -16,05 mm



EPS3.  $U_x$  máximo -9,23 mm



EPS4.  $U_x$  máximo -12,20 mm

Fig. 5\_ Deformaciones  $U_x$ . Sistema de coordenadas universal.

A partir de los desplazamientos, se ha realizado un modelo en el programa SAP2000, para estudiar el comportamiento estructural de un pilote aislado, representándose en la Figura 6 la deformada y la ley de momentos. A la vista de esta figura, se confirma que el comportamiento de los pilotes corresponde a una situación intermedia entre rígido y flexible. Esta deformada confirma las conclusiones alcanzadas por [19].

Como resumen de resultados, los valores de los diferentes movimientos se muestran en la Tabla 2. Asimismo, los resultados de los puntos más significativos (representados en la esquina superior izquierda de la Figura 3) se incluyen en la Tabla 3, siendo muy elocuente la reducción de más del 50% obtenida en el modelo EPS3.

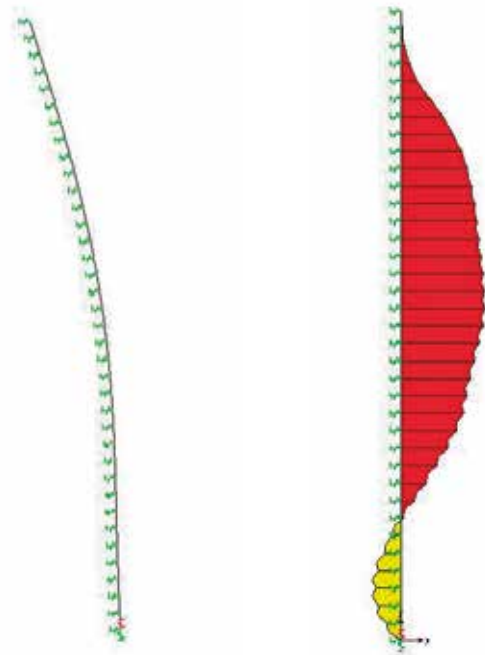


Fig. 6\_ Deformada de un pilote y ley de momentos

	Estado actual	Solución EPS1	Solución EPS2	Solución EPS4 (1 línea de pilotes)	Solución EPS3
Deformación * horizontal	-23,82	-19,7	-14,3	-12,2	-9,23
Deformación** vertical	-20,3/3,5	-18,7/3,1	-12,5/3,1	-13,5/4,4	-7,2 /3,5
Deformación total	-31,71	-27,4	-18,64	-12,4	-11,3

Tabla 2. Deformaciones máximas (mm) (desde la más desfavorable a la más favorable)

\*Los valores incluidos en la tabla se refieren a los planos centrales del modelo, que entendemos como más significativos.

\*\*En la deformación vertical, se dan los valores máximos, tanto positivos como negativos (hacia la izquierda).

	Estado actual	Solución EPS1	Solución EPS2	Solución EPS4 (1 línea de pilotes)	Solución EPS3
Punto A (Ux)**	-16,9	-12,1/-5,1	-4,4/-3,6	-6,9/-3,7	-5,9/-3,0
Punto B (Ux)	-9,8	-4,3/-3,7	-12,5/3,1	-3,8/-3,5	-2,4/-2,1
Punto C (Uy)***	-0,4	2,3	1,6	4,5	1,2
Punto D (Uy)	3,6	3,1	3,1	4,2	3,3

Tabla 3. Deformaciones en puntos significativos del plano central (ver figura 3) desde los más desfavorables a los más favorables (mm)

\* Se realizó un modelo con solo una línea de pilotes, pero acercándolos a 25 cm, pero no se encontraron diferencias, por lo que no se incluyen sus resultados.

\*\* En los puntos A y B, ubicados en el área de la losa común, se dan dos valores, el primero de los cuales coincide con el vano entre pilotes y el segundo en el propio pilote.

\*\*\* La posición del punto C presenta algunas diferencias en los diferentes modelos para evaluar el levantamiento que se puede producir en el área aligerada con EPS.

En la tabla 4 se presentan los coeficientes de seguridad obtenidos para las distintas alternativas, comprobándose la mejora sustancial que supone la incorporación de los bloques de EPS, de forma más significativa en el modelo EPS3, siendo incluso válido el obtenido en la solución EPS4 con una línea de pilotes, lo que sería inviable sin el uso de bloques de EPS.

Estado actual	EPS1	EPS2	EPS3	EPS4
0,94	1,29	1,73	2,57	2,03

Tabla 4. Coeficientes de seguridad

Como resumen, los valores de desplazamiento máximo de cada modelo y de los puntos A, B y C (ver esquina superior izquierda de la figura 3) se muestran en la figura 7. Los resultados se presentan por colores desde el peor a lo técnicamente más favorable.

Con independencia de las ventajas señaladas en esta investigación, es importante tener presente el aspecto de la durabilidad cuando se pretenda usar el EPS. Aun cuando como norma general, el porexpán es bastante estable en cuanto a la degradación, sí se deben tener ciertas precauciones en su uso, como señalan [20] y [21]: se deberá evitar el contacto con todos los derivados del petróleo, ciertos disolventes y el contacto con aguas agresivas, en cuyo caso se deberá proteger el EPS con barreras de geomembranas u otra solución. El agua por sí sola

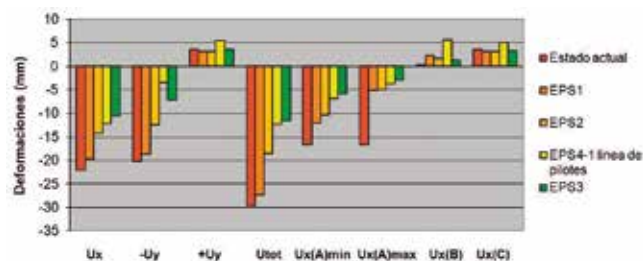


Fig. 7\_ Comparativa de las distintas soluciones

no es un agente agresivo, sin embargo, la absorción de agua por el EPS puede ser una vía de degradación posterior por otros agentes.

## 4 Conclusiones

En este trabajo se ha analizado una alternativa al sistema de contención de taludes, empleando para ello dos líneas discontinuas de pilotes al tresbolillo, sustituyendo parcialmente el relleno por bloques de EPS y proponiéndose diferentes soluciones en cuanto a su posición y geometría. Tras el análisis realizado, se puede concluir lo siguiente:

Se ha confirmado la viabilidad de dos de las alternativas propuestas: la EPS3 en la que el volumen de los bloques se concentra junto a los pilotes y cercanos a la escollera, e incluso la EPS4 en la que se ha eliminado una línea de pilotes.

La colocación de los bloques de EPS altera ligeramente la cuña de deslizamiento, reduciéndose en los tres últimos casos estudiados en algo más de tres metros. Resaltar, por tanto, la necesidad de estudiar al máximo la geometría de los bloques, ya que esta puede influir de forma decisiva en la bondad de la solución adoptada. En el caso particular de obras de contención de taludes, sería obligado, hacer unos primeros cálculos para determinar la superficie de deslizamiento, y a partir de esta, ajustar la geometría de las piezas aligerantes.

La disposición de los pilotes al tresbolillo permite que éstos trabajen prácticamente por igual, al contrario que en el caso de disposición rectangular, en la que la línea de pilotes más alejada del talud, absorbe aproximadamente un 25% más de carga.

Se ha constatado la formación del efecto arco entre pilotes contiguos. Este fenómeno se diluye en el modelo con una sola línea de pilotes mientras estos no se sitúen en torno a los 2,5 m de separación entre ejes (2,5 veces el diámetro de los pilotes en nuestro caso), coincidiendo con lo señalado por [14] y [22].

Se debe tener en cuenta la supresión y, por lo tanto, el posible efecto de la flotabilidad que puede experimentar el poliestireno expandido en situaciones de nivel freático elevado. ☞

## NOTAS

(1) Con valores de peso específico de  $0,20 \text{ kN/m}^3$ , el levantamiento del área de los bloques casi se triplica en el modelo EPS4, mientras que no hay cambios significativos en los otros modelos.

## REFERENCIAS

- [1] Lin L.K., Chen L.H. y Chen R.H. (2010): Evaluation of Geofoam as a Geotechnical Construction Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 22, no. 2 pp. 160-170.
- [2] Negussey D. y Huang X. (2006): Modulus of Subgrade Reaction for EPS Geofoam. *GeoShanghai International Conference 2006*. Shanghai: pp 165-172.
- [3] Negussey D. (2007): Design Parameters for EPS Geofoam. *Soil and Foundation*, vol. 47, no. 1, pp. 161-170, doi: <http://doi.org/10.3208/sandf.47.161>, 2007.
- [4] Oteo C., Sopena L. y Burbano. G. (1998). Rellenos aligerados con poliestireno expandido (EPS) en la variante del puerto de Santa María. *Primer Congreso Andaluz de Carreteras*, 1998, ISBN: 84-89875-03-0.
- [5] Miao L., Wang F., Han J., Lv W. y Li, J. (2013): Properties and Applications of Cement-Treated Sand-Expanded Polystyrene Bead Lightweight Fill. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 25, no. 1, pp. 86-93.
- [6] Dávila J. M., Jaramillo-Morilla A. y Rodríguez C. (2015): Aplicaciones del Poliestireno Expandido en Obras de Geotecnia. Saarbrücken (Germany): Publicia.
- [7] Ausilio E., Conte E. and Dente G. (2001): Stability Analysis of Slopes Reinforced with Piles. *Computer and Geotechnics*, vol.

28, no. 8, pp. 591-611., doi: [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00013-1](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00013-1).

- [8] Sharafi H. and Sojoudi Y. (2016): Experimental and Numerical Study of Pile-Stabilized Slopes Under Surface Load Conditions. *International Journal of Civil Engineering*, vol, 14, pp. 221-232, DOI 10.1007/s40999-016-0017-2
- [9] Won J., You K. and Jeong S. (2005): Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems. *Computers and Geotechnics* Vol. 32, pp. 304-315, doi: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2005.02.006>.
- [10] Lee C., Hull T. and Poulos H. (1995): Simplified Pile-Slope Stability Analysis. *Computers and Geotechnics*, vol. 17, no. 1, pp. 1-16, doi: [https://doi.org/10.1016/0266-352X\(95\)91300-S](https://doi.org/10.1016/0266-352X(95)91300-S).
- [11] Ortuño L., Murillo T. (2010): Estabilización de taludes mediante pilotes. *Argentine Congress of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2010*. CAMSIG 2010, Mendoza, Argentina.
- [12] Wang Z., and Zhou J. (2011): Three-dimensional Numerical Simulation and Earth Pressure Analysis on Double-row Piles with Consideration of Spatial Effects. *Journal of Zhejiang University*, vol. 12, no. 10, pp. 758-770.
- [13] Beju Y.Z. and Mandal J.N. (2016): Compression creep test on expanded polystyrene (EPS) geofoam. *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 10, no. 4, pp. 401-408, <https://doi.org/10.1080/19386362.2016.1155260>.
- [14] Chen C. and Martin, G. (2002): Soil-structure Interaction for Landslide Stabilizing Piles. *Computers and Geotechnics*, vol. 29, no. 5, pp. 363-386, doi: [https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(01\)00035-0](https://doi.org/10.1016/S0266-352X(01)00035-0).
- [15] Kim Y. and Jeong S. (2011): Analysis of Soil Resistance on Laterally Loaded Piles Based on 3D Soil-Pile Interaction. *Computers and Geotechnics*, vol. 38, no. 2, pp. 248-257, doi: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.12.001>
- [16] Mardfekri M., Gardoni P. and Roesset J. (2013): Modeling Laterally Loaded Single Piles Accounting for Nonlinear Soil-Pile Interactions. *Journal of Engineering*, vol. 2013, ID 243179, doi: <http://dx.doi.org/10.1155/2013/243179>.
- [17] Coulomb Ch., (1773): *Essai sur Quelques Problemes de Statique Relatis a L'Architecture*. París.
- [18] Desai C.S. 1981: Behaviour of Interfaces Between Structural and Geologic Media, State-of- the Art Paper, *Proceeding International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic*, 619-38.
- [19] Moayed R. Z., Kamalzare M. and Judi A., (2013): Three-dimensional analyses of concrete piles in clayey soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, vol. 166, no. 4, pp. 399-407, doi: <https://doi.org/10.1680/geng.9.00063>.
- [20] Lin L., Chen L. and Chen R. (2010): Evaluation of Geofoam as a Geotechnical Construction Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 22, no. 2, pp. 160-170.
- [21] Vilaverde, J. (2009): *Estudo do Envelhecimento Físico de um Polímero Estrutural*. University of Trasmontes and Alto Douro - Portugal.
- [22] Chen C. (2001): Numerical analysis of slope stabilization concepts using piles. PhD thesis, University of Southern California.

# Revisión del Diseño Geotécnico y Estructural de Cimentaciones Aisladas en Zonas Sísmicas por el Método de Análisis en el Tiempo



EDUARDO R.  
**Álvarez  
Deulofeu**

Departamento de Ingeniería Civil,  
Facultad de Construcciones,  
Universidad Oriente, Santiago de  
Cuba (Cuba)



EDUARDO  
**Beira  
Fontaine**

Departamento de Ingeniería Civil,  
Facultad de Construcciones,  
Universidad Oriente, Santiago de  
Cuba (Cuba)



PEDRO MANUEL  
**Cabrera  
Castro**

Departamento de Hidráulica,  
Facultad de Construcciones,  
Universidad Oriente, Santiago de  
Cuba (Cuba)

## RESUMEN

Se evalúa la seguridad sísmica de cimientos aislados superficiales mediante la validación del diseño geotécnico y estructural de un cimiento interior aplicando el método de análisis dinámico lineal en el tiempo utilizando el SAP 2000NL versión 11. Se usan acelerogramas escalados del sismo Hollister para sus tres direcciones principales de actuación. Para la validación del diseño geotécnico se utiliza el libro Excel DISCAR, adaptado a la revisión en el tiempo de los estados límites exigidos por la norma cubana de cimentaciones superficiales. Para el diseño estructural se utiliza la norma cubana de cimentaciones superficiales del 2004 y el ACI 318:2014.

## PALABRAS CLAVE

Cimientos aislados, diseño geotécnico, time history method, seguridad sísmica

## ABSTRACT

*An assessment is made of the seismic response of isolated shallow foundations by the validation of the geotechnical and structural design of an interior footing, applying time history linear-dynamic statistical analysis using the SAP 2000NL version 11. Hollister scaled seismic accelerograms are employed for their three main directions of action. In order to validate the geotechnical design, recourse has been made to the Excel DISCAR book, adapted to the revision over time of the limit states required by the Cuban building code for shallow foundations. For the structural design, recourse has been made to the 2004 Cuban Building Code for shallow foundations and the ACI 318:2014.*

## KEYWORDS

*Isolated foundations, geotechnical design, time history method, seismic safety*



# 1

## Introducción

La norma cubana para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales [1] se basa en la capacidad soportante del suelo por estabilidad [2]. Las solicitaciones transmitidas al suelo por modelos estructurales que consideran cargas sísmicas horizontales como cargas estáticas obtenidas de un espectro de respuesta de diseño (método estático equivalente en [3]). Estas cargas se reducen aplicando factores globales de reducción por ductilidad, referidos en los reglamentos sísmicos según el tipo estructural. Este procedimiento de cálculo se complementaría con otro que basara la revisión de los estados límites del diseño geotécnico y estructural de los platos de cimentación en el método de análisis en el tiempo para sismos reales escalados, que aparece en [4] como análisis dinámico lineal. Esto aportaría testimonios más realísticos de la seguridad sísmica de las cimentaciones permitiendo inferir si los factores globales de reducción por ductilidad aceptados para el diseño pudieran ser alcanzados además de evaluar la influencia de la componente vertical del sismo. Además permitiría una validación rápida del diseño de cimientos aislados y realizar estudios preliminares de vulnerabilidad sísmica de cimentaciones superficiales, antes de un chequeo más preciso de la cimentación con modelos que evalúen la interacción suelo-estructura [5] y respuesta dinámica no lineal de la estructura, más compleja de evaluar y con un significativo gasto de tiempo.

## Materiales y Métodos

### A. Modelación Estructural del edificio generado

El objeto analizado es un edificio público de hormigón armado de 30m de ancho, 36m de largo, una altura de 16,50m y módulos de 7,20m x 6m de 5 pisos con puntales de 3,30m sobre perfil de suelo D, el cual según la NC 46:2013 se adecúa a los parámetros físico-mecánicos del perfil de suelo seleccionado. El edificio se rigidiza a acciones sísmicas mediante pórticos dúctiles de hormigón armado soportados en cimientos aislados, que según los requerimientos de la norma sísmica cubana clasifica como regular y de acuerdo al uso como obra ordinaria (categoría II). El nivel mínimo de protección sísmica para esta edificación en Santiago de Cuba (Zona 5) se alcanza para un sismo ordinario que acepta una probabilidad de excedencia de un 10 % para obras con vida útil de 50 años. Para este sismo de cálculo se esperan en la ciudad de Santiago de Cuba aceleraciones máximas del terreno aproximadas de 0,3g para el perfil de suelo D considerado.

### B. Diseño de la cimentación superficial

Para el diseño geotécnico y estructural de la cimentación, que aparece en [6], se parte del perfil ingeniero-geológico en el supuesto sitio de ubicación del edificio con los parámetros físico-mecánicos del suelo (figura 1), obtenidos de calas en el sitio [7] y [8]. Para el diseño de los platos de cimentación se utiliza el libro Excel DISCAR, que resuelve el diseño geotécnico de la cimentación por el método de la norma cubana de cimentaciones superficiales. Para el diseño estructural se utiliza la norma cubana para el diseño estructural de cimentaciones superficiales [9], utilizando

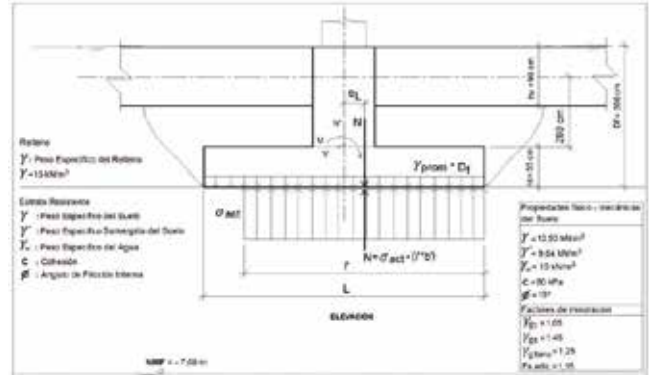


Fig. 1\_ Perfil ingeniero-geológico del suelo y parámetros físico-mecánicos en el diseño de la cimentación superficial

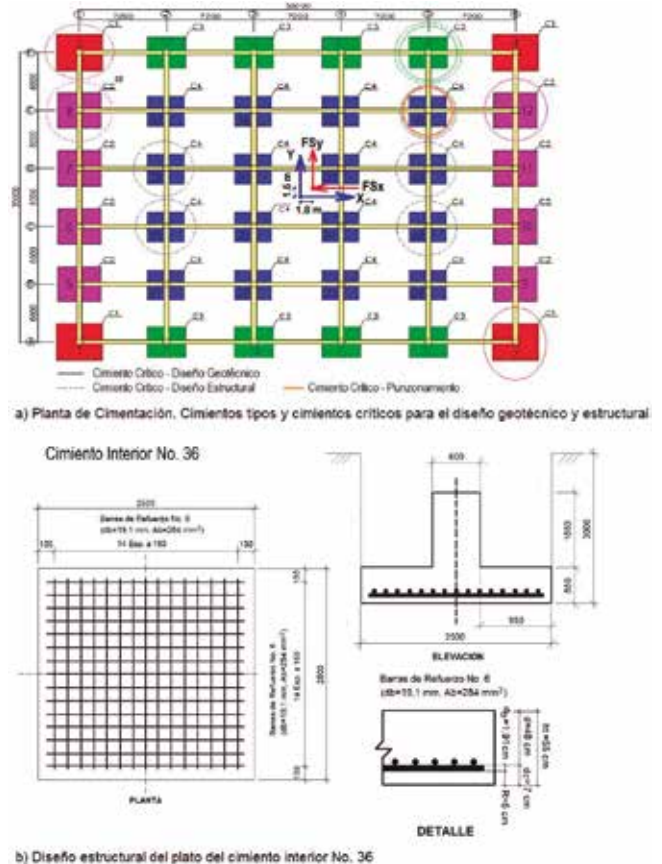


Fig. 2\_ Cimientos tipos y cimientos críticos para el diseño geotécnico y estructural. Diseño estructural del plato del cimiento interior No.36.

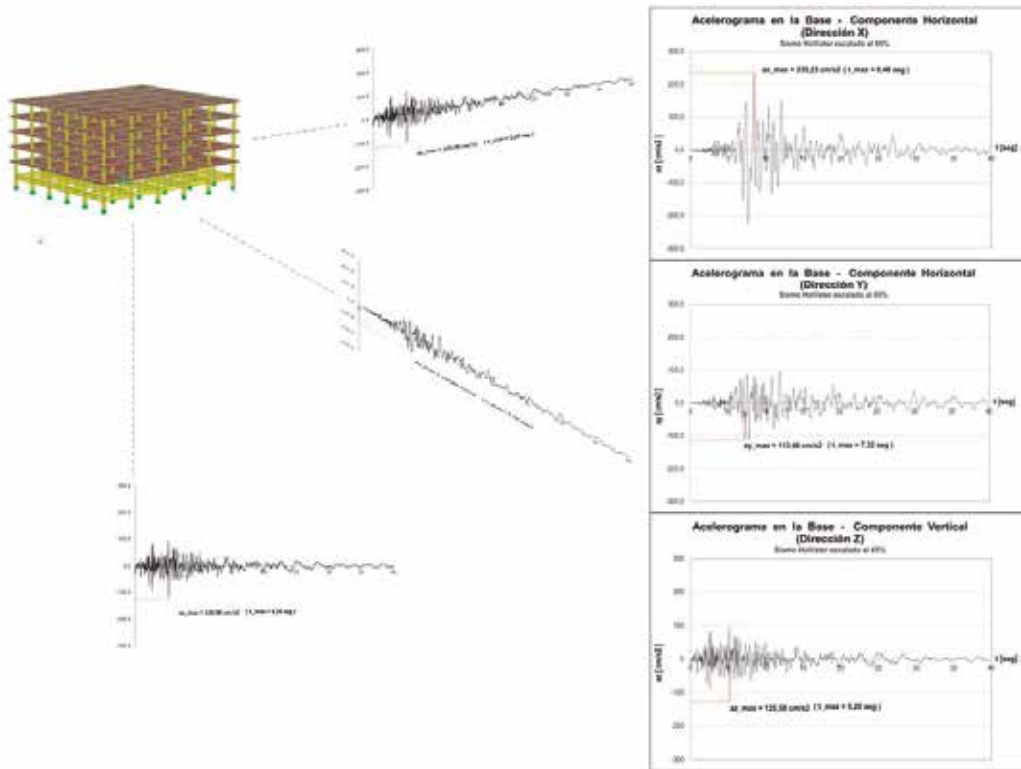


Fig. 3\_ Acelerogramas del sismo real Hollister escalados en un 65% para las tres direcciones principales de actuación del sismo

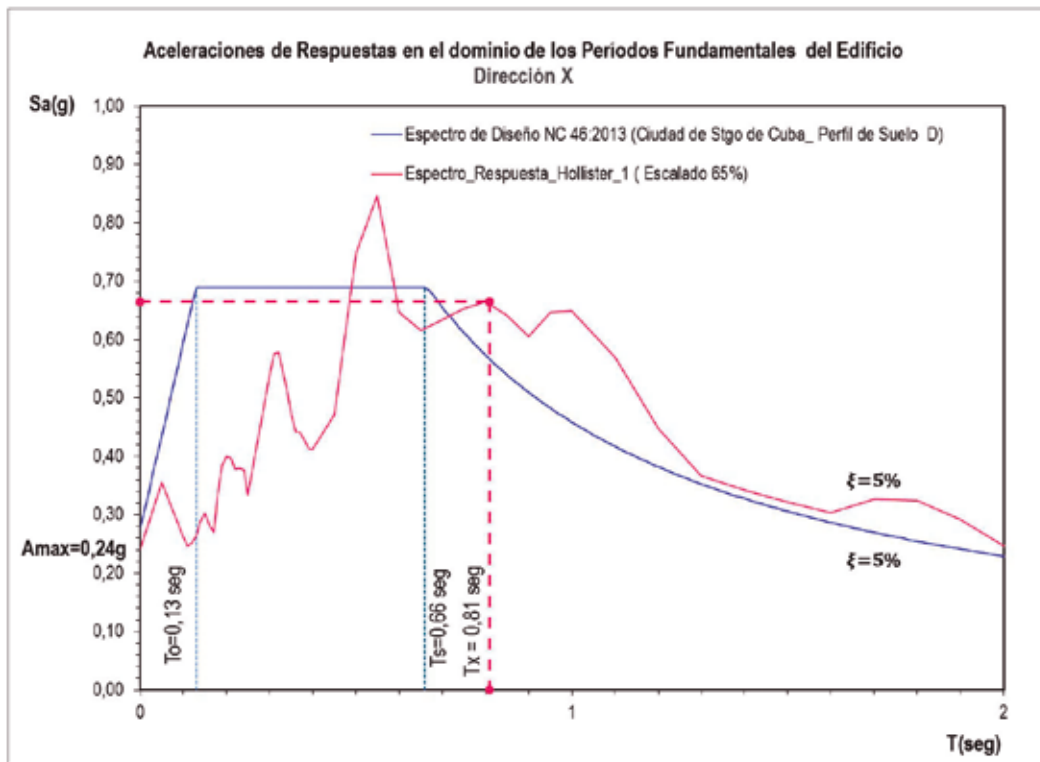


Fig. 4\_ Espectro de aceleraciones de respuestas del sismo real Hollister escalado en un 65% y espectros de aceleraciones de respuesta de diseño según la NC 46: 2013.

acero G-40 ( $R'_{ak}=300\text{MPa}$ ) y hormigón de  $R'_{bk}=25\text{MPa}$ . Además se consultan normas que regularizan los diseños sismorresistentes como la ACI 318:2014 [10]. En la (figura 2a) aparece un resumen de los cimientos críticos para el diseño geotécnico y estructural.

### C. Revisión en el tiempo del cimiento interior No.36

Se valida el diseño geotécnico y estructural del plato del cimiento interior No.36 (figura 2b) por el método de análisis en el tiempo (figura 3). Esta validación, que se resume en [11], corresponde al paso 6 de la metodología ERAD, resumida en [12] y que sintetiza los pasos recomendados en [13] para la evaluación de la seguridad sísmica en sistemas constructivos para su introducción en zonas sísmicas. Se selecciona el cimiento No.36, al resultar crítico para el diseño geotécnico de los cimientos interiores y diseño estructural por punzonamiento.

Se escala al 65% la componente horizontal predominante del sismo Hollister haciéndola coincidir con la dirección "X" del edificio, tal que la aceleración máxima del sismo escalado se corresponda con la aceleración del suelo especificada por la norma sísmica cubana para el sitio de ubicación del edificio (valor para  $T=0$  en la figura 4). Para la dirección "Y" del edificio se escaló también al 65% el acelerograma ortogonal a la dirección predominante del sismo, verificando lo recomendado por la NC 46:2013 para acciones sísmicas simultáneas en las dos direcciones principales del edificio. Esta norma establece que ortogonal a la dirección predominante del sismo de cálculo debe actuar una componente sísmica, cuyas aceleraciones de respuestas en la estructura estén aproximadamente alrededor del 30% de las especificadas por espectro de diseño.

La componente vertical del sismo Hollister se escaló también en un 65%, observándose que las aceleraciones relevantes del suelo en esa dirección están en el mismo orden que aquellas de las otras dos componentes. Esto permite evaluar el efecto de estas aceleraciones sísmicas verticales en estructuras donde las luces sugieren incrementos no despreciables de las solicitaciones sísmicas en la cimentación, particularmente los axiales transmitidos al suelo. A pesar de resultar grandes las aceleraciones sísmicas verticales del sismo de cálculo, según el espectro de respuesta de esta componente no deben influir significativamente en la respuesta sísmica, ya que el período vertical fundamental del edificio no está en el rango de los períodos dominantes de la componente vertical del sismo de cálculo.

### D. Procedimiento de cálculo

Para la validación se parte de la hipótesis de una respuesta cuasi elástica de la estructura para inferir si los factores globales de reducción por ductilidad aceptados ( $R_d=4,5$ )

en el cálculo de las cargas sísmicas horizontales usadas en el diseño de la cimentación pudieran ser alcanzados. Para la validación del diseño del plato del cimiento interior se usa una versión del libro Excel DISCAR desarrollada para la revisión en el tiempo de los estados límites asociados al diseño de cimentaciones superficiales. Para ello se parte de las solicitaciones exportadas por el SAP 2000NL versión 11 para el análisis dinámico lineal ejecutado para la acción simultánea en la estructura de los tres acelerogramas de cálculo propuestos.

# 2

## Resultados y discusión

### A. Chequeo en el tiempo del estado límite de capacidad soportante por estabilidad del suelo

Para la duración de la fase fuerte del sismo la capacidad resistente del suelo cae por debajo del valor de diseño considerado para el dimensionamiento geotécnico del cimiento. La mayor caída ocurre entre 7,5 y 13,5 s, intervalo en que ocurre la aceleración horizontal máxima del suelo. La cohesión aporta más a la resistencia del suelo debido a que el suelo seleccionado (c-Fi) presenta un valor bajo de ángulo de fricción interna. La contribución de la densidad del suelo prácticamente puede ser despreciada.

Un chequeo de la capacidad resistente del suelo, muestra que para el intervalo de tiempo crítico los axiales transmitidos al suelo, considerando la componente vertical del sismo, superan claramente su resistencia (figura 5a). Esto ocurre a pesar de que el axial transmitido es claramente inferior al valor seleccionado para el diseño geotécnico. El axial transmitido no muestra gran dispersión con relación a aquel de las cargas gravitatorias actuantes al ocurrir el sismo, manteniendo siempre valores de compresión, por lo que se desecha una descarga que origine alguna tendencia al levantamiento de esta cimentación. Se infiere que la caída de la resistencia del suelo no se debe al incremento de los axiales transmitidos al mismo (comparar figuras 5a y b) sino debido a una reducción del área efectiva del plato del cimiento (figura 6) y al efecto negativo de las cargas sísmicas horizontales en la resistencia del suelo. La consideración de la componente vertical del sismo en el análisis dinámico lineal aportó solo un incremento significativo del axial transmitido al suelo. Este incremento, de algo menos del 10%, no modificó significativamente los resultados de la revisión de los estados límites para el diseño geotécnico y estructural del cimiento interior analizado.

El área efectiva del plato del cimiento para el intervalo de tiempo crítico alcanza valores muy por debajo del valor de



a) Considerando la componente vertical del sismo de cálculo

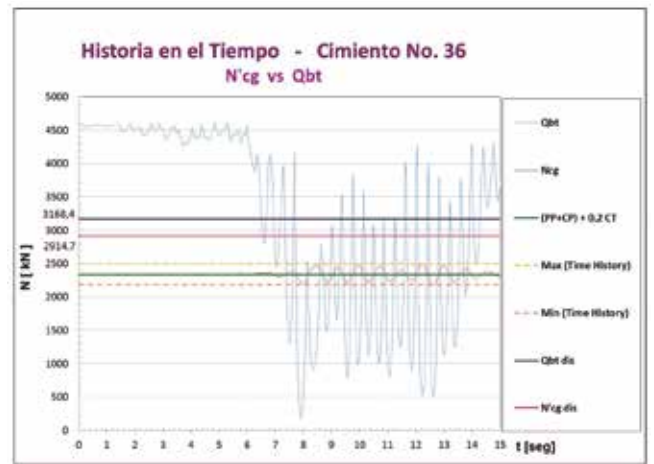


Fig. 5\_ Chequeo en el tiempo del estado límite de capacidad soportante por estabilidad del suelo según las solicitaciones transmitidas al suelo por el plato del cimiento interior No. 36

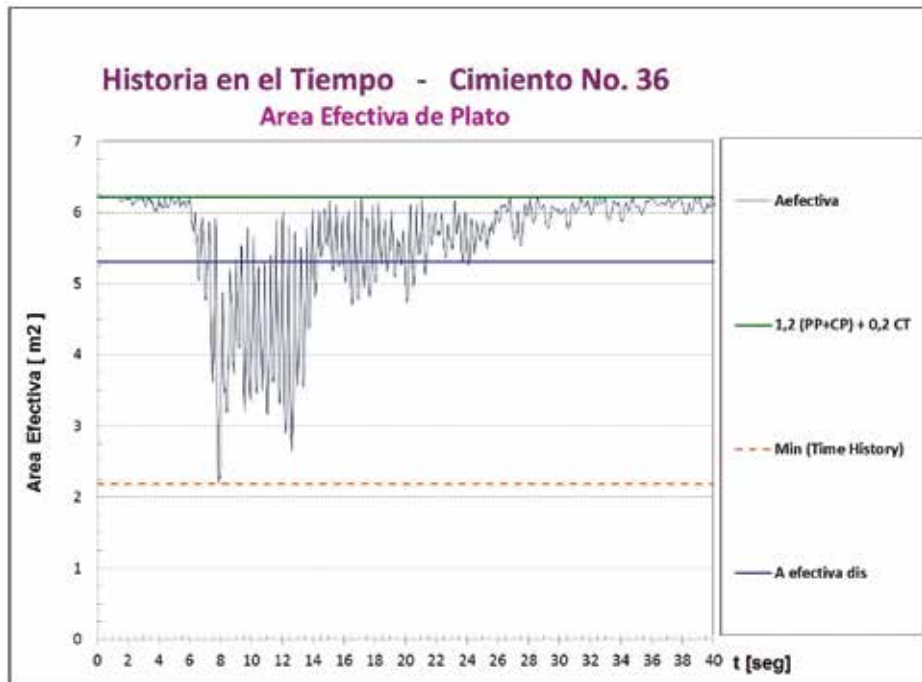


Fig. 6\_ Análisis en el tiempo del área efectiva del plato del cimiento interior No. 36

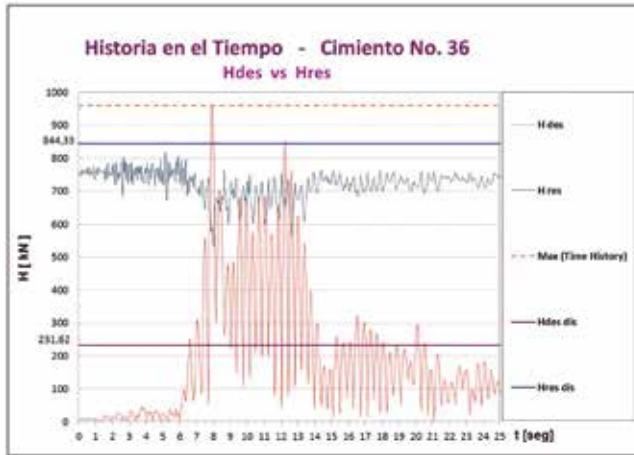


Fig. 7\_ Chequeo en el tiempo del estado límite de deslizamiento del cimiento según las solicitaciones transmitidas al suelo por el plato del cimiento interior No. 36



Fig. 8\_ Chequeo en el tiempo del estado límite de fallo por punzonamiento del peralto del plato del cimiento interior No. 36

diseño. Esta área efectiva se reduce hasta 2,5 veces el valor de diseño y resulta casi 3 veces menor que el área total del plato. La caída del valor de  $b'$  con respecto al valor de diseño es mucho mayor que la de  $l'$ , debido al mayor incremento de las excentricidades en la dirección dominante del sismo para el axial transmitido al suelo. Así los momentos flectores en esa dirección alcanzan valores mayores que 4 veces el valor de diseño. Los valores de los coeficientes de inclinación de la carga demuestran que la caída de la capacidad resistente del suelo se debe fundamentalmente a las grandes acciones sísmicas horizontales transmitidas al suelo. El coeficiente de inclinación relacionado a la cohesión cae hasta 0,10, alcanzando la acción sísmica horizontal transmitida por el cimiento casi 4 veces el valor de diseño en la dirección predominante del sismo.

### B. Chequeo en el tiempo del estado límite de deslizamiento del cimiento

El chequeo del estado límite de deslizamiento del cimiento muestra que la acción sísmica horizontal transmitida al suelo puede superar la fuerza resistente al deslizamiento, pero no resulta un estado límite crítico (figura 7). Esto ocurre con claridad solo una vez muy próximo al instante que ocurre la aceleración horizontal máxima del suelo. Las fuerzas de deslizamientos superan en muchas ocasiones su valor de diseño, llegando alcanzar valores de más de 4 veces el valor de diseño. En cambio las fuerzas resistentes al deslizamiento permanecen siempre algo por debajo de su valor de diseño. El comportamiento no crítico del cimiento al estado límite de deslizamiento con relación al estado límite por estabilidad del

suelo para un análisis en el tiempo se debe a que en el diseño geotécnico de estos cimientos interiores, el estado límite de deslizamiento no resultó dominante, obteniéndose platos con grandes factores de seguridad al deslizamiento. No obstante los resultados del análisis en el tiempo demuestran que existe el riesgo al deslizamiento de estos cimientos, aunque es mucho menos probable ya que estaría condicionado en caso de que no ocurra la pérdida de estabilidad del suelo.

### C. Chequeo en el tiempo del estado límite de fallo por punzonamiento del plato

Las tensiones tangenciales máximas en los planos de falla por punzonamiento del plato superan la resistencia establecida por el ACI 318:2014 (figura 8). Las tensiones tangenciales máximas alcanzan valores hasta un 33% mayor que la resistencia por punzonamiento, por lo que el peralto de 55 cm del cimiento resulta insuficiente para una respuesta cuasi-elástica de la estructura. Este tipo de fallo condiciona mecanismos de fallos frágiles, a los que están a asociados muy escasa disipación de energía sísmica.

### D. Chequeo en el tiempo del estado límite de fallo a esfuerzos cortantes del plato

Puede ocurrir el fallo a esfuerzos cortantes del plato, que condiciona también mecanismos de fallos frágiles. El cortante de cálculo para el vuelo del plato en la dirección principal de las acciones sísmicas supera en 1,5 veces la resistencia a cortante establecida por el ACI 318:2014, ocurriendo para mucho menos ciclos de cargas en comparación con

el chequeo por punzonamiento, debido a que el estado límite por punzonamiento había resultado dominante para la selección del peralte total del plato.

### E. Chequeo en el tiempo del refuerzo a flexión del plato

En caso de que el plato del cimiento no falle por punzonamiento ni a esfuerzos cortantes, de todas formas existiría el riesgo de un fallo dúctil a flexión del plato, ya que la demanda de acero por flexión para el intervalo de tiempo crítico se duplica. Sin embargo el acero a flexión exigido cumpliría cómodamente con el chequeo de adherencia al hormigón circundante, por lo que existiría un riesgo bajo de deslizamiento de las barras de refuerzo. Esto condiciona que pueda verificarse un mecanismo de fallo dúctil que garantice disipación de energía sísmica por grandes elongaciones plásticas del acero de no presentarse el fallo del peralte del plato por punzonamiento o a esfuerzos cortantes.

## 3

### Conclusiones

- 1) La revisión de los estados límites asociados al diseño del plato del cimiento interior analizado por el método de análisis en el tiempo aporta testimonios más realísticos acerca de la seguridad sísmica de las cimentaciones.
- 2) La revisión de estos estados límites en el tiempo corroboran los factores globales de reducción por ductilidad considerados para estimar las cargas sísmicas horizontales.
- 3) La componente vertical del sismo aportó solo un incremento significativo del axial transmitido por el plato del cimiento (10%), pero no modificó significativamente la revisión de los estados límites del diseño geotécnico y estructural del cimiento.
- 4) Recomendar este procedimiento para una validación rápida del diseño de cimientos aislados o a estudios de vulnerabilidad sísmica de cimentaciones superficiales antes de una revisión más precisa del diseño geotécnico y estructural de la cimentación con modelos que evalúen la interacción suelo-estructura y respuesta dinámica no lineal de la estructura.
- 5) Aplicar este procedimiento al estudio de variantes de edificios por su simplicidad y posibilidad de ofrecer testimonios acerca de la idoneidad del diseño de cimentaciones superficiales en zonas sísmicas con un mínimo de gasto de tiempo. 📧

### REFERENCIAS

- [1] Norma Cubana para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales (2004), Comité Estatal de Normalización, La Habana, Cuba.
- [2] Braja M. Das (2009) Principio de Ingeniería de Cimentaciones, 1ra y 2da parte, Editorial Félix Varela, La Habana, Cuba.
- [3] NC 46:2013. Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y la Construcción (2014), Comité Estatal de Normalización, La Habana, Cuba.
- [4] Chopra, A. K. (1995) Dynamics of Structures and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Englewood Cliffs, New Jersey 07632, USA.
- [5] Shamsheer, P., Puri, A. (1996) Analysis and Design of Foundation under Earthquakes, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science Ltd., Miami, USA.
- [6] Beira Fontaine, E., Álvarez Deulofeu, E. R., Rizo, Z. (2014) Influencia del Sismo en el Comportamiento Geotécnico y Estructural de Cimentaciones Superficiales en la Ciudad de Santiago de Cuba, II Convención de Ciencias Técnicas de la Universidad de Oriente. SISMOS 2014, Santiago de Cuba, Cuba.
- [7] Cabrera Castro, P. M. (2006). Caracterización geotécnica del campo experimental de Ingeniería Civil de la Universidad de Oriente (Tesis de Maestría). Universidad de Oriente. Santiago de Cuba, Cuba.
- [8] Cabrera Castro, P. M. y Beira Fontaine, E. (2007). Caracterización geotécnica del campo experimental de ingeniería civil de la Universidad de Oriente. Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 11-2, pp. 57-66, ISSN: 1665-529X.
- [9] Norma Cubana para el Diseño Estructural de Cimentaciones Superficiales (2004), Comité Estatal de Normalización, La Habana, Cuba.
- [10] ACI 318:2014 Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios, (2014), Farmington Hills, USA.
- [11] Álvarez Deulofeu, E. R., Beira Fontaine, E. (2014) Aplicación del Método de Análisis en el Tiempo a la Revisión del Diseño Geotécnico y Estructural de Cimentaciones Superficiales Aisladas en Zonas Sísmicas, II Convención de Ciencias Técnicas de la Universidad de Oriente. SISMOS 2014, Santiago de Cuba, Cuba.
- [12] Álvarez Deulofeu, E. R. (2012) Metodología Avanzada para Mitigar Daños Sísmicos en Edificios, Editorial Académica Española, Número 15649, Sarbruecken, Alemania. <http://www.eae-publishing.com>
- [13] Álvarez Deulofeu, E. R. (1994) Erdbebensichere Konstruktion rahmen- und scheibenstablisierter Hochhaeuser, Dissertation (Tesis Doctoral), HAB-Weimar, Weimar, Deutschland.

# listos para la revolución de los recursos



En 2050, en el mundo vivirán 9.000 millones de personas, la mayoría en grandes ciudades. Este crecimiento de la población plantea dos grandes retos: el acceso al agua y la gestión eficiente de los residuos. Por eso en SUEZ innovamos para crear soluciones hídricas alternativas y transformar los residuos en nuevas fuentes de energía. Nuestro objetivo: garantizar a las generaciones futuras el acceso a los recursos naturales.

[www.suez.es](http://www.suez.es)

```
override fun onPageScrollStateChanged(state: Int)
```

```
override fun onPageScrolled(position: Int, positionOffset: Float, positionOffsetPixels: Int)
```

```
override fun onPageSelected(position: Int) {  
    selectedTab = position  
}
```

```
)
```

```
mTabLayout.getTabAt(selectedTab)
```

```
mTabLayout.tabMode = TabLayout.MODE_FIXED
```

```
mTabLayout.tabGravity = TabLayout.GRAVITY_FILL
```

```
mTabLayout.setupWithViewPager(mViewPager)
```

```
private fun displayViewPager(packageResult: ArrayList<PackageItem>?) {
```

```
    mViewPager.adapter = PackagePagerAdapter
```

```
        .supportFragmentManager,
```

```
        packageResult,
```

```
        bundleResult)
```

```
    Utility.tabsFontChanges(context, this, mTabLayout)
```

```
private fun initToolbar() {
```

```
    Activity
```



onOffset: Floa

Parte III

# TRABAJOS FIN DE MÁSTER

kapen resul



CONCURSO NACIONAL

SEGUNDA EDICIÓN

# Proyectos Fin de Máster

## DE LA INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

El pasado 19 de noviembre tuvo lugar la entrega de la segunda edición de este premio con la presencia del presidente del Colegio, Juan A. Santamera, quien dio la enhorabuena a todos los premiados y afirmó que con él se busca estrechar los vínculos entre las Escuelas y el Colegio. “En este punto, una vez más, quiero reconocer la labor que realizan las Escuelas, como garantes de los conocimientos y de los programas de excelencia, todo ello encaminado a poner a disposición de la sociedad los mejores profesionales en este ámbito”, concluyó.

El secretario general del Colegio, José Javier Díez Roncero, leyó el acta del Concurso Nacional de Proyectos Fin de Máster y puso en valor “el gran nivel de los proyectos presentados al Premio y su excelente calidad, lo que demuestra la gran preparación que han recibido de la Escuelas donde han realizado sus estudios”.

En la categoría de ‘Proyecto más innovador’, Miriam Cánovas, de la E.T.S. de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos y de Ingeniería de Minas, Universidad Politécnica de Cartagena, ha recibido el Accésit por el proyecto titulado “Estudio paramétrico de la validez del atirantamiento tipo Nielsen en puentes arco espaciales”, valorándose entre sus principales méritos el aspecto innovador de los objetivos planteados y los resultados obtenidos en el ámbito de la mecánica de estructuras. Asimismo, se ha apreciado positivamente el estudio económico de la solución finalmente adoptada como la más adecuada desde el punto de vista técnico.

El premio al Proyecto más innovador ha recaído en Araceli Martín, de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid, por el trabajo titulado “Procedimiento para la optimización del diámetro de una impulsión”, destacando entre sus principales méritos el aspecto innovador de los objetivos planteados y los resultados obtenidos, así como su evidente carácter práctico y de clara aplicación en el ámbito de la ingeniería hidráulica. Araceli Martín ha agradecido al Colegio la “gran oportunidad” que su-

ponen unos galardones como estos, que “animan” a realizar un Trabajo Fin de Máster de mayor calidad.

En la categoría de ‘Proyecto de mejor calidad y contenido’, se han entregado dos accésits. El primero, para Albert Solé, de la Escola Tècnica Superior d’Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, por el “Proyecto de implantación de un BRT entre Santa Coloma de Gramenet y Sant Adrià de Besòs”. Se trata de un amplio y completo estudio de alternativas y amplitud del desarrollo técnico de la solución adoptada; un trabajo centrado en la movilidad urbana. El segundo Accésit al proyecto de mejor calidad y contenido ha sido para Alejandro Soriano, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de A Coruña, por el proyecto titulado “Puente ferroviario transfronterizo sobre el río Miño. Eje Atlántico de Alta Velocidad. Tramo Porrriño – Frontera Portuguesa”, con un excelente desarrollo técnico de la solución adoptada que incluye una complejidad importante en el cálculo de la infraestructura.

El jurado ha decidido otorgar el Premio al proyecto de mejor calidad y contenido a Raúl Quirós, de la E.T.S. de ICCP. Universidad de Granada, por el “Proyecto de la Presa de Bembézar II, en el río Bembézar (Córdoba). Confederación Hidrográfica del Guadalquivir”, que incluye estudio de alternativas para la selección de la más idónea, amplitud y rigurosidad del desarrollo técnico de la solución adoptada que incluye, con una gran calidad de documentos, material gráfico y presupuesto. Raúl Quirós ha querido agradecer este premio al Colegio, Universidad y profesores, así como a su familia por el apoyo incondicional. Para él, “estos premios suponen un impulso y un compromiso de la institución con los alumnos que terminamos de cursar el Máster”.

A continuación, reproducimos los trabajos ganadores en la categoría de proyecto más innovador (premio y accésit). En próximos números de las ROP publicaremos el resto de trabajos ganadores en la categoría de proyecto de mejor calidad y contenido. 📍

**AUTORA:****ARACELI  
Martín****Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos****TUTOR:****DAVID  
Santillán****Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos****Profesor Ayudante Doctor Universidad Politécnica de Madrid**

Procedimiento para la optimización del

# diámetro de una impulsión

**RESUMEN**

Este trabajo desarrolla una metodología novedosa para dimensionar una impulsión, entendida como el conjunto de bombas y tuberías para elevación de agua. El trabajo viene motivado por las incertidumbres y deficiencias del proceso de cálculo tradicional, que separa el dimensionamiento de las tuberías del dimensionamiento de las bombas. En este trabajo se integran estos dos pasos en un procedimiento único, que garantiza que el conjunto de tuberías y bombas obtenido es el óptimo económico y técnico. Aparte del procedimiento original propiamente dicho, destacan también en este trabajo dos aportaciones originales. La primera ha sido encontrar y cuantificar la relación entre el rendimiento de las bombas y el caudal bombeado. La segunda ha sido adaptar el concepto de gradiente de cambio, desarrollado para caudales continuos por D. Alfredo Granados en la década de 1980, para aplicarlo a un régimen de caudales de bombeo variables. Por último, el procedimiento se ha aplicado a un caso de estudio real, que es el abastecimiento a la población de las Navas del Marqués (Ávila), lo que permite comprobar su validez.

**PALABRAS CLAVE**

Bombeo, Impulsión, Rendimiento bombas, Gradiente de cambio, Optimización, Sistema Granados

**ABSTRACT**

*This work develops a innovative methodology for dimensioning a discharge, when taken this to be a combination of pumps and pipes to raise water. The work has been motivated by the uncertainties and deficiencies of the traditional calculation process, which separates the sizing of the pipes from the sizing of the pumps. In this work, these two stages are integrated into one sole procedure, which guarantees that the combination of pipes and pumps obtained is the optimum economic and technical arrangement. In addition to the original procedure in itself, the work presents two further contributions. Firstly, the establishment and quantification of the relation between the performance of the pumps and the pumped flow and, secondly, the adaptation of the concept of the gradient change, developed for continuous flow by Alfredo Granados in the 1980s, to apply this to the flow regime of variable displacement pumps. This procedure has been applied to a real study case concerning the water supply to the population in Navas del Marqués (Avila), which has verified the validity of the proposal.*

**KEYWORDS**

*Pumping, Discharge, Pump performance, Gradient of change, Optimisation, Granados System*

# 1

## Introducción

El coste total de la impulsión es la suma del coste de la construcción de la tubería, el coste de construcción de la estación de bombeo y el coste de la energía de bombeo durante toda la vida útil del sistema:

$$\text{Coste Total} = \text{(I) C. Contr. tubería} + \text{(II) C. Constr. bombeo} + \text{(III) C. Energía (1)}$$

El coste de construcción de la tubería (I) es mayor cuanto mayor sea el diámetro de ésta, pues se incrementa el precio de los tubos, el volumen de la excavación y las dificultades para el transporte y montaje.

El coste de la construcción de la estación de bombeo (II) puede considerarse relativamente independiente de la tubería elegida, puesto que los distintos modelos de bomba suelen tener un coste relativamente similar y las configuraciones de grupos y etapas dependen de la variabilidad de la demanda y no del tipo de tubería.

El coste de la energía (III) depende, por supuesto, del volumen bombeado (que es un dato), pero también de la altura a bombear y del rendimiento de la bomba. La altura depende del diámetro de la tubería, pues las tuberías más grandes conllevan menos pérdidas de cargas adicionales a bombear, por lo que empleando un diámetro mayor se reduce el coste de bombeo. El rendimiento de la bomba es un factor cuya relación con el resto de variables hidráulicas no está estudiado en profundidad. Se supone, de una forma genérica, que las bombas más grandes tienen mejores rendimientos. Más adelante en este mismo trabajo se aborda específicamente este tema, llegando a conclusiones significativas.

Por tanto, el coste de la impulsión tiene una parte fija, que depende de los datos del problema planteado (volumen, desnivel, tipo de tubería, tipo de bomba, etc.) y otra parte variable, que depende principalmente del diámetro de la tubería (precios de los tubos, energía, etc.). Dado que los diámetros de las tuberías no conforman una serie continua, sino que son valores discretos en el mercado, la forma tradicional de resolver el problema ha consistido en plantear diversas alternativas de diámetros y de bombas que satisfacen los requerimientos técnicos del problema, tras lo cual se evalúa cada alternativa de forma separada y se selecciona la de menor coste.

Lo que se propone en este trabajo es integrar todos los pasos anteriores en un procedimiento único que garantiza que la solución seleccionada es la óptima. El procedimiento no puede sustituir la experiencia del proyectista en lo que al tipo de tubería y al número de grupos se refiere, pero sí se simplifica el

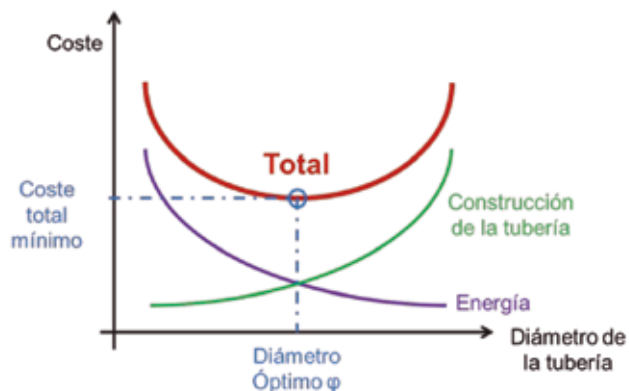


Fig. 1\_ El coste de una impulsión depende principalmente del diámetro de la tubería (el coste de las bombas es relativamente independiente del diámetro de la conducción)

procedimiento de cálculo y se garantiza que la solución elegida es la óptima.

# 2

## Procedimientos propuesto

El método propuesto se basa en comparar el aumento de coste que supone reducir en un metro la pérdida de carga (aumentando el diámetro de la tubería) frente al ahorro que supone no tener que bombear ese metro durante toda la vida útil de la tubería. El procedimiento usa parcialmente el concepto de gradiente de cambio que fue desarrollado por el profesor D. Alfredo Granados como parte de método de optimización de redes de tuberías que lleva su nombre. Pero aquel gradiente de cambio solo tenía sentido cuando los caudales son constantes. Por tanto, para el régimen de caudales variables propio de una impulsión, en este trabajo se ha debido desarrollar un novedoso gradiente de cambio para caudales variables, partiendo de lo que se ha denominado caudal equivalente.

### 2.1. Concepto de Gradiente de Cambio

El Gradiente de Cambio se define como el coste de reducir en un metro la pérdida de carga aumentando el diámetro de la tubería de  $\Phi_i$  a un diámetro mayor  $\Phi_j$ :

$$GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_j}^q = \frac{P_j - P_i}{\Delta h_i^q - \Delta h_j^q} \quad (2)$$

donde:

$P_i, P_j$ : precio de la tuberías de longitud  $L$  y diámetros  $\Phi_i$  y  $\Phi_j$ , respectivamente

$\Delta h_i^q$ ,  $\Delta h_j^q$ : pérdidas de carga en la tubería de longitud L y diámetros  $\Phi_i$  y  $\Phi_j$ , por la que pasa un caudal q

Si, por ejemplo, se calculan las pérdidas de carga utilizando la expresión de Manning, en la expresión del gradiente desaparece la longitud de la tubería, L, y el gradiente de cambio queda:

$$GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_j}^q = \frac{p_j L - p_i L}{\frac{L n_i^2 2^{20/3} q^2}{\pi^2 \Phi_i^{16/3}} - \frac{L n_j^2 2^{20/3} q^2}{\pi^2 \Phi_j^{16/3}}} = \frac{\pi^2}{n^2 2^{20/3}} \frac{(p_j - p_i)}{\left(\frac{n_i}{\Phi_i^{16/3}} - \frac{n_j}{\Phi_j^{16/3}}\right)} \frac{1}{q^2} \quad (3)$$

donde:

L: longitud de la tubería

$p_i$ ,  $p_j$ : precio unitario de tuberías de diámetros  $\Phi_i$  y  $\Phi_j$ , respectivamente.

$n_i$ ,  $n_j$ : coeficientes de Manning para la rugosidad de la tuberías i y j, respectivamente

q: caudal circulante por la tubería

En lo referente a los diámetros disponibles, cada fabricante de tuberías solo oferta un número finito de diámetros comerciales para cada tipo de tubería. Esto hace que el proyectista deba ajustarse a la serie de diámetros que se oferta para ese modelo de tubería.

En ocasiones las conducciones estén formadas por dos o más tuberías gemelas, normalmente paralelas, que parten del mismo origen y llegan al mismo destino. En estos casos, el caudal circulante por la conducción q se reparte entre dichas tuberías, pasando por cada una de ellas q/nt, siendo nt el número de tuberías iguales que forman la conducción. Lógicamente el precio de estas conducciones es nt veces el precio de una tubería independiente. El gradiente de cambio correspondiente a una conducción formada por nt tuberías iguales  $GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_j}^{q/nt}$ , por la que pasa el caudal total q, se calcula partiendo del gradiente de cambio para una tubería  $GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_j}^{q/1t}$ , aplicando la expresión (3):

$$GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_j}^{q/nt} = \frac{\pi^2}{n^2 2^{20/3}} \frac{nt (p_j - p_i)}{\left(\frac{1}{\Phi_i^{16/3}} - \frac{1}{\Phi_j^{16/3}}\right)} \frac{1}{(q/nt)^2} = nt^3 GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_j}^{q/1t} \quad (4)$$

### 2.2. Cálculo del coste del bombeo

Durante la explotación de una estación de bombeo es común que se bombeen distintos caudales para ajustarse a las necesidades de la demanda. La energía consumida en cada una de estas situaciones es diferente, dependiendo no solo del caudal bombeado, sino también de la altura bombeada, de los rendimientos electromecánicos, del tiempo en que se está bombeado y del precio unitario de la energía durante el período en que se bombea.

Si se analiza un caso sencillo, se puede suponer que hay n situaciones de bombeo que difieren por el caudal bombeado ( $q_1, q_2, \dots, q_n$ ). En este caso, el coste anual por la energía consumida  $c_E$  puede obtenerse de la siguiente relación (la primera y segunda igualdad son genéricas, mientras que en la tercera igualdad los parámetros ya dependen de las unidades elegidas):

$$c_E = \sum E_i p_i = \sum_1^n \gamma q_i h_i \frac{1}{\mu_B} \frac{1}{\mu_M} t_i p_i = \sum_1^n 9,81 \frac{V_i}{3600} h_i \frac{1}{\mu_B} \frac{1}{\mu_M} p_i \quad (5)$$

donde:

$c_E$ : coste anual de la energía consumida por el bombeo (€)

$E_i$ : energía anual consumida en la situación i (kWh)

$p_i$ : precio unitario de la energía en la situación i (€/kWh)

$\gamma$ : peso específico del líquido bombeado (para el agua 9.810 N/m<sup>3</sup>)

$q_i$ : caudal bombeado en la situación i (m<sup>3</sup>/s)

$h_i$ : altura bombeada en la situación i (m)

$\mu_B, \mu_M$ : rendimientos de la bomba y del motor en la situación i

$t_i$ : tiempo anual que se bombea en la situación i (horas)

$V_i$ : volumen anual (en m<sup>3</sup>) bombeado durante la situación i.

Este coste  $c_E$  se repite cada año durante la vida útil de la tubería. Para obtener el coste capitalizado al origen, los costes anuales se deberán integrar a valor presente en un único coste global de la energía. El coste total de la energía bombeada durante la vida útil de las tuberías capitalizado al inicio sería  $C_E$ :

$$C_E = f_A c_E \quad (6)$$

El término  $f_A$  se denomina factor de actualización, y depende principalmente de la tasa de descuento, de la vida útil de las tuberías, y del plazo de construcción.

### 2.3. Optimización para caudal bombeado constante

Se trata de la situación más sencilla, que se produce cuando la estación de bombeo siempre bombea el mismo caudal, es decir, no varía el punto de funcionamiento de la bomba, por lo que todos los parámetros que afectan al coste de la energía ( $q, h, \mu_B, \mu_M$  y p) son constantes.

En este caso pueden calcularse los gradientes de cambio  $GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q$  correspondientes al aumento de un diámetro i al siguiente i+1 de la serie del fabricante y para el caudal de bombeo q.

Igualmente, en lo que respecta al coste de la energía de bombeo, dado que la bomba funciona siempre en el mismo punto de funcionamiento, los rendimientos de la bomba  $\mu_B$ , rendimientos del motor  $\mu_M$  y las alturas de bombeo  $h_i$  son siempre iguales (se denomina  $\mu_B, \mu_M$ , y h respectivamente) con lo que puede fácilmente obtenerse el coste total de la energía  $C_E$  según la siguiente expresión:

$$C_E = f_A C_E = f_A \sum_{i=1}^n 9,81 \frac{V_i}{3600} h_i \frac{1}{\mu_{B_i}} \frac{1}{\mu_{M_i}} p_i = f_A 9,81 \frac{\sum_{i=1}^n V_i}{3600} h \frac{1}{\mu_B} \frac{1}{\mu_M} p \quad (7)$$

De la expresión anterior, haciendo  $h=1$  m y  $\sum_{i=1}^n V_i = V$ , que es el volumen anual total bombeado, puede calcularse el coste de la energía requerida por cada metro de elevación  $C_{E1}$ , que será:

$$C_{E1} = \frac{C_E}{h} = f_A 9,81 \frac{V}{3600} \frac{1}{\mu_B} \frac{1}{\mu_M} p \quad (8)$$

A excepción del rendimiento de la bomba  $\mu_B$ , las demás variables de la ecuación anterior son realmente datos:  $V$  es el volumen total a bombear,  $p$  es el precio unitario de la energía que se haya contratado, y  $f_A$  se calcula a partir de la tasa de descuento  $i$ , de la vida útil  $n_U$  y del plazo de construcción  $n_C$ . El rendimiento del motor  $\mu_M$ , aunque varía teóricamente dependiendo del modelo de motor elegido y del punto de funcionamiento de la bomba, las variaciones en el rendimiento del motor son tan pequeñas que puede considerarse constante entre los distintos modelos y fabricantes.

Por ello, la ecuación anterior puede simplificarse agrupando todos los datos y parámetros que tienen valores fijos en el coeficiente  $KC_{E1}$ , que se puede considerar constante para cada caso analizado:

$$C_{E1} = KC_{E1} \frac{1}{\mu_B} \quad (9)$$

De la anterior expresión se puede comprobar que la única variable que afecta al coste  $C_{E1}$  es el rendimiento de la bomba, que dependerá del modelo de bomba elegido y del punto de funcionamiento.

Para este caso sencillo de caudal de bombeo constante, puede establecerse un procedimiento de cálculo siguiendo el siguiente razonamiento:

- Si  $GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q < C_{E1} \Rightarrow$  Debe pasarse al diámetro  $\Phi_{i+1}$ , pues el coste de reducir en 1 m la pérdida de carga pasando del diámetro  $\Phi_i$  al siguiente  $\Phi_{i+1}$  es más barato que el coste de bombear ese metro.

- Si  $GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q > C_{E1} \Rightarrow$  Debe mantenerse el diámetro  $\Phi_i$ , pues el coste de reducir en 1 m la pérdida de carga pasando del diámetro  $\Phi_i$  al siguiente  $\Phi_{i+1}$  es más caro que el coste de bombear ese metro.

Si se comienza esta comparación por el diámetro  $\Phi_1$ , que es el más pequeño de la serie de diámetros disponibles para ese modelo y fabricante, el proceso lleva al diámetro óptimo de la tubería de la impulsión.

Pero ya se ha indicado que el valor de  $C_{E1}$  depende del modelo de bomba elegido, y más concretamente de su rendimiento  $\mu_B$  en el punto de funcionamiento. Por tanto, teóricamente, primero habría que elegir la bomba para después poder seleccionar el diámetro de la tubería. Pero el rendimiento  $\mu_B$  en el punto de funcionamiento solo puede obtenerse cuando se conoce el punto de funcionamiento, lo cual depende del diámetro de la tubería. Por ello, primero habría que conocer el diámetro de la tubería para obtener el punto de funcionamiento de la bomba y con ello su rendimiento.

Por tanto, se comience por seleccionar la bomba, o bien se comience por seleccionar el diámetro de la tubería, el proceso nos lleva a tener que realizar iteraciones para encontrar el diámetro óptimo de tubería para cada modelo concreto de bomba. Si el modelo de bomba cambia, aunque sea ligeramente, el punto de funcionamiento cambiaría y con ello el diámetro de la tubería.

Para romper ese círculo vicioso, se ha ideado un proceso de cálculo más directo. Se trata de calcular el rendimiento de la bomba  $\mu_B$  que cada diámetro requiere. Como puede comprobarse en la siguiente ecuación, el diámetro  $\Phi_i$  será el óptimo (es decir, no se debe pasar al diámetro  $\Phi_{i+1}$  siguiente diámetro de la serie) cuando:

$$\begin{aligned} GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q > C_{E1} &\Rightarrow GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q > KC_{E1} \frac{1}{\mu_B} \Rightarrow \mu_B > \frac{KC_{E1}}{GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q} \Rightarrow \text{Mantener } \Phi_i \\ GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q < C_{E1} &\Rightarrow GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q < KC_{E1} \frac{1}{\mu_B} \Rightarrow \mu_B < \frac{KC_{E1}}{GC_{\Phi_i \rightarrow \Phi_{i+1}}^q} \Rightarrow \text{Pasarse a } \Phi_{i+1} \end{aligned} \quad (10)$$

Es decir, cuando exista una bomba cuyo rendimiento sea superior al valor de  $\mu_B$ , el diámetro óptimo de la tubería será  $\Phi_i$ . En caso de que ninguna bomba del mercado pueda alcanzar ese rendimiento por ser muy alto, será necesario pasar al siguiente diámetro  $\Phi_{i+1}$ .

Por tanto, para aplicar este método es necesario conocer los rendimientos máximos que pueden alcanzar las bombas. Este análisis es una parte central de este proyecto, y se le dedica un capítulo específico más adelante.

#### 2.4. Optimización para caudal bombeado variable

Son más frecuentes en las aplicaciones de la ingeniería civil las estaciones de bombeo que están diseñadas para trabajar con caudales variables, lo cual le permite ajustar los caudales bombeados a los demandados en cada momento, evitando así bombear un caudal mayor que el requerido en cada momento, reduciendo las pérdidas de carga con el consiguiente ahorro de energía en el bombeo. En este caso, el método propuesto en el apartado anterior plantea dos problemas:

- El gradiente de cambio  $GC$  sólo se puede calcular cuando el caudal bombeado es constante.

- El coste  $C_{E1}$  se calcula para un rendimiento de la bomba y altura de bombeo constante.

Para resolver estos casos, en este trabajo se proponen un método que se denomina "Caudal Equivalente" y que se expone a continuación.

2.4.1. Concepto y cálculo del caudal equivalente

Puede definirse el caudal equivalente  $q_{Eq}$  como un caudal teórico que, si todo el volumen  $V$  requerido en el año se bombease con este caudal, el coste de la energía de bombeo sería igual que lo que cuesta bombear con el régimen de caudales realmente bombeado.

Para el desarrollo que sigue, conviene ayudarse de un ejemplo teórico. Supóngase que el volumen anual requerido  $V$  se bombea mediante una distribución de caudales como la que sigue, a través de una tubería concreta de diámetro  $\phi$ :

caudal	tiempo	volumen	pérdida de carga	rendimiento	precio
$q_1$	$t_1$	$V_1$	$\Delta h_1$	$\mu_{B1}$	$p_1$
$q_2$	$t_2$	$V_2$	$\Delta h_2$	$\mu_{B2}$	$p_2$
...	...		...	...	...
$q_n$	$t_n$	$V_n$	$\Delta h_n$	$\mu_{Bn}$	$p_n$

Por tanto, siendo  $c_E$  el coste anual de la energía de bombeo, de la definición de caudal equivalente se deduce que:

$$c_E = \sum_1^n 9,81 \frac{V_i}{3600} h_i \frac{1}{\mu_{B1}} \frac{1}{\mu_{M1}} p_i = 9,81 \frac{V}{3600} h_{Eq} \frac{1}{\mu_{BEq}} \frac{1}{\mu_{MEq}} p_{Eq} \quad (11)$$

donde:

$V$ : volumen anual bombeado

$h_{Eq}$ : altura de bombeo para el punto de funcionamiento teórico correspondiente al  $q_{Eq}$

$\mu_{BEq}, \mu_{MEq}$ : rendimientos de bomba y motor en el punto de funcionamiento teórico correspondiente al  $q_{Eq}$

$p_{Eq}$ : precio unitario teórico de la energía con que se debería bombear  $q_{Eq}$

Para este análisis, el coste de la energía bombeo conviene separarla en dos partes. Por una parte el coste estricto correspondiente al bombeo del desnivel geométrico, y por otra el coste correspondiente al bombeo de las pérdidas de carga. De esta forma, sabiendo que  $h_i = h_G + \Delta h_i$ , la anterior ecuación queda:

$$c_E = \sum_1^n 9,81 \frac{V_i}{3600} (h_G + \Delta h_i) \frac{1}{\mu_{B1}} \frac{1}{\mu_{M1}} p_i = 9,81 \frac{V}{3600} (h_G + \Delta h_{Eq}) \frac{1}{\mu_{BEq}} \frac{1}{\mu_{MEq}} p_{Eq} \quad (12)$$

donde:

$h_G$ : desnivel geométrico

$\Delta h_{Eq}$ : pérdidas de carga en la tubería cuando circula el  $q_{Eq}$

Se pueden hacer algunas simplificaciones en la anterior ecuación. En primer lugar se va a suponer que los rendimientos de los motores  $\mu_{Mi}$  y el precio unitario de la energía  $p_i$  son constantes. Se trata de unas suposiciones bastante próximas a la realidad, pues ya se ha indicado que los motores varían poco su rendimiento en sus distintos regímenes de funcionamiento, y es frecuente que el precio de la energía se contrate con una tarifa invariable (tarifa plana). Con las simplificaciones anteriores, la expresión quedaría:

$$V h_G + V \Delta h_{Eq} = \sum_1^n \frac{\mu_{BEq}}{\mu_{B1}} V_i h_G + \sum_1^n \frac{\mu_{BEq}}{\mu_{B1}} V_i \Delta h_i \quad (13)$$

Ahora se debe hacer otra suposición, esta más discutible. Se trata de suponer que el rendimiento de la bomba es constante. Esto implica que todos los  $\mu_{Bi}$  son iguales, incluyendo  $\mu_{BEq}$ . Se trata de una suposición meramente operativa y no responde a la realidad, pues el rendimiento de la bomba varía sensiblemente para los distintos puntos de funcionamiento. Hay que ser consciente de que se ha hecho esta suposición, por si obligase a hacer varios tanteos para obtener el caudal equivalente, lo cual posteriormente se demuestra que no es necesario. La expresión general quedaría:

$$V h_G + V \Delta h_{Eq} = \sum_1^n V_i h_G + \sum_1^n V_i \Delta h_i \Rightarrow V \Delta h_{Eq} = \sum_1^n V_i \Delta h_i \quad (14)$$

Por otra parte, todas las pérdidas de carga  $\Delta h_i$  se pueden poner en función de la pérdida de carga para el caudal unitario  $\Delta h_1$ :

$$\Delta h_i = \Delta h_1 \frac{q_i^2}{1} = \Delta h_1 q_i^2 \quad (15)$$

Aplicando esta relación, la ecuación anterior quedaría:

$$V \Delta h_1 q_{Eq}^2 = \sum_1^n V_i \Delta h_1 q_i^2 \quad (16)$$

que finalmente puede simplificarse para obtener:

$$q_{Eq} = \sqrt{\frac{\sum_1^n V_i q_i^2}{V}} \quad (17)$$

donde:

$q_{Eq}$ : caudal equivalente, que bombeado de forma constante supone el mismo coste energético que el régimen variable de caudales bombeados  $q_i$

$q_i$ : caudal bombeado en la situación de funcionamiento  $i$

$V_i = q_i \cdot t_i$ , volumen anual bombeado en la situación de funcionamiento  $i$

$t_i$ : tiempo anual en que se bombea  $q_i$

$V$ : volumen total anual bombeado, que se calcula mediante

$$V = \sum_1^n V_i$$

Puede comprobarse por la expresión anterior que el caudal equivalente es un caudal promedio del régimen de caudales variables. Desde este punto de vista, se trata de un caudal intermedio, que debería corresponder a un punto de funcionamiento próximo al óptimo de la bomba, de forma que los caudales variables realmente bombeados estén situados a ambos lados de dicho punto óptimo.

Conviene recordar que caudal equivalente anterior se ha obtenido haciendo tres suposiciones: que el rendimiento del motor, que el precio unitario de la energía, y que el rendimiento de la bomba son iguales para cualquier punto de funcionamiento. Las dos primeras son lógicas y responden a la realidad de la mayoría de los casos. La última, sin embargo, es conceptualmente incorrecta, lo que teóricamente obligaría a hacer una segunda aproximación del caudal equivalente una vez se haya obtenido el diámetro de la tubería y seleccionado la bomba correspondiente. No obstante, las simulaciones que se han realizado permiten afirmar que esta primera aproximación del caudal equivalente ya es suficiente, dado que los rendimientos de la bomba, aunque son diferentes, se compensan entre los diferentes puntos de funcionamiento si la bomba está bien seleccionada.

2.4.2. Optimización mediante el método del caudal equivalente

El caudal equivalente se ha desarrollado para poder calcular los gradientes de cambio cuando el régimen de caudales es variable. Como se ha indicado, el gradiente de cambio está asociado a un caudal concreto. Por eso, cuando el régimen de caudales bombeado es variable, es necesario obtener a partir de ellos el caudal equivalente, con el cual se podrán calcular los gradientes de cambio, análogamente a (2) y (3):

$$GC_{\phi_i \rightarrow \phi_j}^{qEq} = \frac{P_j - P_i}{\Delta h_i^{qEq} - \Delta h_j^{qEq}} \quad (18)$$

También utilizando el concepto del caudal equivalente (si bien no directamente su valor concreto) podemos obtener el coste de la energía por cada metro de altura bombeado  $C_{E1}$ , análogamente a (10) y (11):

$$C_{E1} = \frac{C_E}{h_{Eq}} = f_A \cdot 9,81 \cdot \frac{V}{3600} \cdot \frac{1}{\mu_{BEq}} \cdot \frac{1}{\mu_{MEq}} \cdot P_{Eq} = KC_{E1}^{qEq} \cdot \frac{1}{\mu_{BEq}} \quad (19)$$

Ya se ha razonado que el rendimiento del motor y que el precio unitario de la energía pueden suponerse iguales para cualquier punto de funcionamiento, por lo que el coeficiente  $KC_{E1}^{qEq}$  no depende realmente del valor del caudal equivalente, con lo que puede renombrarse como  $KC_{E1}$ .

Por tanto, el caudal equivalente permite obtener los valores de los gradientes de cambio y del coste de la energía por metro bombeado para un régimen de caudales variables. La

comparación entre ambos permite obtener el diámetro óptimo de la conducción, siguiendo un razonamiento análogo al realizado para el caso de caudal constante: el diámetro  $\Phi_i$  será el óptimo (es decir, no se debe pasar al diámetro  $\Phi_{i+1}$  siguiente diámetro de la serie) cuando, análogamente a (12):

$$GC_{\phi_i \rightarrow \phi_{i+1}}^{qEq} > C_{E1} \Rightarrow GC_{\phi_i \rightarrow \phi_{i+1}}^{qEq} > KC_{E1} \cdot \frac{1}{\mu_{BEq}} \Rightarrow \mu_{BEq} > \frac{KC_{E1}}{GC_{\phi_i \rightarrow \phi_{i+1}}^{qEq}} \Rightarrow \text{Mantener } \Phi_i \quad (20)$$

Como se ha indicado, para que el método anterior sea de utilidad, es necesario conocer los rendimientos máximos que pueden alcanzar las bombas. Para ello en otra parte de este proyecto se estudian las bombas centrífugas, que son las más comunes en los campos de aplicación de la ingeniería civil.

Como resumen, el procedimiento sería el siguiente:

1. Se calcula el caudal equivalente:

$$q_{Eq} = \sqrt{\frac{\sum_i^n V_i q_i^2}{V}} \quad (21)$$

2. Con este caudal se calcula la serie de gradientes de cambio que corresponden a cada paso de un diámetro al inmediatamente siguiente:

$$GC_{\phi_i \rightarrow \phi_{i+1}}^{qEq} = \frac{\pi^2}{n^2 \cdot 2^{20/3}} \cdot \frac{(P_j - P_i)}{\left( \frac{1}{\phi_i^{16/3}} - \frac{1}{\phi_j^{16/3}} \right)} \cdot \frac{1}{q_{Eq}^2} \quad (22)$$

3. Se calcula el parámetro  $KC_{E1}$ :

$$KC_{E1} = f_A \cdot 9,81 \cdot \frac{V}{3600} \cdot \frac{1}{\mu_M} \cdot P \quad (23)$$

4. Se calcula el rendimiento de la bomba que corresponde a cada cambio de diámetro en la tubería:

$$\mu_B = \frac{KC_{E1}}{GC_{\phi_i \rightarrow \phi_{i+1}}^{qEq}} \quad (24)$$

5. Cuando el rendimiento de la bomba alcance un valor que pueda encontrarse con facilidad en el mercado para ese caso concreto de caudal y altura bombeada, se selecciona el diámetro  $\Phi_i$  correspondiente.

6. En los casos de duda se recomienda pasar al diámetro siguiente  $\Phi_{i+1}$ . La inversión inicial será mayor, pero el coste de la energía de bombeo será menor. Así se reduce el riesgo de que el coste de la energía varíe al alza respecto de las previsiones que se hayan hecho en la fase de proyecto.



En resumen, el procedimiento de optimización de una impulsión propuesto en este trabajo se basa en las tres premisas siguientes, que se han demostrado durante el desarrollo del propio trabajo:

1. Conociendo el caudal de bombeo se puede estimar con precisión el rendimiento de la bomba más adecuada (esta premisa se cuantifica en el siguiente capítulo).
2. El diámetro óptimo de la tubería de impulsión depende solamente del rendimiento de la bomba.
3. El coste de la impulsión (tuberías más bomba) depende solamente del diámetro de la tubería.

Por tanto, un procedimiento para optimizar una impulsión depende de una única variable, que es el caudal de bombeo (los demás factores son parámetros externos). Si, como es frecuente, el caudal de bombeo es variable, se utiliza el caudal equivalente, cuya formulación es otra innovación original de este trabajo.

# 3

## Estudio del rendimiento de las bombas

De todas las variables que afectan al procedimiento, el rendimiento de la bomba es el factor clave para calcular el diámetro de la conducción. Por ello se ha dedicado un esfuerzo especial para encontrar una relación entre el rendimiento de la bomba y otros parámetros del problema a resolver, como puede ser el régimen de caudales, las alturas de bombeo, la potencia requerida, etc.

### 3.1. Variables que afectan al rendimiento

Para estudiar esta relación se seleccionaron más de 400 bombas comerciales que figuran en las series de los distintos fabricantes. Se ha descartado estudiar bombas hechas a encargo, pues se entiende que si la bomba se aparta de los procesos de fabricación en serie ordinarios el coste de la bomba será mucho mayor. Las bombas estudiadas varían tanto en su velocidad de rotación (frecuencia de la corriente y número de pares de polos del motor), tipo, diámetro

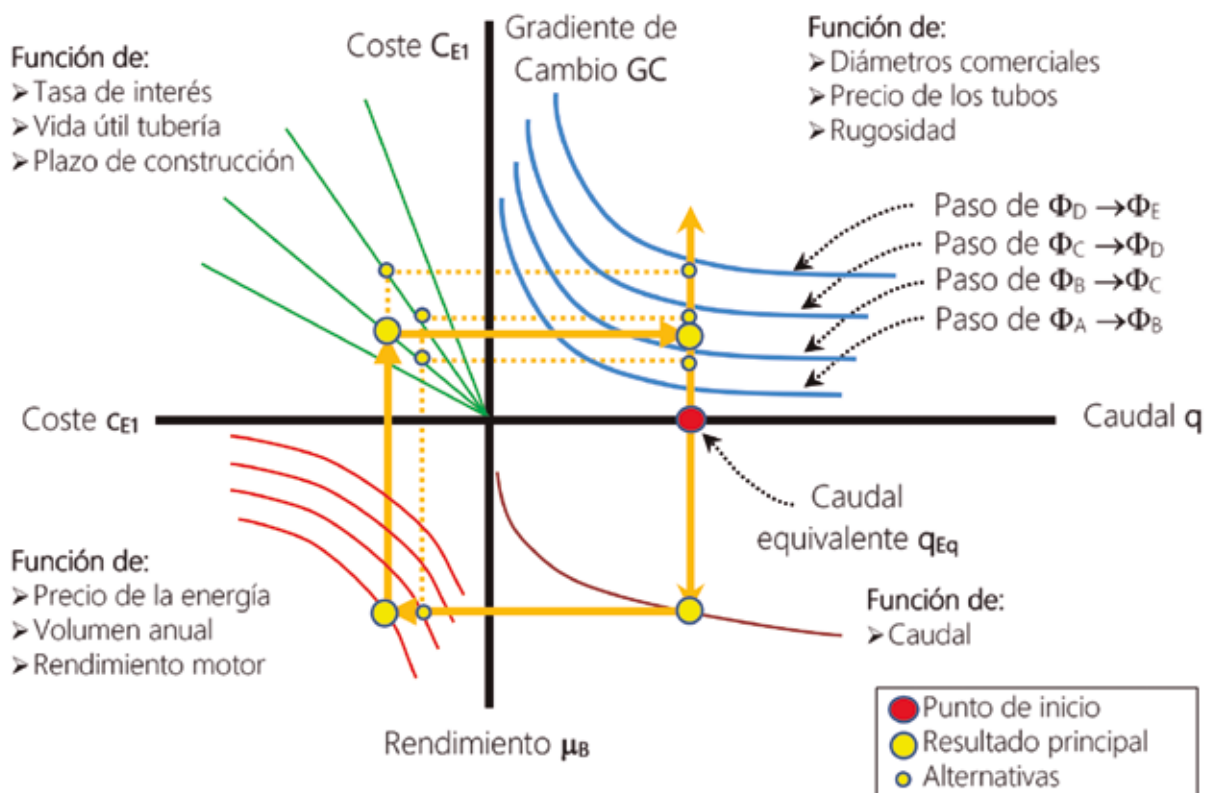


Fig. 2\_ Esquema del procedimiento de optimización propuesto

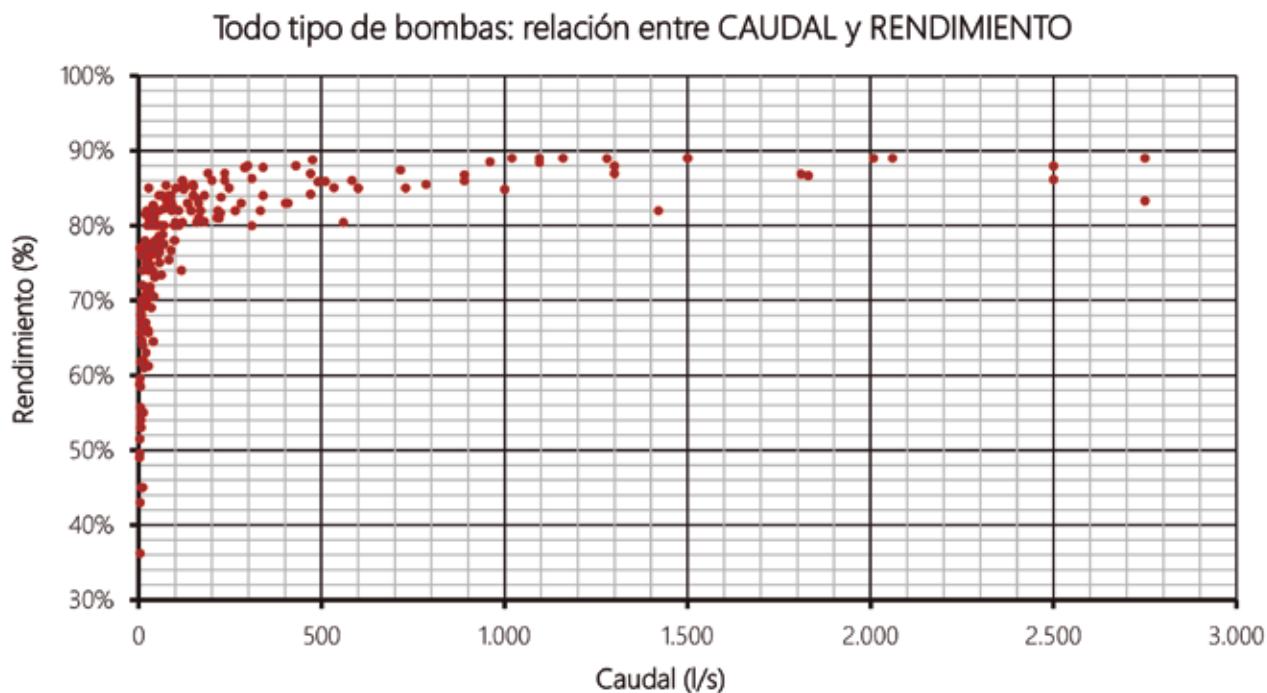


Fig. 3\_ Relación entre el rendimiento de la bomba y el caudal bombeado

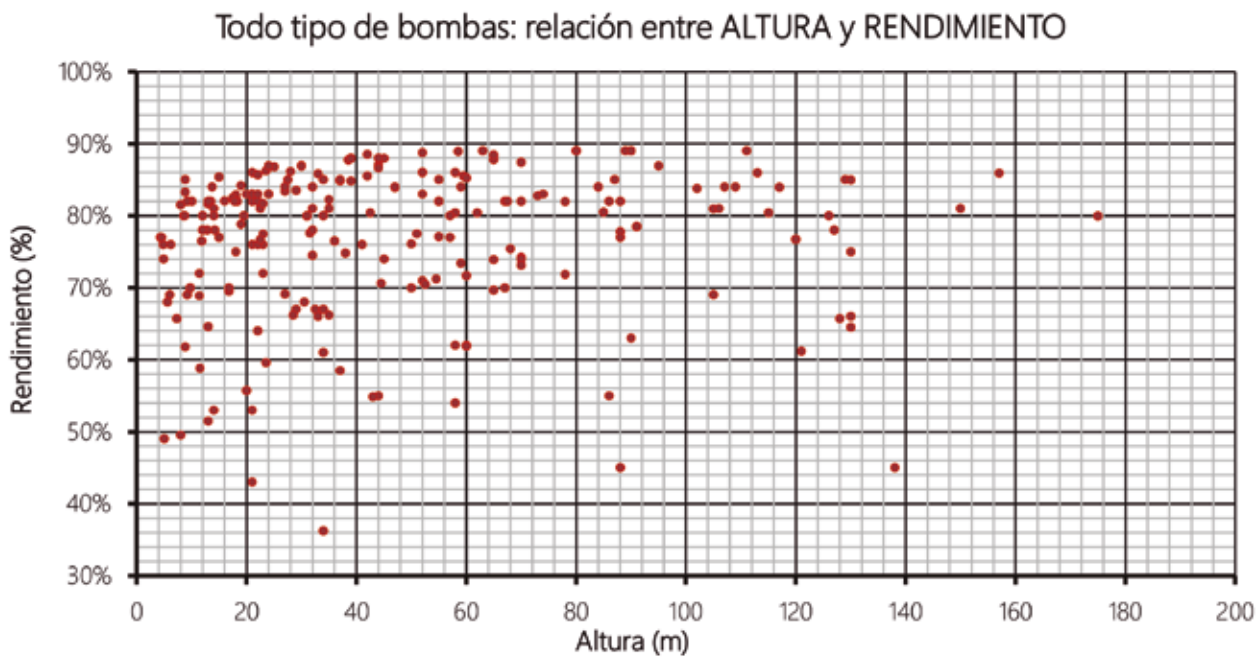


Fig. 4\_ Relación entre el rendimiento de la bomba y la altura bombeada

de rodetes, número de fases, fabricante, etc. En todos los casos se estudió su punto de rendimiento, tomando nota del caudal, altura y potencia consumida en el mismo. Por diversas razones, algunas bombas se han descartado del análisis final y de la presentación de resultados, por resultar repetitivas entre los fabricantes, o por ser muy específicas para algunos uso industriales o de ingeniería sanitaria. Al final la muestra ha quedado reducida a 226 bombas de las más de 400 estudiadas. A pesar de ello, la muestra se considera muy representativa.

Las conclusiones principales que pueden extraerse de las figuras de la página anterior son muy interesantes, y se exponen a continuación:

- En la figura que relaciona rendimiento con caudal bombeado apreciarse claramente que efectivamente existe una relación entre ambas variables: el rendimiento aumenta con el caudal, si bien parece encontrar una asíntota horizontal para el rendimiento del 90%.

- En esa misma figura también se aprecia que la relación con el caudal es bastante clara a partir de caudales que superan los 500 l/s. Por debajo de ese caudal se aprecia una mayor dispersión.

- En esa misma figura se aprecia que para caudales superiores a 100 l/s son esperables rendimientos superiores al 80%. Por debajo de ese caudal, la dispersión es bastante grande.

- La figura que relaciona rendimiento con la altura de bombeo parece demostrar que no existe ninguna relación apreciable entre rendimientos y altura.

Por tanto, se concluye que la variable que más afecta al rendimiento a la hora de seleccionar una bomba es el caudal, y que para caudales superiores a 100 l/s los rendimientos superan el 80 %, si bien no llegan al 90 % en la mayoría de las bombas comerciales de serie. Para caudales superiores a 100 l/s, la relación parece ser bastante clara, casi lineal.

También se ha estudiado si el tipo de bomba tiene alguna relación con el rendimiento, que vaya más allá del caudal. Para ello se detallan los puntos para las bombas de cámara partida, horizontales y multifase (tanto horizontales como verticales). En la figura inferior se muestran los resultados obtenidos. De esta figura pueden extraerse las conclusiones que se indican a continuación:

- Las bombas de cámara partida son, de forma general, las que proporcionan mejores rendimientos para toda la franja de caudales superiores a 500 l/s.

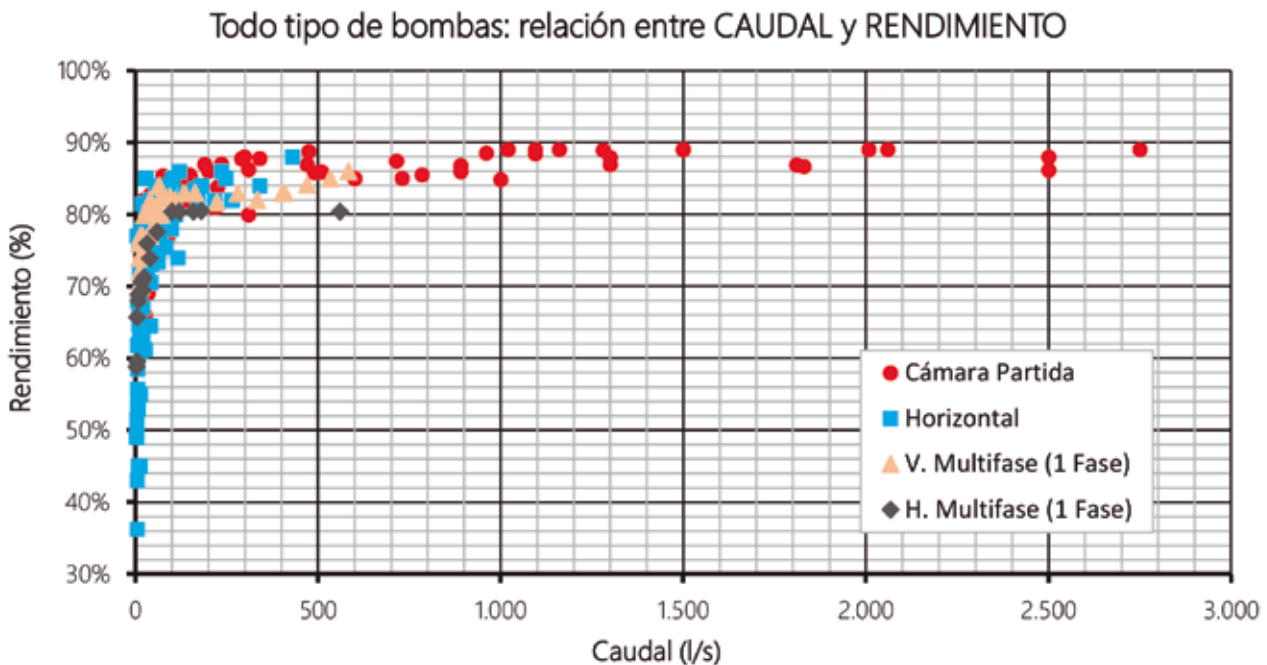


Fig. 5\_ Relación entre el rendimiento de la bomba y el caudal, para los distintos tipos de bombas

- Para la franja de caudales entre 100 y 500 l/s, las bombas de cámara partida también son una buena opción, igualada por las bombas horizontales.

- Por debajo de los 100 l/s existe una gran dispersión. De forma general, para cada caudal concreto puede encontrarse alguna bomba horizontal que proporcione el mejor rendimiento (aunque estas bombas tienen mucha dispersión, y los rendimientos más bajos para cada caudal también los dan las bombas horizontales). Las bombas verticales dan rendimientos bastante altos, por encima de la mayoría de las bombas horizontales, si bien siempre son en todos los casos superados por alguna bomba horizontal para cada caso concreto.

- Las bombas multicelulares verticales siempre dan rendimientos superiores a las bombas multicelulares horizontales.

- Las diferencias de rendimientos para estos caudales pequeños es muy notable. Por ello, paradójicamente, el estudio de selección de la bomba es más complejo cuando los caudales son más pequeños. Los rendimientos pueden ser la mitad entre una y otra bomba para el mismo caudal, lo que supone que el coste de la energía de bombeo puede llegar a ser el doble si la selección de la bomba no se hace correctamente.

**3.2. Relación entre rendimiento y caudal**

De las figuras anteriores parece claro que pueden obtenerse tres zonas de caudales, donde la relación es claramente diferente: la primera de 0 a 100 l/s, la segunda de 100 a 500 l/s y la tercera de más de 500 l/s. Pero en este TFM se ha tratado de ser más preciso, y se han hecho hasta 14 zonas de caudales. El rango de caudales de cada zona o intervalo se muestra en la tabla siguiente. En la tabla se muestra también la media de los rendimientos de las bombas estudiadas que caen en cada intervalo. Igualmente se indica el rendimiento que tiene la mejor de las bombas estudiadas y el rendimiento que tiene la peor.

Puede comprobarse como el rendimiento medio se ajusta bien ( $r^2 > 98\%$ ) a una curva doblemente logarítmica, y lo mismo los rendimientos máximos, que indican la mejor bomba que puede obtenerse en el mercado para cada intervalo de caudales si se realiza una búsqueda adecuada.

$$\mu_B^{\text{medio}} = 0,1286 \ln (2,047 \ln q - 1,7951) + 0,5471$$

$$\mu_B^{\text{máximo}} = 0,0576 \ln (2,047 \ln q - 1,7951) + 0,741 \quad (25)$$

**Rendimientos de las bombas para cada intervalo de caudales bombeados**

Número del intervalo	Rango de caudales			Rendimientos en el intervalo		
	mínimo	máximo	medio	medio	máximo	Mínimo
	q (l/s)	q (l/s)	q (l/s)	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)	$\mu$ (%)
1	0	5	2,5	55,3%	77,0%	36,2%
2	5	10	7,5	63,5%	76,0%	45,0%
3	10	15	12,5	65,7%	77,0%	45,0%
4	15	25	20	74,2%	82,0%	63,0%
5	25	40	32,5	75,0%	85,0%	61,2%
6	40	65	52,5	78,6%	84,0%	70,5%
7	65	100	82,5	81,0%	85,4%	75,4%
8	100	150	125	83,1%	86,0%	74,0%
9	150	200	175	82,8%	87,0%	80,4%
10	200	300	250	83,9%	88,0%	81,0%
11	300	500	400	84,9%	88,8%	79,9%
12	500	1.000	750	85,5%	88,5%	80,4%
13	1.000	2.000	1.500	88,3%	89,0%	86,7%
14	2.000	3.000	2.500	88,2%	89,0%	86,2%

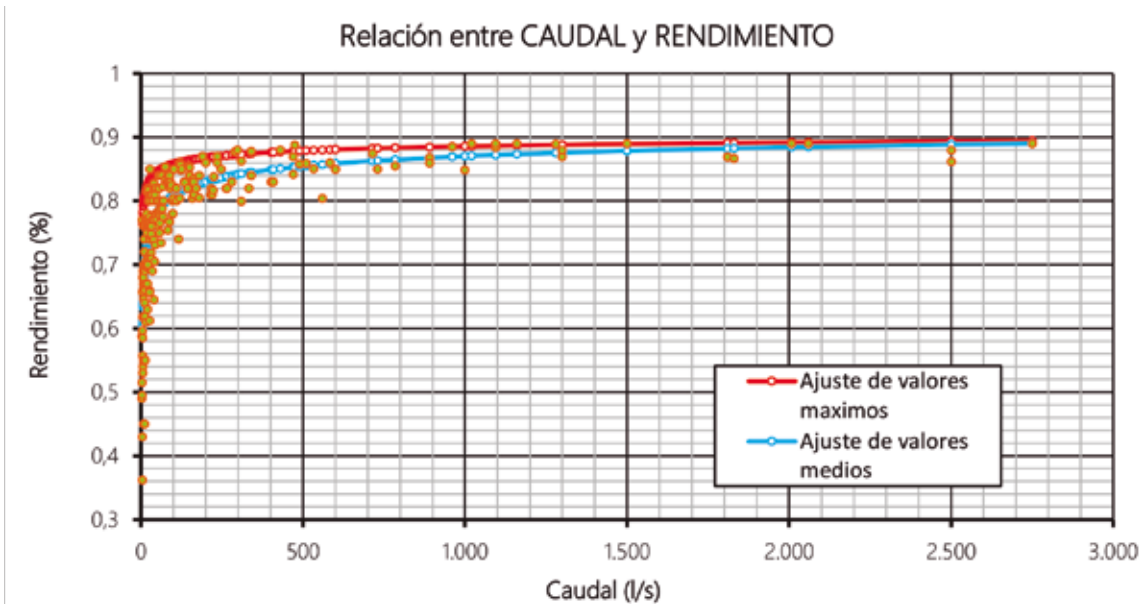


Fig. 6\_ Ajuste de los rendimientos máximos y medios esperables en función del caudal

Como final de este capítulo se presenta otra figura que representa las curvas de ajuste del rendimiento medio y del rendimiento máximo de las bombas en función del caudal. Las curvas de ajuste se han representado sobre la nube de las 226 bombas estudiadas para que se pueda comprobar mejor la validez del ajuste.

## 4 Caso de estudio: abastecimiento a las Navas del Marqués (Ávila)

El caso de estudio está basado en el proyecto de la Presa de Las Navas del Marqués en Ávila, de la Confederación Hidrográfica del Tago y autor Jesús Morán Cabrerros. Las Navas del Marqués es una localidad de la provincia de Ávila de 30.000 habitantes con una fuerte variación estacional. Previo al proyecto se abastece del arroyo de Valtraviés, en el que se encontraba la antigua presa de las Navas del Marqués, desde la que partía una conducción (Una parte de ésta transcurre en una tubería en un túnel) hasta la ETAP de las Navas del Marqués, desde la que se llevaba a la red de distribución.

El problema principal que dificulta el abastecimiento de la población de las Navas del Marqués es una presa de insuficientes recursos, deteriorada, que no reúne los requisitos de seguridad y salud. Para ello el proyecto asegura el suministro de agua potable presente y con previsiones futuras, con las siguientes obras:

- Una nueva presa aguas abajo de la presa antigua que aumenta la extensión de la cuenca, duplicando los recursos disponibles.
- Estación de bombeo a pie de presa.
- Impulsión hasta la boca de la entrada del túnel existente, con el que se cruza la sierra. La tubería existente en túnel se mantendrá y no se hará una nueva.
- Depósitos de agua bruta a la salida del túnel, junto a la ETAP existente.
- Depósitos de agua tratada junto a la ETAP existente.
- Conducciones hasta las cabeceras de distribución.

El estudio de este caso concreto pretende comparar el dimensionamiento del proyecto de la impulsión desde la estación de bombeo hasta los depósitos de agua bruta en la ETAP, a la salida del túnel; con los resultados que se obtendrían con el procedimiento expuesto en este proyecto.

### Paso I: Caudal / Gradiente de cambio

El material seleccionado para la tubería es fundición dúctil. Por otra parte, se ha de tener en cuenta que el precio contemplado en el gradiente de cambio es el de la construcción de la conducción, de manera que no sólo habrá que contemplar el precio del tubo, sino también el de la zanja. Los gradientes de cambio calculados integran ambos precios en un precio total.

El precio de la zanja varía en función de la dureza del material y del medio de excavación. En este caso, dado que así se indica en el proyecto de las Navas del Marqués, la geología se trata de una roca de dureza media.

**Paso II: Caudal / Rendimiento de la bomba**

La gráfica que muestra esta relación se puede ver en el estudio de los rendimientos. Esta gráfica no depende de ninguna variable más que el caudal a bombear para saber los rendimientos esperables de trabajo de una bomba, por lo que se puede utilizar independientemente del caso de estudio.

**Paso III: Rendimiento de la bomba / Coste anual de la energía por metro de elevación**

Se ha realizado un ábaco general en el que se observan cómo afectan estas variables en el coste unitario. Para los rendimientos del motor, los valores que se manejan oscilan entre el 90 y 96%, de manera que para la elaboración del gráfico de han tomado como posibles valores de rendimientos de motor 90%, 93%, 94 %y 95%, que son los más habituales. Los valores empleados para el precio de la energía son han sido 0,115 €/KWh, 0,125 €/KWh, 0,135€/KWh y 0,145€/KWh. Cabe destacar que el precio medio del último año de las tarifas generales de la electricidad ha sido 0,125 €/KWh, por lo que la resolución del caso de las Navas del Marqués se ha planteado para el precio que marca en el proyecto (0,072 €/KWh) pero también para 0,125 €/KWh, dado que el primero parece un precio demasiado antiguo, y el segundo es el habitual actualmente. La tabla inferior recoge los valores indicados.

**Paso IV: Coste anual de la energía por metro de elevación / Coste capitalizado**

En el factor de actualización influye significativamente la vida útil de las tuberías, ya que es el factor que más puede oscilar de todas las variables de la ecuación. Los valores usuales de la vida útil suelen a oscilar entre los 30 y los 100 años, según el tipo de material, lo cual es un amplio intervalo. Para la obtención de una gráfica generalista se han empleado valores posibles de 30, 50, 70 y 100 años. El tipo de interés es el siguiente factor que más afecta a la distribución de las curvas. Los valores que han sido utilizados son 3%, 4%, 5% y 6%, que son valores habituales. Por último, el tiempo de construcción influye muy poco en la expresión, y se ha contemplado para el caso de uno y dos años de tiempo de construcción, obteniéndose resultados muy parecidos para ambos.

**4.1. Resultados obtenidos**

Se ha comenzado por el cálculo del caudal equivalente, con la expresión que se obtuvo en capítulos anteriores. En este caso de las Navas del Marqués, los datos de consumo están reflejados en la tabla más abajo.

Haciendo los cálculos correspondientes, se obtiene  $q_{Eq} = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$ . Entrando en el gráfico de caudales y rendimiento se puede observar un rendimiento esperado medio de 80,1 % (y máximo de 85,7 %).

A continuación, se ha pasado a la obtención de los valores del coste unitario anual. Como se ha indicado anteriormente, el pre-

Valor de las variables utilizadas							
Volúmenes			Precio unitario de la energía			Rendimiento del motor	
V1	1	hm <sup>3</sup>	p1	0,115	€/KWh	$\mu_M1$	90 %
V2	5	hm <sup>3</sup>	p2	0,125	€/KWh	$\mu_M2$	93 %
V3	10	hm <sup>3</sup>	p3	0,135	€/KWh	$\mu_M3$	94 %
V4	15	hm <sup>3</sup>	p4	0,145	€/KWh	$\mu_M4$	95 %

Consumo						
Estación	Duración	Población	Caudal			Volumen
	meses		Hab equiv	l/día	l/s	
Verano	3	37.800	9.450.000	109,375	0,109	0,8505
Invierno	9	9.500	2.375.000	27,48842593	0,027	0,64125
Total						1,49175

cio de la energía empleado en el proyecto es de 0,072 €/KWh. Ya que este precio es demasiado bajo en comparación con los que se manejan actualmente, el caso se ha evaluado también con el precio medio actual de la electricidad, que es 0,125 €/KWh. El volumen anual demandado es, como se muestra en los datos del problema, 1,5 hm<sup>3</sup>. Por último, el rendimiento esperable del motor se ha fijado en 94 %. Esto da los siguientes resultados en función del precio de la energía: 679 €/año si se toma a 0,125 €/KWh, o bien 390 para 0,72 €/KWh.

Resumiendo, para  $\mu_b = 80,1 \%$  y  $V = 1,5 \text{ hm}^3/\text{año}$ ., se obtiene:

Situación	Prec. Energía	$C_{E1}$
	€/KWh	€/año
Actual	0,125	678,6
En el proyecto original	0,072	390,87

Una vez obtenido el coste de bombeo unitario anual se pasa a la obtención del coste total del bombeo actualizado. Para ello se ha supuesto una vida útil de las tuberías de fundición dúctil de 31 años, que es el valor medio obtenido en el estudio anterior de la vida útil de los materiales. Así mismo, la duración del periodo de construcción esperada según el proyecto es de 30 meses, que se corresponde con 2 años y medio. Respecto a la tasa de descuento, no obstante, se ha decidido contemplar múltiples situaciones:  $i = 3 \%, 4 \%$  y  $5 \%$  para contemplar la variabilidad de este factor conforme a la coyuntura económica. Con todo esto, los resultados obtenidos en cada situación de precios de energía y tasa de descuento, se muestran en la tabla inferior.

Los gradientes de cambio han sido calculados para tres situaciones distintas en función de los precios de las tuberías empleados: Precios medios de los fabricantes para fundición dúctil, precios del Canal de Isabel II para tubería de fundición dúctil y para tubería de fundición dúctil de saneamiento. A su vez han sido calculados en los supuestos anteriores de distintos precios de la energía y distintas tasas de interés. Para todas estas posibles soluciones se han obtenido principalmente diámetros de 300 mm, en tres casos y de 350 mm, en uno de los casos. Por mayoría y relevancia, se puede concluir en que el diámetro obtenido es de 300 mm. Se trata de un valor menor que el que se proporciona en el proyecto, de 500 mm.

Precio de la energía	Coste anual	Tasa de interés	Factor de actualización	Coste capitalizado
	$C_{E1}$	$i$	$f_a$	$C_{E1}$
	€/año	%		€
Actual	678,6	3 %	18,58	12,605
		4 %	15,95	10,821
		5 %	13,80	93,66
En el proyecto	390,9	3 %	18,58	72,61
		4 %	15,95	62,33
		5 %	13,80	53,95

**Resultados con el precio actual de la energía**

<b>Con precios medios de las tuberías dadas por lo fabricantes</b>	GCØ250→ Ø300	menor que	CE1 (3%)	Ø=	300	mm
		menor que	CE1 (4%)	Ø=	300	mm
		menor que	CE1 (5%)	Ø=	300	mm
	GCØ300→ Ø350	mayor que	CE1 (3%)	Ø=	350	mm
		menor que	CE1 (4%)	Ø=	300	mm
		menor que	CE1 (5%)	Ø=	300	mm
				Diámetro adoptado:	Ø=	<b>300</b> mm
<b>Con los precios de fundición dúctil dados por el Canal Isabel II</b>	GCØ200→ Ø250	mucho menor que	CE1 (3%)	Ø>	250	mm
		mucho menor que	CE1 (4%)	Ø>	250	mm
		mucho menor que	CE1 (5%)	Ø>	250	mm
					Diámetros insuficientes:	Ø >
<b>Con los precios de fundición dúctil (2ª gama) dados por el Canal Isabel II</b>	GCØ300→ Ø350	menor que	CE1 (3%)	Ø=	350	mm
		menor que	CE1 (4%)	Ø=	350	mm
		menor que	CE1 (5%)	Ø=	350	mm
	GCØ350→ Ø400	mayor que	CE1 (3%)	Ø=	350	mm
		mayor que	CE1 (4%)	Ø=	350	mm
		mayor que	CE1 (5%)	Ø=	350	mm
				Diámetro adoptado:	Ø=	<b>350</b> mm



**4.2. Comprobación de la solución óptima**

Por último se ha hecho una comprobación económica en la que se valoran los costes totales actualizados de la impulsión, que integra la construcción y la energía de bombeo durante toda la vida útil. Como se puede apreciar en la siguiente tabla, el diámetro más económico es el de 300 mm, en lugar del de 500 mm como se especifica en el proyecto.

Comprobación económica										
Diámetro	Coste const.	Coste de la energía								Coste total
		Período	Anual						Acumul.	
			q	t	h	μB	E	c		
mm	€		m³/s	h	m	%	kWh/año	€/año	€	€
300	273.938	3 meses	0,109	2.192	51,55	81,1 %	159.022			
		9 meses	0,027	6.575	34,17	80,6 %	79.963			
		Total >					238.985	17.207	319.631	593.569
350	334.169	3 meses	0,109	2.192	42,83	81,1 %	132.100			
		9 meses	0,027	6.575	33,62	80,6 %	78.673			
		Total >					210.773	15.176	281.899	616.068
400	386.461	3 meses	0,109	2.192	39,34	81,1 %	121.347			
		9 meses	0,027	6.575	33,40	80,6 %	78.158			
		Total >					199.504	14.364	266.828	653.289
450	442.697	3 meses	0,109	2.192	37,77	81,1 %	116.517			
		9 meses	0,027	6.575	33,30	80,6 %	77.926			
		Total >					194.443	14.000	260.058	702.755
500	501.177	3 meses	0,109	2.192	37,00	81,1 %	114.141			
		9 meses	0,027	6.575	33,25	80,6 %	77.812			
		Total >					191.953	13.821	256.729	757.906

# 5

## Resumen y conclusiones

El presente artículo desarrolla un método para optimizar los diámetros de las tuberías de impulsión de un bombeo. El método relaciona directamente el rendimiento de las bombas con el diámetro de la impulsión, de forma que a cada rendimiento le corresponde un diámetro único de la tubería.

El método parte del concepto de “gradiente de cambio”, que indica el coste de reducir en un metro la pérdida de carga de una conducción aumentando el diámetro de la misma. Una vez seleccionado el tipo de tubería (material, rugosidad, timbraje, precios, etc.), el coste de reducir en un metro la pérdida de carga pasando de un diámetro al inmediatamente superior en la serie del fabricante, depende únicamente del caudal que pase por la tubería. Esto supone un problema cuando el caudal previsto no es único a lo largo del año, sino que existe una variación de caudales para ajustarse mejor a la demanda. Este problema se resuelve mediante el “método del caudal equivalente” que se expone en este trabajo.

Por otra parte, el coste de bombear un metro de altura a lo largo de toda la vida útil de la tubería depende de varios factores. Algunos de estos factores son datos del caso a resolver (volumen de agua bombeado), otros son rendimientos de las máquinas hidráulicas y eléctricas (bombas y motores) y otros son económicos (precio de la energía, tasa de descuento, vida útil de la tubería). Al igual que sucede con el gradiente de cambio, el cálculo de este coste supone un problema cuando el caudal de bombeo varía a lo largo del año. Este problema también lo resuelve mediante el “método del caudal equivalente” antes descrito.

Del análisis de los factores que afectan al coste de bombear un metro de altura se deduce que la mayoría de ellos son datos externos (volumen, precios, tasa de descuento, etc.) o puede estimarse con cierta facilidad (rendimiento del motor, vida útil, etc.). Pero hay uno de ellos, el rendimiento de la bomba, que no puede ser estimado a priori, y que, además, puede variar sensiblemente durante la explotación. Por ello, para cada caso concreto, puede considerarse que el coste del metro de altura bombeado depende del rendimiento de la bomba.

En este trabajo se comprueba que la comparación del gradiente de cambio con el coste de bombear un metro de altura permite obtener el diámetro óptimo de la tubería. Por tanto, simplemente conociendo el rendimiento de la bomba se podría conocer el diámetro óptimo de la tubería.

En el trabajo se ha analizado la relación entre los rendimientos de la bomba y cualquier otro parámetro del bombeo (caudal, altura, potencia, tipo de bomba, etc.). Tras estudiar los resultados, se ha encontrado que el elemento que más afecta al rendimiento de la bomba es el caudal bombeado. Se ha podido cuantificar esta relación, que es apreciable para caudales bombeados superiores a 100 l/s, y muy nítida para caudales bombeados superiores a 500 l/s. Dado que en el campo de las aplicaciones principales de las bombas a la ingeniería civil (abastecimientos, regadíos, centrales reversibles, etc.) los caudales bombeados suelen ser superiores a los 100 l/s, las relaciones encontradas son válidas para el ámbito de la ingeniería civil.

El procedimiento se ha aplicado a un caso de estudio real, que es el abastecimiento a la población de Las Navas del Marqués (Ávila), lo que permite comprobar su validez. 📍



Estudio paramétrico de la validez del

# atirantamiento tipo Nielsen

en puentes arco espaciales

## AUTORES:

MIRIAM  
Cánovas

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.

Departamento de Ingeniería Civil. Universidad  
Politécnica de Cartagena (UPCT)

JUAN MANUEL  
García  
Guerrero

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Poli-  
técnica de Cartagena (UPCT)

JUAN JOSÉ  
Jorquera-  
Lucerga

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Profesor contratado.

Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Poli-  
técnica de Cartagena (UPCT)

## RESUMEN

Este artículo estudia la influencia en el comportamiento resistente de los puentes arco espaciales del atirantamiento tipo Nielsen respecto a la configuración clásica de péndolas verticales. Para ello, se han analizado diferentes tipologías estructurales, formadas por arcos rectos e inclinados, combinados con tableros rectos o curvos. Se han obtenido deformaciones y esfuerzos dentro y fuera del plano del arco y del tablero para diferentes parámetros geométricos y resistentes. El objetivo es comprobar si la conocida efectividad del atirantamiento tipo Nielsen para sobrecargas asimétricas en puentes arco clásicos se conserva en los puentes arco espaciales.

## PALABRAS CLAVE

Ingeniería estructural, puente arco espacial, diseño conceptual, atirantamiento Nielsen

## ABSTRACT

*This article studies the influence in the structural behaviour of spatial arch bridges of Nielsen-type hanger arrangements with respect to the traditional vertical hanger arrangement. To this end, an analysis has been made of different structural types, formed by straight and inclined arches, combined with straight or curved decks. The stresses and strains have been obtained both within and outside the plane of the arch and the deck for different geometric and strength parameters. The objective is to demonstrate whether the known effectiveness of Nielsen-type hangers for asymmetric loading in classic arch bridges still applies in the case of spatial arch bridges.*

## KEYWORDS

*Structural engineering, spatial arch bridge, conceptual design, Nielsen hanger arrangement*

# 1

## Introducción

### 1.1. El puente arco espacial

Atendiendo a la descripción puramente física, se podría afirmar que todas las estructuras, incluidas los arcos, son espaciales, porque se ubican en las tres dimensiones del espacio ocupando un volumen. Sin embargo, en el sentido estructural habitual, una estructura es plana cuando tanto las directrices de las piezas que la componen como los esfuerzos que se generan en ellas quedan contenidos en un mismo plano. Este es el caso de los puentes arco clásicos [1, 5], formados por un arco vertical, plano y vinculado al eje de un tablero recto mediante péndolas verticales, en el que casi todas las acciones que actúan sobre ellos, fundamentalmente verticales, hacen que se comporten como estructuras planas. La excepción a esto son algunas acciones como el viento, que generan esfuerzos fuera del plano del arco.

En el arco espacial, sin embargo, existen acciones verticales, como el peso propio y las sobrecargas de uso que, bien debido a la geometría del arco, o a su posición relativa con respecto al tablero, producen acciones fuera del plano del arco, lo que les da un carácter espacial [6, 8], en ocasiones muy demandado por sus implicaciones estéticas [3, 7, 16]. Éste viene dado, frecuentemente, por la inclinación del plano del arco, por su giro respecto de un eje vertical que pasa por su clave, por el desplazamiento del arco al borde del tablero, por la curvatura del tablero o por una combinación de estos factores.

### 1.2. Atirantamiento Nielsen-Löhse

El ingeniero Octavius F. Nielsen inventó y patentó en 1926 un sistema de arco atirantado con péndolas inclinadas en forma de V. Esta disposición de las péndolas permite convertir el arco en una estructura equivalente a una celosía, donde las péndolas se llevan el cortante causado por distribuciones de carga alejadas de la funicularidad. Esto permite reducir drásticamente el nivel de flexiones en arco y tablero, los cuales pasan a trabajar a compresión y tracción cuasicentradas y, por tanto, con la máxima eficiencia resistente [5, 10, 13, 15]. Como orden de magnitud, en los cálculos realizados se han obtenido reducciones de la deformación vertical del tablero del 70%.

El arco tipo Nielsen se caracteriza por dos comportamientos estáticos distintos: El primero de ellos es el funcionamiento como arco atirantado en todo lo referente al peso propio del arco, mientras que el segundo es el de una estructura triangulada en lo que se refiere a otras cargas permanentes y ciertas sobrecargas. Sin embargo, presenta dos inconvenientes: por un lado, si la carga permanente no es muy grande y la inclinación de las péndolas es pequeña, la sobrecarga puede comprimirlas y dejarlas fuera de servicio, ya que un cable sólo

puede trabajar a tracción. Por otro, las péndolas inclinadas son elementos con gran oscilación de carga, lo que puede producir problemas de fatiga [11].

### 1.3. Objetivos

Este artículo estudia la influencia en el comportamiento resistente de los puentes arco espaciales con atirantamiento tipo Nielsen respecto a la configuración clásica de péndolas verticales. El objetivo es comprobar si la probada eficacia para sobrecargas asimétricas del atirantamiento tipo Nielsen en puentes arco clásicos se conserva en los puentes arco espaciales. Se han obtenido deformaciones y esfuerzos dentro y fuera del plano del arco y del tablero para diferentes parámetros geométricos y resistentes. Por razones de brevedad, sólo se muestran los resultados de los estudios de deformaciones, si bien los resultados de esfuerzos quedan a disposición del lector interesado.

# 2

## Modelos de referencia

Todos los puentes analizados en este artículo son modificaciones a partir de un modelo de referencia, que está compuesto por un arco vertical plano, vinculado mediante un conjunto de péndolas verticales, biarticuladas en los extremos y ancladas al eje de un tablero recto. Los arranques del arco están unidos entre sí, como corresponde a la tipología conocida como bowstring. El modelo de referencia (figura 1) tiene una luz (L) de 100 m. La flecha del arco (f) es de 20 m. El ancho cargado del tablero (b) es de 4 m. El espacio entre péndolas verticales (s) es de 5 m (y de 10 m para los modelos con atirantamiento tipo Nielsen). Estas dimensiones están inspiradas en puentes reales [10,11]. La sección de las péndolas es la suficiente para la adecuada transferencia de acciones entre el arco y el tablero [12, 17].

Para el objetivo de este estudio no es necesario considerar todas las sobrecargas posibles, puesto que las sobrecargas peatonales ya permiten caracterizar el comportamiento de los puentes estudiados. Esta carga peatonal es vertical y descendente, uniformemente distribuida de valor  $5 \text{ kN/m}^2$ , y se corresponde con el modelo de carga peatonal LM-4 definido en el eurocódigo EC-1 [2] o en la IAP-11 [14]. En este estudio, todos los resultados de esfuerzos y deformaciones han sido obtenidos mediante modelos de elementos finitos analizados en SAP2000 [4], y pre y postprocesados en Matlab [18].

### 2.1 Tipologías estructurales estudiadas

Se han estudiado 12 tipologías estructurales, que resultan de considerar el modelo de referencia y diferentes variaciones sobre éste (figura 2), tanto del arco, del tablero y del tipo de atirantamiento, diferenciando entre péndolas verticales y tipo Nielsen:

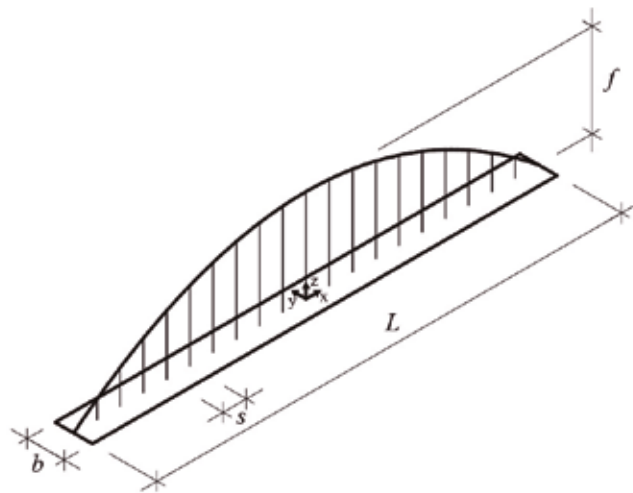
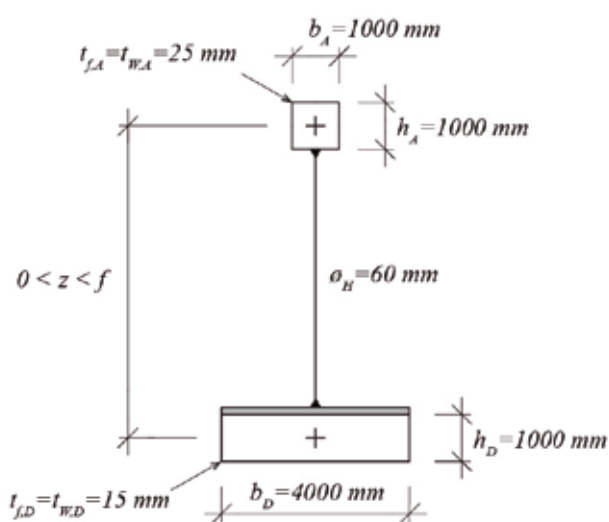


Fig. 1\_ Definición del puente de referencia

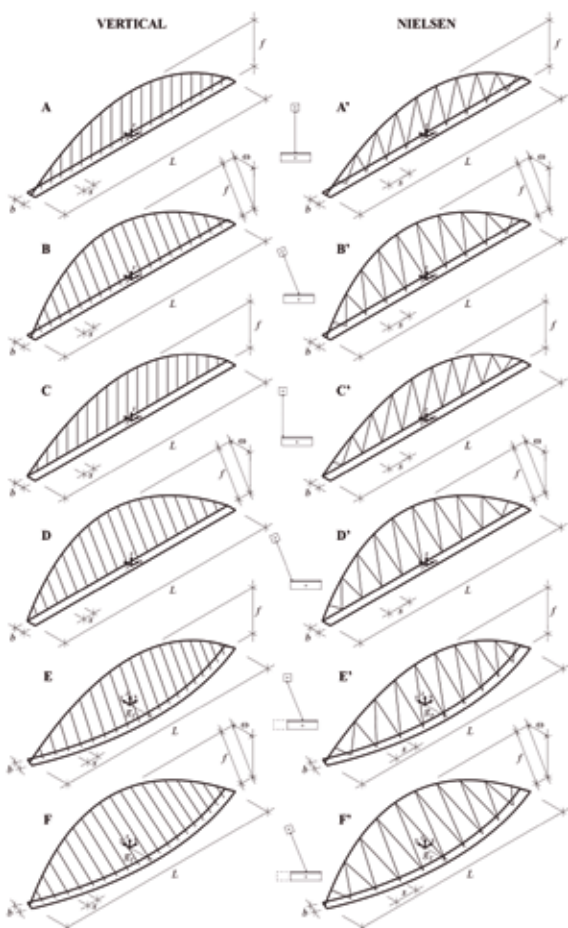


Fig. 2\_ Tipologías estructurales estudiadas

- Modelos A y A'. Son los modelos de referencia para atirantamientos de péndolas verticales y Nielsen respectivamente.
- Modelos B y B': Arco inclinado centrado sobre tablero recto (B y B'). El ángulo de inclinación del arco,  $\omega$ , varía entre  $0^\circ$  y  $30^\circ$ .
- Modelos C y C': Arco vertical anclado al borde del tablero.
- Modelos D y D': Obtenido por composición de los modelos B y C. Es decir, una vez se desplaza el arco hasta el borde del tablero, se analiza el efecto de su inclinación,  $\omega$ , entre  $0^\circ$  y  $30^\circ$ .
- Modelos E y E': Arco vertical sobre tablero curvo. La curvatura se define por su flecha horizontal,  $g_r$ , o distancia entre el centro del tablero curvo y la línea que une sus estribos. El valor máximo de la flecha horizontal considerada es de 10 m, que corresponde a un radio de 130 m para una luz de 100 m.
- Modelos F y F': Arco inclinado sobre tablero curvo (F y F'). Se añade al modelo E el efecto de inclinar el arco, con un ángulo,  $\omega$ , entre  $0^\circ$  y  $30^\circ$ .

## 3 Análisis de tipologías

### 3.1. Arco vertical centrado sobre tablero recto (A y A')

Los máximos valores de deformación vertical del tablero se han obtenido bajo cargas longitudinalmente asimétricas en ambos modelos y, como se puede observar (figura 3, a)), al utilizar un atirantamiento tipo Nielsen se consigue una reducción del 73% con respecto al arco de péndolas verticales. La flexión máxima

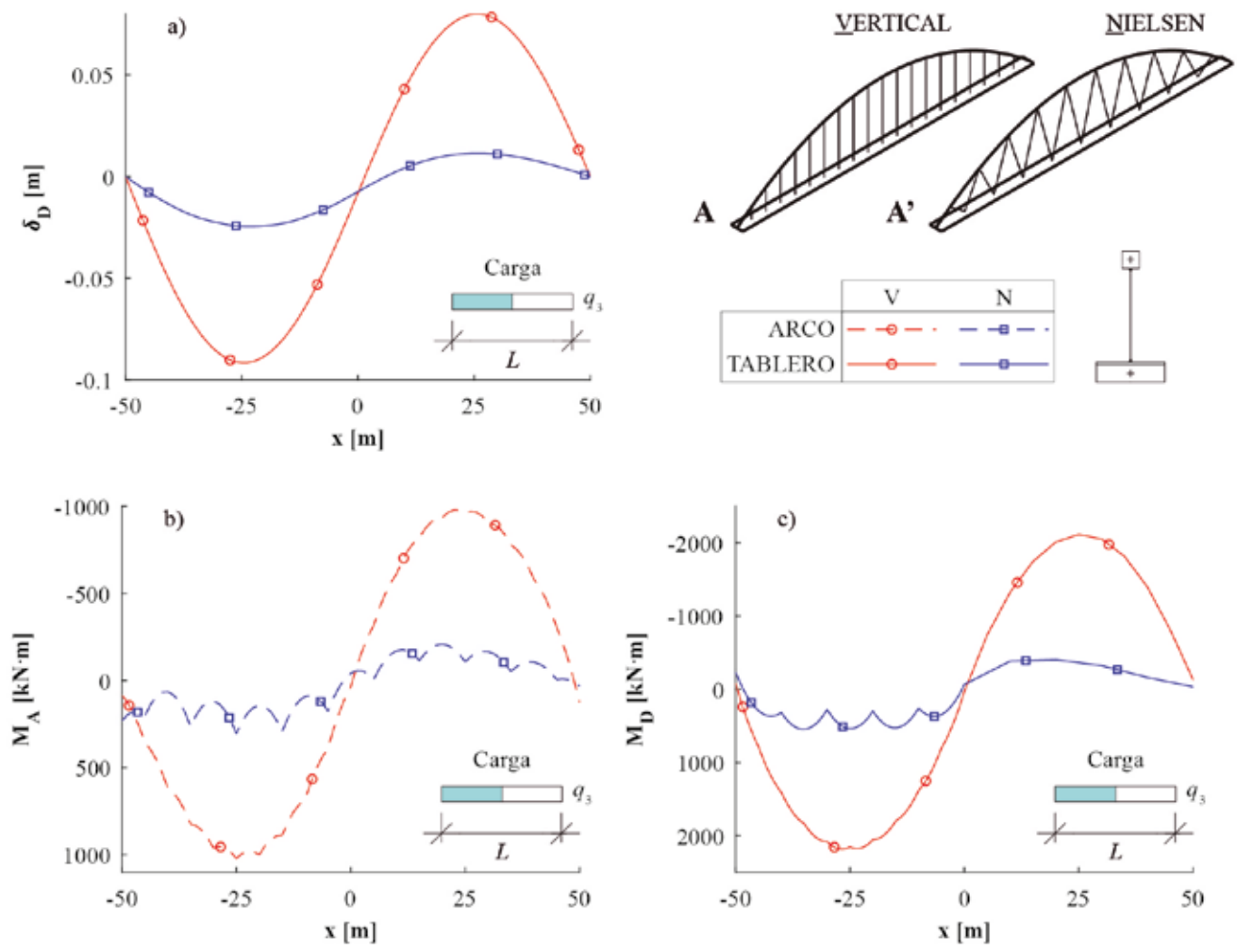


Fig. 3\_ Modelos A y A'. a) Máxima deformación vertical del tablero. b) y c) Máxima flexión en el plano del arco y del tablero respectivamente

en el plano (figura 3, b) y c) ) también se obtiene bajo cargas asimétricas, consiguiéndose con el empleo del arco tipo Nielsen una reducción del 76% en el tablero y del 70% en el arco. No existen valores de flexión transversal por estar el arco contenido en el plano (puente arco no espacial). En cuanto a la torsión, que sólo existe en el tablero bajo cargas asimétricas respecto del plano del arco, se trata de una torsión directa resultante de multiplicar la carga por su brazo, y su valor es independiente del tipo de atirantamiento.

**3.2. Arco inclinado centrado sobre tablero recto (B y B')**

Los valores máximos de deformaciones verticales (Figura 4) se vuelven a obtener bajo cargas asimétricas, manifestándose de nuevo el efecto reductor del atirantamiento tipo Nielsen en este modelo. Se puede observar como a partir de inclinaciones del

arco superiores a 15° se produce una pérdida de efectividad, y las deformadas presentan un mayor distanciamiento entre ellas, con lo que empeora el comportamiento del puente.

**3.3. Arco vertical sujeto al borde del tablero recto (C y C')**

La deformación vertical máxima en este modelo (Figura 5, a) ), obtenida bajo cargas longitudinalmente asimétricas, presenta una reducción del 66% cuando la disposición de las péndolas es tipo Nielsen. Comparado con el modelo de referencia existe una pequeña pérdida de efectividad del 7% solo por el hecho de cambiar la posición del arco del centro al borde del tablero, si bien en la respuesta influye mucho la rigidez torsional del tablero [9]. En el caso de la flexión (Figura 5, b) y c) ), se consigue una reducción en torno al 70% en el tablero y en el arco al emplear el atirantamiento tipo Nielsen.

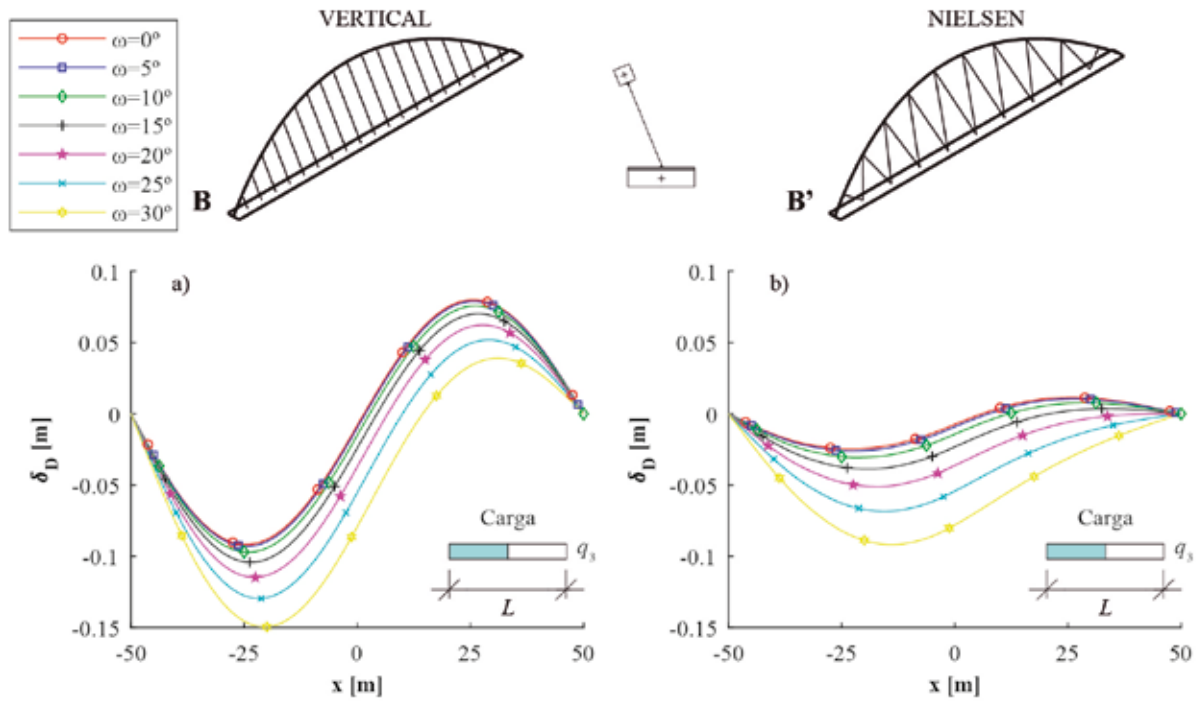


Fig. 4\_ Modelos B y B'. Máxima deformación vertical del tablero

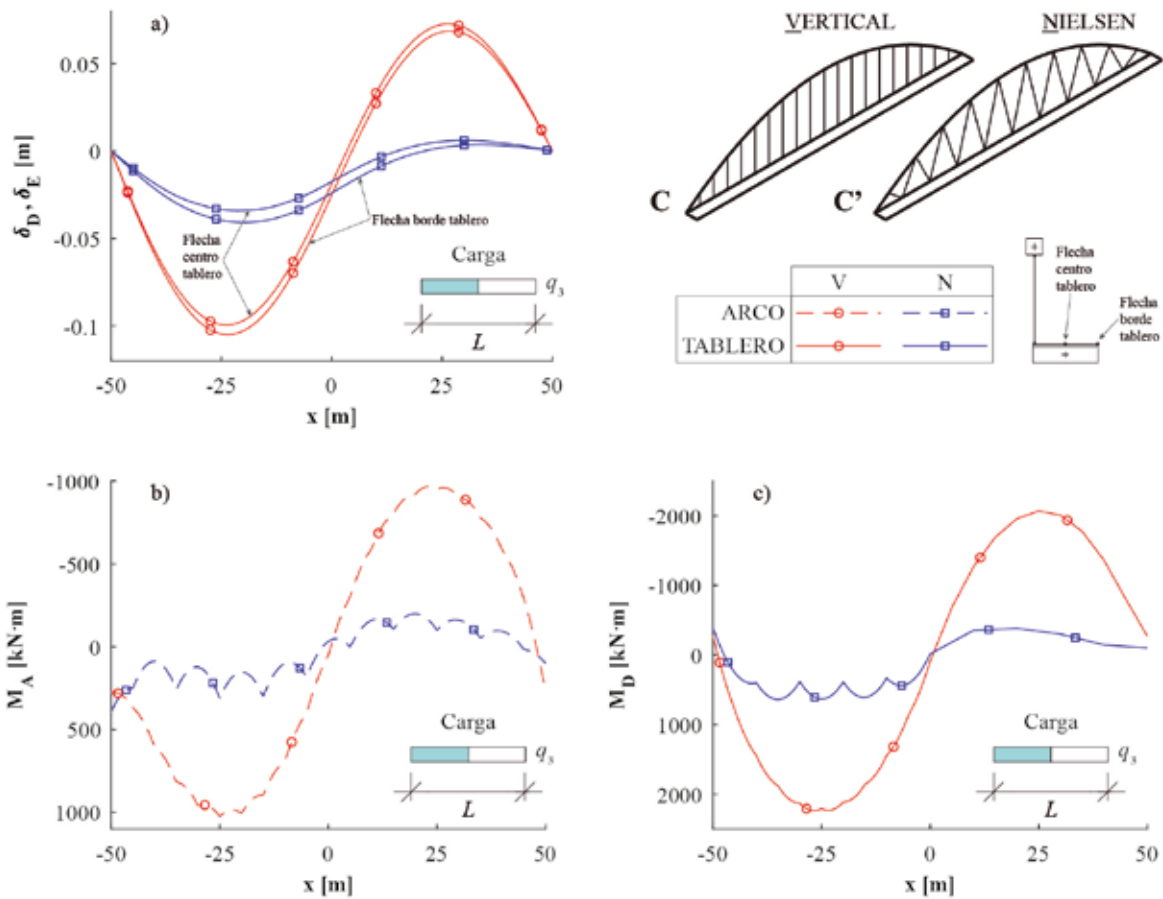


Fig. 5\_ Modelos C y C'. a) Deformación vertical máxima del tablero. b) y c) Flexión máxima en el plano del arco y del tablero respectivamente

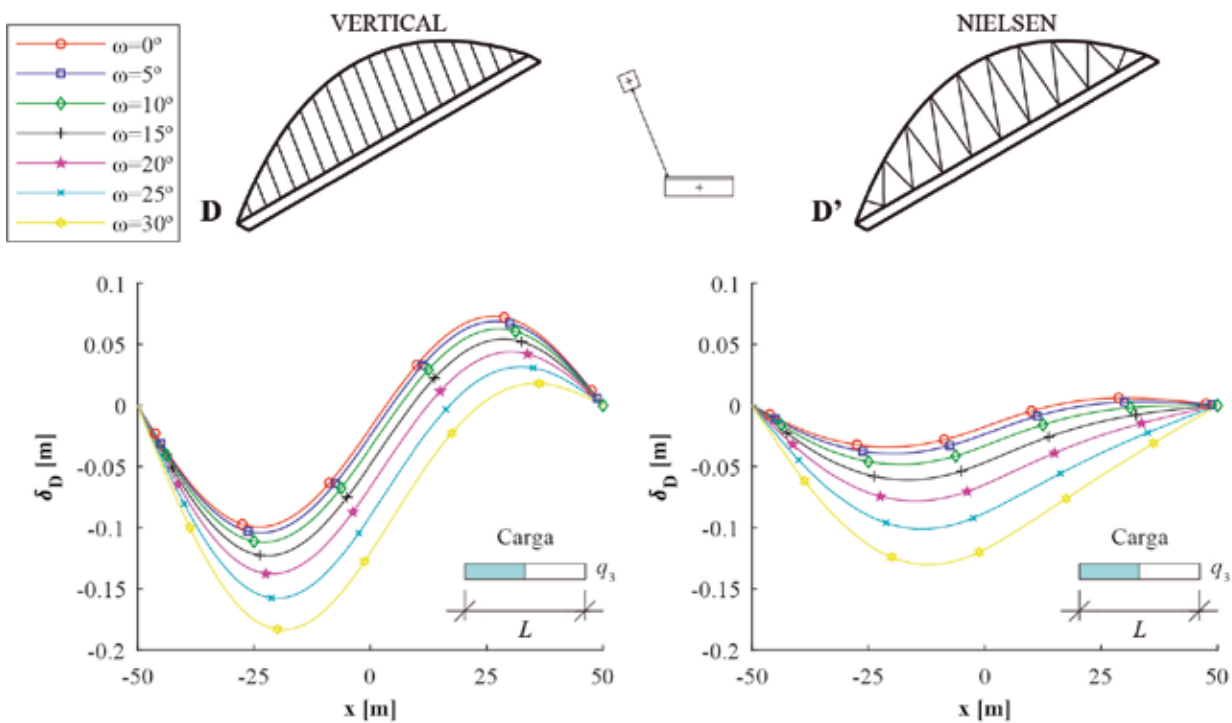


Fig. 6\_ Modelos D y D'. Máxima deformación vertical del tablero

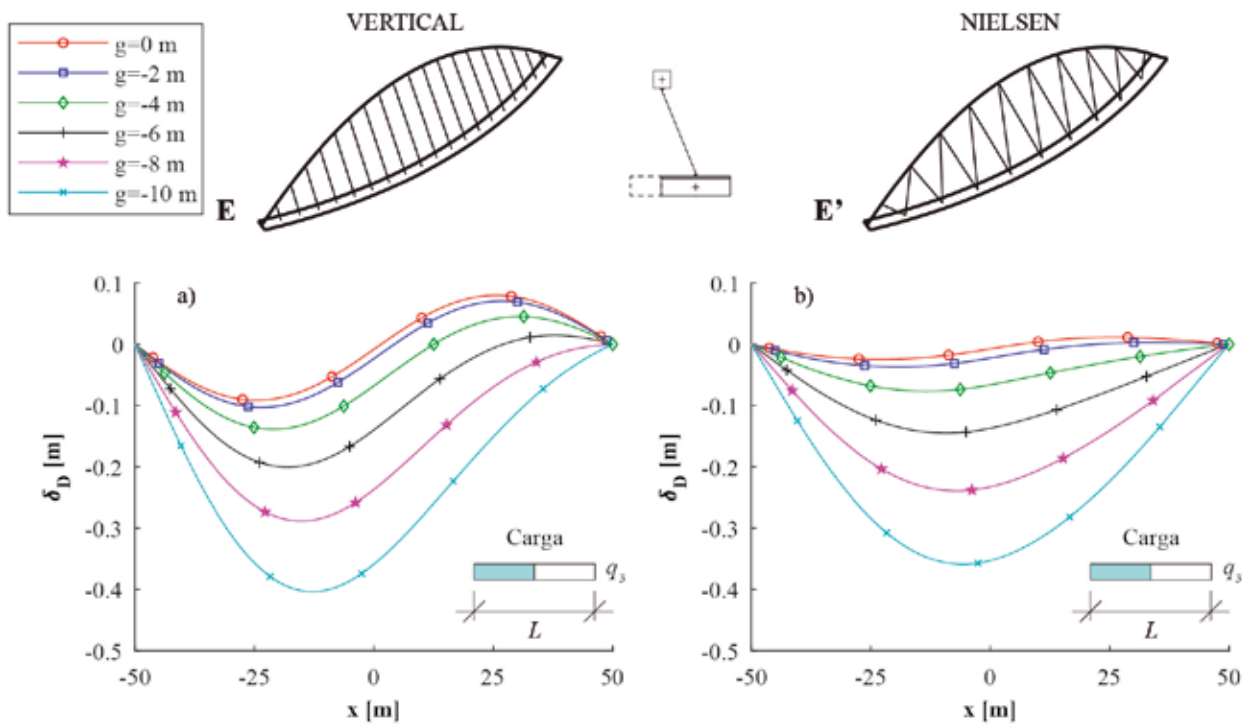


Fig. 7\_ Modelos E y E'. Máxima deformación vertical en tablero curvo



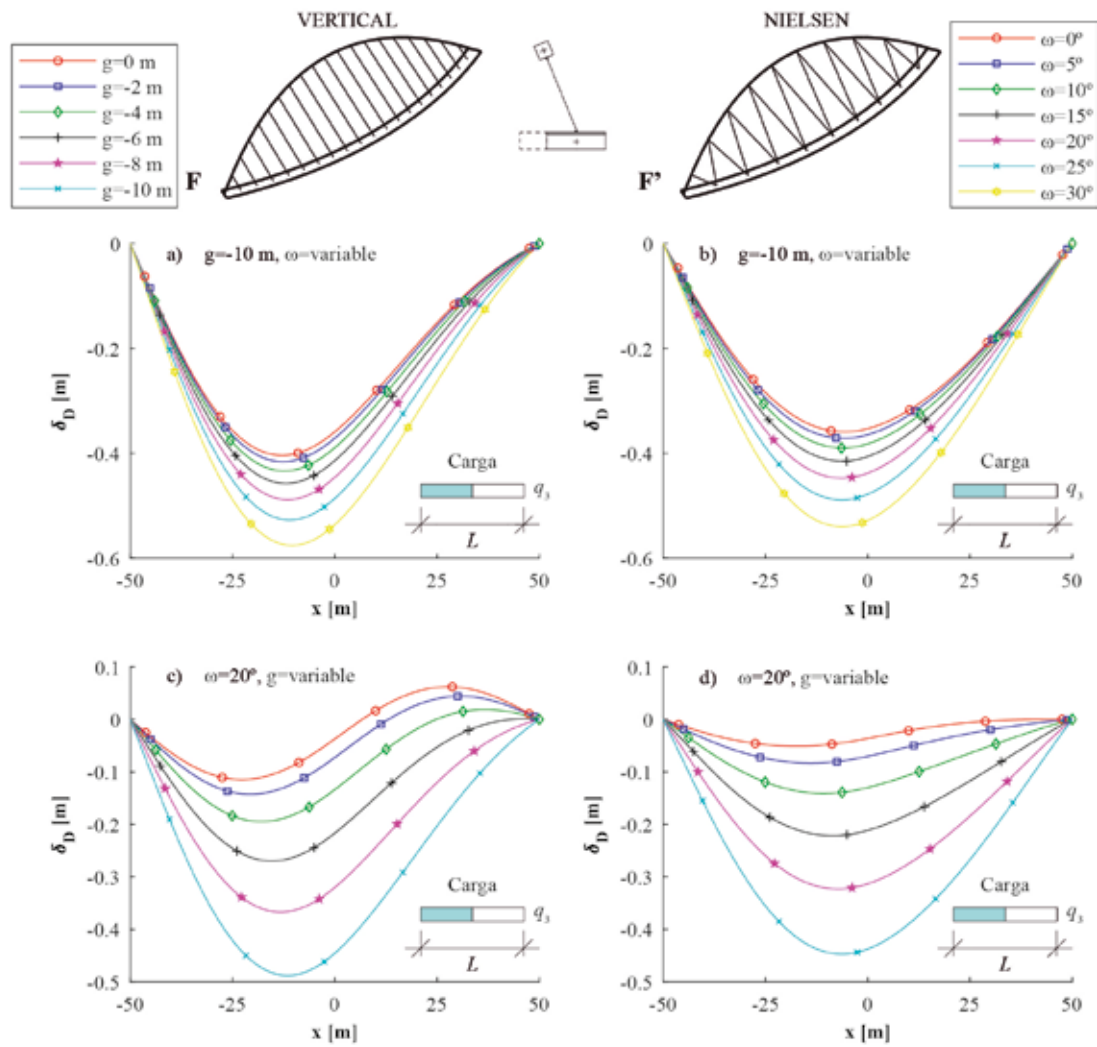


Figura 8. Modelos F y F'. Deformación máxima del tablero.

**3.4. Arco inclinado sujeto al borde del tablero recto (D y D')**

La deformación vertical máxima del tablero (Figura 6) obtenida bajo cargas longitudinalmente asimétricas, presenta el mismo comportamiento que en los modelos B y B', si bien, en general, con valores mayores debido al hecho del atirantamiento al borde: el atirantamiento tipo Nielsen ofrece una reducción de los valores de deformación en comparación con el modelo de referencia, pero para inclinaciones superiores a los 15°, el efecto del atirantamiento Nielsen disminuye y empeora su comportamiento.

**3.5. Arco vertical con tablero curvo (E y E')**

La deformación vertical del tablero bajo cargas asimétricas (Figura 7) mejora cuando el atirantamiento es tipo Nielsen solo para valores pequeños de curvatura, observando que, conforme aumenta la curvatura, el efecto beneficioso derivado del empleo del atirantamiento tipo Nielsen prácticamente desaparece, ya que para una curvatura de  $g_T = 10$  m solo existe un 11% de reducción de la deformación con respecto al modelo de atirantamiento de péndolas verticales.

Además, el hecho de proporcionar curvatura al tablero provoca grandes deformaciones, pues el arco comienza a trabajar como viga balcón, con lo que las deformaciones, llegan, para las secciones transversales consideradas y altas curvaturas, a ser de varias veces las obtenidas con tablero recto, por lo que el efecto del atirantamiento se vuelve irrelevante.

**3.6. Arco inclinado con tablero curvo (F y F')**

Los valores máximos de deformación vertical del tablero se obtienen bajo cargas asimétricas, observándose diferentes comportamientos. Si se mantiene fija la curvatura del tablero para un valor de  $g_T = 10$  m y se varía la inclinación del arco (Figura 8, a) y b), se pueden destacar las grandes deformaciones que aparecen en el tablero. Esto es debido a que la curvatura es muy alta y el efecto de viga balcón muy acusado, y por otra parte el arco inclinado resulta menos eficaz para reducir las deformaciones, además de que las péndolas, ahora más tendidas, son menos efectivas.

Si se mantiene fija la inclinación del arco en  $\omega = 20^\circ$  y se varía la curvatura del tablero (Figura 8, c) y d), se observa cómo el ati-

rantamiento tipo Nielsen pierde efectividad conforme aumenta la curvatura del tablero y ya no presenta mejora alguna sobre el atirantamiento de péndolas verticales.


## 4 Conclusiones

El estudio realizado, ha permitido abordar de una manera amplia, el comportamiento del atirantamiento tipo Nielsen en los puentes arco espaciales, obteniendo una serie de conclusiones de utilidad para proyectistas y diseñadores.

En primer lugar, hay que afirmar que el comportamiento más eficaz del arco tipo Nielsen se produce para el modelo de arco vertical centrado sobre el tablero recto (modelos A y A'), pues presenta para cargas asimétricas la máxima reducción de la deformación vertical del tablero, así como de la flexión en el plano del arco y del tablero. En cuanto a los arcos espaciales con tablero recto, inclinar el arco (modelos B y B') en estos puentes implica un empeoramiento de la eficacia del atirantamiento tipo Nielsen, algo que se acentúa al desplazar al borde del tablero el arco (Modelos C y C'). La combinación menos eficaz se produce cuando el arco está simultáneamente inclinado y situado al borde del tablero (Modelos D y D'). Para arcos espaciales con tablero curvo (Modelos E y E'), la curvatura reduce la eficacia del atirantamiento tipo Nielsen, que se ve reducida aún más si se combina el tablero curvo con un arco inclinado (Modelos F y F').

En general, podemos concluir, que la mayor eficacia del atirantamiento tipo Nielsen se produce en arcos rectos, planos, centrados sobre el tablero. Sin embargo, la eficacia del atirantamiento tipo Nielsen disminuye con la inclinación del arco o la curvatura del tablero, y su complejidad de ejecución y coste no supone ventaja con respecto al atirantamiento con péndolas verticales.

## 5 Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la Universidad Politécnica de Cartagena (UPCT) la financiación recibida a través del proyecto de investigación 2007\_2420 dirigido por el tercer autor. Además, el segundo y el tercer autor quieren agradecer a la Fundación Séneca, Agencia de Ciencia y Tecnología de la Región de Murcia, la financiación recibida por el segundo autor, a través de un contrato de Formación del Personal Investigador (FPI). 

## REFERENCIAS

- [1] Arenas, J. J. (1995). El arte y la estética en el diseño de puentes. *Revista de Obras Públicas*, p. 27-34.
- [2] Asociación Española de Normalización y Certificación. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes. Eurocódigos. Norma europea experimental. AENOR, 2004.
- [3] Baus, U., y Schlaich, M. (2007) *Footbridges*. Birkhäuser Architecture.
- [4] Computers & Structures Inc (2016). *SAP 2000 analysis reference manual*.
- [5] Fernández Troyano, L. (2015). Estructura y forma de los puentes arco metálicos. *Revista de Obras Públicas*, p. 33-48.
- [6] García Guerrero, J.M. (2018). El puente arco espacial como una evolución tipológica. Tesis Doctoral. Univ. Politécnica de Cartagena.
- [7] Holgate, A. (1996). *The Art of Structural Engineering: The Work of Jörg Schlaich and his team*. Edition Axel Menges.
- [8] Jorquera Lucerga, J.J. (2007). Estudio del comportamiento resistente de los puentes arco espaciales. Tesis Doctoral. Univ. Politécnica de Madrid.
- [9] Jorquera Lucerga, J.J. (2013). Understanding Calatrava's bridges: A conceptual approach to the 'La Devesa-type' footbridges. *Engineering Structures*, 56, p. 2083-97
- [10] Leonhardt, F. (1982). *Bridges. Brücken*. The Architectural Press: London.
- [11] Manterola, J. (2005). *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid. Publicaciones de la ETSICCP. Madrid.
- [12] Menn, C. (1990). *Prestressed concrete bridges*. Birkhäuser Verlag.
- [13] Millanes Mato, F., Matute Rubio, L. y Nebreda Sánchez, J. (2008). Pasarelas Bowstring del anillo verde ciclista de Madrid. IV Congreso ACHE. Valencia.
- [14] Ministerio de Fomento Secretaría General Técnica. (2011). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, IAP-11. Madrid. 2011.
- [15] Schanack, F. (2008). Puentes en arco tipo Network. Tesis Doctoral. Univ. Cantabria.
- [16] Schlaich, M., Bleicher, A., y Nier, M. (2016). Die Weinbergbrücke in Rathenow. *Bauingenieur* 91, 2, p. 71-80.
- [17] Siegrist Fernández, C. Curso de doctorado de puentes arco de hormigón. Madrid. Publicaciones de la E.T.S.I.C.C.P.
- [18] The Mathworks Inc. Matlab. The Language of Technical Computing. Release 7.6 Reference manual.as a Geote

# MÁSTER INTERNACIONAL EN EMPRESA Y POLÍTICAS PÚBLICAS [ MIEPP ]

*Liderar el desarrollo global  
en los mercados de infraestructuras*

FORMATO EXECUTIVE BILINGÜE ESPAÑOL-INGLÉS

**DIPLOMA CONJUNTO**

**École des Ponts ParisTech**

**Universidad Internacional Menéndez Pelayo**

**Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos**

## ⇒ DIRIGIDO A

Ingenieros que han de asumir responsabilidades como directores de grandes proyectos, sectores o áreas geográficas.

## ⇒ OBJETIVOS

Reforzar **competencias en gestión (empresarial y de proyectos), habilidades comerciales**, conocimientos sobre **políticas públicas** (principal fuente de actividad en nuestro sector), habilidades transversales (**comunicación, negociación, liderazgo, trabajo en equipo...**).

## ⇒ FORMATO

Un **año académico** a partir de octubre, **executive** (viernes completos y uno de cada dos sábados por la mañana).

Las clases, en **español e inglés**, se impartirán en Madrid.

**Ayudas de transporte** de la Fundación de hasta 1.500€ para alumnos que residen fuera de Madrid.

Se realizarán **3 viajes de estudios**.

## ⇒ MATRÍCULA

**11.200 €** (condiciones especiales para ingenieros de Caminos colegiados).

**CANDIDATURAS HASTA EL 13 DE MAYO DE 2019**

## MÁS INFO Y CANDIDATURAS: [www.miepp.eu](http://www.miepp.eu)

Con la colaboración de:





Parte IV

**GRANDES OBRAS**



# Línea 2 del Metro de Panamá

Una infraestructura social



Arriba\_ Ciudad de Panamá. Abajo\_ Esquema del Metro de Panamá

## CONTRATANTE

Secretaría del Metro de Panamá

## PRESUPUESTO GLOBAL

1.650 millones de euros

## FECHA INICIO OBRAS

Septiembre 2015

## FECHA FINALIZACIÓN OBRAS

Mayo 2019

## LONGITUD TOTAL

21 km de vía elevada

## DOTACIONES

- 16 estaciones
- 21 trenes de 5 vagones cada uno
- 6.000 trabajadores

El área de construcción del Grupo FCC ha finalizado el proyecto línea 2 del metro de Panamá. El pasado 25 de abril, el presidente de Panamá, junto con el ministro del metro y distintas autoridades públicas y privadas, inauguraron la infraestructura ejecutada por el Consorcio Línea 2, formado por FCC Construcción y Odebrecht.

El contrato ha incluido la ingeniería de diseño, obra civil, instalaciones auxiliares de línea y estaciones, suministro e instalación del sistema integral ferroviario (incluyendo material rodante) y puesta en marcha de la línea. Además, ha incluido la construcción de un área de patio para el estacionamiento y limpieza de trenes, así como un área de talleres para mantenimiento preventivo y correctivo.

La línea 1 y la recientemente línea inaugurada quedan conectadas mediante la construcción de un intercambiador de transporte en San Miguelito.

La línea 2 de metro presenta una longitud de 21 kilómetros de vía elevada y 16 estaciones, que cuentan con amplias cubiertas, alcanzando una mayor cobertura y protección en época de lluvia. Esta obra conecta las estaciones desde el distrito de San Miguelito hasta el sector de la 24 de Diciembre. Además, contienen paneles de aluminio y lucernarios de policarbonato, que funcionarán como ahorrador de energía, gracias al uso de iluminación natural. Se trata de un proyecto seguro, ya que cuenta con procedimientos especiales de vigilancia durante todo su recorrido, implementándose sistemas de control automático.

FCC Construcción ejecutó la primera línea del metro de Centroamérica, desarrollando en la actualidad el ramal de interconexión de la línea 2 de metro de Panamá al aeropuerto internacional de Tocumen.

Estación Altos de Tocumen



- Presenta una longitud de 21 kilómetros de vía elevada y 16 estaciones
- Conectada con la Línea 1 por medio de un intercambiador en San Miguelito
- Las estaciones cuentan con amplias cubiertas, alcanzando una mayor cobertura y protección en época de lluvia
- Las cubiertas presentan paneles de aluminio y lucernarios de policarbonato, que funcionará como ahorrador de energía, gracias al uso de iluminación natural



Estación 24 de Diciembre



Estación Cincuentenario





### Infraestructura social

El proyecto desarrollado por FCC Construcción constituye un auténtico ejemplo de infraestructura social. Durante su construcción han participado más de 6.000 trabajadores, de los cuales más del 70% eran residentes en las comunidades aledañas a la obra. Más de 98 comunidades y 48 centros educativos apostados a lo largo de la obra han sido beneficiados por el proyecto, mejorando así la calidad de vida de más de 500.000 personas del área este de Panamá.

La infraestructura ha sido proyectada para el transporte de más de 16.000 pasajeros por hora y sentido, con un periodo de viaje de 35 minutos. Diseñada para en una capacidad futura máxima de 40 mil pasajeros en hora pico y está adaptada para personas con capacidad reducida.

Un hito a destacar durante el proyecto fue apertura parcial de la Línea 2 de metro para las Jornadas Mundiales de la Juventud celebradas en el mes de enero. Durante las JMJ (Jornadas

Mundiales de la Juventud) se recorrieron más de 150.000 kilómetros, con una disponibilidad de la red del 99,99% para todos los peregrinos y panameños. Durante todo el evento, se hizo uso de la totalidad de trenes disponibles: 26 en línea 1 y 12 en línea 2. En la línea 1, se trasladaron 2.054.400 pasajeros y en la línea 2, más de 579.000 pasajeros fueron movilizadas, lo que supone en esta línea una movilización de más de 100.000 pasajeros diarios.

### FCC aporta valor

FCC Construcción cuenta con más de 115 años de experiencia en el diseño y construcción de infraestructuras internacionales.

Ha ejecutado y desarrolla importantes proyectos de transporte urbano como: metro de Doha (Qatar), metro de Riad (Arabia Saudí), línea 2 y ramal línea 4 metro de Lima (Perú), metro de Toronto (Canadá), metro de Madrid (España), línea 5 metro Bucarest (Rumanía), línea 9 de metro de Barcelona (España) y el ramal de la línea 2 metro de Panamá, entre otros. 🌐

Metro de Panamá

- Se han construido pasarelas de acceso peatonal a las estaciones
- Proyecto seguro, cuenta con procedimientos especiales de vigilancia durante todo su recorrido
- Implantación de sistemas de control automáticos
- Cuenta con 21 trenes de cinco vagones cada uno
- Se han construido un área de patio para el estacionamiento y limpieza de trenes y un área de talleres para mantenimiento preventivo y correctivo



Estación Pedregal

# Máster en TECNOLOGÍAS DIGITALES E INNOVACIÓN EN INGENIERÍA

ENERO - DICIEMBRE 2019

- Módulo I TRANSFORMACIÓN DIGITAL (5 créditos)
- Módulo II BUILDING INFORMATION MODELING, BIM (5 créditos)
- Módulo III BIG DATA Y ANALÍTICA DE DATOS EN INGENIERÍA. DATOS ABIERTOS (5 créditos)
- Módulo IV DIRECCIÓN Y GESTIÓN DE LA INNOVACIÓN EN LA INGENIERÍA Y LAS OBRAS PÚBLICAS (5 créditos)
- Módulo V TERRITORIO INTELIGENTE (5 créditos)
- Módulo VI SERVICIOS DE TRANSPORTE INTELIGENTE (5 créditos)
- Módulo VII CIBERSEGURIDAD Y PROTECCIÓN DE INFRAESTRUCTURAS CRÍTICAS (5 créditos)
- Módulo VIII INTELIGENCIA ARTIFICIAL Y BLOCKCHAIN. APLICACIONES A LA INGENIERÍA CIVIL (5 créditos)
- Módulo IX MARCO LEGAL E INSTITUCIONAL DE LA DIGITALIZACIÓN DE LA ECONOMÍA Y LA SOCIEDAD (5 créditos)
- Módulo X TRABAJO FIN DE MÁSTER (TFM) (15 créditos)

Carga lectiva: 60 créditos ECTS

Programa en [www.ciccp.es](http://www.ciccp.es)



Colegio de Ingenieros de  
Caminos, Canales y Puertos

INFORMACIÓN Y RESERVA DE PLAZA  
☎ 917 006 462 ✉ [master.tic@ciccp.es](mailto:master.tic@ciccp.es)

UNED

# 1/6

Este número es indicativo del riesgo de producto, siendo 1/6 indicativo de menor riesgo y 6/6 de mayor riesgo.

Banco Caminos está adscrito al Fondo de Garantía de Depósitos Español. Para depósitos en dinero el importe máximo garantizado es de 100.000 euros por depositante en cada entidad de crédito.

# Fíjate bien: Unas condiciones como estas no se ven fácilmente

## Descubre la Cuenta Transparente

Comisiones

# 0

Retiradas de  
efectivo a débito

# Gratis

en cualquier cajero de  
España a partir de 90€\*

Remuneración

# 0'10% TIN

Para la parte del saldo  
que supere los 5.000€\*\*

Transferencias  
SEPA

# Gratis

Tarjeta de débito gratis

Pago en cualquier divisa sin comisión

Seguro gratuito por uso fraudulento de la tarjeta

Liquidación mensual de intereses

\*Para retiradas inferiores a 90€ se repercutirá la comisión del propietario del cajero.

\*\*Ejemplos ilustrativos: 0,08% TAE calculada sobre un ejemplo de 20.000€, en la que remunera 15.000 €. 0,09% TAE calculada sobre un ejemplo de 40.000€, en la que remunera 35.000 €.

Contrátala ya en:



cat@bancocaminos.es



91 310 95 50



Banco  
Caminos  
BANCO PRIVADO

bancocaminos.es

