



FOTO DE PORTADA: Vista aérea del viaducto de Almonte (Fuente: FCC).

CONSEJO EDITORIAL:

DIRECTOR:

Gonzalo Ruiz López (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UCLM, Ciudad Real)*

SUBDIRECTOR:

Julio Sánchez Delgado (FHECOR, Madrid)*

SECRETARIO:

Jacinto Ruiz Carmona (MECANISMO INGENIERÍA, Madrid)*

EDITOR JEFE:

Valentín Alejándrez Piñuela (CINTER, Madrid)*

ASESOR EDITORIAL:

José Manuel Ráez Cano (Scidoc, Madrid)*

VOCALES:

Juan Luis Bellod Thomas (CESMA INGENIEROS, Madrid)

Héctor Bernardo Gutiérrez (GGRAVITY S.A., Madrid)

Ángel Castillo Talavera (INSTITUTO E. TORROJA – CSIC, Madrid)

Héctor Cifuentes Bulté (ETS INGENIERÍA – Universidad de Sevilla, Sevilla)*

Antoni Cladera Bohigas (UNIVERSIDAD DE LAS ISLAS BALEARES, Palma)

David Fernández Montes (ETS INGENIERÍA CIVIL – UPM, Madrid)

Luisa María Gil Martín (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UGR, Granada)

Jesús Gómez Hermoso (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

Dorys C. González Cabrera (ETS-UBU, Burgos)*

Pedro Miguel Sosa (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPV, Valencia)

Luis M^a Ortega Basagoiti (RETINEO, Madrid)

Alejandro Pérez Caldentey (FHECOR, Madrid)

Carlos Pozo Moya (GINPROSA INGENIERÍA, Madrid)

Abraham Sánchez Corriols (Consultor independiente, Stuttgart)

Álvaro Serrano Corral (MC2 ESTUDIO DE INGENIERÍA, Madrid)

Juan Antonio Sobrino Almunia (PEDELTA CANADA INC., Toronto)

Carlos Villagrà Fernández (INSTITUTO E. TORROJA – CSIC, Madrid)

* Miembro del Comité de Redacción

CONSEJO ASESOR CIENTÍFICO**

António Adão da Fonseca (UNIVERSIDADE DO PORTO, Portugal)

Antonio Aguado de Cea (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Pilar Alaejos Gutiérrez (CEDEX, Madrid)

M^a Carmen Andrade Perdríx (CIMNE, Madrid)

Ángel Aparicio Bengoechea (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

José M^a Arrieta Torrealba (PROES, Madrid)

Miguel Ángel Astiz Suárez (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

Gustavo Ayala Milián (INSTITUTO DE INGENIERÍA – UNAM, México)

Alex Barbat Barbat (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Pilar Crespo Rodríguez (MINISTERIO DE FOMENTO, Madrid)

Paulo J. S. Cruz (UNIVERSIDADE DO MINHO, Guimarães, Portugal)

Luis Fernández Luco (UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES, Argentina)

Miguel Fernández Ruiz (ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE, Suiza)

Jaime Carlos Gálvez Ruiz (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPM, Madrid)

Ravindra Gettu (INDIAN INSTITUTE OF TECHNOLOGY MADRAS, Chennai, India)

Gian Carlo Giuliani (REDESCO PROGETTI SRL, Milán, Italia)

Enrique González Valle (INTEMAC, Madrid)

Paulo R. L. Helene (UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, Brasil)

José Antonio Llombart Jaques (EIPSA, Madrid)

Antonio Mari Bernat (ETSI CAMINOS, C. Y P. – UPC, Barcelona)

Francisco Millanes Mato (IDEAM, Madrid)

Santiago Pérez-Fadón Martínez (FADÓN INGENIERÍA S.L., Madrid)

Carlos A. Prato (UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA, Argentina)

António Reis (IST – UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA, Portugal)

Jesús Rodríguez Santiago (ETS DE ARQUITECTURA, UPM, Madrid)

José Manuel Roesset (NATIONAL ACADEMY OF ENGINEERING, EE.UU.)

Ana M. Ruiz-Terán (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

Juan Sagaseta Albajar (UNIVERSITY OF SURREY, Reino Unido)

Mike Schlaich (SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNER, Stuttgart, Alemania)

Carlos Siegrist Fernández (SIEGRIST Y MORENO, Madrid)

Peter J. Stafford (IMPERIAL COLLEGE LONDON, Reino Unido)

José M^a de Villar Luengo (TORROJA INGENIERÍA, Madrid)

** Incluye además a los Presidentes de las Comisiones Técnicas de ACHE

El Consejo Editorial de la revista tiene como misión la definición de la política editorial (estilo de la revista, redacción, normas de presentación de originales, diseño, creación y orientación de las distintas secciones). El Comité de Redacción se constituye como un comité permanente del Consejo Editorial y se encarga de dirigir y supervisar la gestión diaria de la revista, controlar la selección de contribuciones y tomar las decisiones sobre los contenidos que han de conformar cada número de la revista. La función del Consejo Asesor Científico es la de velar por el prestigio científico y técnico de la revista, promoviendo e impulsando su difusión internacional.

Una descripción más amplia puede consultarse en www.hormigonyacero.com

ÍNDICES Y SERVICIOS DE INFORMACIÓN: *Hormigón y Acero* está indexada en las bases de datos siguientes: Emerging Sources Citation Index/ Web of Science (ESCI/WoS) – ScienceDirect - ICYT - Dialnet - Sumaris - Urbadoc - Catálogo Latindex - Pascal

Todos los derechos reservados. El contenido de la presente publicación no puede ser reproducido, ni transmitido por ningún procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo fotocopia, grabación magnética, ni registrado por ningún sistema de recuperación de información, en ninguna forma, ni por ningún medio, sin la previa autorización por escrito del titular de los derechos de explotación de la misma. CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA S.L.L., a los efectos previstos en el artículo 32.1 párrafo segundo del vigente TRLPI, se opone de forma expresa al uso parcial o total de las páginas de HORMIGÓN Y ACERO con el propósito de elaborar resúmenes de prensa con fines comerciales. Cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública o transformación de esta obra solo puede ser realizada con la autorización de sus titulares es, salvo excepción prevista por la ley. Dirijase a CEDRO (Centro Español de Derechos Reprográficos, www.cedro.org) si necesita fotocopiar o escanear algún fragmento de esta obra. Ni CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA ni la Asociación Española de Ingeniería Estructural tendrán responsabilidad alguna por las lesiones y/o daños sobre personas o bienes que sean el resultado de presuntas declaraciones difamatorias, violaciones de derechos de propiedad intelectual, industrial o privacidad, responsabilidad por producto o negligencia. Tampoco asumirán responsabilidad alguna por la aplicación o utilización de los métodos, productos, instrucciones o ideas descritos en el presente material. Aunque el material publicitario se ajusta a los estándares éticos, su inclusión en esta publicación no constituye garantía ni refrendo alguno de la calidad o valor de dicho producto, ni de las afirmaciones realizadas por su fabricante.

ISSN 0439-5689

Publicación cuatrimestral (3 números al año)

www.hormigonyacero.com

Protección de datos: CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.L. declara cumplir lo dispuesto por la Ley orgánica 15/1999, de 13 de diciembre, de Protección de Datos de Carácter Personal.

Suscripciones y atención al cliente

 CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA, S.L.L.
C/Doctor Santero, 7, 28039 Madrid (España)
Teléfono: 913191200
Correo electrónico: cinter@cinter.es

Impresa en España por Gráficas Muriel
Diseño gráfico y maquetación: lete@mgrafico.com

Depósito legal: M-853-1958

SUMARIO | CONTENTS

ENERO - AGOSTO 2020 | Volumen 71 - Números 290/291

JANUARY - AUGUST 2020 | Volume 71 - Numbers 290/291

Carta del Director Gonzalo Ruiz	5
Carta del Editor Asociado David Arribas Mazarracín	6
Introducción al viaducto sobre el río Almonte en la línea de alta velocidad ferroviaria Madrid-Extremadura Pablo Jiménez Guijarro	8
Aproximación al diseño conceptual y estructural del viaducto de Almonte <i>Approach to the conceptual and structural design of the viaduct over River Almonte</i> Guillermo Capellán Miguel y Pascual García Arias	11
Bases de diseño, modelización, cálculo y comportamiento del viaducto de Almonte <i>Design basis, structural modelling and detailed analysis of the Almonte Viaduct</i> Guillermo Capellán Miguel, Emilio Merino Rasillo, Ysabel Guil Celada, Javier Martínez Aparicio y Pascual García Arias	23
Proyecto de detalle del viaducto de Almonte <i>Detailed design of the Almonte Viaduct</i> David Arribas Mazarracín, Pablo Bernal Sahún, José Ignacio González Esteban, José María Pérez Casas	43
Diseño de la torre y elementos auxiliares del sistema de atirantamiento del viaducto de Almonte <i>Tower design and auxiliary elements of the staying system of the Almonte Viaduct</i> José Martínez Salcedo y José Enrique Muñoz García	69
Hormigón autocompactante utilizado en la construcción del arco del viaducto de Almonte <i>Self-compacting concrete used in the construction of the arch of the Almonte Viaduct</i> Pedro Cavero de Pablo	87
Plan de instrumentación y control de la construcción del arco de Almonte <i>Monitoring and checking system for the construction of the Almonte arch</i> José Ignacio González Esteban, David Arribas Mazarracín, Pablo Bernal Sahún y José María Pérez Casas	97
Ejecución de los viaductos de acceso del viaducto de Almonte <i>Construction of the approach spans of the Almonte Viaduct</i> David Carnero, Joao Rocha, Agustín Alonso y Pedro Cavero	111
Ejecución de pilastras y vanos sobre el arco del viaducto sobre el río Almonte <i>Construction of piers and deck over the arch at the Almonte Viaduct</i> Agustín Alonso, David Carnero, José Luis del Valle, Pedro Cavero	131
Construcción del arco del viaducto de Almonte <i>Construction of the arch of the Almonte Viaduct</i> David Carnero, Florencio Milla, Agustín Alonso, Pedro Cavero	151
Carros de encofrado para la ejecución del arco del puente sobre el río Almonte <i>Formwork travellers for construction of the Almonte arch</i> Tomasz Smich, y Enrique Bordó Bujalance	173
Izado de torres provisionales de atirantamiento del viaducto de Almonte <i>Lifting of the provisional staying towers of the Almonte Viaduct</i> José Martínez Salcedo, Santiago del Río Rodríguez	181
Seguimiento de la instrumentación del viaducto de Almonte <i>Monitoring of the Almonte Viaduct during construction</i> José Luis Martínez Martínez y Pedro Niño García	195
Supervisión a la construcción del viaducto de Almonte <i>Construction supervision of the Almonte Viaduct</i> Guillermo Capellán Miguel, Javier Martínez Aparicio, Emilio Merino Rasillo y Pascual García Arias	207

MIEMBROS PATROCINADORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Patrocinadores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



ACCIONA INFRAESTRUCTURAS
Avda. de Europa, 18
28108 ALCOBENDAS (MADRID)



MAMMOET
P.I. Los Frailes. Ctra Alcalá de Henares a Daganzo,
km 9. P 101-106, 28814 DAGANZO (MADRID)



Arenas & Asociados
ARENAS & ASOCIADOS,
INGENIERÍA DE DISEÑO, S.L.P.
C/ Marqués de la Ensenada, 11 - 3º
39009 SANTANDER



ACE
C/ Jordi Girona 31 - 2º, Edifici Til-lers
08034 - BARCELONA



CALIDAD SIDERÚRGICA
C/ Orense, 58 - 10º
28006 MADRID

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
OFICINA DE PROYECTOS

C/ Orense, 10
28020 MADRID



CEDEX (Laboratorio Central)
C/ Alfonso XII, 3
28014 MADRID



CONSEJO GENERAL COLEGIOS ARQUITECTOS TÉCNICOS
Paseo de la Castellana, 155 - 1º
28046 MADRID



CYPE INGENIEROS, S.A.
Avda. Eusebio Sempere, 5 - Bajo
03003 ALICANTE



DRAGADOS, S.A.
Avda. Camino de Santiago, 50
28050 MADRID



EDARTEC CONSULTORES
C/ Manufactura, 4 - Planta 2 - Mod. 3
41297 MAIRENA DE ALJARAFE (SEVILLA)



E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS - DPTO. MECÁNICA
Ciudad Universitaria, s/n
28040 MADRID



EUROCONSULT
Avda. Camino de lo Cortao, 17 - Zona Industrial Sur
28703 SAN SEBASTIÁN DE LOS REYES (MADRID)



FCC CONSTRUCCIÓN, S.A.
Avda. Camino de Santiago 40
28050 MADRID



FLORENTINO REGALADO INGENIERÍA & ARQUITECTURA S.L.P.
C/ Granja de Rocamora, 18
03015 ALICANTE



GRUPO MECÁNICA ESTRUCTURAL S.L.
C/ Amílcar González Díaz, 18
38550 ARAFO (SANTA CRUZ DE TENERIFE)



HILTI ESPAÑOLA, S.A.
Avda. Fuente de la Mora, 2 - Edificio I
28050 MADRID



INSTITUTO EDUARDO TORROJA
C/ Serrano Galvache, 4
28033 MADRID



IECA
C/ José Abascal, 53 - 2º
28003 MADRID



OVE ARUP & PARTNERS, S.A.
C/ Alfonso XI, 12
28014 Madrid



GRUPO PUENTES
PUENTES Y CALZADAS, GRUPO DE EMPRESAS, S.A.
Ctra. de la Estación, s/n
15888 SIGÜEIRO-OROSO (A CORUÑA)



RÚBRICA INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, S.L.
Avda. Hermanos Bou, 246
12003 CASTELLÓN



TECNALIA
Parque Tecnológico de Bizkaia - C/ Geldo - Edificio 700
48160 DERIO (VIZCAYA)

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACHE)

Según los Estatutos de la Asociación existen dos tipos de miembros, uno para personas jurídicas y otro para personas físicas. De entre los primeros, y por la importancia que tienen para la Asociación por su contribución económica, destacan los miembros Patrocinadores y los Protectores. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos como **Miembros Protectores** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:



APF
ingeniería



AEFACER
ASOCIACIÓN DE FABRICANTES DE
ARMADURAS PARA HORMIGÓN



BIS
structures



ep^{ti}sa



ferrovial
agroman



GRACE



IDOM



MK4



PROES



tecpresa



CARTA DEL DIRECTOR

Este número monográfico de Hormigón y Acero está dedicado al viaducto de Almonte, una de las grandes obras recientes de la ingeniería estructural española, que ya ha recibido importantes distinciones, como el Premio a la Excelencia en la Construcción del ACI, la Medalla *Gustav Lindenthal del IBC* o el accésit al Premio Estructura Sobresaliente del IABSE. El número es también un reconocimiento a la maestría de Juan José Arenas, que lideró el diseño del viaducto. David Arribas Mazarrazín, Jefe del Departamento Puentes I de FCC Construcción, ha sido el coordinador del monográfico, que describe con detalle el diseño, proyecto y construcción de la infraestructura, con la participación de los principales responsables de dichos aspectos. Su tarea ha sido tenaz y ha logrado un número muy completo. Agradezco mucho su contribución, así como la de cada uno de los autores de los artículos.

Este monográfico estuvo impulsado por Luis Ortega Basagoiti y su equipo al frente de la revista. Como sabéis, Luis falleció el pasado 19 de marzo debido a la pandemia por el coronavirus. Dirigió *Hormigón y Acero* durante doce años, dejando en cada número una prueba de su profesionalidad y amor por la ingeniería estructural. Estoy seguro de que se le hará, cuando se pueda, el homenaje que merece, pero me permito anticipar desde estas líneas un pequeño reconocimiento. Así, me gustaría dedicar este número monográfico a su memoria.

Coincidió con Luis por última vez en el acto de presentación del número de Manterola, el pasado 20 de febrero. En una de las fotos seleccionadas (ver abajo), la que muestra el Salón Agustín de Betancourt durante la conferencia de Mike Schlaich, se le ve entre el público. Estuve charlando con él y con Ángel Carlos Aparicio, predecesor suyo al frente de la revista. Le gustó mucho el acto, especialmente por el impacto que tenía para *Hormigón y Acero* el haber conseguido artículos de grandes proyectistas de puentes dedicados a Javier Manterola. También le gustó la presencia de muchos ingenieros jóvenes y de alumnos de caminos, de la UPM y de otras Escuelas. En el resto de las fotos se puede ver un momento de la presentación que hizo Javier Manterola, titulada *Entender la Ingeniería*, y dos instantáneas del descanso. Como se ve en ellas, asistió mucha gente que disfrutó de las intervenciones de Carlos Lázaro, Mike Schlaich, José Romo y Jiri Straski.

El acto fue posible gracias al apoyo de la Escuela de Caminos de Madrid —su Director, Paco Martín Carrasco, tuvo la gentileza de presidir la apertura del acto— y al patrocinio de ACHE, CFC SL, DYWIDAG y el Grupo TYPESA. También al trabajo organizativo de Beatriz Gutiérrez Martínez de la Casa y al de un nutrido grupo de voluntarios. Las fotos seleccionadas son de José Joaquín Ortega Parreño.

Gonzalo Ruiz

DIRECTOR DE HORMIGÓN Y ACERO



Acto de presentación del número dedicado a Javier Manterola, que tuvo lugar en el Salón Agustín de Betancourt de la Escuela de Caminos de Madrid el pasado 20 de febrero. De izquierda a derecha y de arriba abajo: asistentes al acto durante la charla de Mike Schlaich; intervención de Javier Manterola, con la asistencia de Antonio Martínez Cutillas; Javier Manterola conversa con algunos de los asistentes durante el descanso; y panorámica del vestíbulo superior de la Escuela de caminos durante el café.

PATROCINADORES:

CARTA DEL EDITOR ASOCIADO

Es un gran honor presentar este número monográfico sobre el viaducto del río Almonte, un gran proyecto de la ingeniería española. Para mí ha sido un gran placer coordinar esta publicación y volver a trabajar con la gente que hemos participado en los años que ha durado el proyecto, pero esta vez con la labor de hacer memoria y explicar los aspectos más importantes del puente.

En la zona donde se sitúa el puente confluyen dos ríos: el Almonte y el Tajo, y en muy poca distancia estos dos ríos son cruzados por dos ejes de transporte como son la autovía A-66 y la línea de alta velocidad Madrid-Extremadura. De este modo, se aglutinan cuatro cruces singulares resueltos con cuatro arcos espectaculares. Por lo tanto es una zona en la que en pocos kilómetros, se puede disfrutar de cuatro puentes realmente singulares.

El viaducto de Almonte se ubica en el cruce de la línea de alta velocidad sobre el río Almonte. En este arco se puede apreciar y disfrutar un delicado diseño formal que busca no solo resolver un arco de gran magnitud, sino diseñar unas formas que den solución a los problemas estructurales sin descuidar una estética que pueda ser disfrutada por cualquiera que observe el puente. Para mí ese es el gran logro del diseño. Un diseño liderado por Juan José Arenas y que quedará como uno de sus últimos grandes puentes.

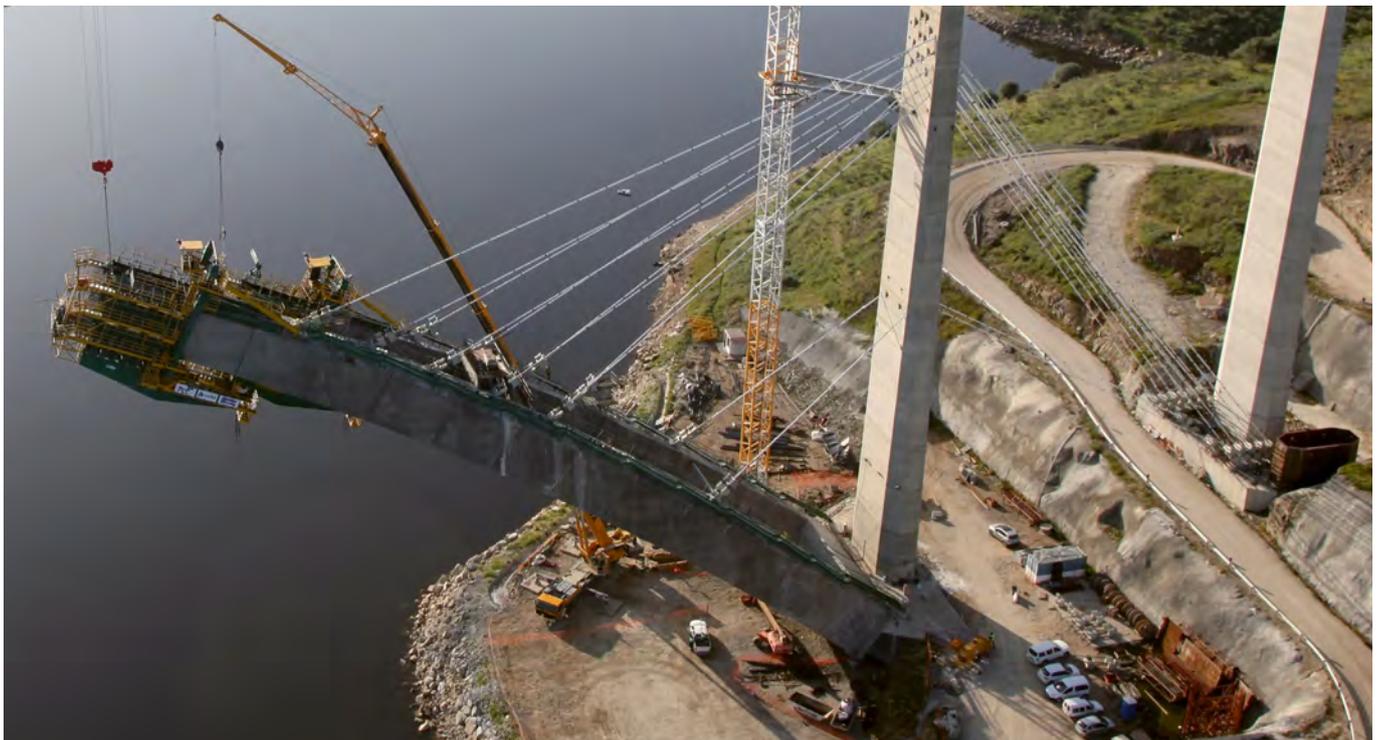
El desarrollo del proyecto ha sido un trabajo que no podría haberse llevado a cabo sin la gran coordinación de

los diversos agentes que han intervenido en el proceso: propiedad, diseñador, asistencia técnica, constructor y diversas empresas subcontratadas durante la construcción. Todo aquel que haya participado en un gran proyecto sabe que a lo largo del proceso surgen grandes retos y cuanto más coordinadas y comprometidas estén todas las partes, más probabilidades habrá de alcanzar una buena solución a esos retos. Sinceramente, creo que este ha sido el proceso que se ha llevado a cabo en este proyecto y fruto de ello es la solución final y los diversos premios internacionales que ha recibido.

El monográfico es una buena ocasión para entender los distintos enfoques que tiene cada entidad en el desarrollo de una obra de este calibre. De este modo se puede revisar cómo entiende el puente y el proyecto la propiedad, cómo el diseñador ha alcanzado una solución óptima a unas condiciones iniciales y cómo la asistencia y las empresas constructoras han materializado todas estas ideas iniciales.

Espero que sea de su agrado el monográfico y sirva para transmitir experiencias para futuros proyectos. Al menos, esa ha sido la gran motivación de todas las personas que han intervenido con gran entusiasmo en el desarrollo de esta publicación.

David Arribas Mazarracín
EDITOR ASOCIADO



120 años trabajando para las personas

Viaducto Río Almonte
Cáceres

www.fcc.es

www.fccco.com



Introducción al viaducto sobre el río Almonte en la línea de alta velocidad ferroviaria Madrid-Extremadura

Pablo Jiménez Guijarro

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director de las obras. Subdirector de Construcción III

En la vida vos podés hacer dos cosas contrarias: o tender puentes o levantar muros. Los muros separan, dividen. Los puentes acercan.
(PAPA FRANCISCO)

En el año 2017, se cumplieron los 25 años desde que en abril de 1992 se inauguró la primera línea de alta velocidad en España. Durante estos veinticinco años, hemos sido capaces de desarrollar uno de los ferrocarriles más modernos y avanzados del mundo.

Dentro de este gran despliegue de infraestructuras que suponen las distintas líneas de alta velocidad construidas y en construcción, se han ejecutado cientos de estructuras, muchas de ellas espectaculares y siempre dando un paso más allá, como en el caso del viaducto del Almonte.

Cuando uno afronta un reto de la magnitud del viaducto del Almonte, en su interior siente un cúmulo de sensaciones.

Por un lado orgullo. Para cualquier profesional de nuestro sector participar en un proyecto de esta envergadura es un orgullo. Estamos hablando de superar retos que hasta ahora nadie ha superado y llegar a donde nadie ha llegado dentro del mundo de la ingeniería de puentes de alta velocidad.

Es este llegar a donde nadie ha llegado lo que hace que este orgullo se mezcle con el miedo. Miedo a lo desconocido y a todos los problemas que de momento desconoces pero que intuyes que vas a tener.

Si bien este miedo lo afrontas con ilusión. Ilusión que crece día a día cuando vas viendo que los arduos esfuerzos se van plasmando en el avance de la obra. Una obra que es un ente vivo, con sus ritmos propios, sus peculiaridades y sus manías. Ninguna obra es igual a otra y en nuestro caso con más motivo, puesto que el reto de hacer un puente de estas características no había sido abordado por nadie hasta ahora.

Extremadura es tierra de puentes. Y dentro de los puentes, sin desmerecer otras tipologías, es tierra de puentes arco, desde tiempos de los romanos hasta la actualidad. En las proximidades de donde se ha ejecutado el viaducto, existe todo un catálogo de puentes, ninguno de los cuales desmerece al anterior.

En la proximidad del viaducto de alta velocidad estaba en época romana el puente de Alconétar, cuyos restos podemos contemplar en la cola del embalse de Alcántara después de su traslado, para evitar

que quedase inundado. En ellos se pueden observar arcos rebajados, conservándose dos arcos primitivos de 6.70 y 7.10 metros de luz.

En el mismo entorno, la autovía A-66 nos deleita con dos grandes puentes arco, uno de hormigón armado en el mismo río Almonte de 184 metros de luz y otro en el río Tajo, cuyo arco metálico tienen una luz de 234 metros.

El propio ADIF AV construye un puente arco de hormigón de 324 metros de luz entre apoyos en el río Tajo, y aguas abajo de los viaductos de ADIF AV, nos encontramos con dos grandes viaductos para uso mixto de carretera y ferrocarril, que si bien no son arcos, fueron un referente en su momento por su ejecución por voladizos sucesivos.

Así, sin olvidar otros grandes puentes que existen en Extremadura, como el romano de Mérida, el puente Lusitania (arco superior de 180 metros de luz) también en Mérida, el puente de Medellín o los puentes de Badajoz (puente de Palmas, puente Real...), ya más alejados de la zona, siguiendo aguas abajo el río Tajo, nos encontramos con una de las grandes maravillas de la ingeniería romana, el puente de Alcántara, obra maestra de Cayo Lacer, que desde el año 104 D.C ve pasar al río Tajo por sus arcos de 28.80 metros de luz máxima, y que 1914 años después, tal como aseveró el insigne Carlos Fernando Casado, sigue acreditando poseer las tres cualidades que Vitruvio exigía a toda edificación: firmitas, utilitas y venustas.

Es en este entorno, por donde transcurre la línea de alta velocidad Madrid-Extremadura-Frontera Portuguesa, comúnmente llamada línea de alta velocidad Madrid – Extremadura, línea de alta velocidad de tráfico mixto, cuyo objetivo último es conectar las capitales de España y Portugal.

La línea originariamente está concebida con vía doble electrificada, con ancho internacional (1435 mm) y con una velocidad de diseño de 350 km/h. En la configuración de la línea con conexión a la LAV Madrid – Sevilla en Pantoja, tiene una longitud de 437 km, si bien esta longitud está pendiente del nuevo estudio informativo de la LAV en Castilla La Mancha, que puede contemplar que la línea se conecte en Toledo y no en Pantoja.

En 2008 el Gobierno de Portugal se desvinculó temporalmente del proyecto debido a la crisis económica que especialmente atravesaba Portugal suspendiendo las obras en su territorio, si bien en 2018 ha dado un nuevo impulso a la línea, aunque con variaciones frente al proyecto original.

Es en este contexto de crisis cuando se decide que entre Plasencia y Badajoz se monte en una primera instancia una vía única de ancho ibérico con traviesa polivalente, de manera que en el futuro el paso a ancho internacional sea rápido, sencillo y con un bajo coste. Para acceder a las estaciones, se plantean conexiones entre la LAV y la línea existente.

Posteriormente se decide que se montará vía doble entre Plasencia y Cáceres y entre Cáceres y Mérida y que se electrificará la línea desde Plasencia hasta Badajoz, puesto que es en este tramo donde las obras están más adelantadas, dejando el resto de la línea para una segunda fase.

Las instalaciones de seguridad contarán con GSMR y ERTMS nivel 2, usando ASFA como respaldo.

Dentro de la provincia de Cáceres, el tramo cruza el río Almonte en una zona donde se presenta un ensanchamiento del mismo al estar ya dentro del embalse de Alcántara, mediante un gran puente arco.

Se trata de un gran arco de hormigón de 384 m de luz entre los apoyos, situados fuera del embalse.

El viaducto tiene una longitud de 996 m y el elemento más emblemático de este viaducto es el arco de 384 m de luz entre apoyos, elevándose sobre sus cimentaciones a una altura superior a 65 m y sobre el nivel medio del embalse más de 80 m.

El arco está formado por una sección octogonal hueca, tipo cajón de canto variable, en sus 210 m centrales, bifurcándose a continuación en dos pies por cada orilla, hasta plantar la estructura sobre sus arranques separados 19 m para dotarlo de la estabilidad necesaria. Es decir, el gran arco no es una estructura clásica de configuración plana, sino un arco apoyado sobre cuatro verdaderas patas, en cuatro puntos convenientemente separados entre sí. Con esta configuración se consigue una estructura estable frente al empuje del viento y frente a los fenómenos dinámicos originados por el paso de los trenes a gran velocidad.

En el arranque de cada uno de los cuatro pies del arco el canto es de 6,9 m y la anchura de 3,7 m. En la clave, punto más alto del arco, la sección se reduce hasta un canto de 4,8 m y 6 m de ancho, favoreciendo el conjunto del diseño la estabilidad global de la estructura, cuyo comportamiento aerodinámico ha sido verificado en el túnel de viento de la Universidad de Western Ontario.

El tablero permite alojar la plataforma de la doble vía de alta velocidad, así como otros elementos necesarios para el funcionamiento de la línea de ferrocarril. El ancho inferior del cajón coincide precisamente con el tamaño del arco en su clave a fin de unirse de forma limpia. Además, el tablero se dota de voladizos laterales que completan la anchura total de la sección hasta los 14 m.

Las pilas tienen sección octogonal y una altura variable para adaptarse al perfil del trazado, alcanzándose alturas superiores a los 60 m en la zona más cercana al cruce del río.

Un aspecto a destacar del viaducto es el recurso a hormigones de alta resistencia. Así, para la ejecución del arco se ha usado un hormigón de 800 kg/cm² de resistencia a compresión, que además tiene la cualidad de ser autocompactante.

En cuanto a las cimentaciones del arco, pilas de vanos de acceso y estribos, se resuelven mediante grandes zapatas que buscan un sustrato rocoso de suficiente resistencia para repartir las cargas que reciben.

La construcción del arco se realiza por voladizos sucesivos. Es-

tos voladizos se atirantan inicialmente desde las pilas de hormigón ubicadas en los arranques del arco y, después, desde dos torres de atirantamiento provisional de acero, de aproximadamente 50 metros de altura, situadas sobre dichas pilas. Cada pila y cada torre se retienen desde las cimentaciones de las pilas próximas, que precisan de anclaje al terreno.

La construcción del tablero se realiza por medio de sendas cimbras autoportantes superiores que se desplazan desde ambos estribos. Estas autocimbras son encofrados apoyados sobre las pilas construidas previamente, y sostienen vanos completos de hasta 45 m de longitud.

Los medios auxiliares necesarios para la construcción del arco son dos torres metálicas de más de 50 m de altura colocadas sobre las pilas extremas del arco; un carro de hormigonado para cada semiarco; un sistema de tirantes de acero que soporta el semiarco construido anclándose en la parte superior de la pila y en la torre; otro sistema de tirantes que soporta la pila y la torre anclándose en las cimentaciones de las pilas adyacentes, y, finalmente, un sistema de anclajes provisionales al terreno para sujetar las zapatas de las pilas adyacentes.

El importe total aproximado de esta gran obra de ingeniería es de aproximadamente 63 Millones de Euros (Base Imponible).

Un proyecto de la magnitud y de la complejidad técnica como es el viaducto del Almonte es el resultado del trabajo de un gran equipo de personas que han tomado parte en las distintas fases del proyecto, desde su concepción y diseño, hasta la ejecución de la obra.

El proyecto fue redactado por la UTE IDOM – Arenas, comandado por D. Juan José Arenas de Pablo, siendo la dirección del proyecto por parte del equipo de proyectos de ADIF de D. Ignacio Meana.

La obra ha sido ejecutada por la UTE formada por FCC Construcción y Conduril, estando al frente de un potente equipo multidisciplinar D. Pedro Cavero de Pablo, destacando D. David Camero Pérez, D. Jose Luis del Valle Sánchez-Prieto y D. Agustín Alonso Velasco.

El proyecto de diseño y la adaptación a los medios constructivos fue realizado por los Servicios Técnicos de FCC, comandados por D. David Arribas Mazarracín.

La asistencia técnica a la obra fue realizada por la UTE formada por Idom y Arenas y Asociados, comandados por D. José Antonio Carrascosa Mata. El equipo de estructuras, que en todo momento asesoró y aconsejó a la dirección de obra, fue comandado por D. Guillermo Capellán Miguel, con la colaboración de D. Emilio Merino Rasillo y D. Javier Martínez Aparicio.

Por parte de construcción de ADIF AV son muchas las personas que han aportado su granito de arena al proyecto, habiendo destacado la ayuda inestimable que siempre me han prestado Dña. Eva María Sánchez-Montero Velasco y en una fase posterior la de D. Juan Miguel Figueroa Yañez.

Asimismo, otras muchas personas han aportado su ayuda y conocimiento a este gran proyecto. A todos los que de una forma u otra habéis participado, quiero daros las gracias por vuestro esfuerzo y dedicación. Han sido muchos días y muchas horas de intenso trabajo, momentos de dudas, momentos de incertidumbres, momentos duros y otros alegres, que al final son con los que nos quedamos más gratamente en el recuerdo. Entre todos hemos llevado la obra a su culminación. Y he de decir que para mí ha sido un orgullo dirigir esta obra con este gran grupo de profesionales involucrados.

Pablo Jiménez Guijarro

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Director de las obras. Subdirector de Construcción III



VIADUCTO DE ALMONTE

LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-EXTREMADURA

IDOM

www.idom.com



Arenas & Asociados

www.arenasing.com



III PREMIO DE INGENIERÍA
acésit categoría puentes



GUSTAV LINDENTHAL MEDAL



OUTSTANDING STRUCTURE AWARD
finalist



OUTSTANDING CONCRETE STRUCTURE
special mention



American Concrete Institute
Always advancing
EXCELLENCE IN CONCRETE CONSTRUCTION AWARD
infrastructures winner
overall winner



GLOBAL BEST PROJECTS AWARD
bridges & tunnels winner

Aproximación al diseño conceptual y estructural del viaducto de Almonte

Approach to the conceptual and structural design of the viaduct over River Almonte

Guillermo Capellán Miguel^a y Pascual García Arias^b

^aDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados, Santander, España

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. IDOM Consulting, Engineering, Architecture, Madrid, España

Recibido el 18 de diciembre de 2018; aceptado el 22 de febrero de 2019

RESUMEN

El viaducto de Almonte, con su gran arco de 384 m de luz para el nuevo ff.cc. de alta velocidad, ha supuesto un verdadero reto técnico desde el punto de vista del proyecto y la construcción. Desde un primer momento, Juan José Arenas tiene claro que, dadas las condiciones de trazado, orografía y cimentación sobre roca, la solución adecuada es un puente arco de hormigón. Porque el arco resistiendo por forma, es la manera más eficiente, segura y rígida para realizar la estructura, pero también por un compromiso ineludible con la durabilidad.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: arco, hormigón, alta velocidad, antifunicularidad, línea de presión.

ABSTRACT

The Viaduct over River Almonte, with its 384 m arch for the new high-speed rail, has been a real technical challenge from the point of view of design and construction. From the very beginning, Juan José Arenas has in mind that, given the conditions of layout, orography and foundation on rock, the right solution is a concrete arch bridge. Because the arch resisting by form, is the most efficient, safe and rigid way to make this structure, but also because of an unavoidable commitment to durability.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: arch, concrete, high speed, antifunicular directrix, line of thrust.

I. LOS INICIOS DE UN PROYECTO

Cada administración es responsable de seleccionar los equipos técnicos adecuados para desarrollar los proyectos que precisa construir. En el caso de la Línea de Alta Velocidad Madrid-Extremadura, ADIF seleccionó en concurso al equipo IDOM-Arenas & Asociados, para encargarse del proyecto constructivo del tramo que incluía el salto sobre el río Almonte en una de las colas del embalse de Alcántara.

Con esa selección ya tomó una importante decisión sobre la calidad, seguridad y durabilidad que quería aplicar a un reto tan importante. Había puesto al equipo de IDOM y al de Arenas & Asociados, con Juan José Arenas y todo su importante

bagaje, a la cabeza del diseño y proyecto del puente sobre el Almonte.

Así, en las primeras y decisivas reuniones mantenidas en las oficinas de ADIF con los responsables del proyecto Juan José Llamas, Fidel Corral e Ignacio Meana, se analizaron las posibilidades de cruce de los puentes del Tajo, Almonte y resto de viaductos del tramo, en presencia de los diseñadores Javier Manterola, Carlos Siegrist, J.J. Arenas y sus respectivos colaboradores.

Es en esa fase de análisis, debate y discusión, en la que se le pregunta a Juan José Arenas “¿qué opina el Profesor...?”, a lo cual, tras un pequeño silencio, contestó con seguridad: “Yo prefiero moverme en el dominio del arco”.

* Persona de contacto / Corresponding author:
Correo-e / email: gcapellan@arenasing.com (Guillermo Capellán).

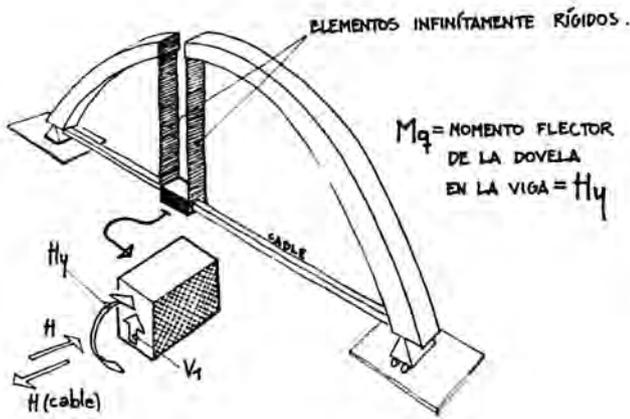


Figura 1. Representación de esfuerzos en dovela de arco y viga equivalente [1].

La frase parecía sencilla y quizás intrascendente, pero en ella estaba implícita la correcta lectura del cruce con su perfil en V, las condiciones de cimentación de las laderas y la altura del cruce de la línea sobre el río, que permitían aprovechar el espacio y volumen para encajar sin miedo un puente adecuado. Es decir, se piensa que, teniendo adecuadas condiciones de contorno, si se recurre al arco en una situación de “libertad mecánica”, se podrá dar buena respuesta estructural al reto de dar soporte a una línea de alta velocidad a 320 km/h para luces extraordinarias.



Figura 3. La esbeltez como aplicación rigurosa de la antifunicularidad. Puente del Tercer Milenio, Zaragoza.

Con ello, Arenas estaba queriendo moverse en una zona de relativa comodidad en la que pese a las importantes exigencias deformacionales, vibratorias y dinámicas que impone el ferrocarril de altas prestaciones, pensaba contar con la ayuda del arco y su trabajo por forma para responder a las demandas de las cargas (figura 1).

Juan José Arenas, al decir aquella frase, estaba llevando el problema a su espacio de confort, que buenos resultados le había dado en puentes como La Barqueta, Oblatas, La Regenta, Morlans o el Puente del Tercer Milenio. Es probable que proyectistas con diferente trayectoria hubiesen tratado el problema de otra forma, pero siempre en Juan José quedaba, y pesaba en el fondo, algo de lo que Carlos Fernández Casado decía en sus notas esenciales de la estructura arco, en su libro de Cálculo de Arcos: “el arco tiene la pretensión de ser configuración de esfuerzos, es decir, funicular de las fuerzas aplicadas. El grado mayor o menor en que esto se logra define la perfección de la estructura” [2].

Así, la búsqueda de esa perfección estructural no es la de la verdad estructural, ni un grial de las estructuras, sino la de la máxima conveniencia económica y funcional dando lugar a una adecuación mecánica en donde se atiende a lo estructural como prioritario; buscar con la geometría la antifunicularidad, es decir, “pegar” la materia a la línea de presión, al camino de las cargas (figura 2).

Bien se tenía en nuestro equipo la experiencia, sobre todo tras el Puente del Tercer Milenio (figura 3), que el arco si es trazado elegante y encajado esbelto con mínima cantidad de materia por volumen, fruto de una directriz antifunicular, será estéticamente positivo.

Así que aquí, otra vez, forma y función son una misma cosa siguiendo una fórmula que ha sido hilo conductor en todas las obras de Juan José Arenas y su equipo, en las que la coherencia estructural, la conveniencia y la economía han sido aplicación del funcionalismo moderno.

De este modo, ante un reto estructural nuevo, se aplica una solución que descarta riesgos o excursiones formales, y atiende prioritariamente a la técnica; pero como en toda la trayectoria anterior, se aplica sensibilidad y creatividad a la formalización y materialización del concepto estructural. Y no sólo al ordenamiento de los elementos estructurales y de sus formas y proporciones, sino a su composición general, escala y encaje en el paisaje, junto al cuidado de los detalles aislados que articulan la relación entre ellos.

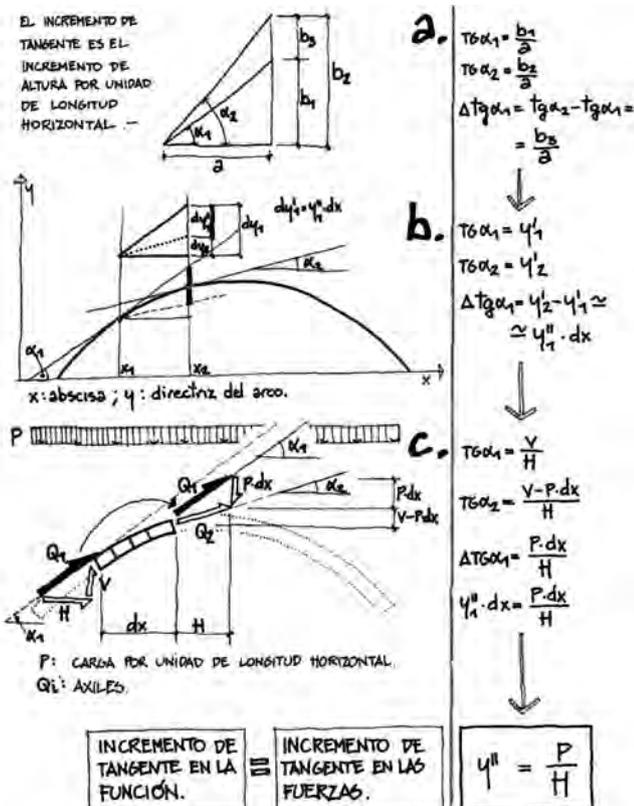


Figura 2. Expresión matemática de la condición de antifunicularidad en un arco [1].

La visión del puente como parte del territorio y como consecuencia de un acto humano está presente en toda la obra, siguiendo el título del discurso que J.J. Arenas produjo en 1982 como lección inaugural del curso académico de la Universidad de Cantabria: “El Puente, pieza esencial del mundo humanizado” [3].

Todo ello estaba, ya implícito en su frase “me gustaría moverme en el dominio del arco”.

2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO

Una vez lograda la aceptación general de la tipología arco como la más adecuada en términos de eficiencia estructural, durabilidad y mantenimiento al no “tener costuras”, Juan José y su equipo toman una serie de decisiones clave en el diseño del viaducto de Almonte para convertirlo en vanguardia del determinismo tecnológico.

El diseño de la directriz del arco, es una de las claves principales del diseño. No es una parábola como en los puentes de carretera, en los que el peso propio de la estructura es muy superior al de la sobrecarga, y por tanto estas no desvían la línea de presión fuera del núcleo central. En puentes metálicos en los que las sobrecargas desvían la línea de empujes respecto a la teórica antifunicular de peso propio, se suele adoptar la geometría antifunicular para el 50% de las sobrecargas.

Sin embargo, en un puente ferroviario, tenemos mucho peso propio si es de hormigón, pero también sobrecargas muy importantes que inducen grandes desviaciones de la línea de empuje. La estrategia novedosa, es calcular la directriz antifunicular para la sobrecarga amplificada por el comportamiento dinámico de los trenes de alta velocidad. Es decir, para los trenes HS-A y HS-M se realiza un cálculo dinámico y se ajusta iterativamente la directriz y el canto del arco para asegurar que la línea de presiones permanece dentro del núcleo central para la combinación característica (ELS) en todas las secciones de la directriz.

Debido a la extraordinaria luz del arco y a la reducida sección del tablero, típica en puentes de alta velocidad, la rigidez transversal del conjunto es reducida frente a cargas horizontales. Un reto del diseño era, por tanto, la limitación de las deformaciones y vibraciones del puente. En ello juega un papel esencial la sección transversal del arco por la necesidad de reducir las fuerzas resultantes de la acción del viento. Por ello se diseña una sección con biseles pronunciados que evitan la clásica sección rectangular, y que como se demuestra en el túnel de viento, consiguen una reducción significativa de la presión de viento sobre dicha sección.

Para verificar la bondad de las secciones y la mejora del comportamiento global de la estructura desde el punto de vista aerolástico, se desarrolló un ensayo completo en túnel de viento de capa límite que permitió adecuar las secciones del viento reales y verificar la ausencia de resonancias y la magnitud de las vibraciones horizontales, que no suelen ser acotadas por los códigos de diseño.

Un arco de la luz proyectada supone una gran esbeltez fuera del plano vertical, por lo que los criterios de inestabilidad en dicha dirección deben garantizar la singularidad estructural.

Más allá de aumentar el ancho del cajón hasta valores significativos que además suponen incremento del peso (y por tanto coste y medios auxiliares), la estrategia de diseño consistió en separar el arco en dos patas que permiten mantener el peso por metro del arco uniforme y aumentar mucho la rigidez transversal del conjunto de forma que el modo de pandeo principal es el propio plano y no fuera de él. Esto, unido al diseño de la sección transversal, permite maximizar la rigidez transversal y minimizar los empujes del viento, dotando al conjunto de un comportamiento excelente fuera del plano a través del diseño.

Estos tres factores son los principios básicos sobre los que se sustenta el diseño singular del viaducto de Almonte.

Pero tampoco se olvida la imponente tradición española de puentes arco, en este caso de hormigón. Si en 1942, Martín Gil junto a Eduardo Torroja nos legaban el imponente viaducto sobre el Esla, desde que Juan José Arenas retomara esta tipología clásica con el Arco de La Regenta (1996, 194 m de luz, APIA XXI), los proyectistas españoles han dejado una huella excelsa a lo largo de toda la península Ibérica. El Burguillo (1999, 165 m, FHECOR), el Arco del Infante Henríque (2002, 280 m, IDEAM+Adão da Fonseca), Cieza (2004, 141 m, Pondio+Siegrist y Moreno), Los Tilos (2004, 255 m, Ferrovial-Agromán), el Almonte carretero (2005, 184 m, Siegrist y Moreno), Contreras (2009, 261 m, CFCSL), o el Ulla (2010, 168 m, Torroja), constituyen un conjunto difícilmente superable, y nutren de confianza y conocimiento a las constructoras españolas que los ejecutaron.

Todos y cada uno se tienen en cuenta, se estudian y analizan de manera pormenorizada, para conseguir un proyecto lo más eficiente posible. Y unido a ello, el equipo de diseño se apoya en la amplia experiencia española en puentes de alta velocidad, en busca de la mayor optimización en la construcción del nuevo puente sobre el Almonte.

El buen uso de la autocimbra en la construcción de los tableros de la amplia colección de viaductos de gran porte en los accesos de alta velocidad a Galicia, en la que Arenas & Asociados participa de su supervisión junto a IDOM, lleva a concebir vanos de acceso de 45 m, adaptados a la tecnología del momento, en busca de una construcción del tablero lo más estandarizada y simplificada posible.

Pero además, la exitosa construcción del arco del viaducto de Contreras, proyecto de CFCSL, por atirantamiento provisional desde las pilas adyacentes al mismo, lleva a considerar este procedimiento constructivo como preferente por su buen comportamiento estructural y su mínima afección al Embalse de Alcántara.

En cuanto al punto fijo de la estructura, se decide disponerlo en la clave del arco, planteamiento radicalmente opuesto a lo desarrollado en el resto de la red de alta velocidad española donde se ubica en estribos, disminuyendo la distancia de dilatación en la mitad y simplificando por tanto los aparatos de dilatación de vía y juntas de expansión necesarios.

Ahora que las obras están terminadas es posible observar la magnitud de esta estructura que no transmiten por completo las fotografías, y que solo podía imaginarse durante la redacción del proyecto.

Un proyecto concebido, desarrollado y finalmente construido por un magnífico grupo de profesionales de muy distintas empresas, sin el que la obra que hoy en día se reconoce internacionalmente hubiese sido posible. Gracias a todos ellos.

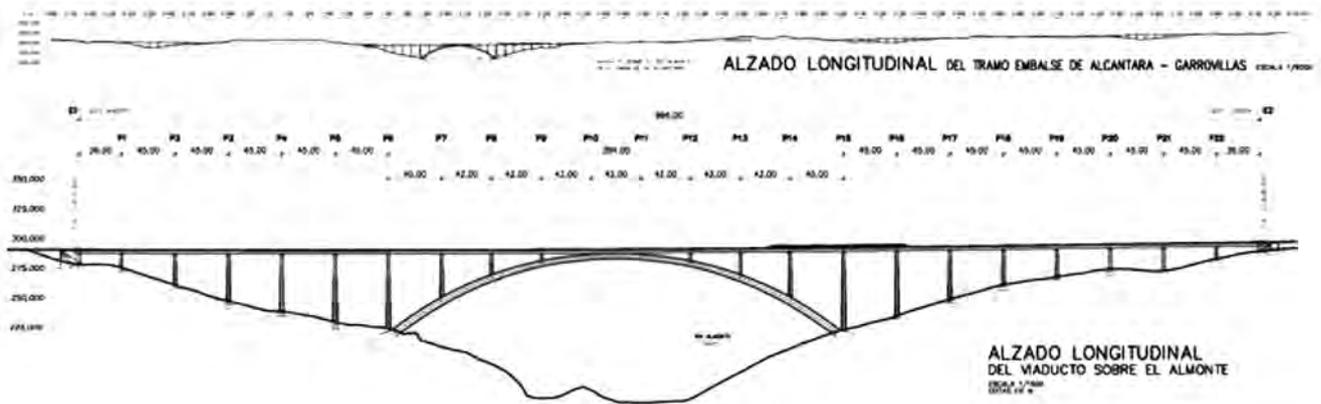


Figura 4. Alzado del viaducto de Almonte.

3. LA CONCEPCIÓN DEL PUENTE

La línea de Alta Velocidad Madrid-Extremadura cruza sobre el río Almonte en la cola del embalse cacereño de Alcántara, mediante el viaducto de Almonte, de 996 m de longitud. Sobrevuela el embalse por medio de un gran arco de hormigón de tablero superior y 384 m de luz principal, que lo convierten en uno de los puentes arco de alta velocidad con mayor luz del mundo (figura 4).

El puente forma parte del tramo Embalse de Alcántara - Garrovillas dentro de la línea destinada en origen y a futuro para conectar Madrid y Lisboa mediante ferrocarril de Alta Velocidad, prevista para tráfico mixto de pasajeros y mercancías, con velocidad máxima de hasta 350 km/h.

La restricción impuesta para este viaducto fue la de no disponer pilas en el cauce del embalse, y los corredores de cruce posible venían marcados por la Declaración de Impacto Ambiental.

Dichas imposiciones, condujeron al vano de 384 m, lo que sitúa los arranques del arco justo por encima del nivel máximo de las aguas del embalse (cota 218 m), que en ningún caso podía alterar su funcionamiento como aprovechamiento hidroeléctrico por el desarrollo de las obras. Durante buena parte de las mismas hemos visto el embalse en su nivel máximo a punto de desbordar las penínsulas provisionales de protección realizadas para la ejecución de las cimentaciones del arco, ratificando la elección de la luz adoptada como la mínima para no depender del embalse.

Tanto el diseño como el proceso constructivo elegido para materializar el mismo, buscan desde el comienzo del proyecto conjugar la viabilidad técnica y la optimización de medios y costes de una actuación tan singular como esta [4].

El viaducto está localizado entre los puntos kilométricos 1+612.200 y 2+608.200 y se sitúa en una recta en planta. En alzado existe un acuerdo vertical que genera un punto bajo en el punto kilométrico 1+815.198 siendo la pendiente máxima del viaducto de 14.6 milésimas.

La rasante alcanza una altura máxima sobre el río Almonte de unos 80 m. Esto permite el encaje de un arco de altura 69 m, es decir una relación clásica de flecha/luz de 1:5.6. Todo ello, una vez fue seleccionada la tipología de puente arco como la más adecuada.

Así, la infraestructura cuenta con veintitrés vanos de tablero ejecutados con autocimbra superior, con luces tipo de 45 m entre pilas en las zonas que discurren fuera del arco y de 42 m sobre las pilas que apoyan directamente sobre el arco.

4. CONFIRMACIÓN DE LA TIPOLOGÍA

Durante la redacción del proyecto, a pesar de lo relatado en el punto primero que indica la preferencia por el arco desde los estadios iniciales, se analizaron distintas variantes estructurales en un estudio tipológico detallado considerando de forma simultánea su comportamiento final, así como el procedimiento constructivo.

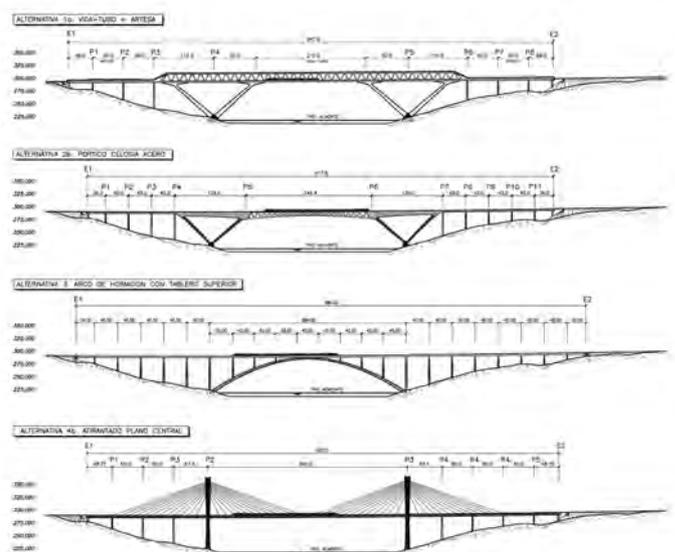


Figura 5. Diferentes alternativas consideradas en el estudio de tipologías.

Algunas de estas alternativas incluían soluciones atirantadas, de tipo pórtico, y tableros de tipo viga celosía de canto variable (figura 5). Las soluciones de procedimiento constructivo

incluían distintas variantes de avance en voladizo, la erección de un tramo central metálico, etc.

Realizado el estudio tipológico, se decidieron los principales factores de evaluación y ponderación de las alternativas:

- Industrialización del proceso: se pretendía evaluar las dificultades constructivas planteadas por cada solución, penalizando aquellas en las que podían presentarse con más probabilidad incidencias que afectasen al plazo de ejecución.
- Coste de inspección y mantenimiento: factor a tener en cuenta para cualquier estructura, e íntimamente ligado a la durabilidad de la misma.
Especialmente importante en puentes poco accesibles es la necesidad o no de prever reparaciones y operaciones de mantenimiento periódicas como sucede en las estructuras metálicas y atirantadas.
- Coste de ejecución: atendiendo a la valoración económica realizada para cada una de las distintas soluciones, se valoró de forma negativa las que suponían un mayor coste de las obras.
- Plazo de ejecución: a partir de una estimación de rendimientos, se ponderaron las soluciones, siendo las menos penalizadas aquellas que conllevaban un menor plazo de ejecución.
- Calidad estética de la solución: si bien es claro que toda alternativa planteada, cuidadosamente trabajada, ha de conducir a una buena calidad estética de la solución, se considera que por su propia tipología hay alternativas que tienen más belleza formal.
- Encaje medioambiental de la solución: este apartado se disocia del punto anterior, porque con él no se valora la calidad de una solución en sí misma, sino en relación con el entorno natural y las condiciones faunísticas en las que se ubica.

- Mejoras e innovación: se valoran especialmente positivas las soluciones que presentan diseños orientados a la reducción de presiones de viento y mejora aerodinámica.

La problemática de las vibraciones transversales en tableros largos de gran luz es todavía poco conocida. Soluciones con forma aerodinámica o especial rigidez transversal se adaptan bien al problema de cruce del valle del río Almonte.

Así, el análisis multicriterio llevado a cabo, destacó la solución arco como la más económica, la de mejores condiciones de durabilidad y mantenimiento, y la que garantizaba un mejor comportamiento estructural frente a fenómenos dinámicos y de viento, como ya vaticinaba el Profesor Arenas.

Esta preocupación por la durabilidad ha sido una constante durante el proceso de proyecto y ejecución de las obras, buscando legar una obra que resista de la mejor forma el paso del tiempo, con el menor mantenimiento. Para ello la elección del hormigón, la geometría del arco, el desarrollo de los cálculos y la definición del procedimiento constructivo en ausencia de fisuraciones, resulta definitivo. La elección de la tipología tiene también mucha relación con los condicionantes no solo del emplazamiento, con la elevada altura de rasante y buenas condiciones de cimentación directa en roca, sino de las propias peculiaridades de los puentes ferroviarios de alta velocidad, en este caso de gran luz.

Las particularidades que se dan en estos puentes son unas cargas de tráfico mucho mayores que las de carretera, unos efectos dinámicos por el paso de los convoyes, unas cargas horizontales notables y un trabajo de fatiga que no se puede despreciar. Todo esto debe conjugarse con unas consideraciones funcionales muy estrictas para que el nivel de servicio de la estructura no deba limitarse en ningún momento: deflexiones y aceleraciones permisibles pequeñas y una longitud entre juntas de dilatación de vía limitada por motivos tecnológicos.

TABLA 1

Estudio comparativo de soluciones - Tipología y definición de estructuras del proyecto de construcción (Fuente: ADIF AV).

Condicionante	Factor	1a		1b		2a		2b		3		4a		4b	
		Viga tubo + artesa		Viga tubo		Pórtico celosía hormigón		Pórtico celosía metálica		Arco hormigón		Atirantado doble plano		Atirantado plano central	
Industrialización del proceso	2	1	2	1	2	4	8	3	6	3	6	2	4	2	4
Coste de ejecución	5	4	20	5	25	2	10	4	20	1	5	2	10	3	15
Mantenimiento y durabilidad	3	2	6	2	6	2	6	2	6	1	3	3	9	3	9
Plazo de ejecución	2	2	4	2	4	3	6	2	4	2	4	1	2	1	2
Calidad estética	1	4	4	4	4	3	3	3	3	1	1	2	2	1	1
Encaje medioambiental	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	2	4	2	4
Mejoras e innovación	2	2	4	2	4	2	4	2	4	1	2	3	6	4	8
TOTAL PENALIZACIÓN		42		47		39		45		23		37		43	

Dadas esas particularidades, las luces mayores de 100 m hasta ahora han sido inusuales en los puentes para ferrocarril de alta velocidad y, por tanto, la luz que ha sido necesario adoptar para salvar el Embalse de Alcántara entra dentro de un rango excepcional.

A esto se une en el caso del viaducto del Almonte, que transcurre a una altura de más de 80 m sobre la lámina de agua y con altura de pilas de hasta 65.3 m, lo que acentúa la preocupación por los efectos aerolásticos y aerodinámicos de viento y las deformaciones transversales bajo estas y el resto de cargas horizontales.

El arco es una estructura de baja deformabilidad vertical, no en vano el canto efectivo del sistema estructural o la "viga equivalente" es la flecha del arco, es decir 69 m, en este caso. Para limitar la deformabilidad lateral y mejorar su comportamiento a viento se actúa definiendo una sección octogonal del arco aerodinámica frente al viento, buscando la mayor esbeltez del arco, y abriendo en transversal su sección en arranques en dos pies inclinados curvos que aumentan el brazo resistente en esta dirección (figura 6).

5. DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

El ancho total del tablero es de 14.0 metros. La sección transversal del tablero está formada por 10.1 metros centrales para alojar el balasto de la plataforma, dos muretes guardabalasto de 0.20 m y espacios laterales para alojar impostas, canaletas, paso de servicio, barreras y protecciones de aves.

Se trata de una estructura de tablero hiperestático, con sección cajón de hormigón pretensado ejecutado *in situ*. La construcción se plantea en fases sucesivas, mediante autocimbra. Su configuración es la de un tablero estándar para puentes multivano de alta velocidad de vanos tipo de 45 m en accesos ejecutado con autocimbra, lo que colabora a la reducción de costes y mejora de rendimientos en su ejecución, pudiendo extender el mismo procedimiento constructivo a todo lo largo del tablero, incluso sobre el arco sobre el embalse, solo reduciendo el vano tipo a 42 m para adaptarse a la longitud del vano y las diferentes condiciones de apoyo.

El tablero se resuelve mediante una sección cajón de hormigón pretensado de canto constante 3.10 metros (relación luz/canto 1/15). Los voladizos del cajón son de 3.25 metros y el ancho de la parte superior del núcleo del cajón es de 7.50 metros. La anchura del fondo del núcleo es de 6.00 metros.

El pretensado de los vanos de acceso está formado por 4 familias de 3 tendones (6 tendones por alma) de 27 cordones de 0.6". En los vanos sobre arco se mantienen estas 4 familias de tres tendones (6 por alma) pero con 31 cordones de 0.6". Además, se disponen familias adicionales sobre pila o en centro de vano como refuerzo en tramos principales sobre el arco.

El arco, de hormigón de alta resistencia HA-80 autocompactable, tiene una sección octogonal hueca en sus 210 m centrales, bifurcándose a continuación en dos pies de sección hexagonal irregular también hueca hasta sus arranques, para dotarlo de mayor estabilidad transversal. Ambos pies se arriostran entre sí en el empotramiento entre la segunda pila (comenzando desde los arranques) y el arco. La sección octo-

gonal tiene un comportamiento aerodinámico adecuado, muy beneficioso en grandes luces como la que estamos considerando. La sección varía entre los 6 m de ancho central y canto de 4.80 m, y un ancho total de 19 m entre ambos pies y 6.90 m de canto, lo que supone una relación luz/canto variando entre 1/80 y 1/56.

Las pilas del viaducto, tanto las que se cimientan sobre el terreno como las que se apoyan en el arco (también denominadas montantes o pilastras), tienen sección octogonal variable, cuya aerodinámica es beneficiosa en el vano del arco dada su gran luz, que se mantiene en las pilas de los vanos de acceso para mantener el equilibrio visual del conjunto. La altura de pilas alcanza los 65.3 m.

Los estribos son de hormigón armado, cerrados con aletas en vuelta.

El apoyo del tablero sobre pilas y estribos se materializa mediante apoyos de neopreno confinado tipo "POT" con teflón en parejas de apoyos libres y guiados con restricción transversal.

El punto fijo se sitúa en el centro del arco, materializado mediante una unión entre el arco y tablero que permite transmitir los esfuerzos horizontales de frenado y arranque al arco. De esta forma las longitudes de movimientos horizontales debidas a las variaciones de temperatura y reología del hormigón que han de asumir los estribos, son los correspondientes a 450 y 546 m respectivamente, perfectamente asumibles.

Las cimentaciones de arco, pilas de vanos de acceso y estribos se resuelven mediante zapatas sobre el sustrato rocoso. Cada arranque del arco y su pila adyacente cuentan con una cimentación conjunta. Las cimentaciones de los arcos son unos grandes macizos cajeados en la roca cuya ejecución requiere de penínsulas provisionales de protección para bajar por debajo del nivel máximo de aguas del embalse.

6. CÁLCULO ESTRUCTURAL E INFLUENCIA DEL ENCAJE DE LA DIRECTRIZ DEL ARCO EN EL DISEÑO DEL ARCO

A consecuencia de la naturaleza de la propia estructura, de las condiciones de servicio, y del método constructivo el análisis estructural debe incluir:

- El Estudio de la directriz óptima del arco en base al cálculo de la antifunicular de las cargas.
- El Análisis detallado de las fases constructivas.
- La valoración de estado límite de servicio y último con modelos de cálculo no lineales.
- El análisis dinámico detallado.
- Entre los estudios especiales se ha de señalar la confirmación de los resultados de los estudios analíticos realizados del comportamiento de la estructura frente a las cargas de viento, mediante la realización de estudios experimentales con ensayo en túnel de viento.

En el diseño de puentes arco la búsqueda de la geometría de su directriz es un punto clave del diseño, ya que si es la adecuada trabajará por forma, es decir, sometido solo a tensiones normales de compresión en todos y cada uno de sus puntos, funcionando como antifunicular de las cargas.

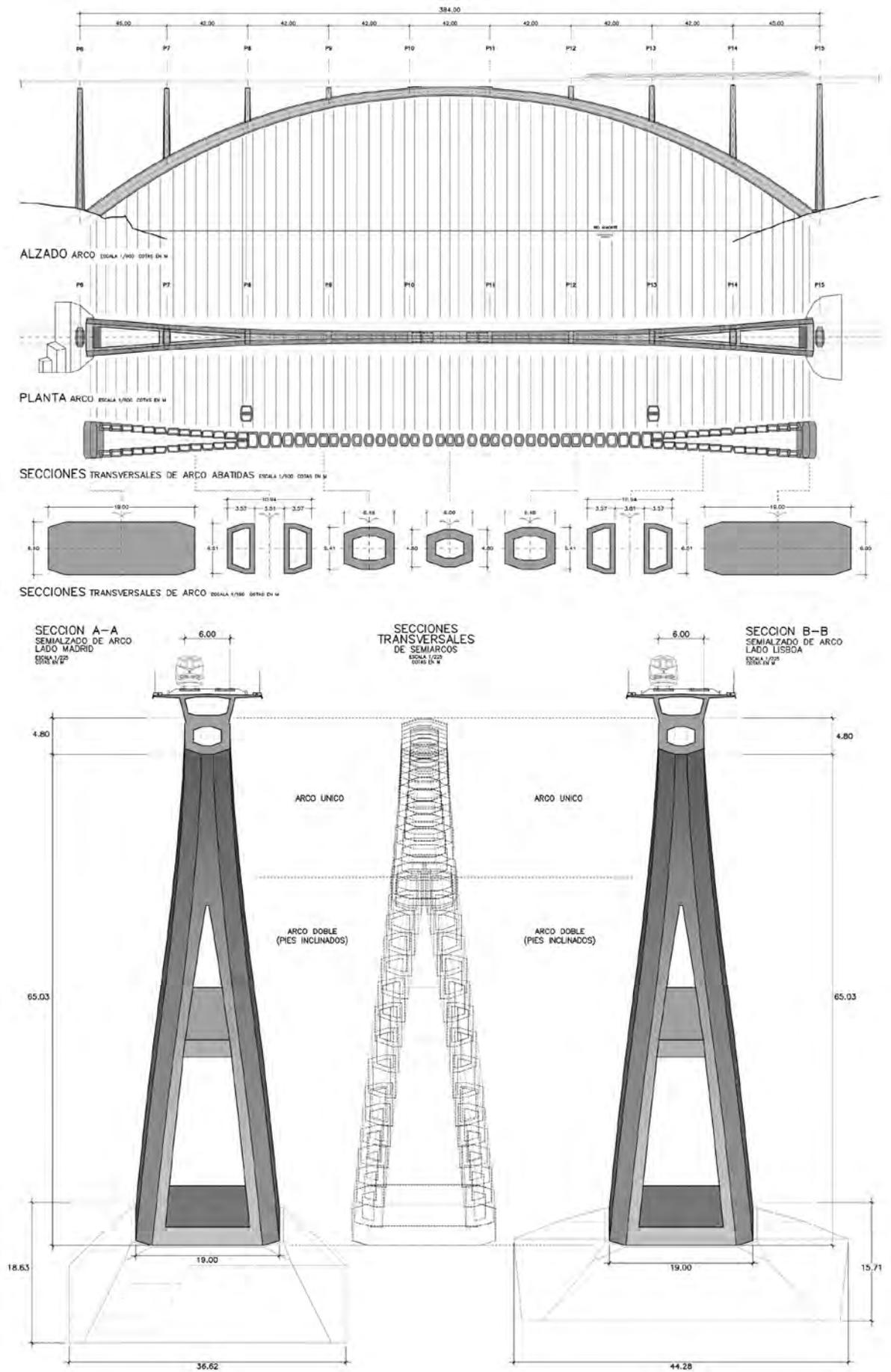


Figura 6. Geometría del arco de Almonte.

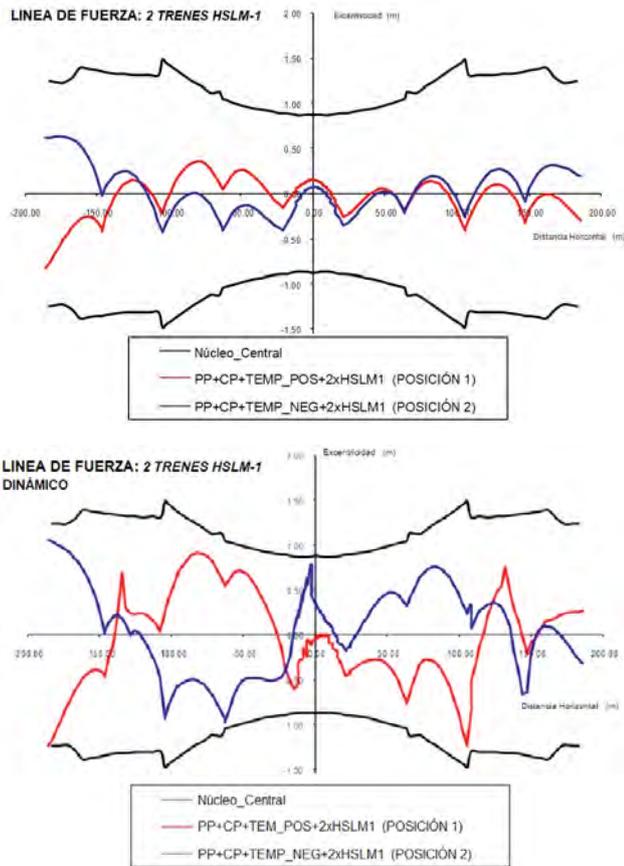


Figura 7. Líneas de fuerza a lo largo del arco para cargas ferroviarias sin y con efectos dinámicos respecto al núcleo central.

De esta forma el material constituyente del arco está exento de tracciones y, al no fisurar el hormigón, se garantiza la durabilidad del puente con un mantenimiento mínimo además de economizar en las cuantías de acero que son las que, dado el caso, deben resistir las tracciones.

En el caso de los ferrocarriles de alta velocidad, la búsqueda de la directriz antifunicular en los grandes arcos ferroviarios impone una nueva realidad en la metodología empleada hasta la fecha en el encaje de la misma: en el ferrocarril los trenes de carga correspondientes al material móvil suponen importantes deformaciones y, por tanto, esfuerzos de flexión de valor absoluto considerables [5].

Se convierte por ese motivo en pieza importante del diseño de un puente arco la decisión de si se acepta fisuración en el arco en situaciones de servicio o no. Se da el caso particular de que aceptar una fisuración limitada del arco en ciertas situaciones de servicio, hace difícil y encarece el cumplimiento de las deformaciones límites para el servicio de la estructura, ya que las fisuras degradan la rigidez de la estructura.

Es decir, cuando esta degradación de la rigidez ocurre en un arco, los movimientos con los que responde a las cargas son mayores, y para lograr unas flechas admisibles adecuadas al uso ferroviario sería necesario dimensionar el puente para las inercias en fisuración, o sea, sería necesario aumentar la cantidad de material y el canto en comparación a si se pudiese evitar la fisuración. Es por eso que en los puentes arco de ferrocarril es aconsejable un criterio general de evitar la fisuración ante sobrecargas en situaciones de servicio aprovechando las herramientas en juego.

Hay que tener en cuenta también la influencia de los efectos dinámicos sobre los esfuerzos de sobrecargas sobre la envolvente de excentricidades que debe situarse dentro del núcleo central del arco (figura 7).

Para las situaciones de estado límite último (ELU), resulta prácticamente inevitable evitar la fisuración con las solicitaciones producidas por las cargas mayoradas y las resistencias de los materiales minoradas, por lo que todas las comprobaciones referidas del comportamiento global del arco y la estabilidad del mismo en situaciones de ELU deben hacerse teniendo en cuenta los efectos de la fisuración. Sin embargo, optimizar los momentos nucleares, es una condición necesaria para minimizar la cuantía de armadura precisa en ELU.

Así, es necesario seleccionar la directriz que minimiza los esfuerzos de flexión en el arco teniendo en cuenta el proceso constructivo y estos efectos dinámicos, y de forma simultánea seleccionar el canto más adecuado, que define su rigidez y la altura de su núcleo central. Este proceso de cálculo es necesariamente iterativo, no lineal y considerando todas las fases de la ejecución, lo que lo hace muy complejo, pero sin embargo fundamental para el objetivo de durabilidad buscado.

Otros análisis que en esta estructura resultan fundamentales para evaluar su comportamiento incluyen la influencia de la no linealidad del material y geométrica. Estos comprenden la evaluación de la retracción y fluencia, el control de la fisuración del hormigón durante las fases de la secuencia de construcción y en servicio con el puente terminado, la no linealidad de las ecuaciones constitutivas del acero y del hormigón. Además, la consideración de la no linealidad geométrica, y los efectos de segundo orden considerando imperfecciones de montaje. Así como también el cálculo dinámico y control de la deformabilidad de la estructura para cumplir los criterios de funcionalidad para la seguridad y confort de los usuarios.

Todas estas cuestiones, se desarrollan en artículos específicos de este monográfico.

7. COMPORTAMIENTO FRENTE A VIENTO Y ENSAYOS DE TÚNEL DE VIENTO

En estructuras de luz superior a 200 m, el comportamiento de la estructura frente a las cargas de viento es un factor clave en el diseño y de obligado estudio. El canto del arco debe ser lo más reducido posible para presentar una menor superficie expuesta al viento, y la forma de la sección transversal debe optimizarse en base al conocimiento de las propiedades del flujo del viento con un perfilado efectivo como para establecer un arco compacto y opaco al viento. Sin embargo, además debe poseer la inercia suficiente para hacer frente a los momentos flectores concomitantes provenientes de las cargas de tráfico.

El resultado de todo el análisis anterior conduce a que el viaducto sobre el río Almonte tenga una sección hueca, que cumple los requisitos de compacidad y, por tanto, perturbación menor del flujo aéreo con el menor peso. La sección es de forma octogonal con chaflanes pronunciados que afilan su perfil para los vientos de dirección horizontal. El análisis en túnel de viento sobre modelo reducido ha confirmado la bondad del diseño.



Figura 8. Túnel de viento durante las fases constructivas y en situación final (Fuente: Oritia & Boreas).

Se han realizado modelos seccionales del arco y del tablero, y modelos globales de túnel de viento a escala 1:210 del viaducto tanto en situación de estructura completa como en construcción en situación de voladizo con el atirantamiento provisional, teniendo en cuenta la orografía del terreno (figura 8).

La medición de velocidades de viento y aceleraciones de la estructura real durante la construcción permitió evaluar con un nivel de precisión sin precedentes el comportamiento estimado en los estudios de viento llevados a cabo en la Universidad de Western Ontario (Canadá) [6].

8. DESARROLLO DE LAS OBRAS

La construcción del puente comenzó en julio de 2011 y su finalización se alcanzó a finales de 2016, si bien actualmente se eliminan las penínsulas provisionales del embalse y se



Figura 9. Comparativa entre el procedimiento constructivo desarrollado durante el proyecto, y la imagen real durante la ejecución de las obras.

restablecen las laderas para naturalizar en lo posible todos los movimientos de tierra que conllevó la construcción.

El procedimiento de ejecución principal para el arco es el de avance en voladizo con atirantamiento provisional, siguiendo la misma secuencia considerada en el proyecto de construcción (figura 9).

La construcción comenzó con la ejecución de las cimentaciones y la erección de alzados de estribo y pilas con encofrado trepante. El tablero de ambos accesos se ejecuta con autocimbra hasta alcanzar el vano anexo al tramo de tablero sobre el arco. Para la materialización de los puntos de retenida de los cables de contrarresto del atirantamiento provisional se realizan anclajes al terreno en las cimentaciones de las pilas anexas a las que llegan los tirantes. Estos anclajes se ensayan y se instrumentan para su control.

La ejecución mediante avance en voladizo del arco requiere la construcción de unos carros de avance de encofrado de gran complejidad que permiten variar todas las dimensiones de la sección para adaptarse a sus formas variables. Los carros son dos por arco en los pies inclinados curvos en arranques para luego combinarse y conformar un carro único en la zona central del arco (figura 10).

Cada dovela tiene una longitud en proyección en planta de aproximadamente 6 m, lo que supone longitudes desarrolladas de entre 6.80 y 6.20 m.

Los tirantes se anclan en las primeras dovelas del arco en la pila sobre el arranque del arco, pero a partir de una determinada dimensión del voladizo su dimensión resulta insuficiente y es necesaria una torre de atirantamiento provisional.



Figura 10. Ejecución de las últimas dovelas del arco.



Figura 11. Ejecución de los últimos vanos del tablero.

Esta torre de atirantamiento provisional, desarrollada por los servicios técnicos de FCC, constituye una estructura en sí misma, con una altura de más de 50 m sobre el tablero y articulada en la base. Su montaje se realiza mediante giro de abatimiento con respecto a esta rotula inferior.

Una vez finalizada la construcción del arco, se descienden los carros de avance y vuelven a entrar en escena las autocimbras, con el fin de ejecutar los vanos del tablero restantes sobre las pilastras que apoyan directamente sobre el arco (figura 11).

Todo el proceso de construcción ha sido monitorizado con una instrumentación con medición continua que incluía clinómetros, acelerómetros, galgas extensométricas, células de carga en tirantes de retenida, medidas topográficas automatizadas y medidas meteorológicas de viento y temperatura [7].

Registrándose todos estos valores para su evaluación, se permitió detectar desplazamientos o cambios en las frecuencias de vibración de la estructura que alertasen de cualquier cambio o anomalía en el comportamiento de la misma. Actualmente, se dispone de instrumentación definitiva que permitirá evaluar de manera inmediata el comportamiento de la estructura en servicio.

9. CONCLUSIONES

El estado actual y los avances de la técnica y la construcción, han permitido proyectar y afrontar la ejecución de este gran arco de hormigón, un auténtico reto que sitúa a la ingeniería y construcción española en completa vanguardia. Entre los aspectos más destacados, hay que señalar los hormigones de altas prestaciones, las herramientas de cálculo avanzado no lineal y evolutivo, la modelización aerolástica, y los tratamientos semiprobabilísticos normativos, como elementos clave para el diseño y la validación de la garantía estructural del viaducto de Almonte.

El uso conjunto e intensivo de todos ellos ha permitido superar los rangos de luz que hasta ahora se habían establecido para puentes ferroviarios de alta velocidad, resaltando la importancia de las elevadas sobrecargas, la influencia de la amplificación dinámica de sus efectos y del comportamiento

no lineal tanto geométrico como del material para valorar con precisión los niveles de seguridad con los que se dimensiona y se construye esta estructura.

Desde su aparente sencillez, el diseño del puente da solución, simultáneamente, a los múltiples requerimientos tanto funcionales, como estructurales y medioambientales del difícil problema de cruce. Las soluciones aparentemente más sencillas a un problema complejo, en el diseño de puentes y en muchas otras disciplinas, suelen ser las más difíciles de alcanzar.

10. AGRADECIMIENTOS

Destacar la capacidad, formación y dedicación del equipo de IDOM y Arenas & Asociados que hizo posible, en tiempo récord, el proyecto de este puente.

Al trabajar en el resto del mundo y en contacto o colaboración con ingenierías de tamaño mucho mayor, se contrasta mejor la capacidad de organización y trabajo en equipo que se ha llegado a alcanzar en nuestras ingenierías. El equipo y tiempo empleado para desarrollar este puente de récord, sin querer hablar de honorarios, se muestra casi ridículo con lo equivalente en el contexto internacional.

Gracias por ello a Emilio Merino, Ysabel Guil, Javier Martínez, Héctor Beade, Santiago Guerra, Pablo Alfonso, Marianela García, Juan Ruiz, Javier Fernández, Miguel Sacristán, Diego González, Pablo Cuesta, Eduardo Rojo, Fátima Castillo, y resto de profesionales sin los que el éxito del proyecto no habría sido posible.

Referencias

- [1] TORRES, J., SANTAMARÍA, A.J., ARENAS, J.J., DÍAZ DEL VALLE, J. y LORENZO, D., "Tipología. Arcos. Funicularidad". Servicio de Publicaciones de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. 1988.
- [2] FERNÁNDEZ CASADO, C., "Cálculo de arcos". Editorial DOSSAT, S.A.
- [3] ARENAS DE PABLO, J.J., "El puente, pieza esencial del mundo humanizado". Lección inaugural del curso académico 1982-83 de la Universidad de Santander. Secretariado de Publicaciones.
- [4] CAPELLÁN, G., BEADE, H., ARENAS, J.J., GARCÍA, P. y MEANA, I., "Diseño del puente arco de alta velocidad sobre el río Almonte en el Embalse de Alcántara". VI Congreso de ACHE. Madrid, pon 007.
- [5] ARENAS, J.J., CAPELLÁN, G., BEADE, H., MERINO, E., MARTÍNEZ, J., GUIL, Y., y GARCÍA, P., "Viaducto sobre el río Almonte en el Embalse de Alcántara. Comportamiento y cálculo". VI Congreso de ACHE. Madrid, pon 058.
- [6] TERRÉS, J.M., MANS, C., KING, P.J.C., CAPELLÁN, G. y BEADE H., "Estudio experimental del efecto del viento en un puente arco de 384 m de luz en fases de servicio y constructiva". V Congreso de ACHE, Barcelona, pon 650.
- [7] CAPELLÁN, G., MARTÍNEZ, J., MERINO, E., GARCÍA, P. y JIMÉNEZ, P., "Viaducto de Almonte. Diseño y control de construcción". VII Congreso de ACHE. A Coruña, pon 318.



Figura 12. Vistas aéreas del viaducto de Almonte (Fuente: FCC).

ORITIA & BOREAS

Wind Engineering

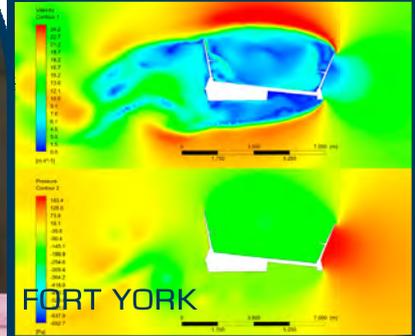


VIADUCTO SOBRE EL RÍO ALMONTE.
ESTUDIO INTEGRAL DE LOS EFECTOS DEL VIENTO.

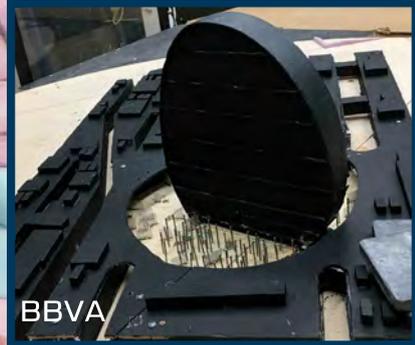
CARGAS DE DISEÑO
FASES CONSTRUCTIVAS
ESTABILIDAD AERODINÁMICA
OPTIMIZACIÓN SECCIÓN ARCO



AMORTIGUADOR
TIRANTES



FORT YORK



BBVA



CÁDIZ
MONITORIZACIÓN



CÁDIZ



RANDE

Oritia & Boreas Spin Off de la Universidad de Granada
Socio tecnológico oficial de Western University (Canada)



ORITIA & BOREAS
Wind Engineering

EMPOWERING STRUCTURAL DESIGN

INGENIERÍA
DEL
VIENTO

CONTROL Y
MONITORIZACIÓN
DE ESTRUCTURAS

MODELADO
METEOROLÓGICO
OPERACIONAL

www.oritiayboreas.com | info@oritiayboreas.com

Bases de diseño, modelización, cálculo y comportamiento del viaducto de Almonte

Design basis, structural modelling and detailed analysis of Almonte Viaduct

Guillermo Capellán Miguel^a, Emilio Merino Rasillo^b, Ysabel Guil Celada^b,
Javier Martínez Aparicio^b, y Pascual García Arias^c

^aDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados, Santander, España

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados, Madrid, España

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Idom Ingeniería, Madrid, España

Recibido el 23 de febrero de 2018; aceptado el 22 de febrero de 2019

RESUMEN

El proyecto y construcción del viaducto de Almonte ha supuesto un reto por las excepcionales dimensiones del arco, que supera con su luz de 384 m cualquier experiencia previa en puentes arco ferroviarios. El diseño detallado de la estructura ha requerido desarrollar complejos modelos de cálculo, considerando la no linealidad geométrica y de materiales, así como todas las etapas del proceso constructivo. Las consideraciones de diseño específicas de los viaductos de alta velocidad han obligado a realizar comprobaciones adicionales que exceden el ámbito de la normativa actual. Se recoge en este artículo distintos aspectos del diseño conceptual y comportamiento de la estructura que por su interés resultan relevantes.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: arco; hormigón; bases de cálculo; modelización; funicularidad; cálculo no lineal.

ABSTRACT

The design and construction of the Almonte Viaduct has been a challenge due to the exceptional dimensions of the arch, which exceeds due to the 384 m span all previous experience in railway arch bridges. The detailed design of the structure has required the development of complex calculation models, considering both geometrical and material non-linearity, as well as all the stages of the construction process. The specific design considerations of the high-speed railway viaducts have forced to perform additional checks that exceed the scope of the current regulations. This article includes different aspects of the conceptual and detailed design of the structure that are relevant for their interest.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: arch; concrete; design basis; structural modelling; funicularity; non-linear analysis.

1. INTRODUCCIÓN

El puente sobre el río Almonte en el embalse de Alcántara es un puente arco con una luz principal de 384 m y una longitud total de 996 m. Su diseño y construcción incluyen muchas características especiales y demandan unos análisis complejos para los cuales han debido ponerse a punto métodos de cálculo no necesarios en el análisis de estructuras convencionales, donde los fenómenos no lineales y efectos aeroelásticos resultan poco importantes, pero que en este caso son determinantes.

2. PARTICULARIDADES DE LA ESTRUCTURA

Las particularidades que se dan en un puente para ferrocarril de alta velocidad son unas cargas de tráfico mucho mayores que las de carretera, unos efectos dinámicos por el paso de los convoyes, unas cargas horizontales notables y un trabajo de fatiga que no se puede despreciar. Todo esto debe conjugarse con unas consideraciones funcionales muy estrictas para que el nivel de servicio de la estructura no deba limitarse en ningún momento: deflexiones y aceleraciones admisibles pequeñas y una longitud entre juntas de dilatación de la vía limitada por motivos tecnológicos. Dadas esas particularidades, las luces mayores de 100 m hasta ahora han

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: merino@arenasing.com (Emilio Merino Rasillo)

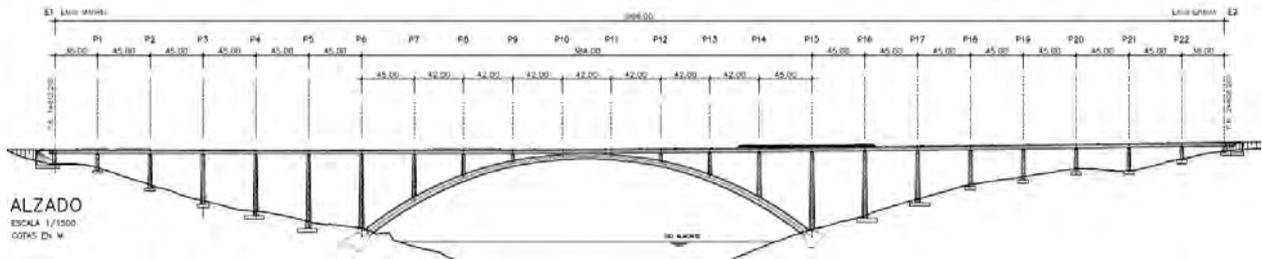


Figura 1. Alzado viaducto de Almonte.

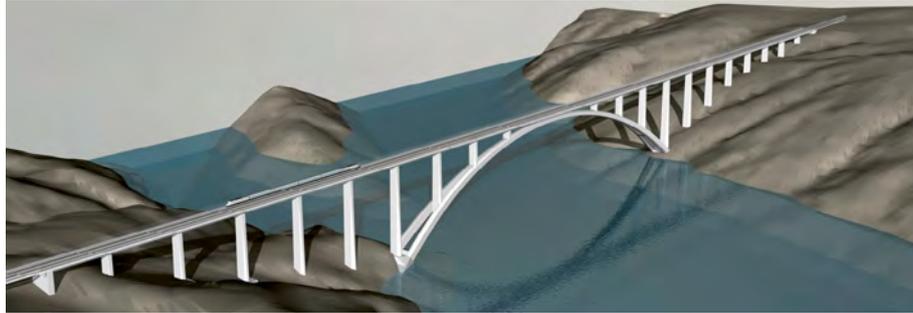


Figura 2. Imagen virtual correspondiente al estudio de tipologías del proyecto del viaducto de Almonte.

sido inusuales en los puentes para ferrocarril de alta velocidad y, por tanto, la luz que ha sido necesario adoptar para salvar el embalse de Almonte entra dentro de un rango excepcional.

A pesar de la singularidad del vano principal, este puente se conforma con un tablero típico con luces máximas de 45 m y 3.10 m de canto (relación canto/luz 1/14.5) a lo largo de sus 996 m (figuras 1 y 2). Esas luces se construyen por medio del conocido sistema de cimbra autolanzable, por lo que, es en el elemento arco y su zona de influencia estructural, donde se han debido poner en práctica métodos constructivos más elaborados; en concreto, el arco se ejecuta por medio de un carro de avance y un atirantamiento provisional desde dos torres metálicas provisionales situadas sobre el tablero en la vertical de las pilas de arranque del arco.

A consecuencia de la naturaleza de la propia estructura, de las condiciones de servicio, y del método constructivo, el análisis estructural debe incluir:

- Estudio de la directriz óptima del arco en base al cálculo de la directriz antifunicular de las cargas.
- Análisis detallado de las fases constructivas.
- Valoración del estado límite de servicio y último con modelos de cálculo no lineales.
- Análisis dinámico detallado.
- Entre los estudios especiales se ha de señalar la confirmación de los resultados de los estudios analíticos realizados del comportamiento de la estructura frente a las cargas de viento, mediante la realización de estudios experimentales con ensayo en túnel de viento.

En las páginas siguientes se muestran los puntos más significativos de algunos de estos cálculos, centrandolo en los aspectos relacionados con la forma de la directriz del arco, el cálculo no lineal de los estados límite último y de Servicio y la deformabilidad de la estructura.

La particularidad de la estructura también radica en los hormigones utilizados, habiéndose requerido para las dovelas del arco un hormigón autocompactable de alta resistencia HA-80, siendo este punto objeto de otro artículo del monográfico.

3.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCIÓN

3.1. Influencia del encaje de la directriz del arco en el diseño del mismo

En el diseño de puentes arco la búsqueda de la geometría de su directriz es un punto clave del diseño, ya que si es la adecuada trabajará por forma, es decir, sometido solo a tensiones normales de compresión en todos y cada uno de sus puntos, funcionando como antifunicular de las cargas. De esta forma, el material constituyente del arco estará exento de tracciones y, al no fisurar el hormigón, se garantiza la durabilidad del puente con un mantenimiento mínimo además de economizar en las cuantías de acero que son las que, dado el caso, deben resistir las tracciones.

En el caso de los puentes de ferrocarril de alta velocidad, la búsqueda de la directriz antifunicular impone una nueva realidad en la metodología empleada hasta la fecha en el encaje de la misma: en el ferrocarril los trenes de carga correspondientes al material móvil inducen en el arco esfuerzos de flexión importantes, siendo el efecto de la sobrecarga con respecto a las cargas permanentes mucho mayor, y por tanto deben ser considerados para el estudio de la directriz del arco.

Se convierte por ese motivo en pieza importante del diseño de un puente arco la decisión de si se acepta fisuración en el arco en situaciones de servicio o no. Se da el caso particular de que aceptar una fisuración limitada del arco en ciertas situaciones de servicio, hace difícil y encarece el cumplimiento de las deformaciones límites para el servicio de la estructura, ya que las fisuras degradan la rigidez del arco. Es decir, cuando esta degradación de la rigidez ocurre en un arco, los movimientos con los que responde a las cargas son mayores, y para lograr unas flechas admisibles adecuadas al uso ferroviario sería necesario dimensionar el puente para las inercias en fisuración, es decir, sería necesario aumentar la cantidad de material y el canto en comparación a si se pudiese evitar la fisuración. Es por eso que en los puentes arco de ferrocarril es aconsejable

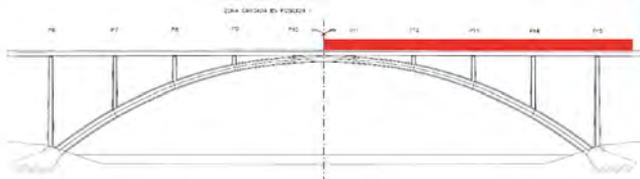


Figura 3. Posición 1 del tren en el estudio de la línea de presiones.

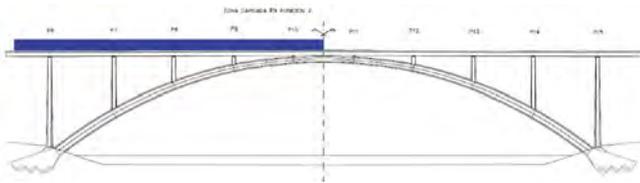


Figura 4. Posición 2 del tren en el estudio de la línea de presiones.

un criterio general de evitar la fisuración ante sobrecargas en situaciones de servicio aprovechando las herramientas en juego.

Para las situaciones de estado límite último (ELU), resulta prácticamente inevitable la fisuración con las solicitaciones producidas por las cargas mayoradas y las resistencias de los materiales minoradas, por lo que todas las comprobaciones referidas del comportamiento global del arco y la estabilidad del mismo en situaciones de ELU deben hacerse teniendo en cuenta los efectos de la fisuración.

Una vez establecida la influencia de la fisuración en el arco y definida su directriz como dato impuesto, el diseño va a estar presidido por la selección más adecuada del canto o, dicho en otros términos, de su rigidez a la flexión principal, es decir, aquella que controla las curvaturas para momentos flectores contenidos en el plano del arco.

El estudio de la rigidez principal se relaciona con la determinación de las posibles líneas de empuje a las que la estructura se somete y responde por su forma. El carácter antifuncular se refiere siempre a un sistema de cargas determinado. Para cualquier otro sistema de cargas que actúe sobre el arco se producirán en general flexiones. En el diseño estructural se hace necesario considerar todas las hipótesis de carga que se derivan del carácter variable de las sobrecargas. El procedimiento es simple: para cada configuración de cargas concreta es posible hallar la línea de empujes y ajustar una rigidez principal, es decir, el canto del arco ya que tanto la forma básica como el material del arco están definidos, con objeto de que la línea de presiones esté contenida en el núcleo central de las diferentes secciones [1].

La complejidad reside en que la sobrecarga principal son los trenes, que circulan sobre el puente, pueden ser de varios tipos y pueden estar o no presentes en distintos grados por cualquiera de las vías que se asientan en el tablero y en cualquiera de sus puntos. Por tanto el tratamiento debe ser idéntico al de una envolvente. La directriz más apropiada estará dentro de la superficie delimitada por el haz de funiculares.

Para el ajuste de la directriz se determinaron las líneas de fuerza en el arco para diferentes hipótesis de carga teniendo en cuenta el peso propio, las cargas permanentes, variaciones térmicas y paso simultáneo de dos trenes. Los trenes considerados incluyen tanto los trenes HSLM-A como los trenes reales de alta velocidad recogidos en la IAPF. Para tener en cuenta los efectos dinámicos de las cargas móviles, se emplean las cargas estáticas con el coeficiente de impacto por el efecto dinámico de las cargas correspondientes a la velocidad crítica.

Para cada uno de los trenes se estudiaron varias posiciones, para tener en cuenta tanto momentos flectores positivos como negativos. Se indican dos de las posiciones estudiadas (figuras 3 y 4).

A continuación, se muestran las gráficas correspondientes al núcleo central y las líneas de fuerza para las cargas permanentes y las combinaciones con el paso dinámico de los trenes HSLM-A1 y AVE a una velocidad de 330 km/h (por ser esta la velocidad a la que se producen los mayores efectos dinámicos). (figuras 5, 6 y 7).

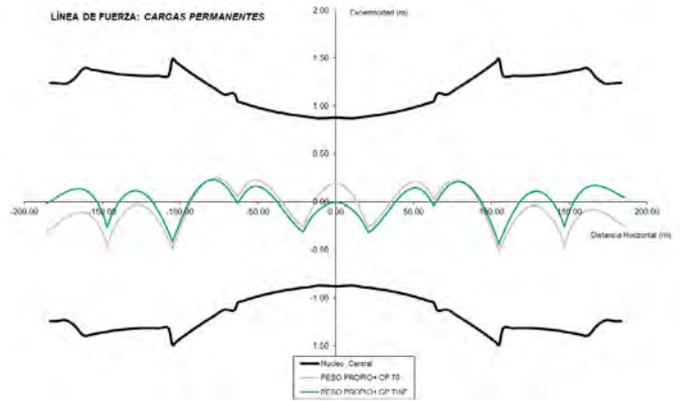


Figura 5. Núcleo central y líneas de fuerza para cargas permanentes.

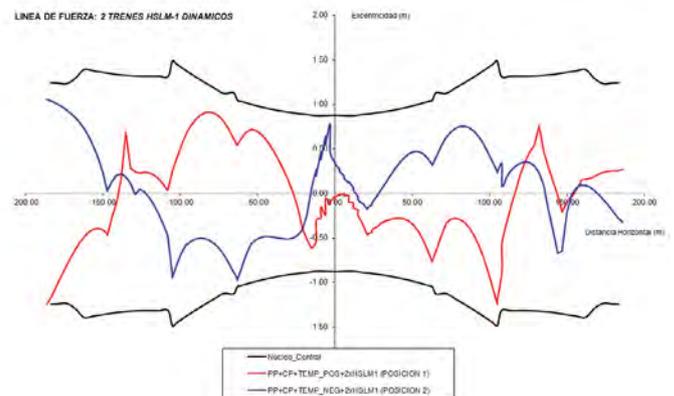


Figura 6. Núcleo central y líneas de fuerza para el paso de 2 trenes HSLM-1 a 330 km/h.

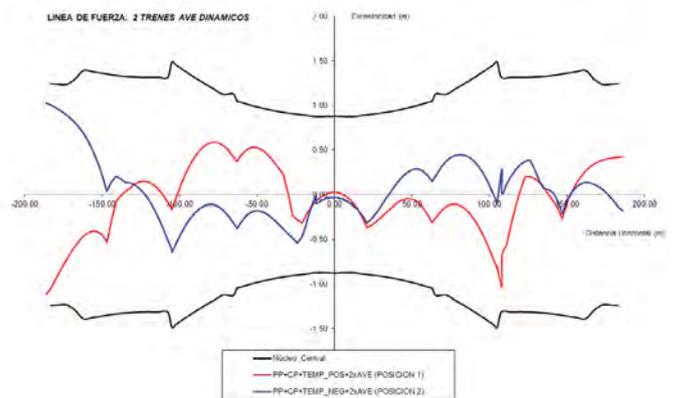


Figura 7. Núcleo central y líneas de fuerza para el paso de 2 trenes AVE a 330 km/h.

En la figura siguiente se muestra un alzado de un semiarco del viaducto en donde se puede visualizar el encaje de las líneas de presiones envolventes en el paso dinámico de un tipo

de tren concreto dentro del núcleo central del arco con lo que se asegura la ausencia completa de fisuración en las condiciones de servicio (figuras 8 y 9).

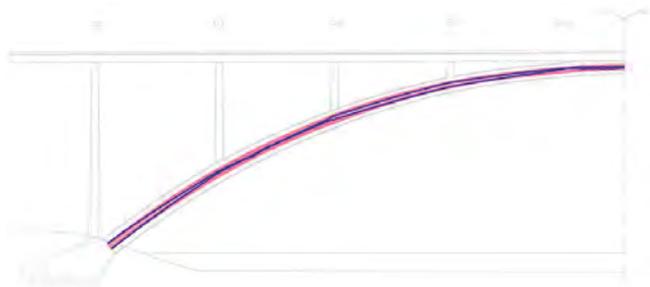


Figura 8. Núcleo central en rojo y línea de presiones en azul correspondiente a trenes HSLM-1 en paso dinámico a 320 km/h.

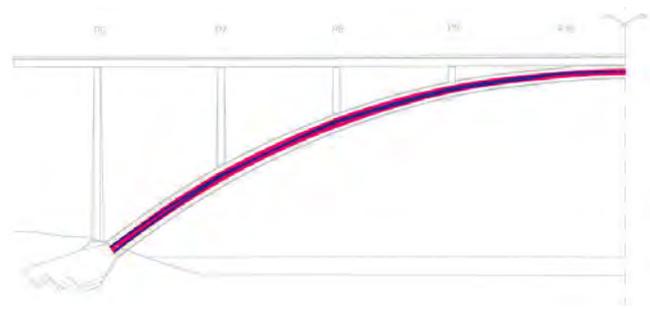


Figura 9. Núcleo central en rojo y línea de presiones en azul correspondiente a trenes AVE en paso dinámico a 320 km/h.

3.2. Procedimiento constructivo

El puente diseñado surge como resultado de un análisis multicriterio realizado sobre diferentes alternativas tipológicas, por ser la solución más ventajosa desde el punto de vista de la durabilidad, mantenimiento, del comportamiento ante cargas dinámicas y de confort y funcionalidad por la pequeña deformabilidad de la estructura frente a otras soluciones [2].

Una vez decidido el empleo del arco de hormigón, durante la fase de redacción del proyecto se estudiaron diferentes alternativas constructivas [3]:

- Construcción del arco de manera exenta con atirantamiento provisional, y con la ayuda de unas torres provisionales que se sitúan sobre el tablero en la vertical de las pilas de arranque del arco. En este caso las pilas y el tablero se ejecutan tras la finalización del arco.
- Construcción del arco de manera exenta con atirantamiento provisional y torres provisionales, realizando la parte central del arco mediante la flotación e izado de un tramo central en celosía metálica que sirve de cimbra para el posterior hormigonado de esta parte del arco. Este procedimiento puede considerarse como una variante del anterior.
- Construcción conjunta del arco con las pilas y el tablero, disponiendo diagonales provisionales entre arco y tablero, de tal manera que se configura durante las fases en voladizo una celosía de canto variable, actuando el tablero como cordón superior traccionado que se ancla al terreno.
- Construcción conjunta del arco con las pilas, disponiendo diagonales y un tirante provisional superior para

conformar una celosía de canto variable. En este sistema constructivo, a diferencia del anterior, el tiro de tracción correspondiente al cordón superior de la celosía en voladizo no es recogido por el tablero, sino por un elemento provisional. En este caso el tablero se ejecuta tras la finalización del arco.

Durante la redacción del estudio de tipologías se descartaron las soluciones con tablero mixto, con lo cual la opción de construcción del arco con el sistema de diagonales que utilizan el tablero como cordón superior traccionado de una celosía no resulta conveniente, pues la tracción que se genera en el tablero no puede ser asumida de manera razonable por un tablero de hormigón pretensado.

Una vez analizadas todas las alternativas, y debido a los distintos condicionantes, se seleccionó el sistema de construcción del arco con avance en voladizo y torres metálicas provisionales como el más apropiado para este caso, ejecutando posteriormente las pilastras y el tablero mediante la ayuda de sendas autocimbras que avanzan desde ambos lados del arco apoyándose sobre el arco ya construido.

Aunque esta alternativa necesita más medios auxiliares que otras, presenta la ventaja de permitir un preciso control geométrico durante todas las etapas del proceso constructivo. Además, la presencia de los tirantes permite presolicitar al arco de forma completamente controlada con el objeto de conseguir la ley de flectores deseada con el puente cerrado sin necesidad de realizar una apertura en clave del arco previo al hormigonado de la dovela de cierre.

Como es sabido, la operación de apertura en clave de un arco tiene como objeto introducir un esfuerzo axial y un momento flector en la clave del arco para compensar el acortamiento elástico del hormigón y los efectos de retracción y fluencia que se producirán una vez cerrado el arco. Se trata por tanto de ajustar la ley de presiones del arco para que coincida con la directriz proyectada en estado de cargas permanentes a tiempo infinito, esto es, una vez desarrollados los fenómenos reológicos del hormigón, eliminando por tanto los momentos flectores en el arco [4].

En este caso, se optó por prescindir de la realización de la apertura en clave del arco, operación compleja en este caso por la magnitud de las dimensiones del arco y los esfuerzos axiales asociados. En su lugar, la directriz del arco se calculó teniendo en cuenta el proceso constructivo y las fuerzas introducidas por los tirantes, de tal forma que la línea de presiones una vez acabada la construcción del arco fuese la deseada. Hay que recalcar que en este caso, no se buscaba que la ley de flectores bajo carga permanente fuera completamente nula, esto es, que la directriz del arco fuese la antifunicular perfecta de las cargas permanentes. Debido a que la ley de flectores provocada por la sobrecarga ferroviaria no es simétrica, siendo mayores los momentos flectores positivos que negativos en los arranques del arco, resulta conveniente que la ley de momentos flectores de carga permanente sea negativa en los arranques del arco (figura 10).

3.3. Vinculación longitudinal

En la situación definitiva el tablero se une con el arco en la clave del mismo, lo que permite utilizar el arco como transmisor

ESFUERZOS EN EL ARCO DEBIDOS A LA SOBRECARGA FERROVIARIA

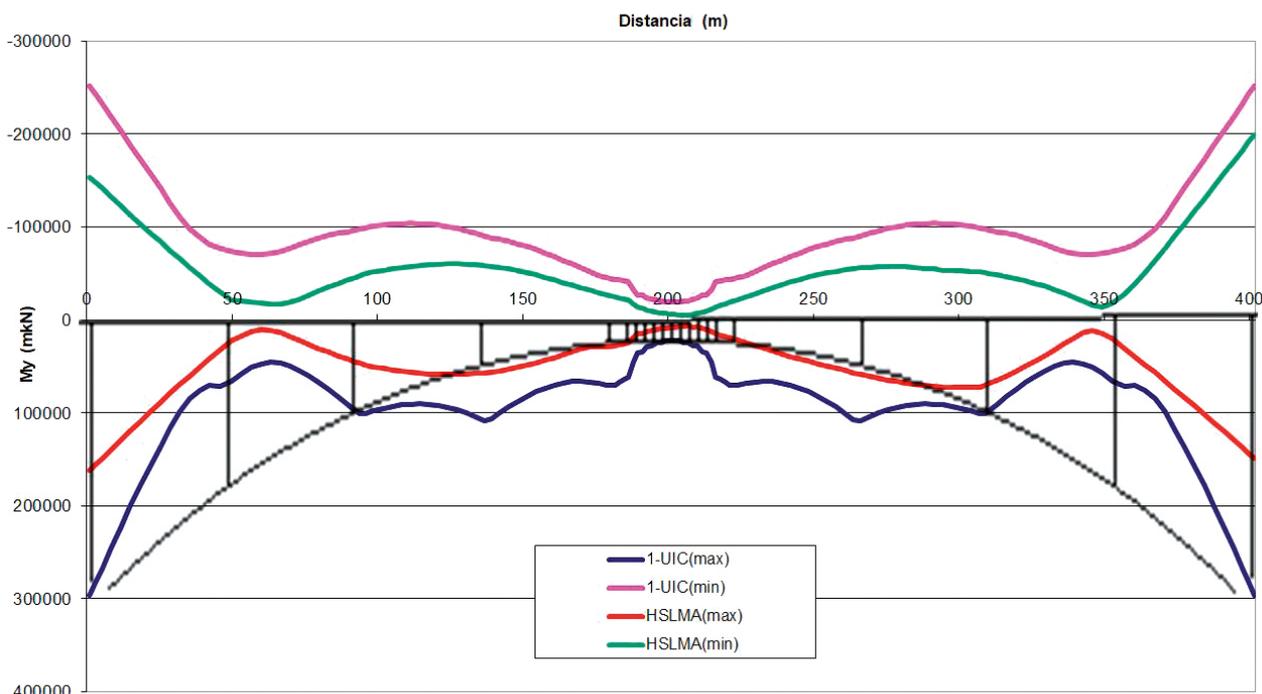


Figura 10. Esfuerzos en el arco debidos a la sobrecarga ferroviaria.

de las fuerzas horizontales de frenado y arranque, así como las provocadas por las fuerzas de rozamiento en los aparatos de apoyo, desde el tablero a la cimentación. Esta configuración es muy beneficiosa para la explotación y mantenimiento de la vía, porque implica que, siendo el viaducto de prácticamente 1 km de longitud, dispone de aparatos de dilatación de vía únicamente en estribos, siendo estos convencionales debido a la limitada distancia entre el punto fijo y los aparatos de dilatación de vía (453 m en el caso del estribo 1 y 543 m en el del estribo 2). Los análisis de interacción vía estructura llevados a cabo permitieron validar esta disposición comprobándose que las tensiones en el carril son admisibles.

Sin embargo, esta configuración no es posible mantenerla durante el proceso constructivo, y es necesario disponer puntos fijos provisionales. En una primera situación el punto fijo se sitúa en cada uno de los estribos. Cuando el tablero alcanza las pilas 6 y 15 (adyacentes al arco), el punto fijo se traslada a estas pilas, por ser el lugar donde se van a situar las torres de atirantamiento provisionales, liberando las coacciones longitudinales en estribos. Por último, cuando se materializa la unión arco-tablero, se liberan las coacciones en las pilas, llegando a la configuración definitiva (figura 11).

Esta secuencia constructiva obliga a diseñar tanto en estribos como en las pilas 6 y 15 unos mecanismos que permitan fijar el tablero longitudinalmente, y que puedan ser rápidamente liberados cuando se materialice el siguiente punto fijo, para garantizar que la estructura no dispone en ninguna situación de dos puntos fijos que impliquen sobreesfuerzos en la subestructura debido a los efectos térmicos.

El cambio en posición de los puntos fijos de la estructura requiere también un análisis detallado de los movimientos estimados teniendo en cuenta tanto las diferentes posiciones del punto fijo durante el proceso constructivo como las variacio-

nes térmicas que pudieran producirse y que pueden llegar a ser acumulativos por la secuencia de puntos fijos, debiendo considerarse todas las hipótesis extremas para no infradimensionar las bandejas de los aparatos de apoyo (figura 11).

3.4. Comportamiento de la estructura frente a las cargas de viento

En estructuras de la magnitud de la que nos ocupa, el comportamiento frente a las cargas de viento es un factor clave en el diseño. El canto del arco debe ser lo más reducido posible para presentar una menor superficie expuesta al viento, y la forma de la sección transversal debe optimizarse en base al conocimiento de las propiedades del flujo del viento con un perfilado efectivo como para establecer un arco compacto y opaco al viento.

Con el fin de optimizar el comportamiento de la estructura ante las cargas de viento, en la fase de proyecto del arco del viaducto de Almonte se consideró como parámetro fundamental de diseño el reducir en todo lo posible el canto del arco, dotando además a la sección transversal de unos biselados que redujesen su coeficiente de arrastre. La sección debe provocar la mínima perturbación a la circulación del aire, reduciendo su canto y optimizando su forma, pero además debe poseer la inercia suficiente para hacer frente a los momentos flectores concomitantes provenientes de las cargas de tráfico, según se ha expuesto anteriormente.

Todos estos aspectos se estudiaron durante la fase de proyecto, mediante la realización de ensayos seccionales y globales sobre modelo reducido.

Descartada la sección maciza para el arco, por criterios estructurales de peso y eficiencia estructural debido al canto necesario, el diseño de la sección buscó cumplir los requisitos

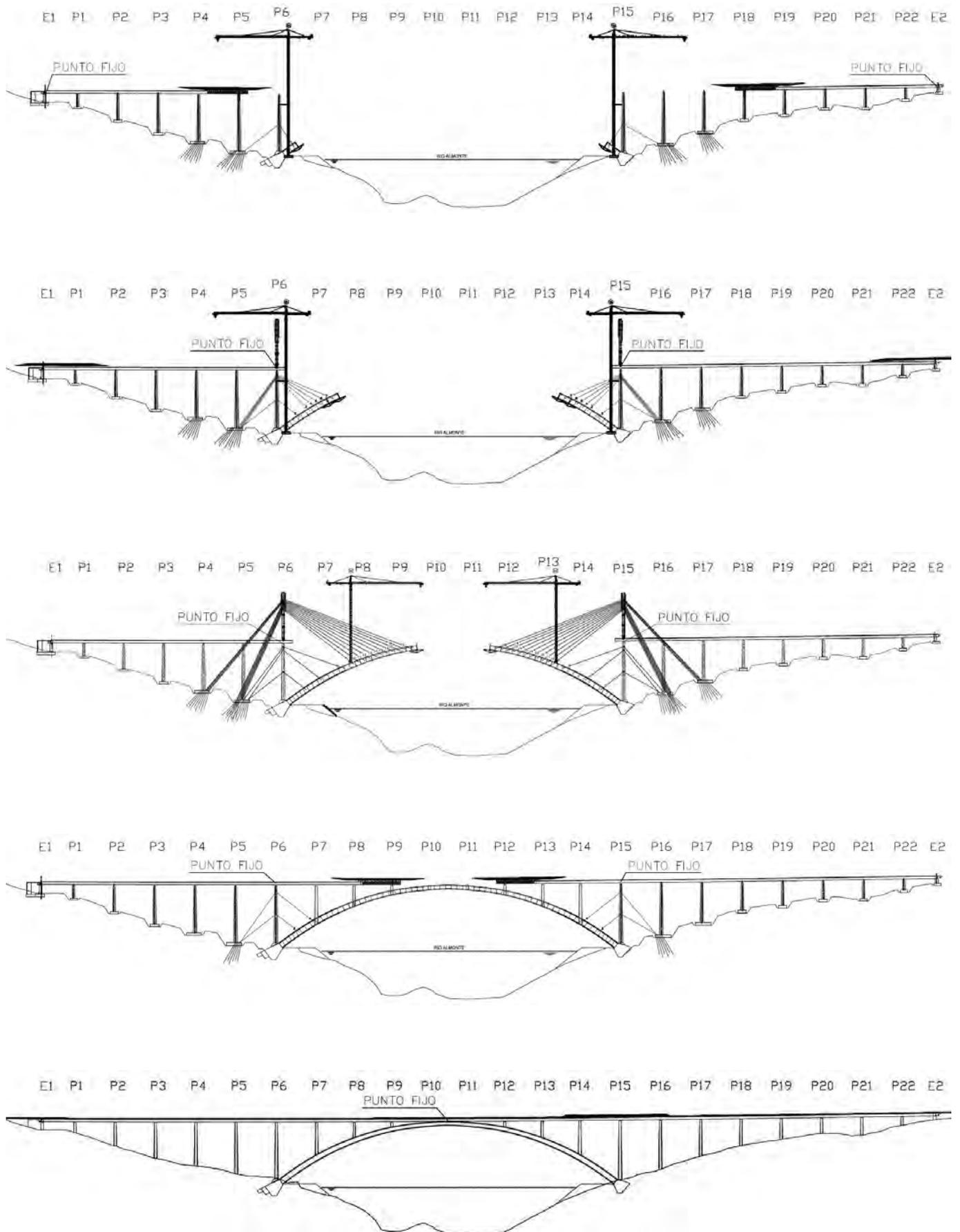


Figura 11. Evolución del punto fijo longitudinal de la estructura.

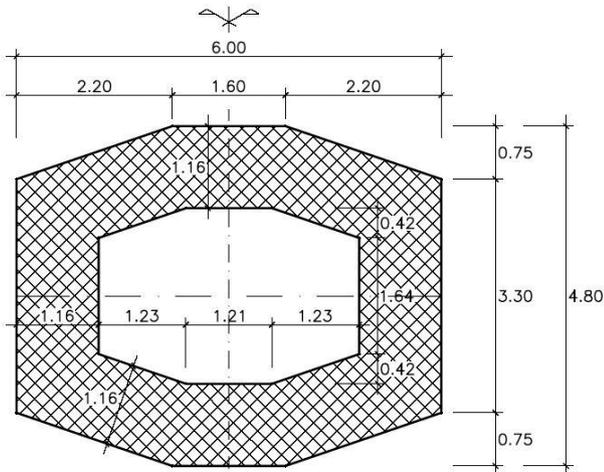


Figura 12. Sección en clave del arco. Relación entre canto y chaflanes.



Figura 13. Túnel de viento en situación constructiva y definitiva.

de máxima compacidad y, por tanto, perturbación menor del flujo aéreo.

El resultado de todo el análisis anterior conduce a que el puente sobre el río Almonte tenga una sección hueca de forma alargada y con chaflanes pronunciados que afilan su perfil para los vientos de dirección horizontal (figura 12).

El estudio de los efectos del viento en el viaducto se llevó a cabo mediante la realización de ensayos de modelo seccional y de un modelo aeroelástico integral, que recogía tanto las fases de construcción como la del puente en su configuración final. Dada la topografía en la ubicación del puente, y su efecto en las condiciones del viento, el modelo incluía también el terreno en la zona de estudio. El modelo integral permitió el análisis

de la respuesta dinámica del puente completo conforme a la turbulencia atmosférica en tres dimensiones (Figura 13).

4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.1. Cálculo no lineal en ELU y ELS

En elementos cuya respuesta estructural está significativamente influenciada por los efectos de 2º orden, como son los arcos por ser estructuras que trabajan por forma, las condiciones de equilibrio y compatibilidad deben ser comprobadas sobre la estructura deformada, tanto para las situaciones de servicio como para los estados límite últimos.

El cálculo no lineal realizado tiene en cuenta tanto la no linealidad geométrica (originada por el cambio de la geometría debido a las deformaciones), como la no linealidad de las propiedades del material en ELU, incluyendo los efectos de la fisuración en el hormigón y la no linealidad de las curvas tensión-deformación, tanto en arco como en tablero. La no linealidad del comportamiento del hormigón (debido a la fisuración del hormigón, no linealidad a compresión y plastificación de las armaduras) obliga a realizar a un proceso incremental de carga, en el que se asegura el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones en todas las fases del proceso, recorriendo los rangos elástico, fisurado y previo al agotamiento.

Por tratarse de una estructura muy compleja en la que cobran especial importancia los efectos no lineales, y donde no resulta aplicable el método simplificado propuesto en la normativa española (EHE) para el cálculo del estado límite de inestabilidad, es necesario abordar el análisis de 2º orden mediante el método general (no desarrollado en la normativa española), con la consideración tanto de la no linealidad geométrica como de la no linealidad del material, y que implica un tratamiento de seguridad diferente al propuesto en la Instrucción EHE, como se indica en el artículo 19.2.2

Por ello, para realizar los cálculos en estado límite último es necesario recurrir al método general desarrollado en las versiones EN (euronormas) de los Eurocódigos, en concreto del Eurocódigo 2 para estructuras de hormigón en sus partes EN1992-1 (reglas generales y reglas para edificación) y EN1992-2 (puentes).

El modelo de cálculo tridimensional realizado (figuras 14 y 15) considera todos los efectos determinantes:

- La fisuración del hormigón, evaluando la rigidez de cada sección del arco y tablero en cada una de las fases de carga, atendiendo a su fisuración y adaptando su inercia.
- La retracción y fluencia del hormigón.
- La no linealidad de las ecuaciones constitutivas ($\sigma-\epsilon$) del acero y del hormigón (ver apartado 4.1.6).
- Los efectos de las fases y secuencias de montaje en la seguridad final de la estructura terminada.

4.1.1. Análisis de la seguridad del arco en estado límite último (Formato EN 1992-1-1)

El EN 1992-1-1 establece que los análisis no lineales de 2º orden se realicen con modelos que reproduzcan de forma "realista" la rigidez de las secciones transversales de la estructura,

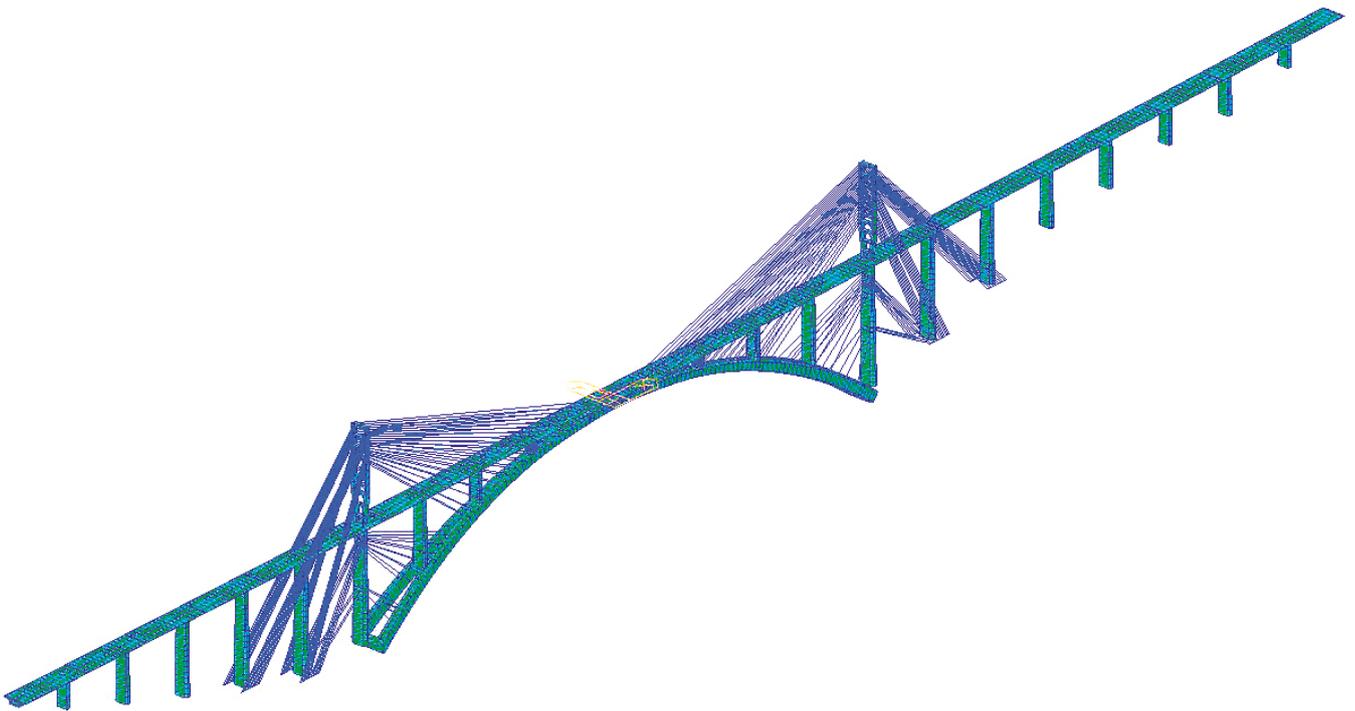


Figura 14. Vista general del modelo de cálculo tridimensional.

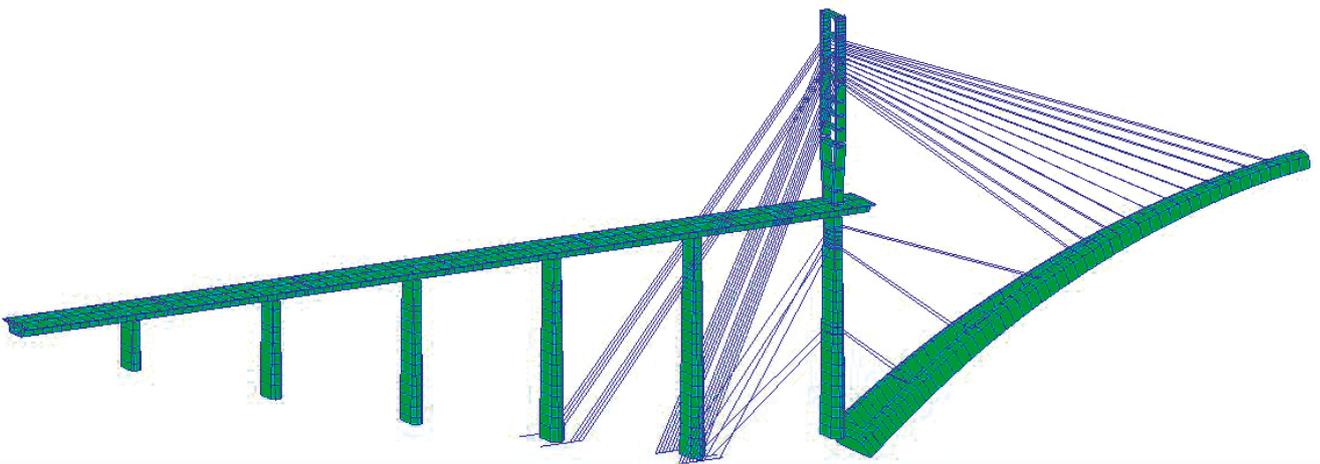


Figura 15. Vista de detalle de una fase intermedia del proceso constructivo.

tanto en la fase elástica inicial como en las etapas posteriores no elásticas, considerando las resistencias medias del hormigón y acero. Posteriormente, para la comprobación resistente de las secciones frente a los esfuerzos solicitantes, se establece la necesidad de utilizar la resistencia minorada de los materiales para tener la seguridad necesaria en la estructura frente a fallos localizados de la calidad de los materiales.

Para ello se realizaron modelos no lineales con un proceso incremental de carga, en el que se asegura el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones en todas las fases del proceso. Cada uno de los distintos modelos tenía como objeto introducir la combinación de acciones pésima para una determinada sección del arco, con la imperfección geométrica en el arco que maximizase igualmente los esfuerzos en la sección de estudio.

En línea con lo reflejado en el EN1992-1-1 y en el Código Modelo del 90, se procedió a realizar los modelos de análisis en 2º orden con resistencias y rigideces medias y, posteriormente, comprobar la resistencia de las secciones con resistencias minoradas de los materiales. Las etapas de cálculo consistieron en:

1. Análisis no lineal de todas las fases constructivas hasta llegar al estado final de cargas permanentes incorporando las imperfecciones geométricas iniciales.
2. Análisis diferido no lineal, geométrico y del material, de las redistribuciones por fluencia y retracción del estado de solicitaciones del apartado anterior.
3. Análisis no lineal, geométrico y del material, de las acciones térmicas.
4. Análisis no lineal general, paso a paso, a partir de la geometría y del estado de presolicitaciones obtenidas al

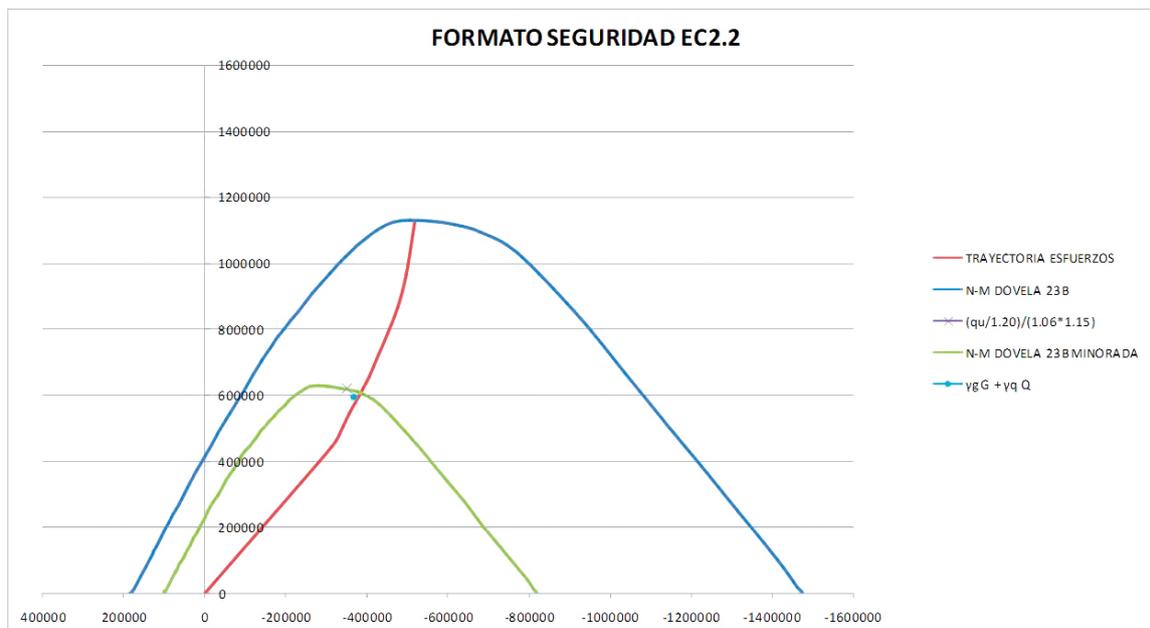


Figura 16. Coeficiente de seguridad de la sección bajo P12 según el formato de seguridad EN1992-2.

final del apartado anterior. Para ello se introducen las cargas correspondientes a las cargas permanentes desde sus valores característicos hasta sus valores mayorados, y a las sobrecargas de uso, mediante incrementos escalonados, a partir de los valores del apartado 3, de forma que se alcanzan los valores de ELU en el mismo paso. En cada etapa de carga se realiza una adaptación de la rigidez de cada una de las secciones del modelo a partir de las leyes tensión-deformación propuestas por el Eurocódigo 2, tanto para el acero como para el hormigón, donde se considera la fisuración del hormigón en las secciones donde exista.

- Finalmente se comprueban las secciones bajo los esfuerzos totales debido a las acciones mayoradas, adoptando modelos convencionales de cálculo de la resistencia de las secciones con resistencias minoradas de los materiales.

4.1.2. Análisis de la seguridad global (Formato EN 1992-2)

Como comprobación adicional de la estructura, en la fase de construcción y conjuntamente con los Servicios Técnicos de FCC, se procedió a realizar el análisis con los nuevos formatos de seguridad para análisis no lineal de estructuras de hormigón recogidos en el Eurocódigo 2 parte 2, y el Código Modelo 2010. Dicho formato usa características medias para el acero y un valor de resistencia media minorada para el hormigón de $0.84 f_{ck}$, con el objeto de “homogeneizar” su coeficiente de seguridad parcial al del acero, y así obtener un coeficiente de seguridad global de la estructura, incrementando la carga hasta que la estructura alcance su resistencias última o hasta que se produzca un fallo global de la estructura.

Con el formato de seguridad EN 1992-2, se aumenta la carga por encima de las cargas de estado límite último hasta alcanzar el colapso de la estructura (para una carga q_{ud}), ya sea por alcanzar una sección de la estructura su resistencia última o porque se produzca un fallo global de la estructura por inestabilidad (pandeo). Debiendo cumplirse una de las

siguientes condiciones, recogidas en el apartado 5.7 del EN 1992-2:2005 [5]:

$$\gamma_{Rd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right) \quad (\text{criterio A})$$

$$E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \gamma_0} \right) \quad (\text{criterio B})$$

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right) \quad (\text{criterio C})$$

La seguridad de la estructura queda verificada con el cumplimiento de cualquiera de las tres condiciones A/B/C indicadas, porque el cumplimiento de todas las inecuaciones conduciría a estructuras sobredimensionadas (figura 16).

4.1.3. Hipótesis de cálculo

La no linealidad en el comportamiento real del puente obliga a descartar de inicio la posibilidad de recurrir a la clásica superposición de estados, por lo que se hace necesario establecer previamente las hipótesis de cálculo a analizar y sus combinaciones. En este caso, y atendiendo a los esfuerzos de primer orden, se definió en el arco un número amplio, aunque limitado, de secciones críticas y para cada una de ellas se determina la combinación de cargas para las que se alcanza tanto el momento flector máximo como el mínimo (figura 17a).

En las combinaciones consideradas se han tenido en cuenta las cargas habituales recogidas en la IAPF:

- Peso propio y cargas permanentes.
- Acciones reológicas (retracción y fluencia).
- Fuerzas procedentes del pretensado del tablero.
- Fuerza de rozamiento en apoyos.
- Temperatura y gradiente térmico en arco, pilas, pilastras y tablero.

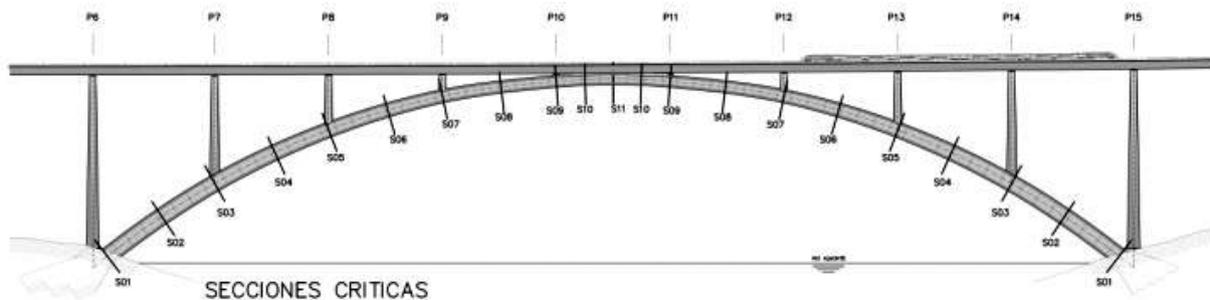


Figura 17a. Secciones críticas a estudiar.

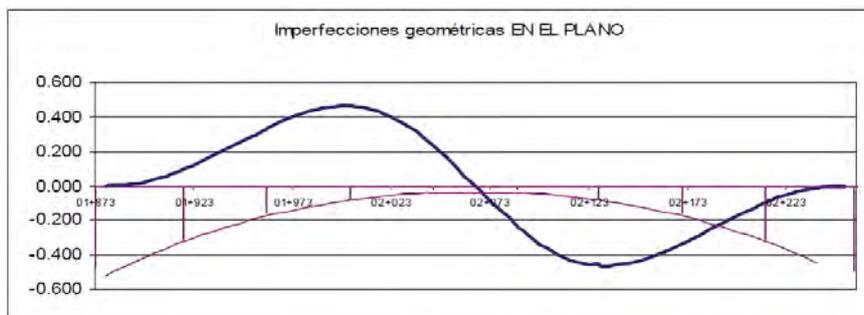


Figura 17b. Imperfección en el plano del arco.

- Sobrecargas de uso (2 trenes UIC-71, efecto lazo, frenado y arranque) .
- Sobrecarga en paseos de servicio.
- Viento longitudinal y transversal.

4.1.4. Introducción de la no-linealidad geométrica. Imperfección inicial

Los análisis de 2º orden deben realizarse teniendo en cuenta los efectos desfavorables de posibles desviaciones en la geometría de la estructura.

A este respecto, el apartado 5.2 del Eurocódigo 2 establece que los análisis de 2º orden deberán tener en cuenta los efectos desfavorables de posibles desviaciones en la geometría de la estructura, o en la posición (excentricidad) de la línea de acción de las cargas (línea de presiones), en las verificaciones de la seguridad de la pieza en estados límite últimos.

La EHE 2008 no indica nada en cuanto a imperfecciones iniciales en arcos de hormigón, por lo que no resulta aplicable.

Para estructuras de hormigón, dicha imperfección viene recogida en el apartado 5.2 de la parte 2 (Puentes) del Eurocódigo 2 (EN1992-2), y propone para el caso de puentes arco la idealización de la imperfección geométrica inicial mediante una función sinusoidal basada en la forma del primer modo de pandeo, con una amplitud equivalente a una excentricidad seccional elástica de valor a_0 (figura 17b).

$$a_0 = \theta_0 \alpha_h \frac{L_p}{2} = \frac{1}{200} \cdot 0.183 \cdot \frac{120}{2} = 0.055 \text{ m} \quad , \text{ donde}$$

$\theta_0 = 1/200$ (valor base)

$L_p =$ semilongitud efectiva de la onda del modo de pandeo (120m)

$\alpha_h =$ coeficiente reductor en función de la longitud de la estructura $\alpha_h = 2/\sqrt{L_p} = 0.183$

$$a^* = a_0 \frac{N_{cr}}{EI \eta''_{cr}} \quad \eta_{cr} = 0.055 \cdot 1.695 = \mathbf{0.093 \text{ m}} \quad , \text{ donde}$$

a^* es la amplitud de la imperfección geométrica equivalente, a imponer a la directriz del arco para conseguir la imperfección a_0 sobre la línea de presiones

El procedimiento de cálculo seguido consiste en introducir la imperfección geométrica equivalente del arco en la directriz del modelo de cálculo evolutivo para, de esta forma, realizar el cálculo fase a fase con la geometría predeformada, no existiendo por tanto un estado de cargas artificial que intente reproducir los efectos de la excentricidad.

La imperfección inicial a considerar es aquella que mayor amplificación de esfuerzos produzca en la sección de estudio, y por tanto es distinta para cada una de las hipótesis de carga estudiadas, siendo siempre la predeformada considerada homotética al primer modo de pandeo de cada una de las hipótesis de carga. A continuación, se muestra el modo de pandeo considerado para una de las hipótesis analizadas, siendo la predeformada para ese caso de carga una réplica ponderada de esa deformada (figura 18).

En cuanto a la imperfección transversal del arco (fuera del plano), los análisis realizados determinaron que no resultaba significativa para el dimensionamiento y comprobación de la estructura. Esto es debido fundamentalmente a que para mejorar la respuesta de la estructura frente a fenómenos de inestabilidad fuera del plano, el arco se diseñó con una bifurcación transversal de su sección en los arranques, lo que aumenta de manera muy importante la rigidez transversal del mismo.

4.1.5. Análisis de la sensibilidad de la estructura frente a las imperfecciones iniciales

A pesar de que el valor de la imperfección geométrica a utilizar en el cálculo del viaducto viene claramente recogido en

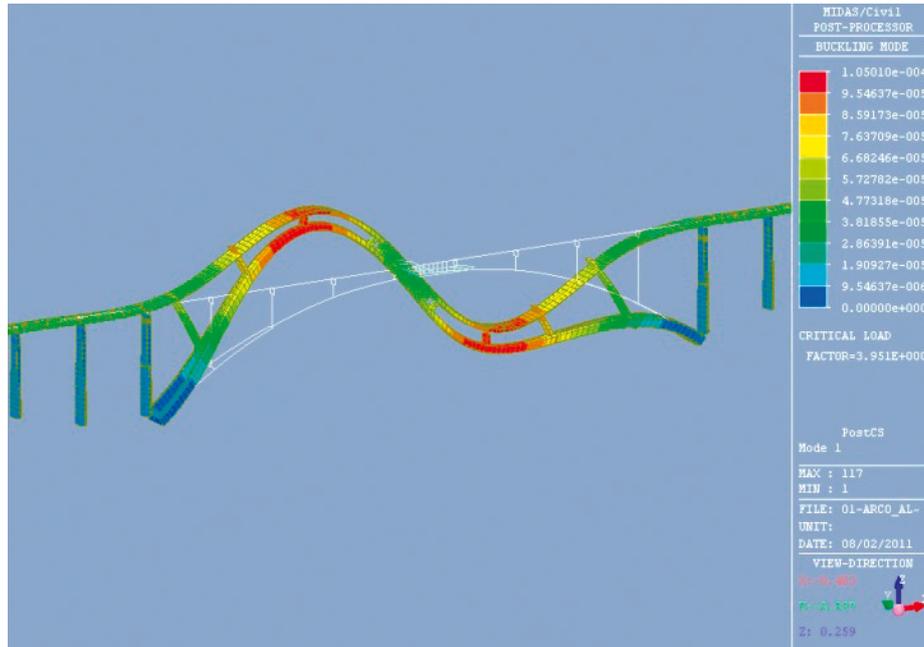


Figura 18. Modo de pandeo correspondiente a la hipótesis denominada S08-Min.

el apartado 5.2 de la parte 2 (Puentes) del Eurocódigo 2, dedicado al cálculo y disposiciones constructivas de puentes de hormigón, y es como se indica en el punto anterior de 9.3 cm, es un parámetro de cálculo de una importancia fundamental en el comportamiento de la estructura y por ello fue objeto de un estudio detallado.

Los valores de imperfección recogidos en la Normativa dependen de la luz del arco, pero son independientes del proceso constructivo elegido para la ejecución del mismo, siendo por tanto iguales para un puente ejecutado con cimbra, con pilas provisionales, por avance en voladizo o con torre de atirantamiento. Por tanto, los valores recogidos en la Normativa deben ser aplicados en casos de obras tan singulares como ésta con la lógica prudencia. Tampoco las experiencias anteriores en otros arcos de puentes carreteros de gran luz son plenamente aplicables a este viaducto, por las particularidades intrínsecas de este proyecto al tratarse de un puente ferroviario con unas sobrecargas móviles muy elevadas que producen ya una variación importante de la línea de presiones adicional a las imperfecciones consideradas.

Por otra parte, y dada la magnitud del arco del viaducto del Almonte y el sistema constructivo con torres de atirantamiento y grandes voladizos atirantados, los movimientos cíclicos diarios por efectos térmicos son muy importantes, así como los movimientos posteriores a la ejecución de la última dovela por efectos reológicos. Si bien todos estos movimientos son simétricos y por tanto un error geométrico por mala compensación de estos efectos no excitan el primer modo de pandeo, se consideró necesario realizar un estudio detallado de la sensibilidad de la estructura frente a un incremento de la imperfección normativa ante la posibilidad de que los errores geométricos superasen la imperfección asimétrica de amplitud 9.3 cm.

Resulta interesante destacar que el Eurocódigo 2 en la parte general (EN1992-1-1), anterior al EN1992-2, establece la misma formulación para el cálculo de la imperfección inicial de cálculo, pero con el matiz de establecer para el coeficiente reductor en función de la longitud de la estructura (α_h) un

valor inferior de 2/3. Esto da lugar a un valor bastante superior de la imperfección geométrica:

$$a_0 = \theta_0 \alpha_h \frac{L_p}{2} = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{120}{2} = 0.200 \text{ m} \quad , \text{ donde}$$

$$\theta_0 = 1/200$$

$$L_p = 120 \text{ m}$$

$$\alpha_h = 2/\sqrt{L_p} = 0.183, \text{ cumpliendo } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$$

$$a_0^* = a_0 \frac{N_{cr}}{EI\eta_{cr}''} = 0.200 \cdot 1.695 = 0.339 \text{ m}$$

Según se recoge en el “Designers’ guide to EN1992-2” [6], esta limitación en el coeficiente α_h se eliminó en el EN1992-2, para evitar las excesivas imperfecciones a las que daba lugar en elementos de gran longitud.

Por todo lo anteriormente explicado, y para garantizar una seguridad suficiente de la estructura ante posibles errores geométricos de construcción que no pudiesen ser corregidos durante las diferentes fases constructivas, se decidió calcular la estructura con una imperfección geométrica de 33.9 cm, realizando incluso un estudio de sensibilidad de la estructura utilizando una imperfección un 50% mayor ($a_0^* = 1.5 \times 0.339 = 0.510 \text{ m}$), para asegurar que la estructura no sufriese un descenso brusco de la seguridad al pandeo ante el incremento de la imperfección.

Finalizada la ejecución de la estructura, se ha podido comprobar que el error de ejecución asimétrico medido es de 8 cm, pudiendo concluirse que las hipótesis de diseño han resultado conservadoras.

4.1.6. Introducción de la no-linealidad del material en los modelos de estado límite último

La respuesta no lineal de los materiales se considera mediante la adopción de leyes de comportamiento elastoplásticas para la

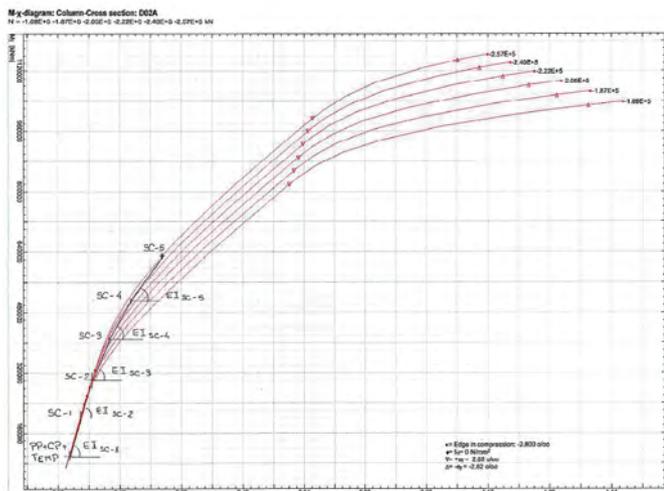


Figura 19. Diagrama Momento-Curvatura para la Dovela 02.

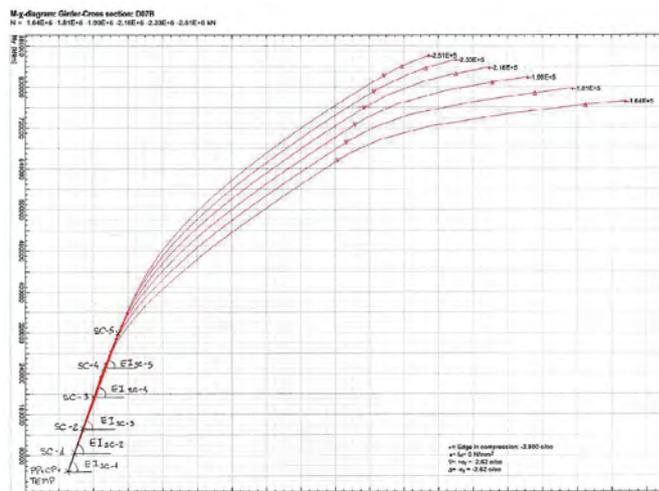


Figura 20. Diagrama Momento-Curvatura para la Dovela 07.

obtención de las leyes axiles-momentos-curvatura de las secciones transversales del arco y el tablero.

Como se ha explicado anteriormente, la no linealidad del comportamiento del hormigón en ELU (debido a la fisuración del hormigón, no linealidad a compresión y plastificación de las armaduras) obliga a proceder a un proceso incremental de carga. En este análisis incremental, las acciones correspondientes a las cargas permanentes deben aplicarse desde sus valores característicos hasta sus valores mayorados, y se deben introducir simultáneamente las sobrecargas de uso mediante incrementos escalonados de forma que se alcanzan los valores de ELU en el mismo paso. En cada etapa de carga se realiza una adaptación de la rigidez de cada una de las secciones del modelo a partir de las leyes tensión-deformación propuestas por el Eurocódigo 2 tanto para el acero como para el hormigón, donde se considera la fisuración del hormigón.

Se trata, por tanto, de un proceso incremental-iterativo, ya que inicialmente no existe fisuración, y se comprueba, con los esfuerzos obtenidos para cada fase y los diagramas momento-curvatura de cada sección, si esta hipótesis es correcta. Se corrigen los valores de la rigidez de la fase correspondiente, adaptándose al diagrama tensión-deformación del EC-2, y se procede a calcular de nuevo los esfuerzos, comprobando si las rigideces consideradas corresponden con los niveles tensionales alcanzados. Este proceso se repite hasta que la variación de rigidez en cada fase entre el valor considerado para el cálculo de esfuerzos y el que se obtendría del diagrama momento-curvatura es despreciable.

En este procedimiento incremental de cálculo se toman las rigideces tangentes a la gráfica momento-curvatura en el punto correspondiente al incremento de carga anterior, tal y como se muestra en las siguientes figuras, donde se representan los diagramas momento-curvatura para los diferentes niveles de axil en la Dovela 2 (fisurada en el incremento de carga SC-3) y la Dovela 7 (no fisurada en todo el proceso para esta hipótesis de cálculo) en cada uno de los incrementos de carga. Se indican los momentos flectores solicitantes, así como las rigideces consideradas en el cálculo de los mismos en la última iteración para la hipótesis de cálculo considerada (figuras 19 y 20).

Tanto en el modelo de cálculo como en la determinación de diagramas momento-curvatura se empleó un diagrama tensión-deformación del hormigón adaptado al cálculo no lineal, basado en las resistencias medias del hormigón y el acero, tal

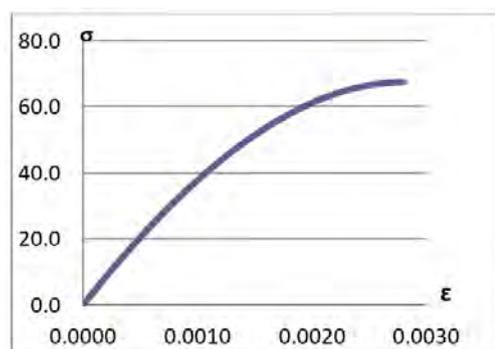


Figura 21a. Diagramas σ - ϵ del hormigón HA-80 para el cálculo no lineal.

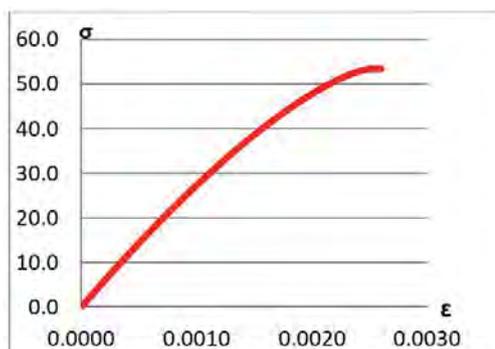


Figura 21b. Diagramas σ - ϵ del hormigón HA-80 para el cálculo seccional.

y como se indica en el EN 1992-2 Apartado 5.7 [5] y se ha explicado anteriormente (figura 21a).

Para el cálculo seccional se empleó el diagrama parabólico-rectángulo, con resistencias minoradas de los materiales (figura 21b).

4.2. Consideración del proceso constructivo

La importancia del proceso constructivo en el comportamiento de la estructura obliga a incorporar en el análisis no lineal anteriormente descrito todas las fases constructivas, generando la geometría del arco durante el proceso constructivo con las imperfecciones geométricas indicadas por la normativa.

Adicionalmente, fue necesario desarrollar un modelo de cálculo del proceso constructivo con todas las subfases de hormigonado de dovela modelizadas. La necesidad de un detallado análisis del proceso constructivo no radica únicamente en la verificación resistente de la estructura durante las fases constructivas, sino que es fundamental para el correcto control geométrico que garantice que la geometría final conseguida es la definida en proyecto, y que funcione como antifunicular de las cargas permanentes consiguiendo por tanto que todos los puntos de las distintas secciones del arco se encuentren en compresión.

Así, el modelo de cálculo detallado del proceso constructivo, desarrollado conjuntamente con los Servicios Técnicos de FCC, incorpora las cargas necesarias para modelizar con precisión todas las etapas que se producen en la ejecución de cada dovela del arco: colocación del carro, armado, movimiento del encofrado, y la colocación y tesado de los tirantes. Este modelo detallado es necesario para la determinación de las contraflechas en cada una de las fases, la correcta colocación del carro de avance así como las correcciones geométricas necesarias en cada una de las fases por los efectos térmicos.

El criterio adoptado para el diseño de las etapas del proceso constructivo es que en ningún caso las tracciones máximas en cualquier fibra del arco frente a la combinación frecuente de acciones, teniendo en cuenta las cargas permanentes y las acciones variables, resulten superiores a la resistencia característica media a tracción del hormigón (f_{ctm}), de tal manera que se evite la fisuración del arco.

En cuanto a los tirantes, por ser estos provisionales, se decidió diseñarlos sin vaina común exterior, para reducir el coste y facilitar las operaciones de montaje y desmontaje. Se utilizaron cordones de acero de 150 mm² de sección y resistencia de 1860 MPa. El dimensionamiento de los mismos se hizo de tal manera que el valor de la tensión máxima para cada uno de los tirantes fuese inferior al 55% de la tensión de rotura garantizada.

El procedimiento constructivo planteado en proyecto contemplaba la construcción del arco mediante avance en voladizo con torre de atirantamiento y 23 familias (tiro + retenida)



Figura 22. Infografías del procedimiento constructivo.

de tirantes provisionales. En la imagen se muestran las infografías de procedimiento constructivo desarrollado en la fase de proyecto. En fase de construcción se adaptó el procedimiento al tamaño de dovela de 6.40 m finalmente escogido, pasando de 23 a 26 familias de tirantes (figura 22).

La familia de tirantes y retenidas 25 y 26 se diseñaron para trabajar a una tensión inferior, con el objeto de poder actuar sobre ellos aumentando la fuerza de tesado previamente al cierre en clave, si fuese necesario realizar alguna corrección en la geometría del voladizo.

Para conseguir un correcto estado tensional de todas las dovelas durante las distintas fases del proceso constructivo, se comprobó que no era posible ejecutar el arco actuando únicamente en el tirante correspondiente al frente de fase en cada una de las etapas de avance del carro. Era por tanto necesario realizar ajustes en las fuerzas de los tirantes colocados en fases previas para evitar fisuraciones en zonas intermedias del arco ya construido. La optimización de estos procedimientos pasa por minimizar el número de operaciones. Por ello, se redujeron el número de retesados de tirantes al mínimo posible (2 familias) y todos los destesados que se realizaron fueron totales. En la fase de ejecución de la dovela de cierre, únicamente permanecían activas 17 de las 26 familias de tirantes que eran necesarias para la ejecución del arco, habiéndose ido retirando las 9 familias restantes en distintas fases del proceso constructivo (figura 23).

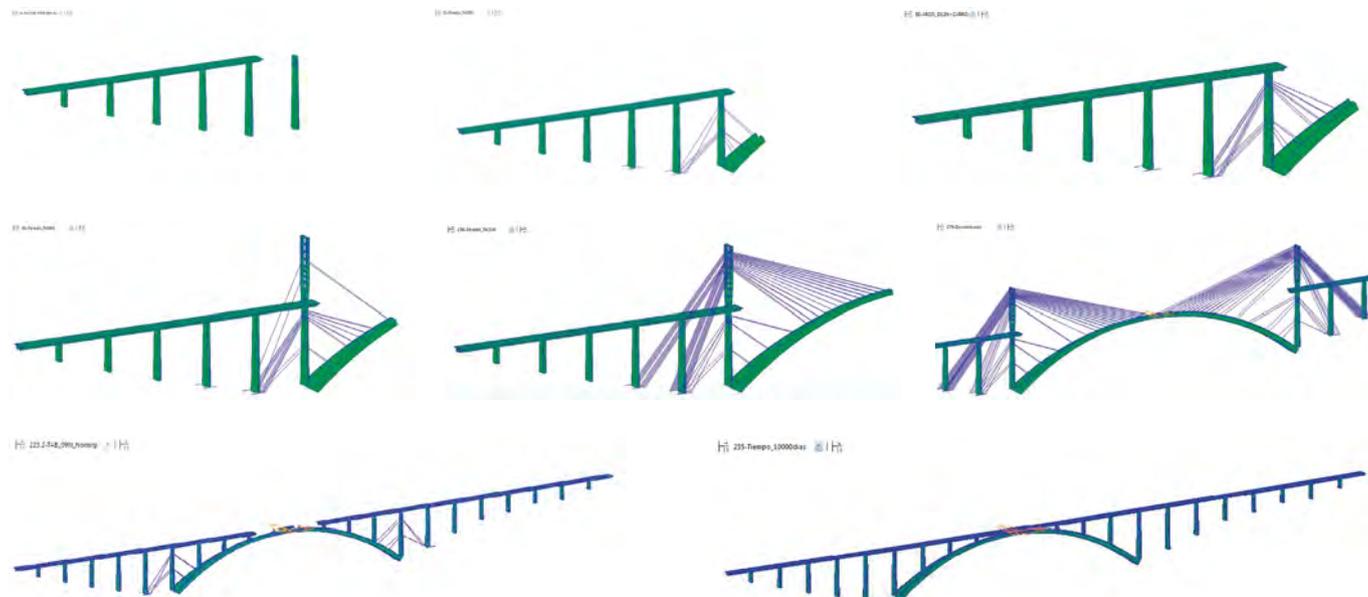


Figura 23. Diferentes etapas del proceso constructivo de la estructura.

4.3. Resultados del cálculo durante el proceso constructivo

A continuación se muestran las tensiones en el voladizo norte del arco durante una sucesión de fases desde la ejecución de

una dovela, destesado de tirantes, tesado de tirantes frontales hasta el avance de carro y ejecución de la siguiente dovela. Se comprueba que las tensiones en fibra superior e inferior son en todas las fases inferiores a f_{ctm} (figuras 24, 25, 26 y 27):

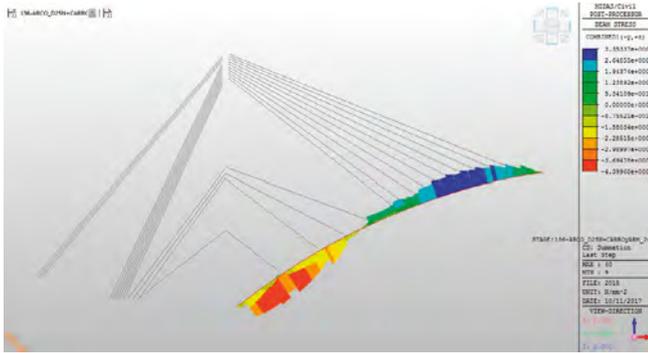


Figura 24. Tensiones en fibra superior e inferior cuando el carro de avance se apoya en la dovela 25N.

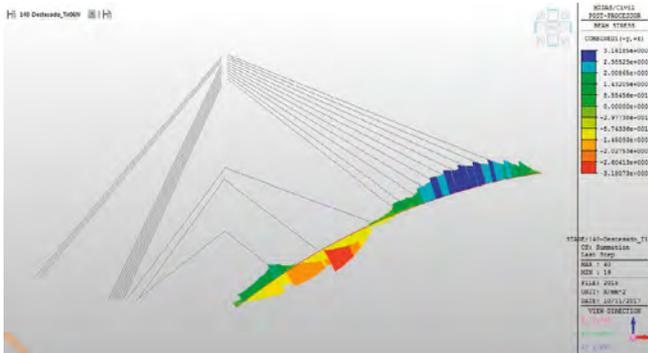
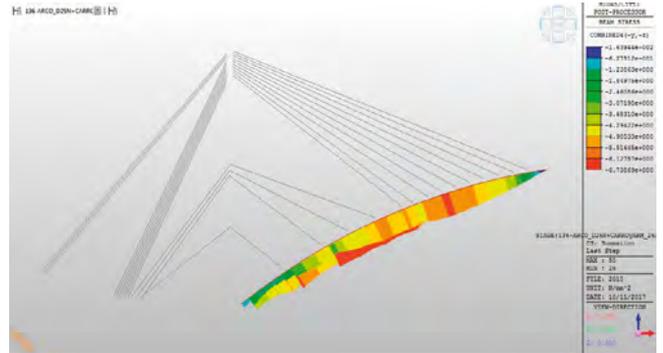


Figura 25. Tensiones en fibra superior e inferior tras el destesado del tirante T06N.

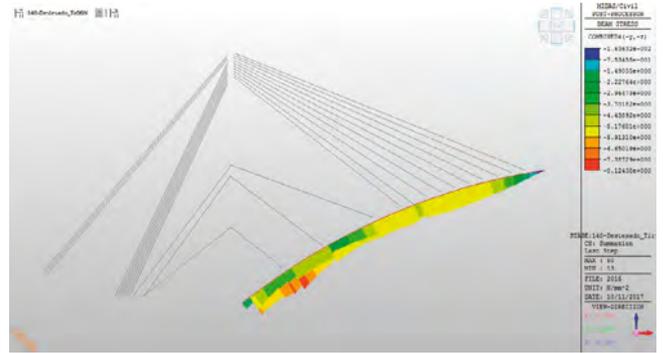


Figura 26. Tensiones en fibra superior e inferior tras el tesado del tirante T19N.

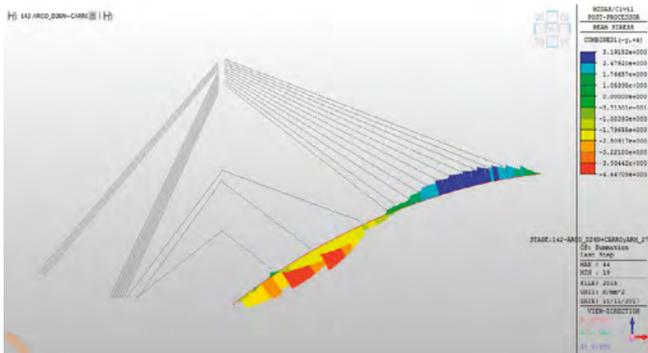
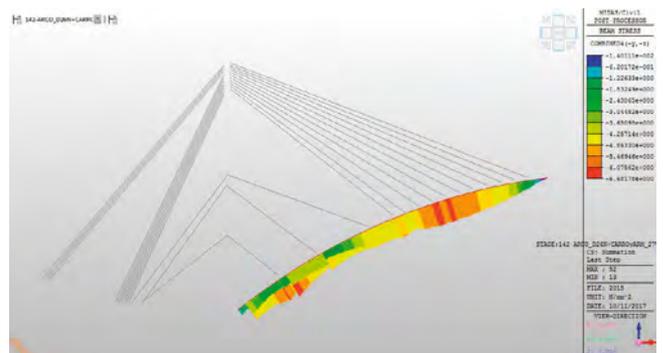


Figura 27. Tensiones en fibra superior e inferior cuando el carro de avance se apoya en la dovela 26N.



Las deformaciones verticales acumuladas correspondientes con las fases estudiadas son las siguientes (figuras 28, 29, 30 y 31):

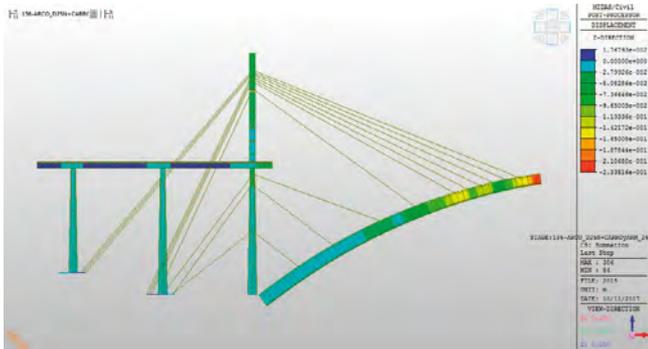


Figura 28. Deformaciones verticales cuando el carro de avance se apoya en la dovela 25N.

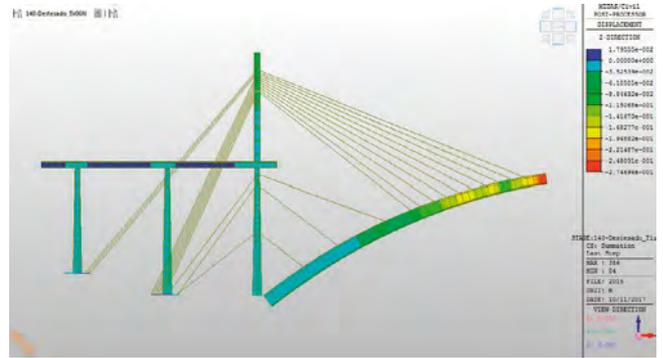


Figura 29. Deformaciones verticales tras el desestado del tirante T06N.

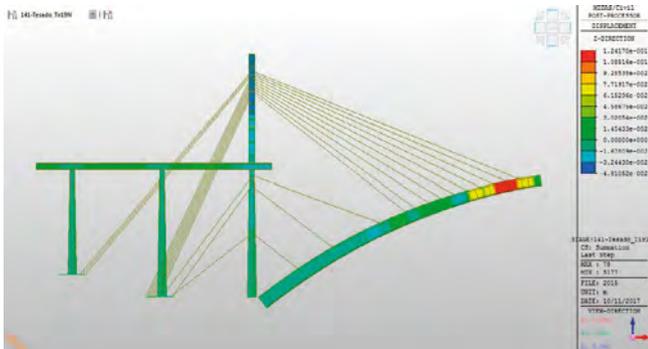


Figura 30. Deformaciones verticales tras el tesado del tirante T19N.

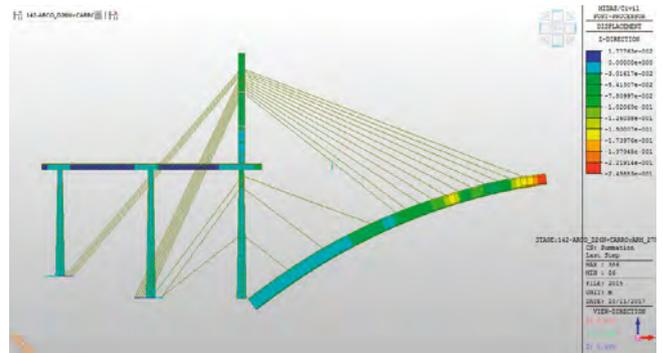


Figura 31. Deformaciones verticales cuando el carro de avance se apoya en la dovela 26N.

En las siguientes imágenes se recogen los esfuerzos en el arco y en el tablero durante las etapas más significativas del proceso constructivo.

a) Axiles en el arco (figuras 32, 33 y 34)

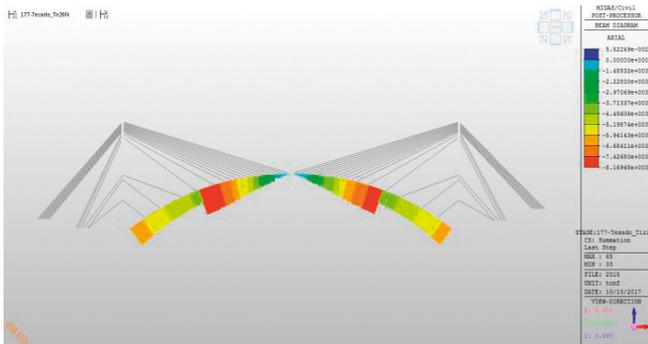


Figura 32. Axiles (tonf) en el arco antes del cierre en clave.

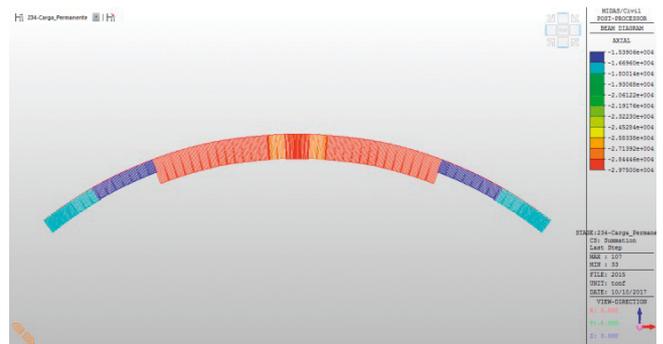


Figura 33. Axiles (tonf) en el arco bajo carga permanente (T0).

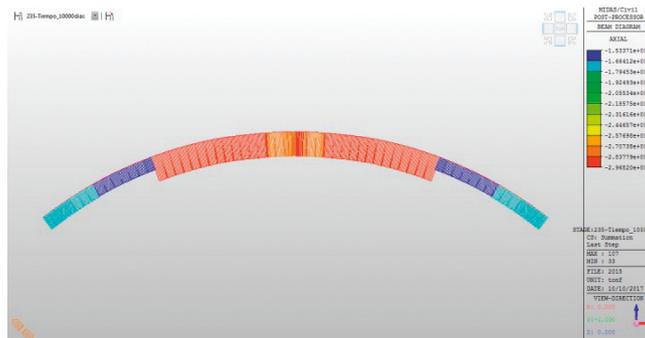


Figura 34. Axiles (tonf) en el arco tras 10 000 días (TInf).

b) Momentos flectores en arco (figuras 35, 36 y 37)

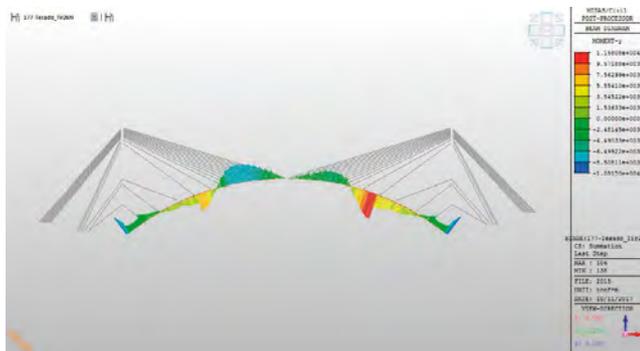


Figura 35. Momentos flectores (m-tonf) en el arco antes del cierre en clave.

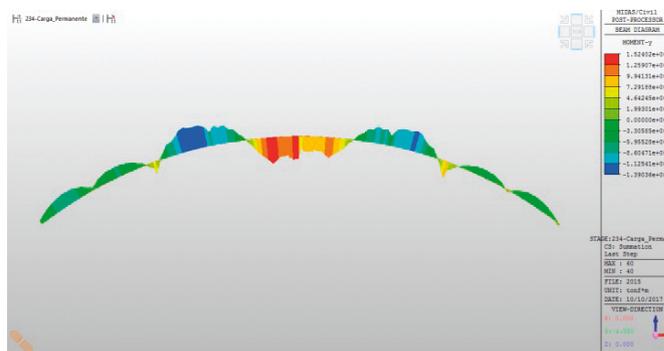


Figura 36. Momentos flectores (m-tonf) en el arco bajo carga permanente (T0).

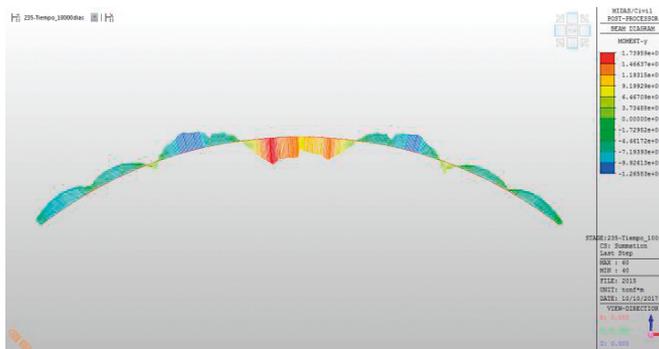


Figura 37. Momentos flectores (m-tonf) en el arco tras 10 000 días (TInf).

c) Momentos flectores en tablero (figuras 38 y 39)

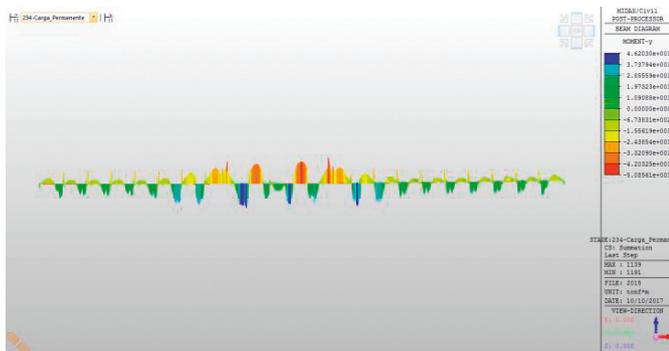


Figura 38. Momentos flectores (m-tonf) en el tablero bajo carga permanente (T0).

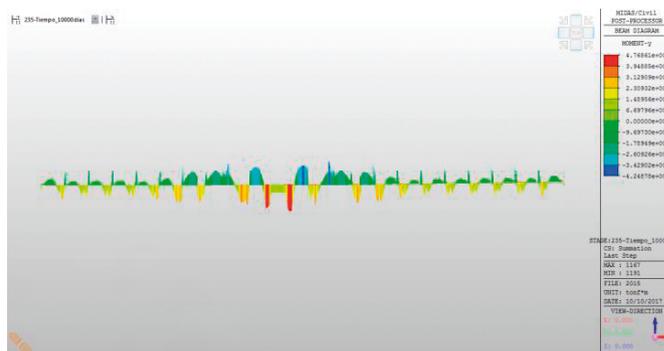


Figura 39. Momentos flectores (m-tonf) en el tablero tras 10 000 días (Tonf).

4.4. La deformabilidad vertical del tablero

Un punto determinante de la funcionalidad final de la estructura es el cumplimiento de las consideraciones deformacionales mínimas de la vía para que el tren circule con seguridad y confort. Los límites de deformabilidad recogidas en las IGP y Eurocódigos no resultan fácilmente extrapolables a esta estructura, pues están pensados para dinteles rectos continuos.

Así, los movimientos de origen térmico provocan movimientos de ascenso y descenso de la clave del arco, con una longitud equivalente a una viga continua de 384 metros. Los movimientos debidos a las sobrecargas cuando todo el tablero sobre el arco se encuentra uniformemente cargado son igualmente equivalentes a una viga de 384 metros, y la deformación

conjunta debido a estos dos efectos cumple sobradamente los criterios deformacionales indicados en las IGP. Sin embargo, la deformación provocada por la sobrecarga actuando en una mitad del tablero sobre el arco provoca una deformación asimétrica para una longitud equivalente de aproximadamente 150 m. Si bien esta deformación está también dentro de los límites normativos, es necesario superponerla con la deformación térmica, que como hemos visto tiene una longitud equivalente distinta.

Por todo ello, dada la longitud del vano en relación a la sobrecarga del convoy, se hace necesario realizar comprobaciones adicionales a las recogidas en la normativa, de tal manera que se garantice que los parámetros de trazado resultantes de la geometría deformada son compatibles con los requisitos

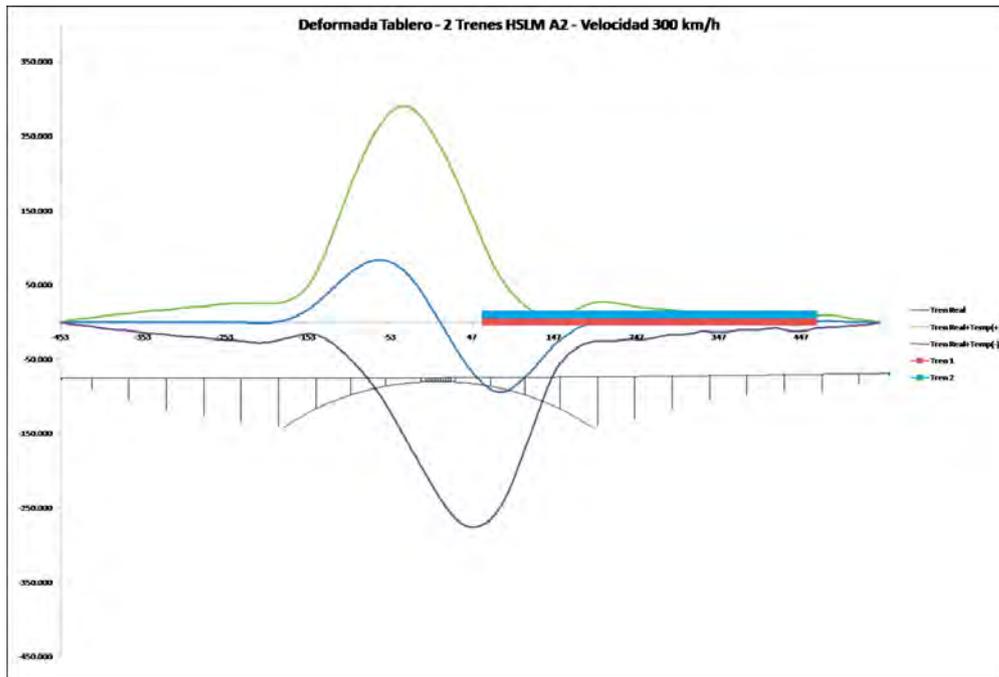


Figura 40. Deformada del tablero para un caso concreto de paso de dos trenes HSLM a 300 km/h circulando en paralelo.

de trazado de las líneas de alta velocidad. Para ello, se realizó un cálculo dinámico de todos los trenes posibles para sus velocidades de circulación y la corrección del parámetro del acuerdo vertical (K_v) de acuerdo con la deformada resultante, obteniéndose así la rama de la parábola de pendiente máxima en la posición del tren en la cual la flecha resulta máxima para cada tren y velocidad (figura 40).

Estos pasos de trenes por el puente se estudiaron con todos los escenarios posibles para barrer cualquier posibilidad de organización de la circulación incluyendo los efectos térmicos:

- Un tren circulando en una dirección.
- Dos trenes circulando en paralelo con la misma dirección y velocidad.
- Dos trenes circulando en direcciones opuestas con el cruce en la posición más desfavorable.

Los cálculos realizados permiten obtener la deformación de la estructura bajo el paso de los trenes reales a distintas velocidades de paso, incluyendo los efectos dinámicos, y compararlo con los requisitos de trazado, que es función también de la velocidad de paso del tren.

Resulta importante señalar que los resultados obtenidos demuestran que el criterio básico de diseño del arco de evitar la fisuración en situaciones de servicio, tanto en fase de construcción como en explotación, resulta fundamental no solo para el cumplimiento de los distintos ELU sino los criterios de deformación (debido a que la fisuración flexibiliza la estructura y aumenta por tanto la deformación y los efectos de segundo orden).

4.5. Cálculo dinámico

Los fenómenos dinámicos originados por el tráfico ferroviario se deben, fundamentalmente, a las cargas verticales móviles transmitidas por las ruedas de los vehículos. La variación

del punto de aplicación de estas cargas origina una excitación dinámica de la estructura. A ello hay que añadir los efectos ocasionados por las irregularidades de carril y ruedas. Por otra parte, generalmente estas cargas se encuentran a unos espaciamientos determinados a lo largo del tren, lo que da lugar a excitaciones periódicas que pueden producir resonancia en la estructura. Los efectos dinámicos suponen un incremento respecto a la respuesta estática en las deformaciones y esfuerzos soportados por la estructura. Adicionalmente, pueden generar desplazamientos o aceleraciones que produzcan efectos nocivos en la estructura o en el balasto, o que comprometan la seguridad de la circulación, o incomodidad en el viajero.

El viaducto de Almonte requiere un cálculo dinámico basado en la integración directa en el tiempo con cargas móviles. Para ello, es necesario realizar los cálculos que resulten envolventes de los 10 trenes dinámicos universales A, efectuando un barrido desde la velocidad mínima de 20 km/h, que puede considerarse como velocidad cuasiestática, hasta la velocidad máxima previsible, $V_{max} = 1.2 \cdot V$, donde V es la velocidad máxima permitida (de proyecto, 350 km/h) en la línea. El incremento de velocidades entre los distintos cálculos es de 10 km/h.

Habitualmente se considera que existe una relación lineal entre los desplazamientos y las sollicitaciones producidas en el puente. Sin embargo, en este caso, esta relación sí se da en el arco, pero no en el tablero. Dado que el arco constituye un apoyo elástico para el tablero, no existe proporcionalidad entre sollicitaciones y flechas, ya que las flechas en el tablero provienen de la suma de dos componentes: las debidas a la propia deformabilidad del tablero y las debidas a la deformación del arco sobre el que se apoya.

Por tanto, el coeficiente de impacto con el que se calculó el tablero, no se obtuvo a partir de la relación de deformaciones producidas por los trenes, como en las estructuras convencionales, sino que se determinó a partir de los esfuerzos dinámicos. Además, como resultado del cálculo dinámico se

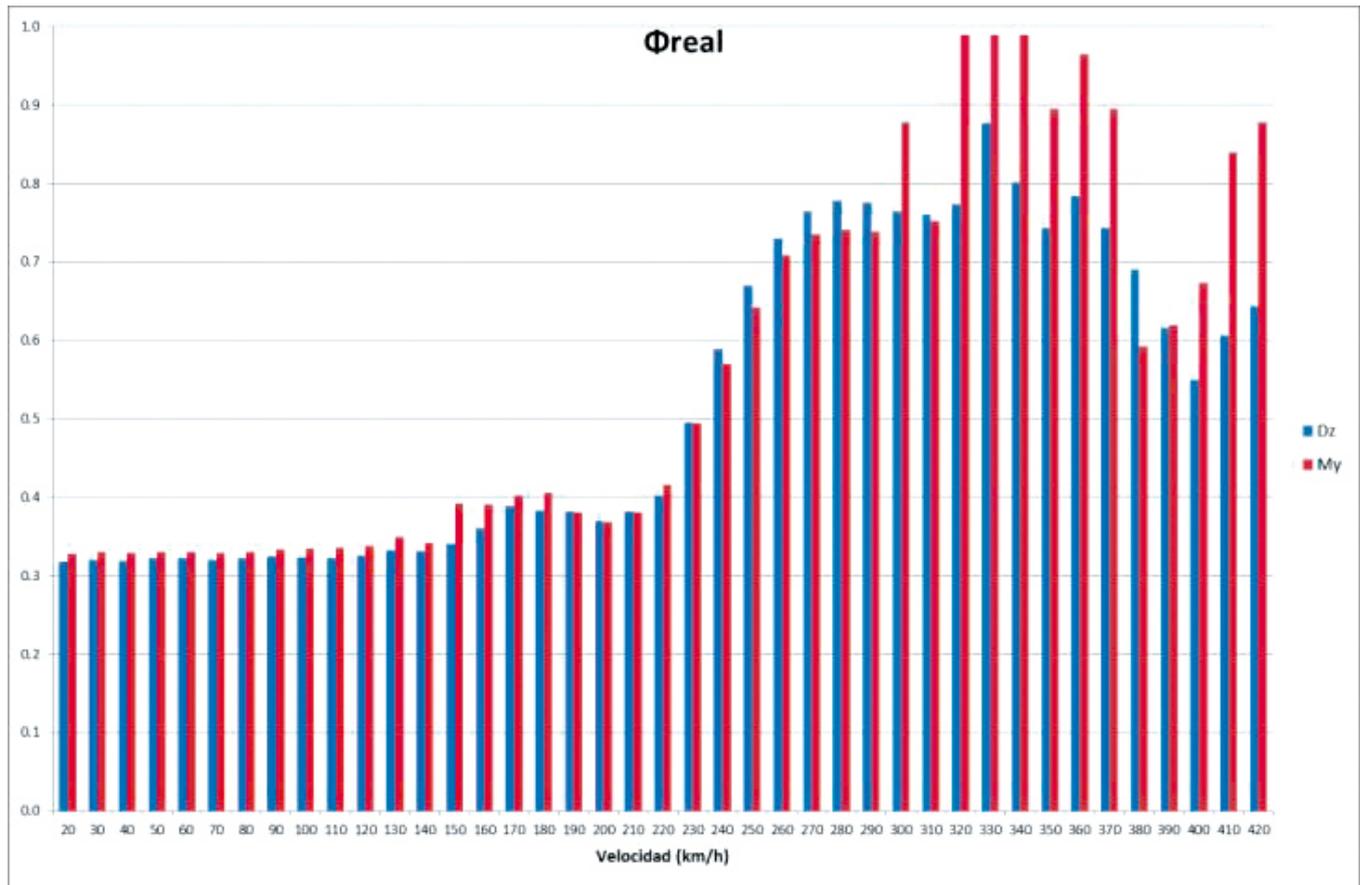


Figura 41. Coeficientes de impacto en tablero para las diferentes velocidades.

obtuvieron las aceleraciones que permiten verificar los estados límite de servicio.

4.5.1. Coeficiente de impacto en tablero y arco

En la siguiente figura se muestra el coeficiente de impacto (relación entre envolvente de HSLM-A y UIC-71) obtenido en el tablero tanto para desplazamientos como para momento flector, observando, que como se ha descrito anteriormente, estos coeficientes no coinciden cuando los efectos dinámicos son relevantes (figura 41).

Los coeficientes obtenidos muestran que aunque los esfuerzos bajo el tren real están cubiertos con los obtenidos estáticamente por el tren tipo LM71, resultan más elevados que los obtenidos normalmente en los tableros de estructuras convencionales de alta velocidad. En este caso se aprecia que para altas velocidades, los esfuerzos en el tablero bajo el paso de los trenes reales amplificados dinámicamente se asemejan en algunas secciones a los valores del tren tipo LM71 con el cual se dimensionan estáticamente las estructuras.

A continuación se muestra la comparativa de los momentos flectores producidos en el tablero por el paso tanto estático como dinámico de los trenes HSLM-A y el paso estático del tren UIC-71, comprobando que los esfuerzos obtenidos por el cálculo dinámico son siempre inferiores a los que genera el tren UIC-71 en el caso estático (figura 42):

El factor de amplificación dinámico resulta máximo en los vanos laterales inmediatamente anteriores a los vanos del tablero que ya se encuentran sobre el arco.

En la siguiente gráfica se lleva a cabo la comparativa de los momentos flectores que producen los diferentes trenes en el arco, obteniendo un resultado análogo al del tablero (figura 43).

4.5.2. Flechas y aceleraciones

Se muestran a continuación la evolución de las flechas y aceleraciones con el tiempo en algunos puntos significativos para la velocidad de 330 km/h (por ser esta la velocidad a la que se producen los mayores efectos dinámicos), comprobando que las aceleraciones obtenidas son siempre inferiores a 0.35g (figuras 44, 45, 46, 47, 48 y 49):

Los resultados demuestran el buen comportamiento dinámico del viaducto, debido fundamentalmente al empleo de hormigón en toda la estructura, que conlleva a una mejor respuesta ante fenómenos vibratorios respecto a otras soluciones, debido a su masa y amortiguamiento.

5. CONCLUSIONES

Es adecuado señalar que los nuevos materiales de altas prestaciones, las modernas herramientas de cálculo y modelización aeroelástica y los tratamientos semiprobabilísticos normativos de los formatos de seguridad han permitido diseñar el puente sobre el río Almonte, y que el uso conjunto e intensivo de todos ellos ayudan a superar los rangos de luz

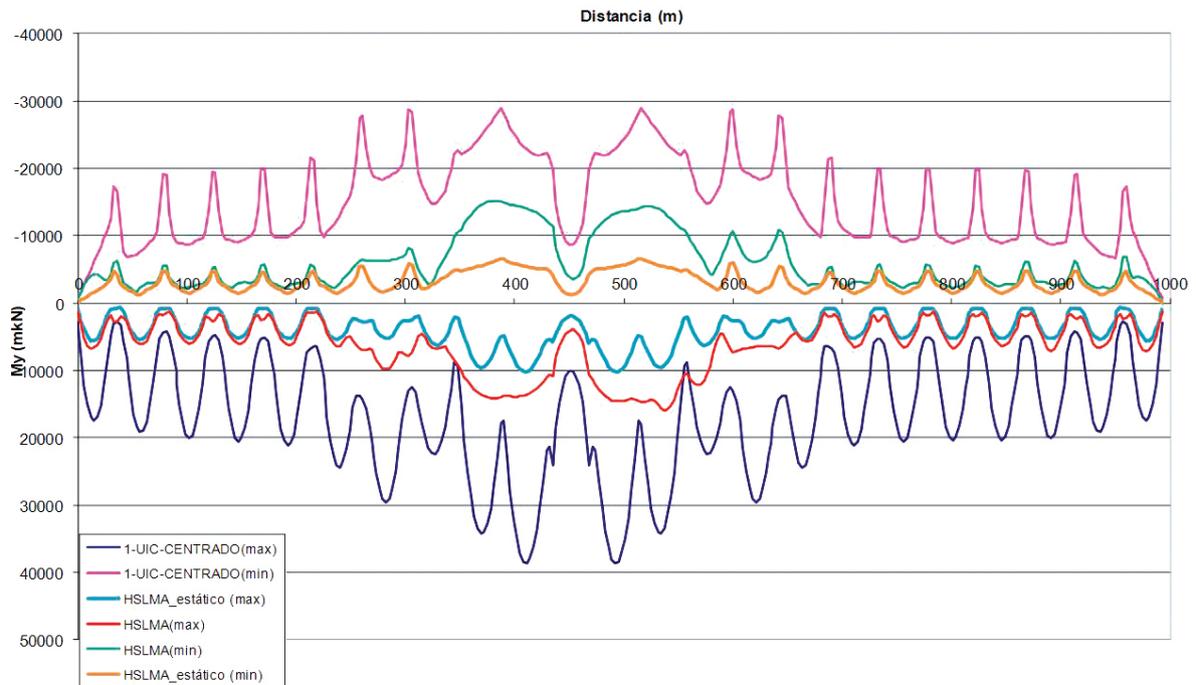


Figura 42. Momentos flectores debidos a los diferentes trenes en el tablero.

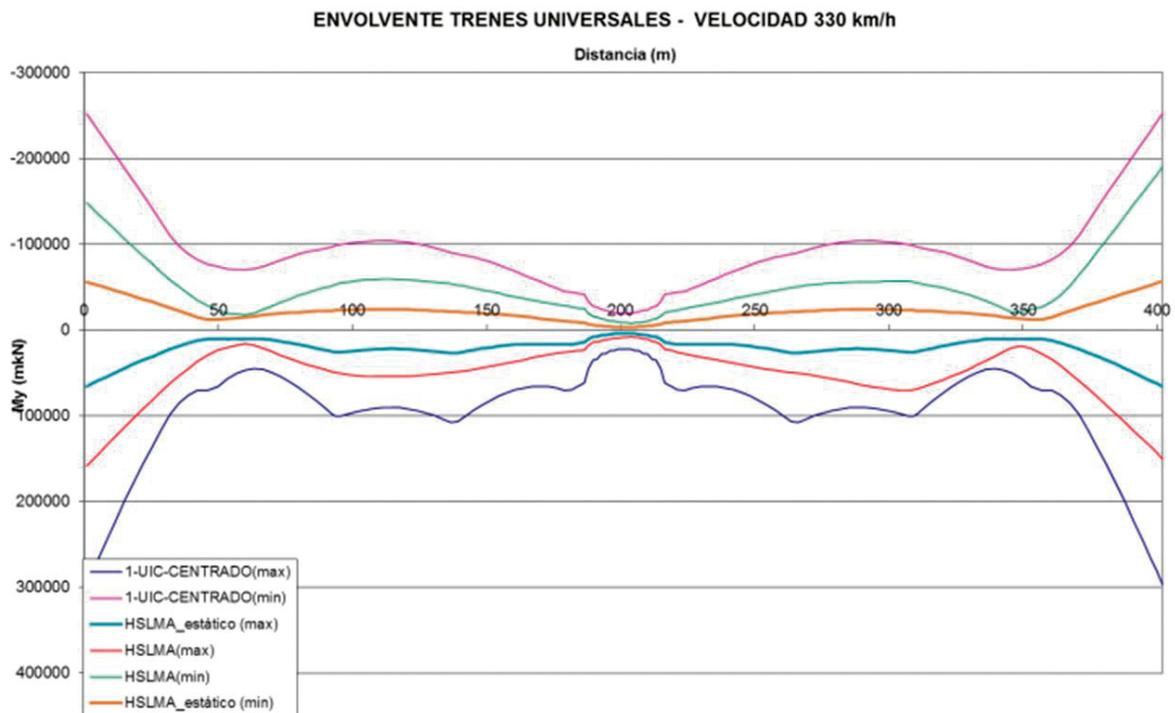


Figura 43. Momentos flectores debidos a los diferentes trenes en el arco.

de utilización que hasta ahora se habían establecido para los puentes ferroviarios.

Al hacer uso de estas herramientas se ha podido refinar el criterio de encaje de la directriz del arco para tener en cuenta la influencia de la amplificación dinámica de las sobrecargas ferroviarias para Altas Velocidades, y se puede concluir que el análisis no lineal en geometría y material es el único que permite valorar con precisión los niveles de seguridad con que se dimensiona realmente la estructura,

dada su luz, esbeltez y la importancia de las sobrecargas sobre el total de las cargas.

Referencias

- [1] TORRES, J.; SANTAMARÍA, A.J.; ARENAS, J.J.; DIAZ DEL VALLE, J.; LORENZO, D. "Tipología. Arcos. Funicularidad". Servicio de Publicaciones de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. ISBN: 84-86928-14-1.
- [2] CAPELLAN, G.; BEADE, H.; ARENAS, J.J.; GARCIA, P.; MEANA, I. "Di-

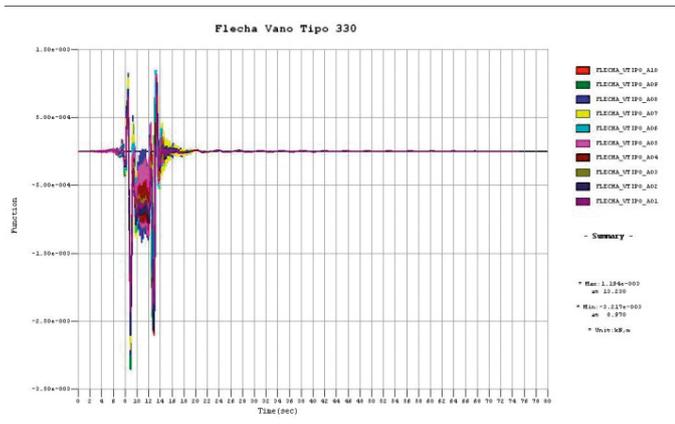


Figura 44. Evolución de las flechas en el tiempo para el centro de vano tipo.

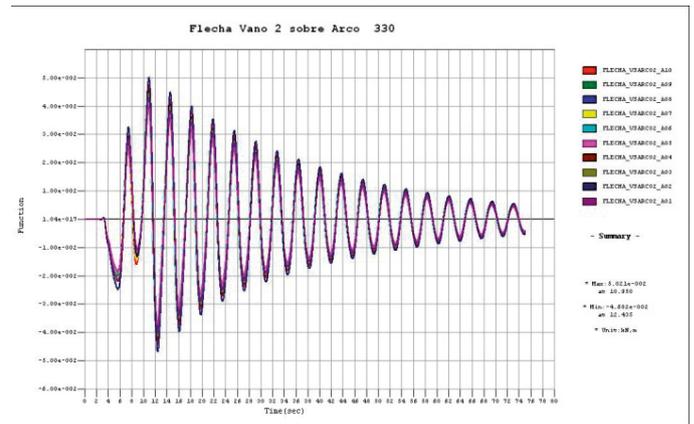


Figura 45. Evolución de las flechas en el tiempo para el centro de vano 2 sobre el arco (P7-P8).

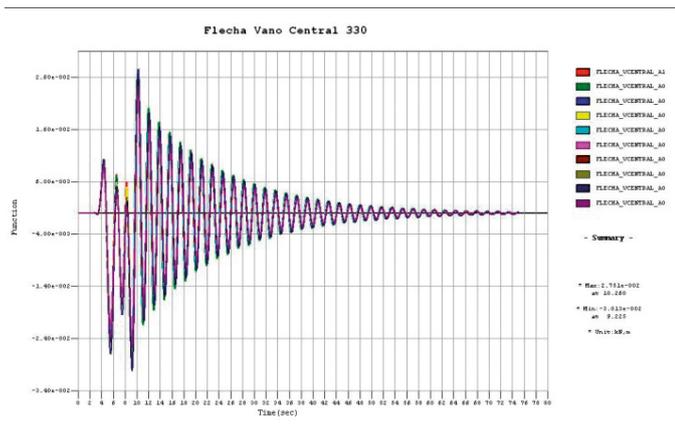


Figura 46. Evolución de las flechas en el tiempo para el centro de vano sobre el arco (P10-P11).

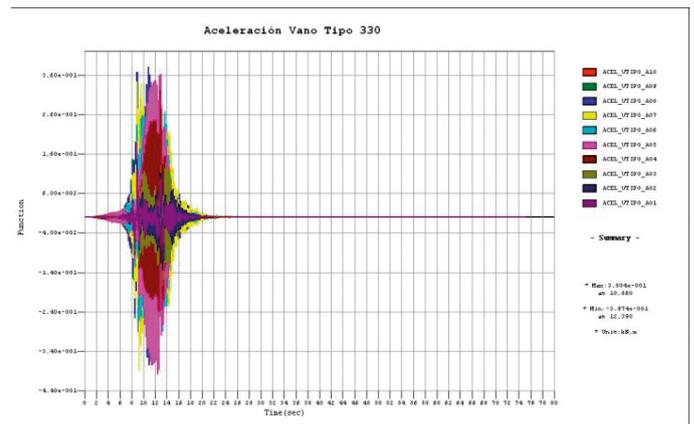


Figura 47. Evolución de las aceleraciones en el tiempo para el centro de vano tipo.

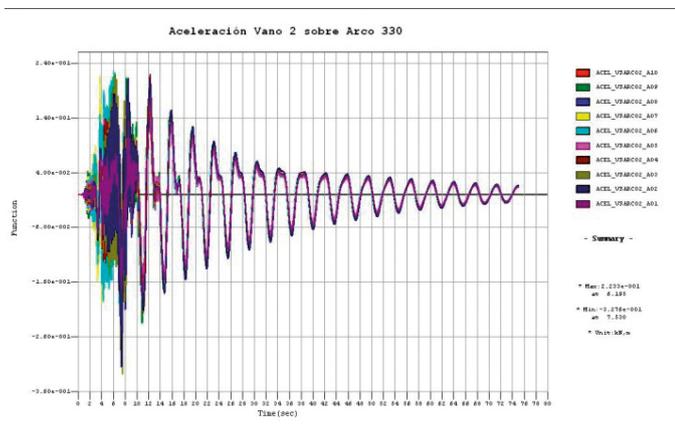


Figura 48. Evolución de las aceleraciones en el tiempo para el centro de vano 2 sobre el arco (P7-P8).

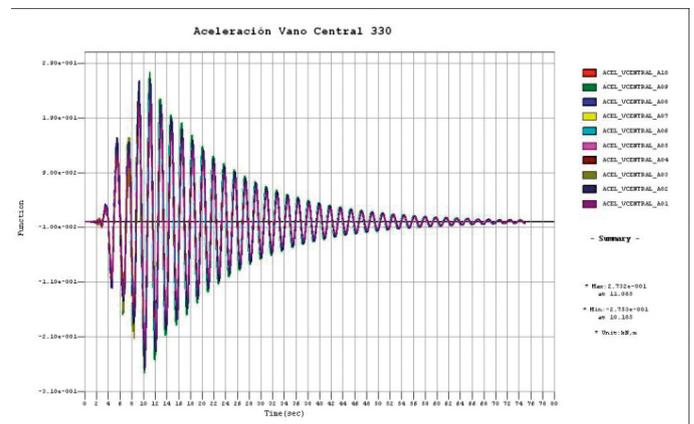


Figura 49. Evolución de las aceleraciones en el tiempo para el centro de vano sobre el arco (P10-P11).

seño del puente arco de Alta Velocidad sobre el río Almonte en el Embalse de Alcántara". VI Congreso Internacional de Estructuras de la ACHE. Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural. 2014. ISBN: 978-84-89670-80-8.

- [3] ARENAS, J.J.; CAPELLAN, G.; BEADE, H.; MEANA, I. "Viaducto sobre el río Almonte en el Embalse de Alcántara para la Línea Ferroviaria de Alta Velocidad Madrid – Extremadura. Talayuela - Cáceres". V Congreso Internacional de Estructuras de la ACHE. Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural 2011. ISBN: 978-84-89670-73-0
- [4] ARENAS, J.J.; HACAR, F.; GARCIA-ARANGO, I.; GONZALEZ, M.; GURRIARÁN, R.; PANTALEÓN. "Carretera Nacional 632 de Ribadesella a

Luarca. Tramo: Novellana – Cadavedo; Arco de la Regenta, Viaducto Pintor Fierros". Revista de Obras Públicas, 1997, n°3363, Marzo, p.17-43.

- [5] EN 1992-2:2005, EUROCÓDIGO 2 (2005): Proyecto de estructuras de hormigón - Parte 2: Puentes de hormigón - Cálculo y disposiciones constructivas - Apartado 5.7 Cálculo no lineal y Anexo PP: Formato de seguridad para el cálculo no lineal.
- [6] DESIGNERS' GUIDE TO EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete Bridges. Eurocode Designers' Guide Series.

Proyecto de detalle del viaducto de Almonte

Detailed design of the Almonte Viaduct

David Arribas Mazarracín^a, Pablo Bernal Sahún^a, José Ignacio González Esteban^b,
José María Pérez Casas^c

^aIngeniero de Caminos Canales y Puertos. Departamento de Puentes de FCC Construcción, España

^bDoctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos.

^cIngeniero de Caminos Canales y Puertos

Recibido el 13 de julio de 2018; aceptado el 19 de noviembre de 2019

RESUMEN

La construcción de un puente de la entidad del viaducto de Almonte necesita un trabajo de ingeniería de detalle específico para ajustar el diseño a los medios constructivos a emplear. En este trabajo ha sido esencial la colaboración entre el equipo de diseño y el equipo constructor.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Arco de hormigón, sistema de atirantamiento provisional, proceso constructivo, efectos térmicos.

ABSTRACT

The construction of a bridge like Almonte Viaduct needs a specific detailed design to fit the design to the construction process and to design the temporary works. The collaboration between the designers and the construction team has been essential in the development of this work.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Concrete arch, temporary cable stayed system, construction process, thermal effects.

1. INTRODUCCIÓN

El viaducto sobre el río Almonte se encuentra situado en Cáceres (España), en la línea de ferrocarril de alta velocidad Madrid-Extremadura al suroeste del país. El río Almonte, al desembocar en el embalse de Alcántara ensancha de forma importante su cauce, por lo que para poder ser cruzado por la línea es necesario un viaducto de luz singular. El viaducto resuelve esta necesidad ya que en su tramo principal se trata de un arco de hormigón de 384 m de luz que salva el río sin necesidad de disponer pilas en su cauce ([figura 1](#)). La luz del viaducto le hace ser, en el momento de su finalización, el puen-

te arco de ferrocarril mayor del mundo (teniendo en cuenta arcos metálicos y de hormigón) y uno de los mayores arcos de hormigón del mundo si se tienen en cuenta tanto los arcos de ferrocarril como de carretera.

El viaducto comenzó su construcción en agosto de 2011 y la construcción del arco comenzó en noviembre de 2012. El arco se completó en agosto de 2015 y la finalización completa de los trabajos de la estructura fue en octubre de 2016.

El propietario de la línea es el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias (ADIF Alta Velocidad) y el diseñador es la UTE IDOM - Arenas y Asociados, siendo estos últimos los diseñadores del viaducto. La construcción del tramo se adjudicó

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / *email*: darribas@fcc.es (David Arribas Mazarracín)



Figura 1. Vista general del puente durante construcción.

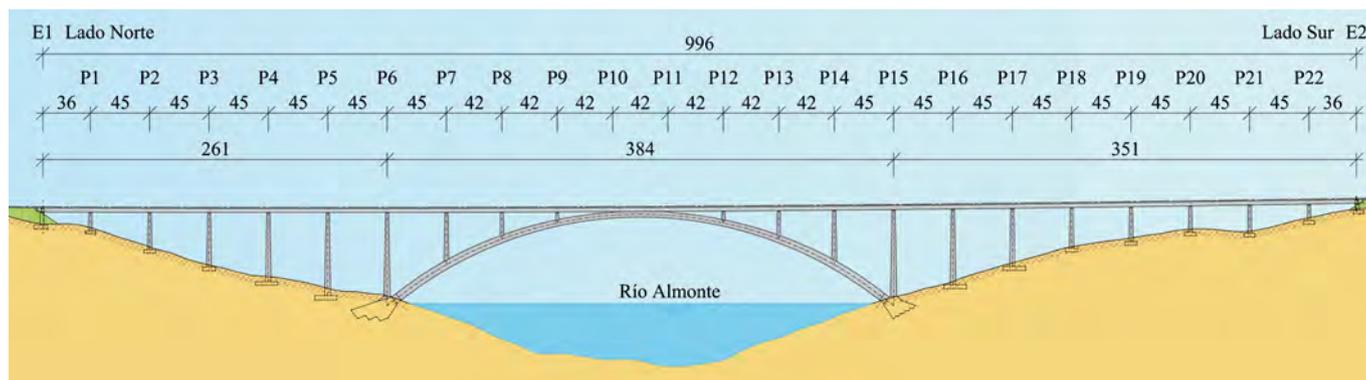


Figura 2. Alzado esquemático del puente.

có a una asociación de empresas formadas por la española FCC Construcción (85%) y la portuguesa Conduril (15%).

Una vez fue adjudicada la obra fue necesario definir en detalle los medios constructivos del puente. La conclusión fue que estos medios no eran los mismos que los supuestos durante la fase de proyecto surgiendo por tanto diferencias que había que considerar. La principal diferencia surge en el tamaño de las dovelas supuestas en el proyecto original ya que tenían una longitud variable entre 2.60 m y 4.0 m, mientras que en los estudios en detalle se observó que era interesante aumentar el tamaño de las dovelas por varios motivos:

- Se reduce el número de movimientos del carro aumentando por tanto la seguridad.
- Se reducen las juntas constructivas mejorando el comportamiento estructural del arco. A su vez se reduce el

número de solapes con lo que se reduce el peso total de armadura a disponer.

- Se optimiza el proceso constructivo.

Tras un estudio en detalle con la empresa encargada de suministrar el carro, se llegó a la conclusión de que el tamaño óptimo de la dovela estaría en el entorno de 6-7 m. Con este nuevo tamaño cambia el número de dovelas y por tanto el tamaño y peso del carro y todo el sistema de tirantes.

Con este cambio surge la necesidad de un recálculo total del proceso constructivo manteniendo la filosofía del proyecto original. A su vez, dada la complejidad del puente, todos los agentes que participaban en el proyecto constataron que era necesaria una ingeniería de construcción que desarrollara los diversos detalles del proceso constructivo así como diversos

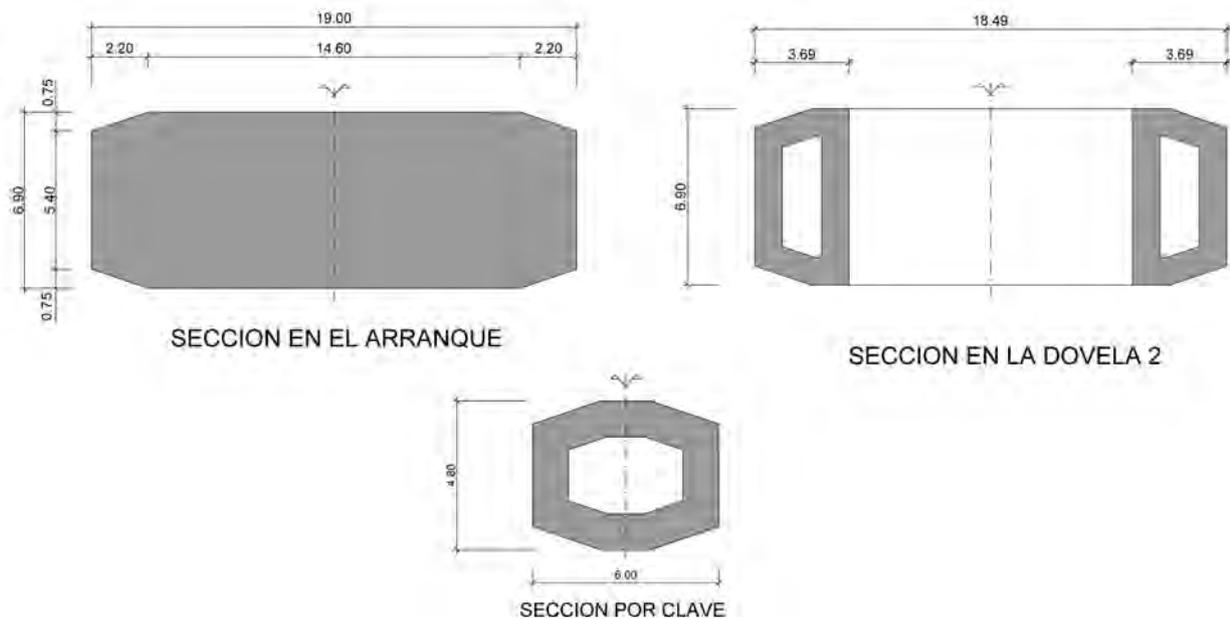


Figura 3. Secciones transversales del arco.

detalles del puente en su configuración final. Todos estos trabajos se englobaron dentro del denominado “Proyecto de Detalle” que fue encargado por la Propiedad a los Servicios Técnicos de FCC. En el desarrollo de estos trabajos el equipo de diseño participó como Asistencia a la Propiedad supervisando todo el trabajo. De este modo, durante el desarrollo del proyecto y la ejecución del puente han estado trabajando en conjunto los diseñadores del viaducto, los autores del proyecto de detalle y el equipo de construcción.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura consiste en un tablero continuo de 996 m de longitud (figura 2). Tiene un trazado recto en planta y presenta un ligero acuerdo vertical. El tablero es una sección cajón de hormigón postesado de canto contante 3.10 m y ancho constante de 14.0 m.

En las pilas el tablero está libre longitudinalmente y guiado transversalmente. Para resistir las acciones longitudinales el tablero está fijado a la clave del arco, esta fijación se materializa fundiendo la sección transversal del tablero con la del arco en la clave formando una única sección.

2.1. Viaductos de acceso

El viaducto de acceso norte tiene 261 m de longitud y una distribución de luces de 36+5x45 m, mientras que el viaducto de acceso sur tiene 351 m de longitud y distribución de luces 7x45+36 m. Ambos viaductos forman un único elemento estructural, siendo continuos en la longitud del viaducto y se han construido *in situ* con dos cimbras autolanzables superiores.

2.2. Puente principal

En esta parte es donde se encuentra el arco de 384 m de luz. Sobre él se apoyan ocho pilastras y sobre estas el tablero que tiene continuidad con los viaductos de acceso. La distribución de luces del tablero sobre el arco es de 45+7x42+45, siendo el vano central un vano especial ya que se funde con el arco en sus 17 m centrales.

El arco tiene una flecha de 67.5 m teniendo por tanto una relación flecha/luz de 1/5.7. Estas proporciones le dan un aspecto ligero a la estructura.

La geometría del arco es bastante singular ya que consta de dos “ramas” en sus arranques y se funde en una sola sección a 87 m del arranque, manteniendo esta configuración hasta su clave (figura 3). A su vez su sección transversal es variable en todo el arco. Sus formas son:

- Zona de dos patas: en el arranque tiene un tramo de 4.17 m de longitud con una sección octogonal maciza de 19 m de ancho y 6.90 m de canto. Desde ahí arrancan las dos patas con secciones transversales hexagonales aligeradas de 6.90 m de canto y ancho 3.70 m. Esta configuración va cambiando gradualmente aumentando el ancho y reduciendo el canto de cada pata y juntándose progresivamente hasta fundirse en un octógono a 87 m del arranque.
- Zona de sección única: en esta zona la sección es octogonal aligerada y va variando desde un canto de 6.09 m y un ancho de 8.37 m hasta un canto de 4.80 m en clave y ancho 6.0 m.

El arco se construyó avanzando en voladizo ayudado por un sistema de tirantes provisionales. Destaca el hormigón del arco ya que es un hormigón autocompactante de alta resistencia (80 MPa).



Figura 4. Vista general de la construcción del arco.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

En la construcción del viaducto se pueden diferenciar tres etapas:

- Construcción de los viaductos de acceso.
- Construcción del arco.
- Construcción del tablero sobre el arco.

Estas tres etapas son muy distintas en su proceso y corresponden a distintos momentos dentro del proceso constructivo general.

3.1. Construcción de los viaductos de acceso

Es un proceso bastante convencional. Se realizó con dos cimbras autolanzables superiores avanzando desde cada estribo hacia el arco. Tras su finalización, las cimbras se retiraron para no interferir en la siguiente etapa.

3.2. Construcción del arco

Se realizó por avance en voladizo desde cada extremo con un sistema de atirantamiento provisional. Este sistema de tirantes se anclaba en las dos pilas de retenida existentes en cada margen. Como pilono provisional se utilizó a las pilas contiguas al arco también llamadas pilas principales (pilas 6 y 15) durante la construcción de aproximadamente el 40% del arco por cada lado. Desde ahí fue necesario instalar una torre metálica provisional sobre las pilas principales de forma que el pilono provisional queda conformado por el conjunto pila-torre provisional (figura 4).

3.3. Construcción del tablero sobre el arco

Tras el fin de la construcción del arco, se retiran los tirantes provisionales ya que el arco pasa de trabajar en voladizo a ser

una estructura autoportante. En ese momento se construyen las 8 pilastras situadas sobre el arco y posteriormente se reanuda la construcción del tablero con el mismo sistema que en los viaductos de acceso. En este caso el avance de la construcción debe ser simétrico para evitar esfuerzos asimétricos sobre el arco (figura 1).

3.4. Sistema de puntos fijos durante el proceso constructivo

Los apoyos en todas las pilas están conformados por una combinación de dos apoyos tipo pot con un apoyo libre y otro guiado en sentido longitudinal. De esta forma se materializa un sistema con el movimiento relativo tablero-pila bloqueado en transversal y totalmente libre en longitudinal. En la construcción de viaductos largos es esencial estudiar los estados intermedios de puente para evitar situaciones en las que el tablero no esté suficientemente fijado en sentido longitudinal y frente a cualquier acción puedan producirse movimientos longitudinales incontrolados.

En el viaducto se diseñó un proceso de puntos fijos que se ajustaba a las necesidades en función de la configuración provisional del puente (figura 5). De este modo se dispuso el siguiente esquema de puntos fijos:

- Construcción de los viaductos de acceso: el punto fijo de cada tablero se materializó en cada estribo.
- Construcción del arco: el pilono provisional queda conformado por las pilas principales y las torres provisionales montadas sobre el tablero en la misma vertical que las torres provisionales. Esta configuración es muy cómoda desde el punto de vista constructivo ya que el mismo tablero sirve de plataforma de trabajo cercana al arco. Por contrapartida, los posibles movimientos del tablero por efectos térmicos o reológicos pueden afectar al funcionamiento estructural del conjunto pila-torre. Es por ello que en esta configuración el punto

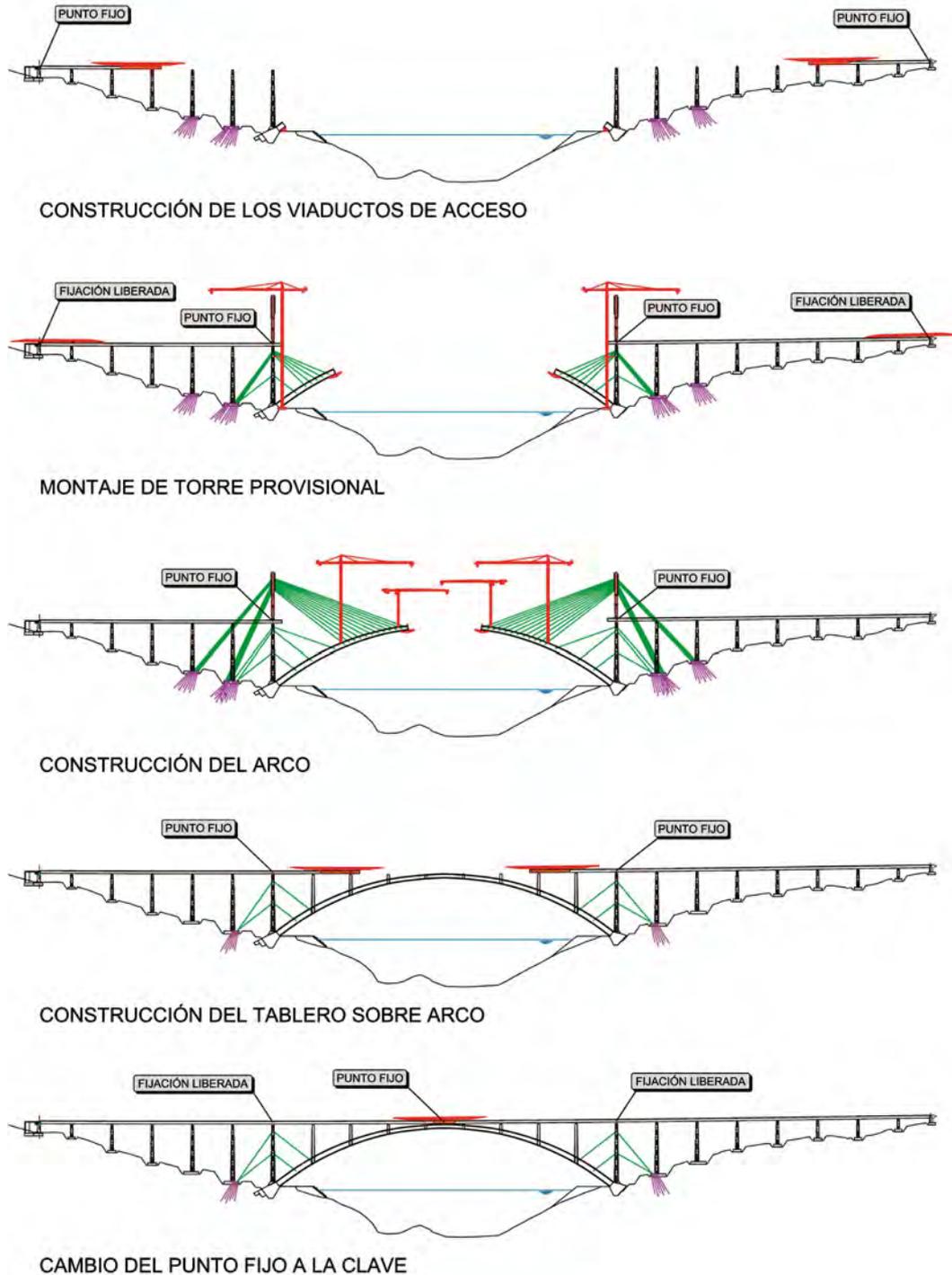


Figura 5. Secuencia de puntos fijos durante construcción.

fijo del tablero hay que cambiarlo de los estribos a las pilas principales para anular los movimientos relativos entre tablero y pila. Para que las pilas principales puedan resistir las acciones que transmite el bloqueo provisional es necesario tenerlas previamente rigidizadas en horizontal con los tirantes más cortos del sistema de atirantamiento.

- Construcción del tablero sobre el arco: durante esta etapa se mantuvo el punto fijo en las pilas principales para evitar un nuevo cambio del punto de fijación longitudinal.

A su vez se reduce la longitud de expansión de tablero que afecta al frente contra el que se va hormigonando cada fase. Para que las pilas principales soporten las acciones del bloqueo longitudinal es necesario que estén arriostradas por tirantes. Es por ello que a pesar de haber terminado la construcción del arco, se retiran todos los tirantes salvo dos familias que están ancladas a dos niveles en las pilas principales.

- Fin de la construcción: cuando se ha terminado la construcción del tablero, hay que cambiar las fijaciones

longitudinales de las pilas principales a la conexión arco tablero en la clave del arco.

4. DISEÑO DE ELEMENTOS DEL PUENTE EN SU CONFIGURACIÓN FINAL

Dentro del diseño de detalle, se diseñaron y se desarrollaron diversos elementos del puente porque estaban afectados por el proceso constructivo o porque requerían un estudio más en detalle.

4.1. Cimentaciones

Hubo que diseñar las cimentaciones de las pilas de retenida ya que se modificó el número de tirantes para la construcción del arco. También se diseñaron de nuevo las cimentaciones del arco para adaptarlas a la geometría y a la geotecnia real aparecida en las orillas del río.

4.1.1. Zapatas de retenidas

El sistema de tirantes provisionales conectados al arco está equilibrado por los tirantes de retenida cuya fuerza hay que transmitir a la roca en las laderas del río. Esta transmisión se realiza a través de los anclajes al terreno existentes en las zapatas de retenida. Por tanto, en las zapatas 4, 5, 16 y 17 contiguas a las pilas principales, se realiza esa doble función de anclar la fuerza de los tirantes de retenida y transmitir esa fuerza a los anclajes al terreno existentes en esas zapatas.

Los anclajes al terreno tenían las siguientes características:

- Número de cordones: 12 Φ 0.6"
- Acero: Y 1860 S7 15.2 (140 mm²)
- Fuerza de tesado: 2400 kN
- Diámetro de perforación: Φ 180 mm
- Longitud libre entre 6 y 10 m
- Longitud de bulbo: 16 m
- Adherencia estimada en el bulbo: 0.22 MPa
- Doble protección anticorrosión

Previamente a la ejecución de los anclajes al terreno se ensayaron 8 anclajes auxiliares distribuidos en las inmediaciones de las cuatro zapatas de retenida. En estos ensayos de idoneidad se ensayaron anclajes de 12 y 15 cordones, siendo la carga máxima del ensayo de 2400 kN en el caso de los anclajes de 12 cordones y de 3000 kN en el caso de los anclajes de 15 cordones. El objetivo de estos ensayos de idoneidad fue validar el dimensionamiento del bulbo de anclaje, su sistema de ejecución, perforación, inyección y tesado, siendo los resultados positivos. Los ensayos consistieron básicamente en la realización de sucesivos ciclos crecientes de carga y descarga, analizando tanto las deformaciones instantáneas como las deformaciones por fluencia, debiendo estar ambas acotadas por unos límites. Para estimar las deformaciones por fluencia se llegaban a dejar hasta 2.5 horas los anclajes a la carga de trabajo, estimando las deformaciones por fluencia del anclaje.

Una vez realizados los ensayos de idoneidad y dado por bueno el dimensionamiento de los bulbos de los anclajes al terreno, se procedió a la ejecución de los anclajes diseñados en cada zapata. Para controlar la ejecución de estos anclajes

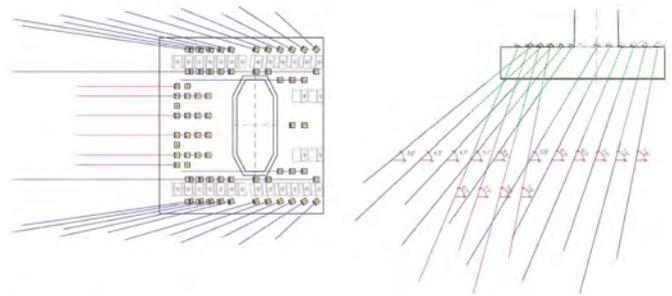


Figura 6. Planta y alzado de los anclajes al terreno en la zapata 5.

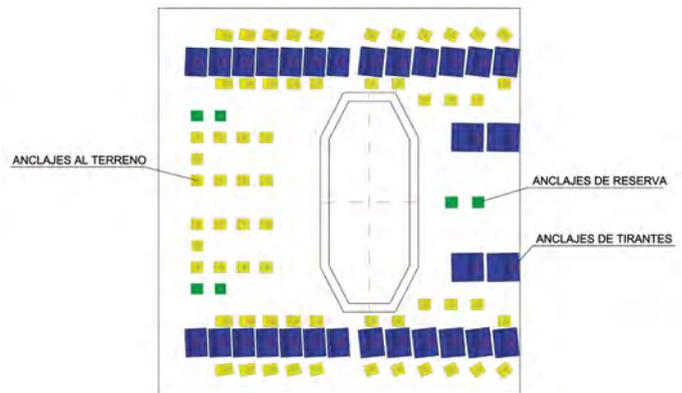


Figura 7. Planta de distribución de anclajes y tirantes en zapata 5.

se realizó el ensayo de aceptación en el 100% de los anclajes ejecutados. Estos ensayos consistían en llevar el anclaje a la máxima carga de trabajo (1.2 veces la carga de tesado) y medir tanto la deformación instantánea como la deformación por fluencia en un lapso de 15 minutos, debiendo ser capaz el anclaje de resistir la carga con deformaciones instantáneas y por fluencia inferiores a las prescritas en la Guía de Anclajes al Terreno [1]. En estos ensayos fue necesario descartar algún anclaje (un anclaje en P16 y un anclaje en P17) que falló y realizar un anclaje adicional en las zonas previstas en cada zapata para estas eventualidades.

Las zapatas de retenida se diseñaron con 60 anclajes al terreno en las pilas 4 y 17 y 62 anclajes al terreno en las pilas 5 y 16. La distribución de los anclajes al terreno es en forma abanicada para evitar interferencias entre ellos y con una pendiente orientada en la prolongación de las fuerzas de retenida para que fueran más efectivos (figura 6)

Los anclajes se ejecutaron desde la cara superior de la zapata tras haber hormigonado esta. Por lo tanto, durante la ejecución de las zapatas, hubo que dejar tuberías para dejar hueco para la posterior ejecución de los anclajes. Para facilitar la ejecución de esos anclajes no se dejaron esperas en el arranque de las pilas y la conexión con la armadura del fuste se hizo con manguitos.

Dado que los anclajes se ejecutaron tras hormigonar la zapata, antes de ejecutar esta había que prever la posibilidad de tener que ejecutar algún anclaje adicional ante cualquier fallo. Por ello, además de las tuberías previstas para la ejecución de los anclajes diseñados, se dejaron seis posiciones adicionales a modo de reserva por si ante cualquier eventualidad hubiera que reponer algún anclaje al terreno averiado (figura 7).

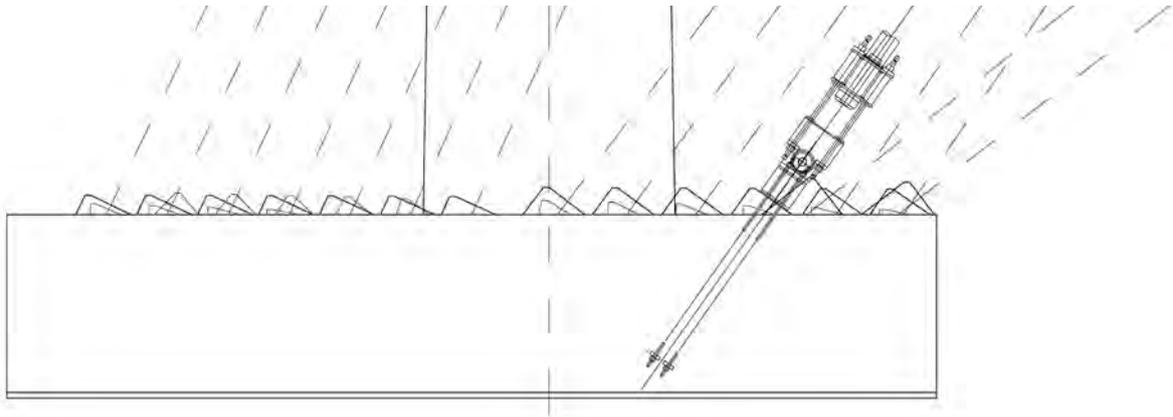


Figura 8. Detalle de anclaje del tirante.

Los anclajes al terreno transmiten la carga a la zapata directamente sobre su cara superior en unos recrecidos de hormigón ejecutados en segunda fase. La conexión de los tirantes se realiza mediante unas barras pretensadas que entran en la zapata y transmiten la carga del tirante hasta su cara inferior (figura 8). De este modo, durante la construcción de las zapatas, hubo que montar la armadura propia de la zapata junto con las tuberías para los anclajes y las barras de transmisión de los tirantes posicionados en espacio. Para facilitar este posicionamiento geométrico se usaron unos bastidores auxiliares.

Para definir el proceso de tesado hay que tener en cuenta que no se podían tesar todos los anclajes de una zapata sin tener anclados cierto número de tirantes de retenidas. Esto es debido a que, podrían sobrepasarse las tensiones admisibles en el terreno o, al estar los anclajes inclinados, podrían producir el deslizamiento de la zapata. Es por ello que su tesado se planteó en dos etapas en la que en cada una se tesaba un grupo de anclajes siendo cada grupo el 50% aproximadamente del número total de anclajes. De esta forma se tesaba al 100% de la fuerza teórica el primer grupo de anclajes antes de anclar ningún tirante y se tesaba el siguiente grupo tras haber alcanzado el número máximo de tirantes fijado con esa configuración (aproximadamente el 50% de los tirantes de retenida que van a anclarse en esa zapata). Tras acabar el arco y una vez empezaba la retirada de tirantes había que destesar los anclajes al terreno. En este caso el planteamiento de destesado de anclajes era similar, desglosando el proceso en dos etapas en las zapatas 4 y 17 y tres etapas en las zapatas 5 y 16.

Para el diseño de las zapatas se tuvieron en cuenta dos configuraciones:

- Situación de puente en servicio: la zapata se diseña frente a las acciones de la pila como una zapata convencional sin ningún tipo de anclajes al terreno.
- Situación de puente en construcción: hay que analizar la zapata tanto frente a las acciones que transmite la pila como a la transferencia de fuerzas que se debe realizar entre los tirantes de retenida y los anclajes al terreno.

En el diseño de estas cimentaciones durante la etapa constructiva se hicieron comprobaciones para cada una de las 163 etapas constructivas en las que se discretizó el proceso constructivo. Las comprobaciones fueron:

- Chequeo de la estabilidad global de la zapata: las comprobaciones consistían en chequear las tensiones

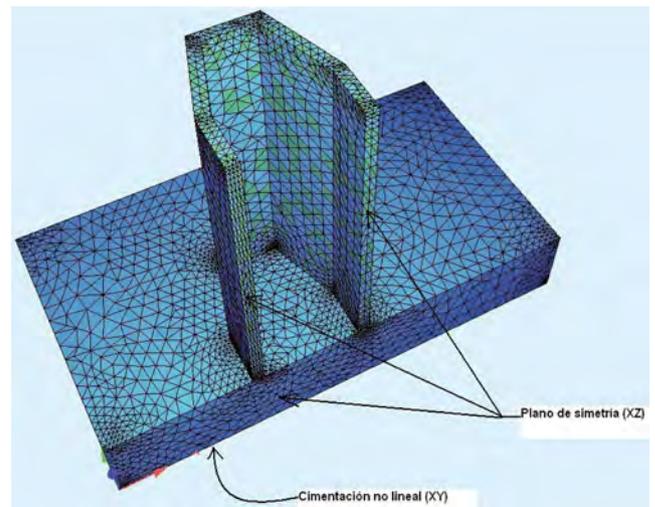


Figura 9. Modelo de cálculo.

máximas transmitidas al terreno (0.5 MPa), la seguridad al deslizamiento y la seguridad al vuelco.

- Diseño de la armadura frente a esfuerzos globales: debido a que las acciones de los tirantes y de los anclajes al terreno tienen componentes horizontales y verticales, el problema es tridimensional. Para analizarlo se hizo un modelo tridimensional de elementos finitos en el que se introdujeron las distintas configuraciones de anclajes y de retenidas. De este modelo se integraban las tensiones y se podían deducir las cuantías necesarias de armadura (figura 9). Hay que tener en cuenta que debido a las fuerzas de despegue de los tirantes, el contacto entre la zapata y el terreno hubo que modelarlo con muelles no lineales para representar los despegues en los casos que fuese necesario (figura 10).
- Estudios locales: en estos estudios se comprobaban las acciones locales y las armaduras de transmisión de las fuerzas de los tirantes de retenida a los anclajes al terreno.

3.1.2. Cimentaciones del arco

Las cimentaciones en un arco de esta tipología son esenciales en su funcionamiento estructural, ya que es necesario limitar los asientos para garantizar el trabajo por efecto forma en la estructura. Las zapatas se apoyan en unas pizarras de gran ca-

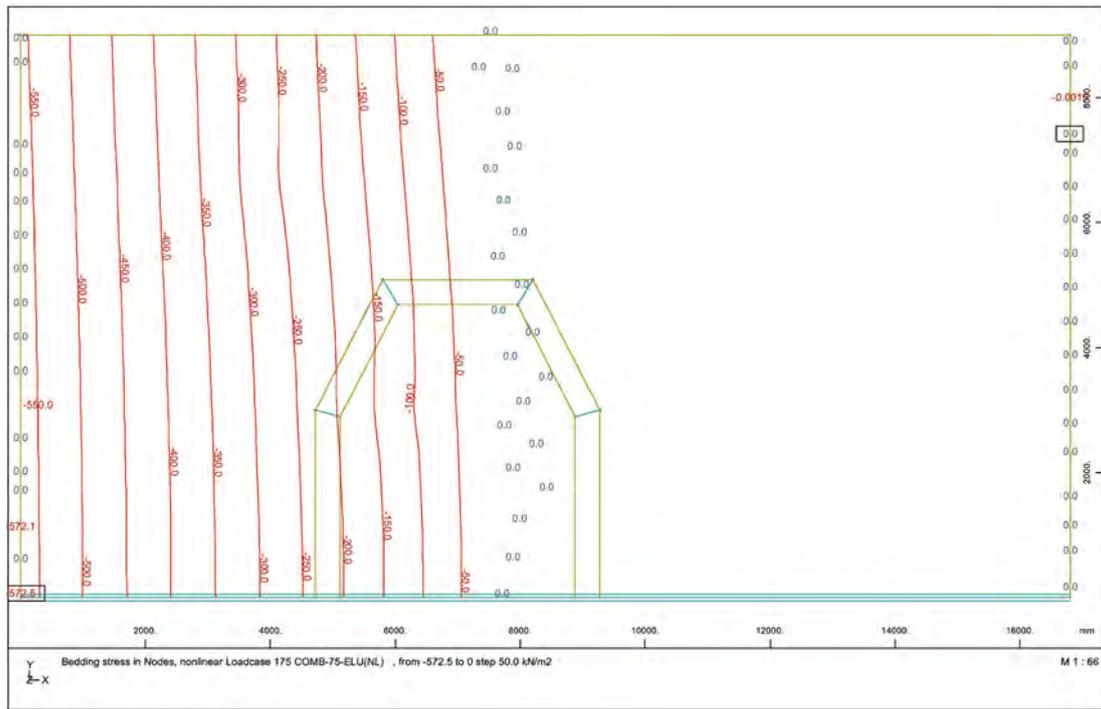
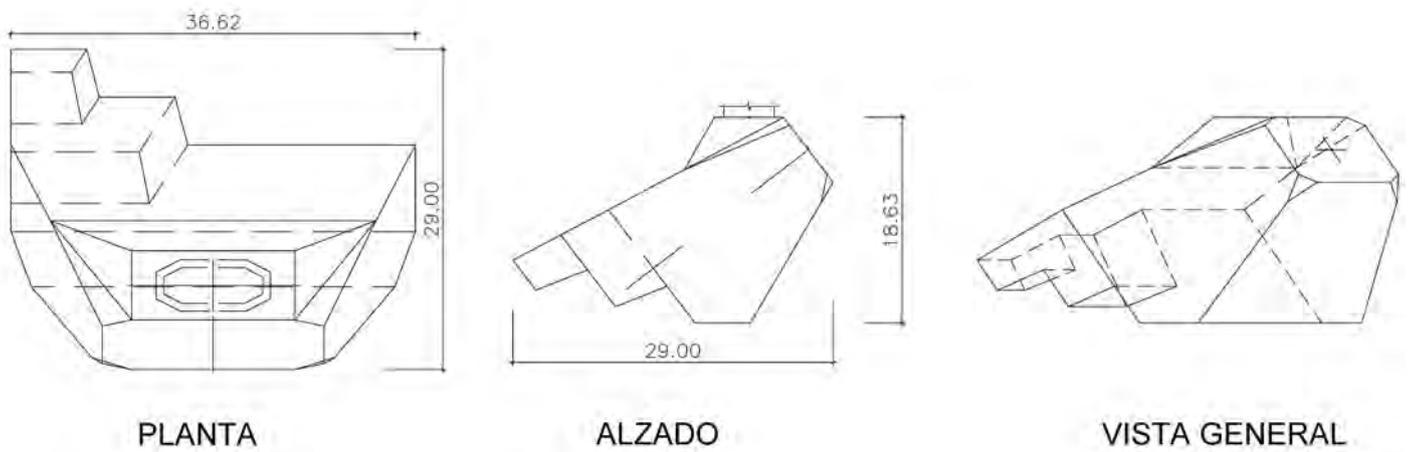


Figura 10. Ejemplo de resultado de tensiones transmitidas al terreno.

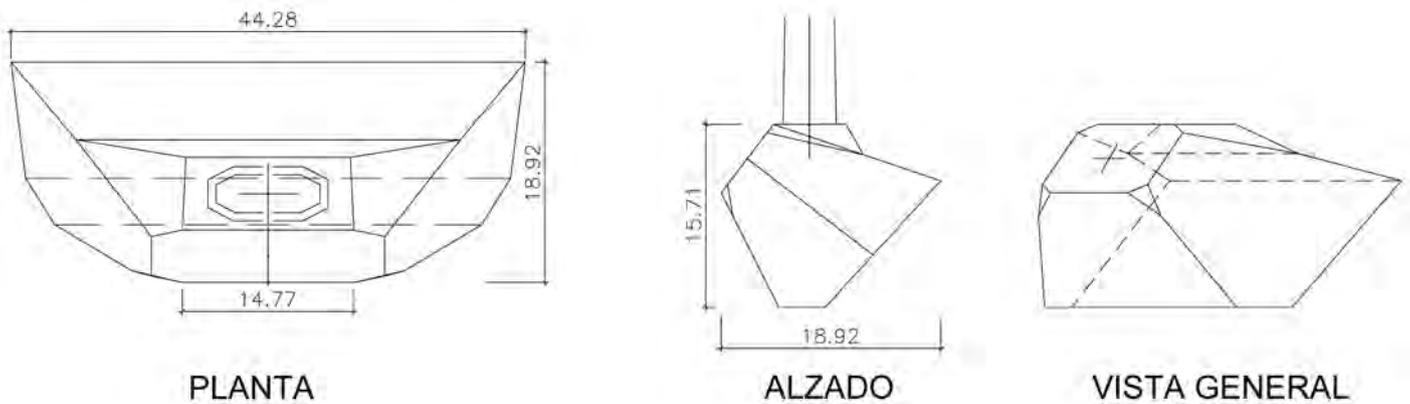


PLANTA

ALZADO

VISTA GENERAL

Figura 11. Formas de la zapata 6.



PLANTA

ALZADO

VISTA GENERAL

Figura 12. Formas de la zapata 15.

pacidad portante, no obstante, para aumentar la seguridad del macizo rocoso, previamente se realizó un plan de inyecciones en la roca para rellenar sus juntas.

Las cimentaciones del arco son comunes también a las pilas principales 6 y 15. Por lo tanto es un elemento complejo que debe garantizar la transmisión de cargas hacia la roca desde una pila convencional y a su vez, debe garantizar la transmisión de las cargas del arco hacia la roca. Esto obliga a que cada cimentación tenga una superficie horizontal en coronación para el apoyo de la pila y una superficie ortogonal a la directriz del arco en su arranque.

Durante el proyecto se realizó un diseño bajo estas ideas encajando la cimentación en el perfil de roca estimado. Una vez se empezaron a hacer las limpiezas del terreno preliminares por parte del equipo de obra, se apreció que las formas de las cimentaciones se debían ajustar al perfil de roca realmente existente. De ahí surge la necesidad de revisar estos elementos durante la fase del proyecto de detalle.

Al revisar las cimentaciones se buscaron varios objetivos:

- Optimizar los volúmenes de excavación.
 - Optimizar los volúmenes de hormigón.
 - Simplificar las superficies a excavar en el talud de roca.
- Para ello se buscaba garantizar una superficie horizontal en el fondo de la excavación para transmitir de forma directa las cargas de las pilas 6 y 15, y adicionalmente se conformaba una superficie cómoda de trabajo en el fondo de la excavación. También se buscaba una superficie casi ortogonal a la directriz del arco sin escalonados para que la transmisión de la carga del arco fuera lo más directa posible.

Las formas de la cimentación deben ser en tronco de pirámide para abrir las cargas desde el arranque del arco al apoyo en la roca (figuras 11 y 12).

Para analizar la transmisión de tensiones a la roca se realizaron modelos de elementos finitos planos para estudiar cómo se abren las tensiones en la zapata y qué tensiones se transmiten a la roca. Al ser un modelo plano, hay que suponer un reparto en la dirección ortogonal al modelo para poder estimar la presión que se desarrolla en el cimiento (figura 13).

Se comprobó que las tensiones transmitidas a la roca en combinaciones características, eran de media 1.2 MPa y de presión máxima 2.0 MPa, valores admisibles para el macizo rocoso y similares al diseño original de las cimentaciones.

Para calcular el armado de la cimentación se realizaron dos análisis. El primer análisis se basó en los modelos de elementos finitos descritos anteriormente, desde esos modelos se integraban las tensiones principales y se estimaban las cuantías necesarias según ciertas direcciones. El segundo estudio se realizó con unos modelos de bielas y tirantes para confirmar las cuantías del modelo de elementos finitos (figura 14).

Adicionalmente a estos cálculos globales de las cimentaciones se realizó un estudio en detalle sobre cómo hormigonar las cimentaciones.

Ambas zapatas son elementos muy masivos con volúmenes de: 7 270 m³ en pila 6 y 6 390 m³ en pila 15. Ante esos volúmenes había mucha incertidumbre para hormigonar en una sola fase analizando la capacidad de las plantas de hormigonado cercanas. A su vez había riesgo de alcanzar altas temperaturas durante el fraguado. Por todo ello se decidió dividir el

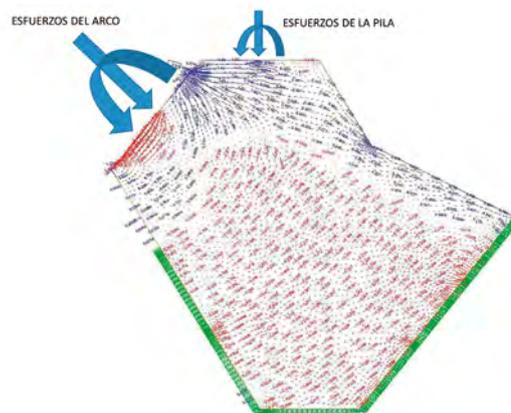


Figura 13. Modelo de elementos finitos.

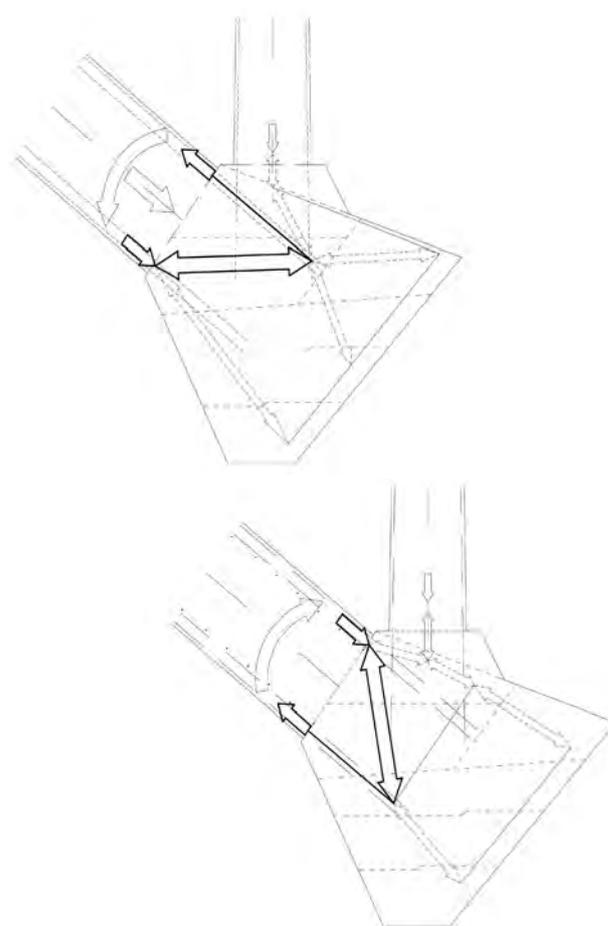


Figura 14. Modelos de bielas y tirantes.

hormigonado de las cimentaciones en 9 etapas en pila 6 y 7 etapas en pila 15 (figura 15). El planteamiento fue buscar fases de hormigonado con volúmenes inferiores a 1 000 m³ para garantizar el suministro de hormigón y controlar las temperaturas de fraguado. A su vez se buscó que cada etapa no tuviera un espesor de hormigón mayor de 4.0 m para no complicar en exceso los encofrados.

En las juntas entre fases se materializó una junta rugosa y se cosió con armadura. Para hacer este análisis, se revisaron tanto los modelos de bielas estudiando el ángulo de incidencia de cada biela en cada junta, como los modelos de elementos

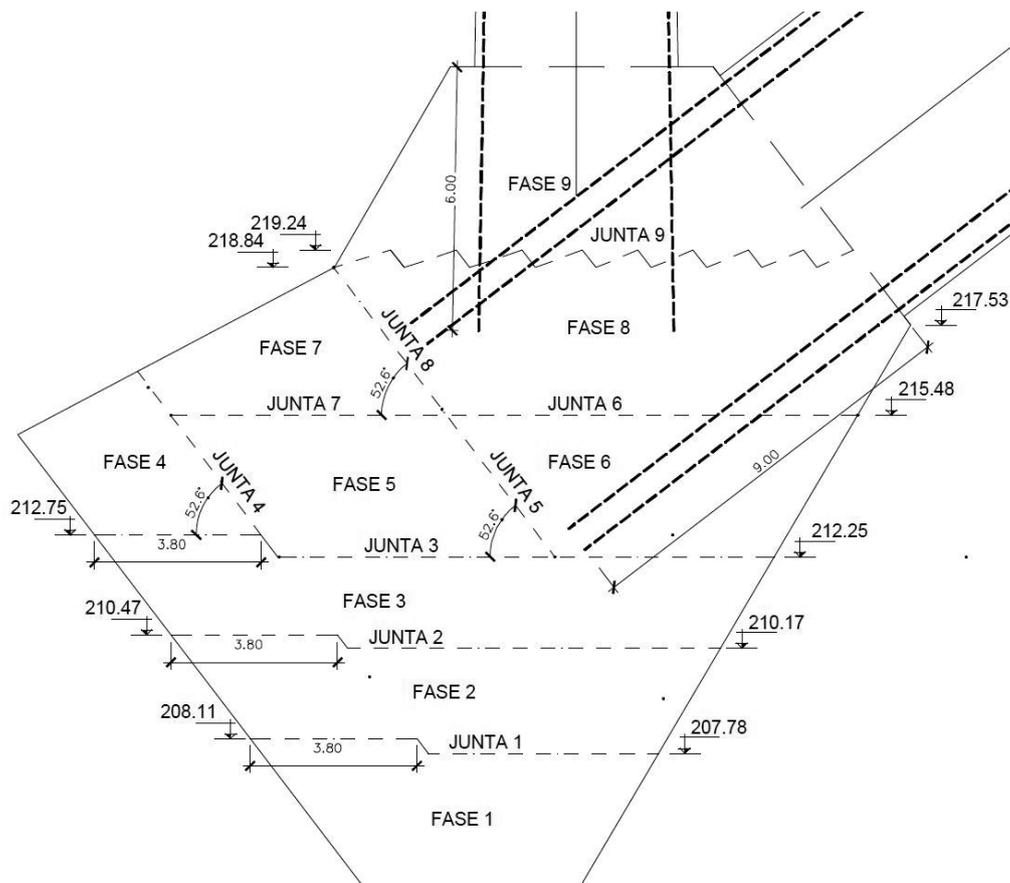


Figura 15. Fases de hormigonado de pila 6.

finitos en los que se integraban las tensiones tangenciales en cada junta. De este análisis resultó la cuantía de la armadura de cosido en cada junta. Adicionalmente, en la junta horizontal superior, para incrementar su seguridad frente a rasante, se materializó un dentado para conseguir que los planos de contacto fueran lo más ortogonales posibles a las tensiones principales.

4.2. Pilas

El principal trabajo realizado se centró en el estudio de las pilas principales 6 y 15 ya que en ellas se anclaban las 8 primeras familias de tirantes provisionales del arco. Como se modificó el número y distribución de los tirantes, fue necesario volver a estudiar y diseñar estas pilas.

El trabajo realizado puede dividirse en dos: el análisis local del anclaje de los tirantes y el análisis global en el que se analizan los esfuerzos que deben resistir esas pilas.

4.2.1. Comportamiento local de las pilas 6 y 15

Los tirantes y las retenidas de las 8 primeras familias se cruzan a dos alturas de las pilas 6 y 15, de modo que estas pilas trabajan como pilono provisional del sistema de tirantes (figura 16).

Para simplificar el cruce de tirantes y marcar un comportamiento claro se diseñó una distribución en la que las parejas de tirantes que iban al arco se anclaban cerca de los laterales de las pilas, mientras que las parejas de tirantes de retenida se anclaban en la parte central de la pila (figura 17). También se buscó que cada familia de tirantes de tiro y retenida se cruza-



Figura 16. Detalle de cruce de tirantes a dos alturas.

ran en el eje de la pila para no inducir flexiones longitudinales en esta. Con esta configuración se conseguía que la transmisión de esfuerzos entre tiro y retenida se produjera con un mecanismo de flexión horizontal claro y a su vez fácil de materializar ya que se permitía una distribución de armadura en la pila más sencilla que si se hubiera seguido una distribución más aleatoria.



Figura 17. Detalle de posición de tirantes en pila.

4.2.2. Comportamiento global de las pilas 6 y 15

La parte más compleja de análisis de estas pilas es durante la situación constructiva. Antes de montar la primera familia de tirantes que anclan en la torre provisional (familia 9 de tirantes) el tablero debe haber cambiado su punto fijo de los estribos a la coronación de las pilas 6 y 15. Desde ese momento, el pilono provisional queda formado por el conjunto pila-torre provisional siendo su conexión poco directa ya que se realiza a través del tablero que a su vez presenta una articulación materializada en los apoyos. En esa configuración hay una gran interacción con todos los elementos del puente: arco, tirantes, pilono y tablero. Por lo tanto, para estudiar las pilas y la torre provisional, es necesario un modelo que estudie este comportamiento global.

Se realizaron tres modelos de cálculo en los que se reflejaban las tres situaciones peores para las pilas (figura 18):

- Punto fijo instalado en la pila 6 y 15 y todavía no instalada la torre provisional. En ese momento había una carga longitudinal importante proveniente del rozamiento de teflones.
- Arco a punto de cerrarse. Esta era la situación con el máximo voladizo y con las máximas cargas en las pilas 6 y 15.
- Arco cerrado y punto fijo aún en pilas 6 y 15. Esa es la configuración que se mantuvo hasta el cierre del tablero. En ese estado las pilas 6 y 15 también tenían una fuerza de rozamiento de teflones importante por lo que era necesario mantener dos familias de tirantes para que el arco ayudara al trabajo como punto fijo de las pilas.

Durante el análisis de estos modelos se analizó el comportamiento global de la estructura con la solución de torre provisional empotrada en el tablero. De estos análisis se extrajeron las siguientes conclusiones:

- Con este tipo de vinculación hay una gran interacción entre los diversos elementos.
- Como la torre se apoya en el tablero y debido a la altura de la pila, no se puede materializar un punto fijo efectivo. Por lo tanto, el momento de segundo orden de la torre es muy sensible al movimiento de la base de la torre (figura 19).

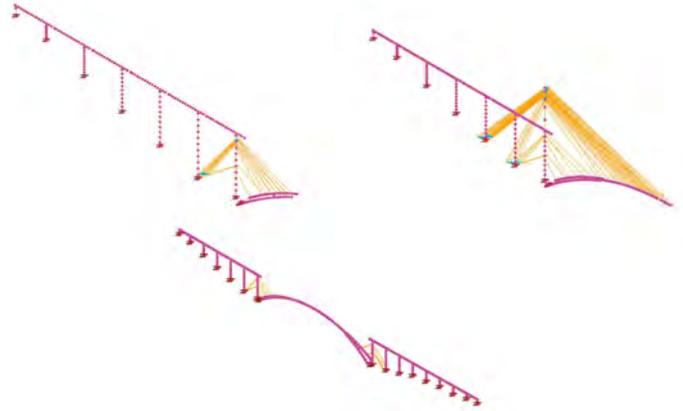


Figura 18. Modelos de cálculo de las pilas principales.

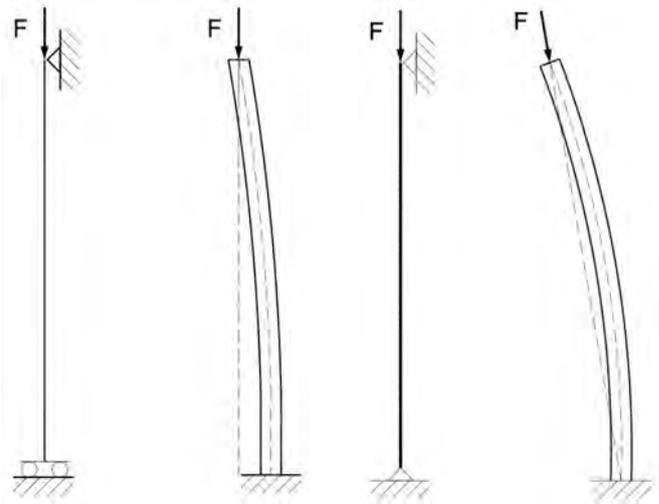


Figura 19. Comportamiento con torre empotrada.

Figura 20. Comportamiento con torre articulada.

De hecho, se aprecia como el primer modo de pandeo de la torre proviene de un movimiento de la base.

- La rigidez del sistema la aporta el sistema de tirantes, mientras que el empotramiento de la torre no aporta rigidez al sistema.
- El empotramiento de la torre complica el detalle de la conexión en la riostra del tablero sobre la que se apoya la torre.

Por estos motivos se decidió cambiar la configuración de la conexión torre-tablero a una articulación. Con esto se consiguió:

- Independizar el trabajo de la torre del resto de la estructura. De este modo los esfuerzos en la torre no están influenciados por los posibles movimientos de su base (figura 20). La torre pasa a funcionar en esencia como un elemento biarticulado comprimido en sus extremos [2]. En consecuencia, también se consigue que el sistema sea menos sensible a posibles cambios a introducir en las fuerzas en tirantes durante el desarrollo de la construcción.
- Se simplificó la conexión de la torre al tablero.
- La articulación facilita un montaje por abatimiento en lugar de un montaje en vertical. Finalmente este fue el proceso seguido con lo que se consiguió:

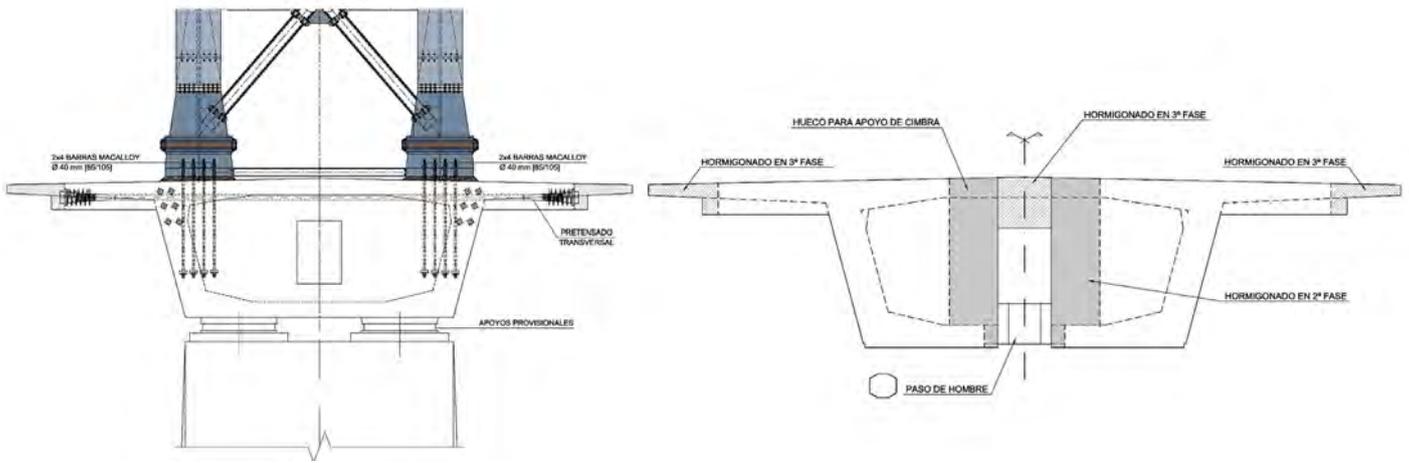


Figura 21. Esquema de la riostra en pilas 6 y 15 y proceso constructivo.

- o Premontar la estructura en horizontal uniendo elementos más pesados que si se hubiera montado en vertical. De este modo se pudo reducir el número de uniones.
- o Se agilizó el montaje.
- o Se utilizaron equipos de elevación más pequeños.
- o Se redujeron los trabajos en altura.

Tras decidir esta configuración de la torre, las pilas 6 y 15 se diseñaron con los modelos descritos. Estos modelos eran no lineales tanto geoméricamente como desde el punto de vista del comportamiento del material. Para implementar ese comportamiento, tanto las pilas como el arco se modelizaron con unos modelos de fibras en los que cada fibra representaba el hormigón y el acero y en cada caso se incorporaba la ley de comportamiento no lineal del material. A su vez estos modelos se analizaron teniendo en cuenta la no linealidad geométrica, realizando por tanto un cálculo no lineal completo. Con los resultados de estos modelos se diseñaron las pilas 6 y 15.

4.3. Tablero

Los principales puntos de actuación en el proyecto de detalle fueron: ajustes del tablero para adaptarse a la cimbra y ajustes en la riostra de pilas 6 y 15.

4.3.1. Ajustes por la cimbra

Las cimbras utilizadas fueron unas cimbras superiores. El apoyo de este tipo de cimbras se materializa normalmente en un apoyo trasero o dorsal sobre el tablero ejecutado y en un apoyo frontal o delantero sobre la pila. Este apoyo frontal presenta grandes interferencias con la riostra de la fase que se está construyendo.

Adicionalmente hay que tener en cuenta que cada fase del tablero se hormigonaba de una vez, por lo que era necesario resolver las interferencias que presentaban las riostras al movimiento longitudinal del encofrado interior cuando se mueve de una fase a otra.

Las principales actuaciones en el proyecto de detalle sobre el tablero de los viaductos de acceso se centraron en resolver estos dos aspectos. Cada uno de ellos se resolvió de la siguiente manera [3]:

- Interferencia con el encofrado interior: para solucionarlo, el hormigonado de las riostras se diseñó en dos etapas; una primera que se hormigonaba con el resto de la fase y una segunda que se ejecutaba tras haber movido longitudinalmente el encofrado interior a la siguiente fase. Se dispusieron manguitos de conexión para dar continuidad a las armaduras de ambas etapas constructivas.
- Interferencia con el apoyo delantero de la cimbra: se disponían 4 huecos tanto en losa superior como en losa inferior del cajón para salvar la interferencia con los 4 perfiles metálicos que materializaban el apoyo de la cimbra. Estos huecos se hormigonaban en segunda fase una vez se había lanzado la cimbra a la siguiente fase.

4.3.2. Riostra de pilas 6 y 15

Dado que las torres provisionales se disponían sobre el tablero sobre los diafragmas de apoyo en pilas 6 y 15, el trabajo de estas riostras era esencial para el funcionamiento del sistema de tirantes. Estos diafragmas, durante la fase constructiva, eran los encargados de canalizar las cargas transmitidas por la torre provisional a la pila.

Este elemento fue necesario revisarlo durante el proyecto de detalle para modificar el detalle de apoyo de la torre de empotrado a articulado, y hubo que ajustar la riostra a la utilización de la cimbra superior. Adicionalmente se dejaron unos huecos en losa superior para facilitar la extracción del encofrado interior, ya que tras la ejecución de estas fases las cimbras debían retirarse hasta la finalización del arco y la reanudación de la construcción del tablero sobre cimbra.

Con estos condicionantes se diseñó un pretensado transversal para resistir las flexiones transversales durante la etapa constructiva y la ejecución de la riostra se planteó en tres etapas (figura 21):

- Una primera etapa que se ejecutó junto con el resto del tablero sobre cimbra. En esta primera etapa se dejaban huecos para el movimiento del encofrado interior, hueco superior para la extracción del encofrado interior, huecos para la interferencia con el apoyo delantero de la cimbra y huecos en los voladizos para facilitar el acceso al tesado del pretensado transversal.
- Segunda etapa: una vez retirada la cimbra y por tanto re-

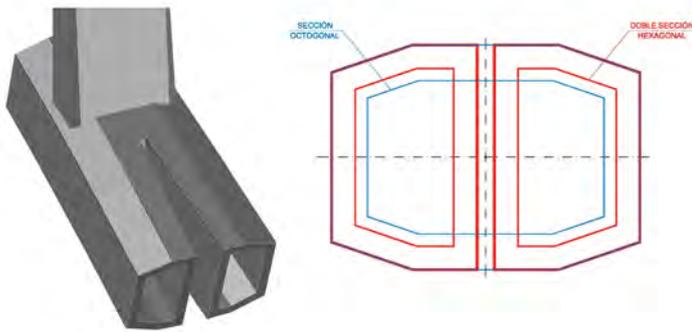


Figura 22. Secciones del arco antes y después de la zona de transición.

tirada la pata delantera se hormigonó la segunda etapa que interfería con la pata de la cimbra.

- Tercera etapa: tras la retirada de la cimbra y la ejecución del pretensado transversal se hormigonó el hueco en losa superior y el hueco en los voladizos laterales.

Los condicionantes constructivos complicaron el diseño del diafragma. Por contrapartida, al articular el apoyo de la torre se produjo una reducción importante en la armadura de conexión entre torre y tablero.

Durante la ejecución del arco, debido al axil transmitido por la torre de atirantamiento, la carga que se transmitía del tablero a la pila era muy superior a la carga en situación de servicio. El planteamiento de proyecto era disponer unos apoyos tipo pot provisionales y tras la retirada de las torres provisionales, sustituir esos apoyos por unos apoyos convencionales. Este planteamiento se respetó en construcción, por lo que hubo que ajustar dos aspectos fundamentalmente:

- Debido a las dimensiones de los apoyos, hubo que modificar el apoyo delantero de la cimbra para que cupiera entre los apoyos provisionales [3].
- Para facilitar el proceso, se diseñó la operación de sustitución de apoyos con anterioridad y así poder construir los detalles necesarios en la coronación de la pila. Para lo cual se diseñó una plataforma auxiliar fijada a la cabeza de la pila y se aprovecharon los huecos de los voladizos del tablero en las riostras para la manipulación de los apoyos con una grúa desde la cara superior del tablero [4].

4.4. Arco

Debido a la complejidad del arco, se han tenido que resolver diversos elementos durante el desarrollo de los trabajos del proyecto de detalle. Entre estos detalles a resolver se pueden destacar: el estudio de la zona de conexión de doble sección de arco a sección simple y la zona de conexión del tablero con el arco en clave. En este apartado se van a explicar con más detalle el estudio de estos dos elementos.

4.4.1. Zona de entronque de doble sección a sección simple

Los primeros 87 m del arco en cada margen constan de una doble sección hexagonal que le aporta una mayor rigidez transversal al arco. Tras ese tramo el arco continúa en una sección simple octogonal. Este diseño aporta claras ventajas a la estructura pero introduce complejidades constructivas y la complejidad de resolver el nudo en el que se realiza la transición.

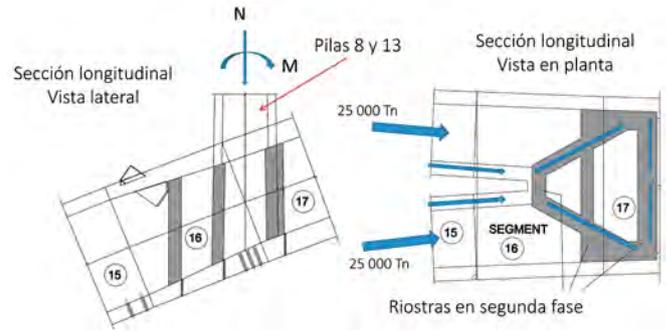


Figura 23. Esquema de fuerzas en la zona de transición.

Esta conexión se produce además debajo de las pilas 8 y 13 de cada margen, por lo tanto en ese nudo hay que resolver la transmisión de esfuerzos del arco de una zona con doble sección a una zona con sección simple y a su vez hay que resolver la transmisión de cargas verticales de la pila al arco.

La transmisión de esfuerzos de la pila al arco se realiza con riostras transversales alineadas con las caras dorsal y frontal de la pila al igual que en el resto de riostras bajo pilas. En cambio la conexión de las dos ramas a una sola es más compleja. El principal esfuerzo en el arco es el axil que en estado límite último puede llegar a unas 500 MN. El área total de la sección transversal del arco antes y después de ese nudo es igual pero su distribución es bien distinta (figura 22). En la zona de la doble sección hay un 30% del axil que se transmite por las almas interiores y que deben ser transmitido a las caras exteriores de la sección simple para evitar empujes al vacío. El esquema de esfuerzos principales que debe resistir el nudo se esquematiza en la figura 23.

Para facilitar esa transmisión del axil se definieron unas riostras alineadas con las almas que se interrumpen en el nudo, de forma que el axil proveniente de esas almas se conduzca hacia las caras laterales. De esta forma el axil se transmite de la siguiente manera:

- De forma directa a las caras laterales. Este esquema de fuerzas demanda un tirante importante que se debe disponer en la riostra transversal bajo la cara frontal de la pila.
- De forma indirecta por rasante a las losas superior e inferior del arco.

Con estos esquemas de carga se diseñaron las necesidades de armadura. Para construir esta zona hay que tener en cuenta que los carros del arco hacían necesario el construir todas las riostras en segunda fase. Adicionalmente, tras estudiar el nudo tanto el equipo de obra como los diseñadores, se comprobó que era muy complicado materializar los aligeramientos de esa zona por lo que se decidió disponer la armadura acorde al esquema de cargas descrito pero se hormigonó todo el nudo sin aligeramientos [5].

4.4.2. Conexión arco tablero

La conexión es un detalle esencial en la configuración final del puente ya que en él se va a materializar la fijación longitudinal al tablero. Buscando la máxima efectividad el equipo de diseño definió esta fijación en una conexión directa entre la sección del tablero y la sección del arco.

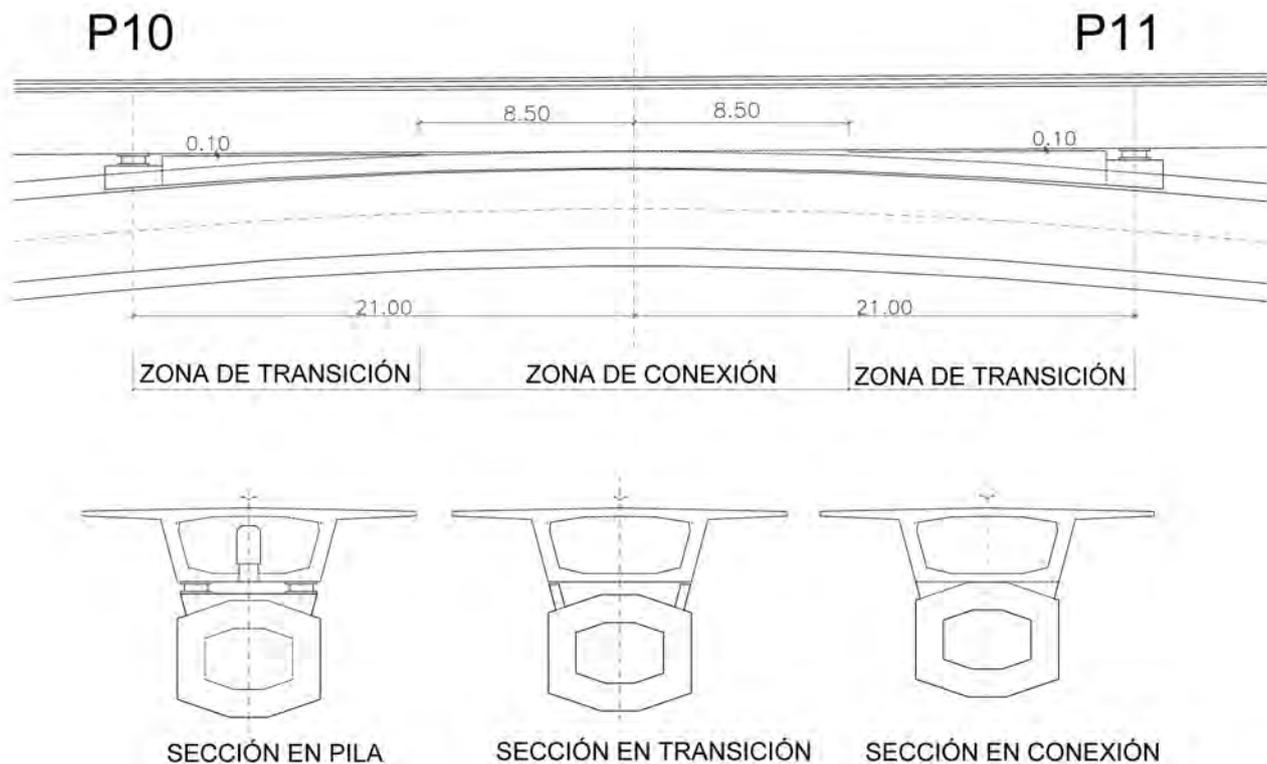


Figura 24. Vistas de la zona de conexión.



Figura 25. Vista general de la construcción del tablero en zona de conexión.

La zona se resuelve con dos zonas diferenciadas (figura 24):

- Una zona de transición de 12.5 m de longitud junto a las pilas 10 y 11.
- La zona central en la que se conectan ambas secciones y que consta de 17 m de longitud.

La zona de transición lleva unos muretes en el arco ejecutados en segunda fase que sirven para que formalmente haya una transición suave entre las pilas 10 y 11 y la conexión.

En la zona de conexión hay que transmitir desde el tablero al arco el axil proveniente de la hipótesis de frenado y arranque (8500 KN) y el axil proveniente del rozamiento descompensado de los teflones a ambos lados del punto fijo (4 200 KN). Esta transmisión se realiza por un rasante concentrado en la zona de

contacto entre las almas del arco y del tablero. Adicionalmente, en el nudo hay que transmitir los momentos flectores y cortantes que provienen de las cargas verticales del tablero.

La armadura principal que resulta del análisis es una armadura vertical que conecta las almas de ambos elementos (arco-tablero). Como el arco se hormigona a sección completa, es necesario dejar manguitos de conexión en la cara superior para dar continuidad a las armaduras verticales que materializan la conexión (figura 25). Adicionalmente, para mejorar la transmisión del rasante, se hizo un tratamiento especial en la cara superior del arco consistente en materializar unos surcos en el hormigón y posteriormente las superficies se trataron con chorro de arena para eliminar pequeños trozos de hormigón sueltos y restos de lechada [4].

5. DISEÑO EN DETALLE DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

En un puente de esta entidad hay infinidad de detalles condicionados por el proceso constructivo que solo pueden ser definidos y estudiados tras definir los medios con los que se va a construir el puente. Este es el principal motivo de la necesidad del proyecto de detalle que se desarrolló. Como se ha dicho anteriormente, el proceso constructivo del proyecto original se mantuvo, pero debido al ajuste en el tamaño de las dovelas, se cambió su número, afectando por tanto al cálculo completo del proceso constructivo que tuvo que ser rehecho.

En este apartado se van a explicar algunos de los aspectos más singulares de este estudio en detalle.

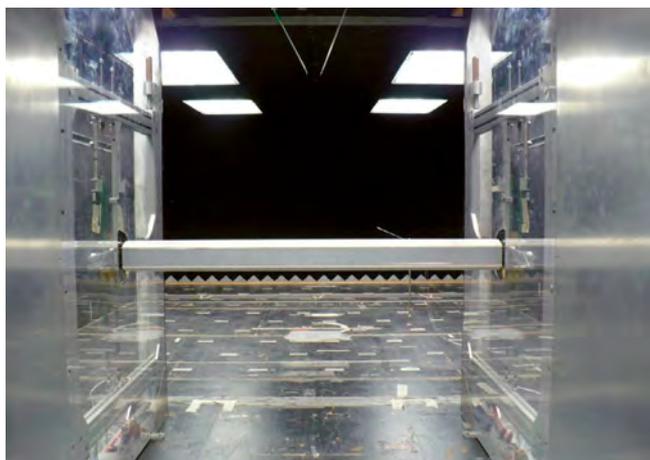


Figura 26. Vista general del ensayo seccional del arco a baja turbulencia.



Figura 27. Detalle del modelo global en la etapa constructiva de máximo voladizo.

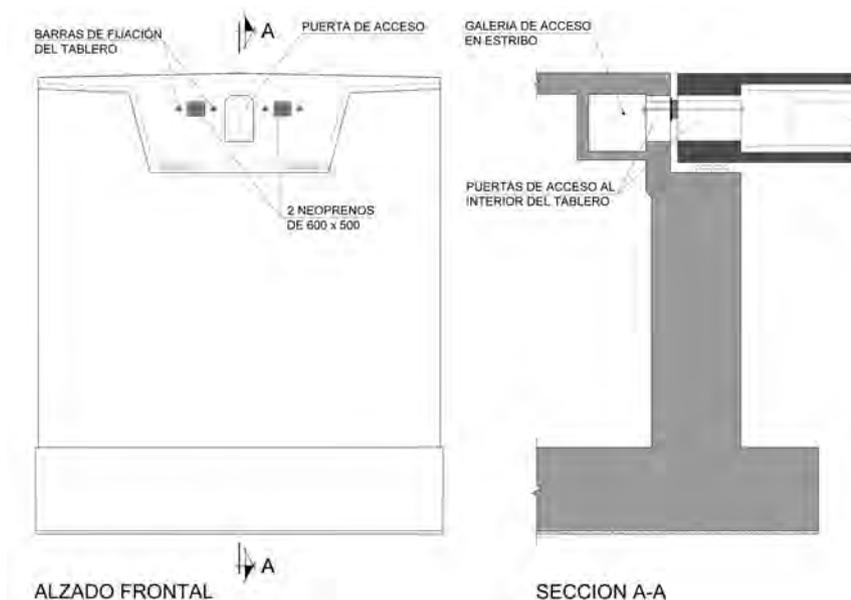


Figura 28. Alzado y sección de la conexión tablero-estribo.

5.1. Estudio del viento

En la fase de proyecto se realizaron estudios de viento, no obstante, tras la adjudicación de la construcción y tras definir en detalle los medios constructivos a utilizar, se decidió realizar una nueva serie de ensayos de viento.

Los ensayos fueron seccionales modelizando el arco (figura 26) y modelos globales modelizando todo el puente (figura 27). En este último grupo se realizaron 3 modelos: puente en fase constructiva con el máximo voladizo, arco cerrado sin tirantes pero sin tablero superior y puente en situación final. En esta serie de ensayos se modelizaron en detalle las torres y la nueva distribución de tirantes representando las formas que realmente iban a tener. Además en esta tanda de ensayos se estudió la situación constructiva de arco cerrado sin tirantes que no había podido ser estudiada durante la fase de proyecto.

La principal conclusión fue que el puente en los diversos estados analizados era aerodinámicamente estable para el rango de velocidades esperadas en el sitio con un periodo de retorno de 100 años.

5.2. Puntos fijos provisionales del tablero durante construcción

Tal y como se ha explicado anteriormente, durante construcción se utilizaron fijaciones longitudinales provisionales del tablero que fueron cambiando en la diversas etapas constructivas. Las fijaciones se encontraban en: ambos estribos y en pilas 6 y 15. Tras acabar el tablero, este se queda fijo de forma definitiva al nudo de conexión tablero-arco.

En este apartado se explica con más detalle la problemática de estos puntos fijos.

5.2.1. Fijación del tablero a los estribos

Esta fijación estuvo funcionando durante la construcción de los tableros de los viaductos de acceso desde los estribos hasta llegar a las pilas principales 6 y 15.

La fijación se diseñó con la disposición habitual de barras pretensadas que conectan la riostra del tablero con el paramento de los estribos (figura 28). Para materializar el contacto entre tablero y estribo, se dispusieron dos neoprenos de 0.60 x

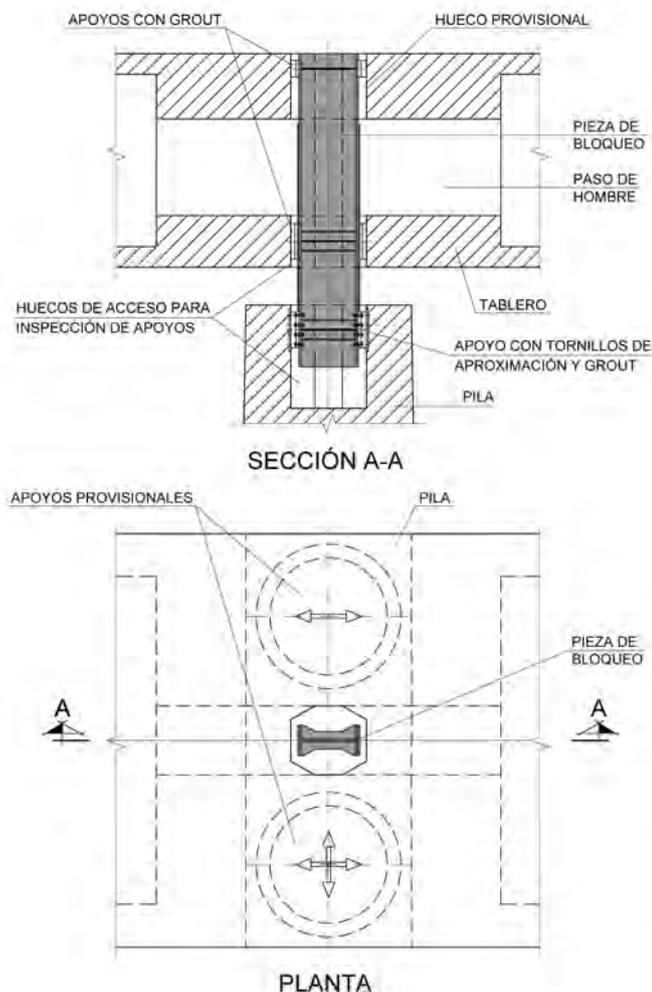


Figura 29. Pasador metálico para fijar en pilas 6 y 15.

0.50 m. Los extremos de las barras eran accesibles gracias a las cámaras de tesado de los estribos y a que el tablero es visitable por dentro. Con este esquema es muy fácil la operación de instalación y retirada de estos puntos fijos.

5.2.2. Fijación del tablero a las pilas 6 y 15

Esta fijación podría haberse planteado con algún elemento adicional en los apoyos provisionales que bloquearan el movimiento relativo longitudinal entre el tablero y la pila. No obstante, para simplificar las operaciones de movimiento de puntos fijos y para no complicar en exceso los apoyos provisionales, se decidió diseñar un elemento externo a los apoyos.

El diseño se planteó con una viga metálica armada de 850 mm de canto que funcionara como pasador que bloquee el posible movimiento relativo entre tablero y pila (figura 29). Para este pasador se aprovecharon los huecos de acceso para inspección de apoyos existentes tanto en la coronación de las pilas como en la losa inferior del tablero. Adicionalmente se diseñó un apoyo adicional en un hueco provisional en la losa superior del tablero. De este modo el momento transmitido al pasador desde la pila se puede equilibrar con un par de fuerzas separadas por un brazo igual al canto del tablero.

La viga se retacaba con *grout* contra las paredes de los huecos de hormigón. Para hacer más rápida la instalación, en la

parte en contacto con la pila se diseñó un sistema de apoyo con tornillos de aproximación que fijaban de forma rápida y temporal el pasador a la pila y así se podía proceder al relleno de *grout* de ese apoyo sin movimientos relativos entre el pasador y la pila.

En cada viaducto de acceso, el proceso de movimiento de punto fijo desde estribos a pilas 6 y 15 fue el siguiente:

1. Se instala el pasador y se bloquea con *grout* contra los huecos del tablero.
2. Tras endurecer el *grout*, se bloquea el pasador contra el hueco en la pila aprovechando los tornillos de aproximación. Este sistema de bloqueo está diseñado para una carga provisional, por lo que es un sistema temporal y no resiste todas las cargas que pueden aparecer durante el proceso constructivo.
3. En ese momento el tablero está coaccionado en sus dos extremos (estribo y pila) por lo tanto se tiene impedido cualquier movimiento impuesto del tablero. Dado que la longitud de los tableros es importante (261 m en el acceso norte y 351 m en el acceso sur) hay que estar el menor tiempo posible en esa situación. Por lo tanto, de forma rápida se liberan las barras de anclaje de los estribos y se liberan los neoprenos que hacen de tope. Tras esta operación el tablero pasa a estar fijado solo en la pila.
4. Los tornillos de apoyo en la pila evitan los movimientos relativos. En ese estado se materializan con *grout* los apoyos definitivos existentes entre el pasador y la pila.
5. Una vez endurecido el *grout* el sistema de fijación tiene la capacidad de bloqueo de diseño (5 000 kN en ELU)

Para la liberación de esta fijación en los momentos finales del proceso constructivo, se planteó el repicado del *grout* de los apoyos. Con este diseño se consiguió un bloqueo robusto frente a cualquier imprevisto pero a su vez era rápido de instalar y de liberar.

5.2.3. Fijación del tablero a la clave

En la secuencia de puntos fijos, el último movimiento consiste en cambiar el punto fijo de las pilas 6 y 15 a la conexión arco-tablero en la clave del arco. Esta conexión se materializa en 17 m centrados en la clave del arco en los que el tablero se funde en una sola sección con el arco.

Como el tablero sobre el arco se construye desde ambos extremos de forma simétrica, hay que materializar un tramo del tablero que haga de cierre. La problemática del tramo de cierre era la siguiente:

- Iba a estar sometida a movimientos longitudinales relativos entre ambos extremos debido a que los puntos fijos se encuentran en las pilas 6 y 15 y el tablero tenía en cada extremo en el entorno de 192 m de longitud de dilatación.
- Iba a estar sometida a movimientos verticales y curvaturas debido a los movimientos impuestos por los cambios térmicos en el arco.
- En la clave había que hormigonar contra el arco, el cual puede no acompañar a los movimientos del resto del encofrado.

Por todo ello se decidió independizar la zona de conexión al arco del cierre del tablero. Por tanto, se ejecuta la conexión con el arco en una primera fase y se definen dos dovelas de cierre de

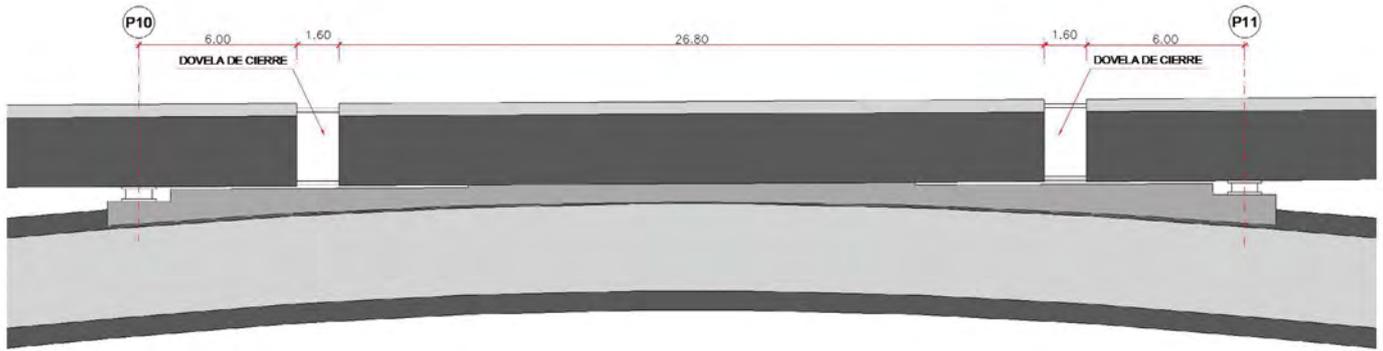


Figura 30. Dovelas de cierre del tablero en la clave del arco.

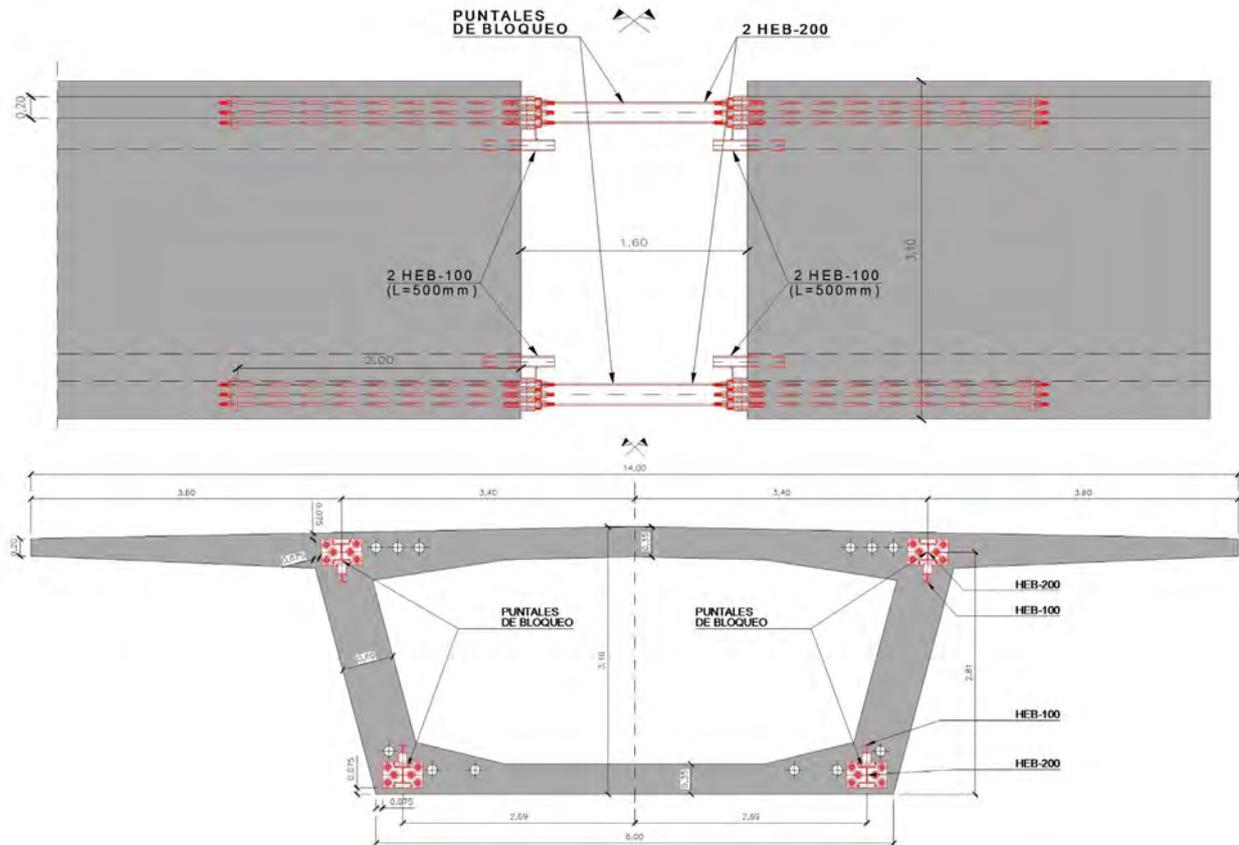


Figura 31. Vista lateral y sección transversal de la estructura de cierre en el tablero.

1.60 m de longitud a cada lado de esa zona central [4]. De esta forma se divide un solo cierre del tablero en dos cierres, uno por cada viaducto de acceso, contra la zona de conexión central (figura 30).

Con este planteamiento se simplifica el proceso pero sigue existiendo la necesidad de bloquear los movimientos relativos en cada dovela de cierre del tablero durante su construcción y a su vez evitar que el tablero esté fijado en dos puntos de forma simultánea. Por eso se decide bloquear cada tablero a la zona de clave con una estructura metálica provisional y a continuación liberar el bloqueo del tablero a la pila. Así se consigue cambiar el punto fijo y evitar movimientos relativos durante la ejecución de los cierres.

La estructura provisional se compone de 4 perfiles HEB 200 instalados en cada una de las cuatro esquinas de la sección cajón del tablero y cada perfil se conecta al tablero con 6 barras

pretensadas (figura 31). Esta estructura, tras la ejecución de las dovelas de cierre quedará embebida en el hormigón.

Las acciones que más condicionaron el diseño de la estructura de bloqueo fueron:

- Fuerza de rozamiento de teflones. Se analizaron según la normativa UNE-EN 1337 [6]. Moviliza un axil en el tablero que debe ser transmitido por la estructura de bloqueo a la conexión arco-tablero.
- El gradiente térmico del tablero. Esta acción se produce diariamente, por lo que a pesar de que el trabajo de la estructura va a durar solo unos días, hay que tenerla en cuenta al 100% de su valor de diseño. Esta acción se consideró tanto en la capacidad última de la estructura como en la comprobación de los movimientos que se pueden producir durante la ejecución de los cierres.
- Variación uniforme de temperatura. La variación de tempe-

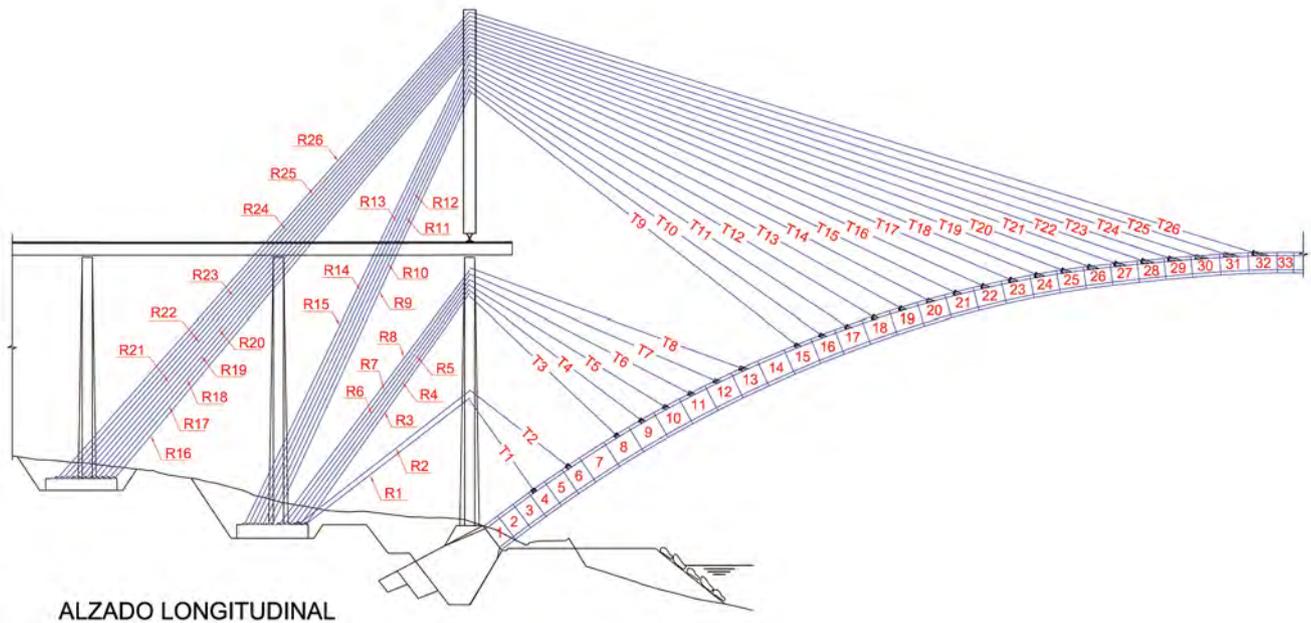


Figura 32. Esquema de un semiarco en etapa constructiva.

ratura en el tablero no condicionaba, en cambio la variación uniforme de temperatura en el arco, produce movimientos impuestos en vertical que generan curvaturas impuestas en la zona de los cierres. Esta acción era muy condicionante, ya que se trata de un movimiento impuesto que es imposible bloquear de forma perfectamente rígida. Se decidió hacer un diseño que fuera capaz de resistir una acción suficientemente representativa de modo que analizando la instrumentación se hizo el siguiente planteamiento:

- o Capacidad última de la estructura de bloqueo: se analizó la instrumentación para decidir la máxima variación térmica que se podía producir en el período que podía durar el trabajo de ejecución del cierre, es decir desde la instalación de los bloqueos hasta la ejecución de las dovelas y el pretensado de cierre. Este tiempo se estimó en una semana y en el análisis de la instrumentación se comprobó que una variación térmica uniforme en el arco de 5°C podía ser suficientemente representativa.
- o Comprobaciones de las deformaciones: las estructuras de bloqueo debían ser suficientemente rígidas como para evitar movimientos relativos en las dovelas con el hormigón recién vertido y antes de haber aplicado el pretensado de continuidad. Se estimó ese tiempo en 24 horas y se comprobó que la máxima variación uniforme de temperatura en ese periodo podía ser de 1.5°C. Por lo tanto se realizaron las comprobaciones de posibles movimientos con ese valor para ajustar el diseño del bloqueo.

El proceso constructivo que se siguió para hacer los cierres del tablero y cambiar el punto fijo fue:

1. Se premontan los perfiles y se anclan en uno de los lados de los cierres.
2. De madrugada, cuando hay menos variaciones térmicas en los diversos elementos, se vierte el *grout* en el otro extremo a anclar en el cierre del lado norte.

3. A las 3-4 horas cuando el *grout* ha alcanzado la resistencia, se tesan las barras de conexión de la estructura de bloqueo.
4. A continuación se libera el bloqueo en pila 6. Para ello se pican las mesetas que sirven de bloqueo al pasador existente en la pila. Esta operación se hace en los apoyos contra la losa inferior y contra la losa superior del tablero.
5. Una vez demolidos los apoyos de *grout* queda materializada la transferencia del punto fijo de la pila 6 a la clave para el tablero norte.
6. Al día siguiente se repiten los pasos para el tablero sur, transfiriendo de ese modo el punto fijo de la pila 15 a la clave del arco.
7. Al día siguiente se termina el ferrallado de las dovelas de cierre.
8. Se hormigonan las dovelas de cierre de madrugada para reducir en lo posible los movimientos debidos a efectos de soleamiento. A las pocas horas, en cuanto el hormigón ha alcanzado una cierta resistencia, se empieza a instalar el pretensado de continuidad del tablero.
9. Tras haber instalado todo el pretensado, el tablero queda terminado y el punto fijo del tablero ha quedado materializado en la clave del arco.

5.3. Construcción del arco

Hubo que recalcular por completo el proceso constructivo del arco. Este es el trabajo más extenso que hubo que desarrollar en el proyecto de detalle ya que el proceso constructivo de un puente de este calibre es en sí un proyecto con entidad propia.

El proceso constructivo se basa en un sistema de atirantamiento provisional que va evolucionando según avanza la construcción hasta que se llega al cierre del arco. Durante el proceso constructivo se van instalando tirantes según se van ejecutando las distintas dovelas. El número total de dovelas en cada semiarco es de 32 más la dovela de clave y el número de tirantes es de 26 (figura 32).

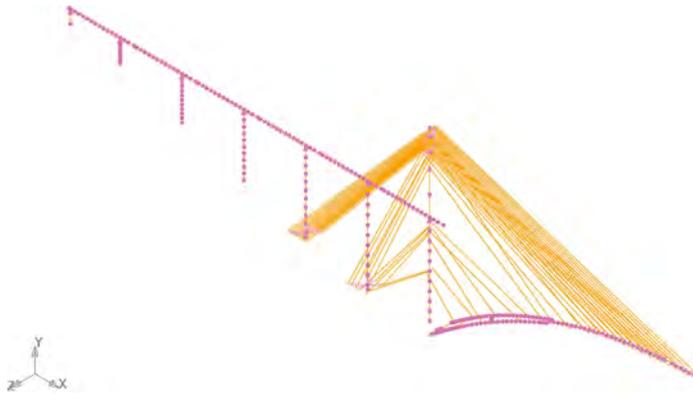


Figura 33. Modelo de cálculo.

Cada familia de cables está formado por una pareja de tirantes que conectan el arco al pylon provisional y por una pareja de retenidas que conectan el pylon provisional con las zapatas de retenida que a su vez están conectadas al macizo rocoso con anclajes al terreno. Tal y como se ha mencionado anteriormente, el pylon provisional está formado por el conjunto pila principal (pila 6 en margen norte y pila 15 en margen sur) y torre metálica provisional.

5.3.1. Modelo global

Para analizar todo el proceso, dentro de los Servicios Técnicos de FCC, se desarrolló un modelo evolutivo que representaba todo el proceso paso a paso y que modelizaba los efectos reológicos del hormigón para representar la realidad (figura 33). Para poder implementar en el modelo el comportamiento reológico del arco, tras definir la formulación del hormigón, se realizaron ensayos de fluencia y los parámetros deducidos se aplicaron al modelo de cálculo.

Las acciones consideradas en el modelo fueron las siguientes:

- Cargas permanentes: incluyendo los pesos de los distintos elementos resistentes así como los pesos de los elementos constructivos.
- Tesado de tirantes.
- Acción del viento.
- Acciones térmicas:
 - o Variaciones térmicas uniformes.
 - o Variaciones térmicas no uniformes (gradiente térmico). Era de especial importancia esta acción en el arco [7].
 - o Diferencia de temperatura entre tirantes y resto de elementos. En nuestro caso se utilizaron tirantes blancos para los que la normativa IAPF [8] prescribe unos valores de +18°C y -10°C. Se decidió usar unos valores más conservadores por varios motivos:
 - En Cáceres puede haber un gran efecto del soleamiento en los tirantes
 - Se usaron tirantes sin vaina exterior, lo cual representa menos protección frente a soleamiento, y este caso no tiene ninguna especificación adicional en la normativa.
 - El puente tiene una orientación norte-sur, por lo que en las épocas del año en la que el sol no oscila en la vertical perfecta del puente, puede haber una incidencia muy distinta del sol en los tirantes de tiro

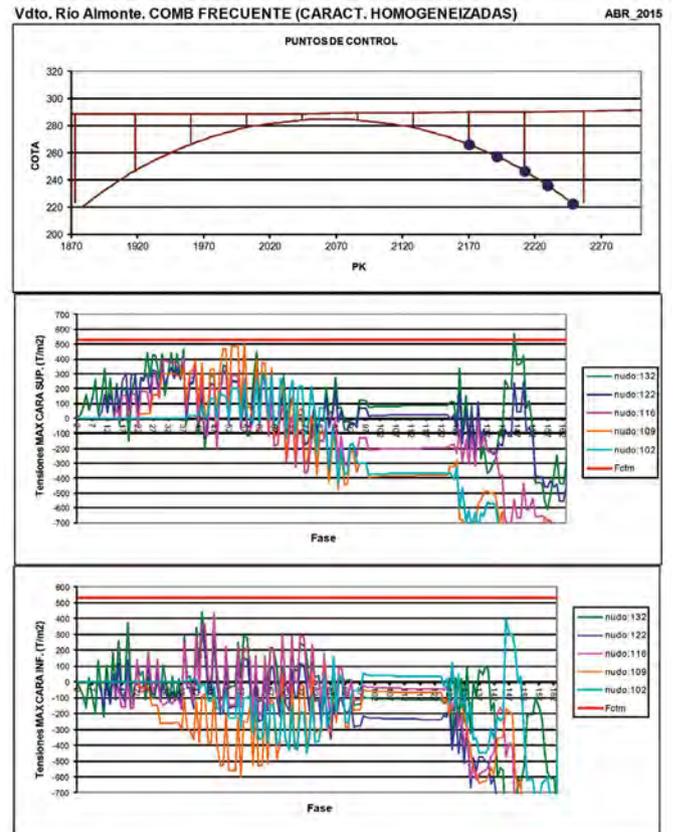


Figura 34. Comprobación tensional en ciertas secciones a lo largo del proceso constructivo.

con respecto a los tirantes de retenida. Este aspecto tampoco estaba contemplado en la normativa.

Los valores usados fueron +20°C y -10°C y a su vez una posible diferencia de temperatura entre los tirantes de tiro y retenida de 5°C. De este modo se modelizaban 6 combinaciones posibles de diferencia de temperatura entre tirantes y resto de elementos.

La modelización de todo el proceso constructivo hasta 10 000 días se realizó en 163 etapas constructivas. En cada etapa constructiva no se modelizaba solo la evolución de las cargas permanentes, sino que se realizaba un cálculo con las distintas combinaciones de las acciones variables. De este modo, en cada etapa constructiva, se representaba la configuración estructural existente según el proceso, el estado de esfuerzos acumulado de todo el proceso teniendo en cuenta los efectos reológicos del hormigón, y la combinación de las distintas acciones variables explicada anteriormente.

Las comprobaciones realizadas en cada etapa constructiva del modelo fueron:

- Estado límite último: se comprobaron los distintos elementos incluidas las diversas secciones del arco en rotura frente a las diversas combinaciones de acciones.
- Estado límite de servicio: se limitó la máxima tensión de tracción en el arco a la capacidad de tracción media del arco (5.2 MPa para un hormigón HA-80 [9]) en la combinación frecuente en cada etapa constructiva (figura 34). Este límite no lo fija la normativa sino que lo fijó el equipo

de diseño para minimizar el riesgo de que el arco sufra fisuraciones y así mejorar de forma sustancial la durabilidad de la estructura.

- Tirantes: siguiendo las recomendaciones de Setra [10], y teniendo en cuenta que son tirantes provisionales se realizaron las siguientes comprobaciones:
 - o Estado límite último: tensión de los cables menor al 75% de la carga de rotura.
 - o Estado límite de servicio: tensión de los cables menor al 55% de la carga de rotura.

Con todas estas limitaciones se diseñaron los tirantes, las fuerzas de tesado y una secuencia de retirada de tirantes ya que según se iban montando los tirantes del frente en construcción, había que ir retirando ciertos tirantes en las secciones intermedias del arco para cumplir las limitaciones tensionales.

Para las secciones del arco más cercanas a la clave los momentos más exigentes fueron las últimas etapas de la situación de construcción en voladizo. Para las secciones intermedias y cercanas al arranque los momentos más exigentes del proceso constructivo fueron situaciones intermedias de la construcción en voladizo y sobre todo la construcción del tablero sobre el arco.

Según se puede ver en la figura 34, en la etapa 146 que corresponde con el hormigonado asimétrico del segundo vano sobre el arco, el estado tensional en esas secciones fue el momento más exigente llegando a pasar ligeramente el límite tensional impuesto para ciertas combinaciones de efectos térmicos.

El tablero se ejecutaba de forma casi simétrica sobre el arco, no obstante era imposible plantear el hormigonado perfectamente simétrico. Por ese motivo se planteó el hormigonado a cada lado con un cierto decalaje. En las situaciones no equilibradas era cuando el arco estaba más solicitado. Por ese motivo, durante el hormigonado desequilibrado de la segunda fase sobre el arco, se realizó un control de flechas exhaustivo. Por lo tanto, en esa etapa, se pudo realizar una auténtica prueba de carga del arco y se pudo verificar que el arco se deformaba según el modelo teórico siguiendo un comportamiento elástico. Gracias a las verificaciones de esa etapa, la prueba de carga tras acabar el puente se centró en las comprobaciones de las deformaciones del tablero y no del arco ya que este había sido verificado para un estado de cargas mucho peor.

5.3.2. Control geométrico

Un aspecto muy importante en el diseño del proceso constructivo fue la estimación de la geometría del arco en cada etapa constructiva para poder diseñar un plan de contraflechas y un sistema de control de la geometría del arco durante construcción. Este es un aspecto esencial en un arco ya que trabaja principalmente por forma por lo que la geometría es clave en su respuesta estructural.

El comportamiento del arco durante la construcción es esencialmente como una viga muy rígida durante la primera parte de la construcción en voladizo, mientras que en las etapas finales es una ménsula mucho más flexible y su rigidez la aporta el sistema de tirantes. La geometría se podía ajustar con contraflechas en los carros o con fuerzas en los tirantes. El primer sistema fue el que se estuvo usando durante la construcción salvo en las últimas etapas en las que se usaron los tirantes para ajustar la geometría aprovechando la flexibilidad del voladizo.

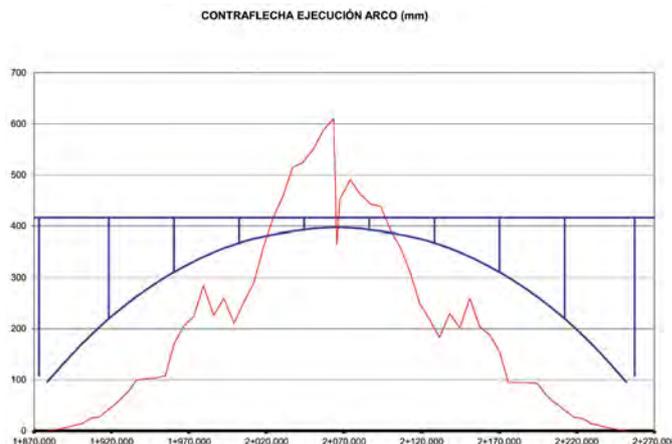


Figura 35. Ley de contraflechas en cada dovela.

Para analizar la geometría del arco hay que tener en cuenta que los efectos térmicos alteran de forma importante la geometría. Por eso el planteamiento fue el siguiente:

- Se define una temperatura de referencia de 16°C que es la temperatura media ambiental de la zona.
- Desde el modelo global se calculan las posiciones teóricas de los diversos elementos en las distintas etapas. En este ejercicio se supone que todos los elementos están a la temperatura de referencia y por lo tanto no hay efectos térmicos que desvirtúen la geometría teórica.
- Con el estudio de las deformaciones acumuladas de cada dovela del arco, se puede deducir la posición teórica de cada carro al hormigonar para que se compensen esas deformaciones a 10 000 días. Es decir, se deducen las contraflechas para que a 10 000 días cada dovela quede ajustada a la geometría teórica (figura 35).
- Con el modelo global se estudia cómo afectan las variaciones térmicas en cada etapa constructiva. Las acciones térmicas consideradas fueron las variaciones térmicas de cada elemento de forma aislada (arco, torre, tirantes, etc) y el gradiente térmico del arco.
- Desde los datos anteriores, se diseña una serie de hojas de cálculo en las que se puede estimar la situación teórica del arco en cada etapa constructiva con unas condiciones térmicas dadas deducidas de la instrumentación.

De esta forma, cada vez que se hacía una lectura de algún dato geométrico, se podía estimar la situación teórica del arco en función de la etapa constructiva y en función de las condiciones ambientales.

No obstante, las lecturas más importantes se hacían a primera hora de la mañana para al menos minimizar los efectos del gradiente térmico en el arco. Con ese criterio también se podía minimizar la diferencia de temperatura entre tirantes y arco, pero nunca se iba a conseguir del todo debido a la gran diferencia de inercia térmica de ambos elementos.

Como se observa en la figura 35 las contraflechas no eran simétricas en cada rama porque el historial de movimientos no lo era. Esto era debido a que el cierre de la clave se hace con el carro del margen norte, por lo que en la rama del lado sur había que retirar el carro con el arco en abierto, lo cual le producía un movimiento de ascenso que no tenía el otro voladizo del arco.



Figura 36. Proceso de premontaje del tirante.



Figura 37. Proceso de tesado de un tirante en el arco.

Durante la construcción en voladizo los movimientos máximos se producían en las fases finales, siendo su máximo en la construcción de la dovela 31. En esta fase el movimiento de ascenso en vertical al tesar el tirante correspondiente (tirante 24) era de 45 cm, mientras que el movimiento de descenso al hormigonar la dovela era de 37 cm. Como se puede ver son movimientos muy grandes que se contrarrestan, por eso es muy importante realizar alguna lectura intermedia para que en el caso de producirse algún desvío, poder tener información de en qué momento se ha producido [7].

5.4. Sistema de atirantamiento

Los tirantes empleados fueron paquetes de cordones autoprotectidos con vaina blanca, pero dado que eran provisionales, no

se utilizó vaina exterior común. Para evitar vibraciones de los cordones aislados se usaron flejes que compactaban el paquete de cordones.

El hecho de no llevar vaina exterior determina también el proceso de fabricación y montaje de los tirantes ya que no se pueden montar cordón a cordón enfilando a través de la vaina exterior. El proceso de fabricación consistía en cortar a medida cada cordón de un tirante y premontar las cabezas de anclaje, posteriormente se llevaba cada tirante a su posición. Este trabajo se hacía en la parte superior de los tableros de aproximación (figura 36).

Para conectar los tirantes al arco o a las zapatas de retenida se utilizaba un sistema de bastidores detallados en la referencia [11]. Las conexiones de los tirantes a la torre provisional utilizaban unas terminales descritas también en la referencia [11]. En cambio, la conexión de los tirantes a las pilas definitivas 6 y 15 se realizaba de forma directa con placas de anclaje.

El tesado se realizaba actuando en las barras de conexión entre bastidores (figura 37).

Este sistema de tirantes requiere más operaciones previas con respecto a uno convencional montado con vaina exterior y anclado directamente al hormigón. No obstante, con este sistema es mucho más fácil retesar o ajustar la fuerza en algún tirante ya que solo hay que actuar en las barras con gatos sencillos de manipular.

Dado que cada familia de tirantes consta de una pareja de tirantes que conectan con el arco y una pareja de tirantes que lo equilibran conectando a las zapatas de retenida, el tesado se realizaba actuando de forma simultánea en los cuatro tirantes para no inducir esfuerzos desequilibrados durante el tesado.

5.5. Detalles de introducción de cargas en el arco

Debido al proceso constructivo, la sección transversal del arco debe ser analizada trabajando a flexión transversal frente a ciertas acciones. Estas acciones son la introducción de la fuerza de los tirantes y las fuerzas introducidas por el carro de hormigonado.

5.5.1. Conexión de los tirantes

Este detalle se resolvió de forma muy distinta en las dovelas que tenían doble sección (dovelas 1 a 16) a las dovelas que tenían sección simple (dovelas 17 en adelante):

- Dovelas 1 a dovela 16: cada tirante de la pareja de una misma familia conecta con cada sección del arco. De este modo, el tirante conecta con la sección transversal en el centro de la losa superior (figura 38). Para transmitir las cargas a las almas y equilibrar las fuerzas del tirante con el flujo de cortante en el arco, es necesario una viga transversal interior en el arco que realice ese trabajo. Además es necesario disponer una armadura de cuelgue adicional en las almas del arco para equilibrar esa carga con el cortante. Esta viga transversal se construye en segunda fase una vez se ha movido el carro a la siguiente dovela.
- Dovelas 16 en adelante: al ser sección única cada tirante de la pareja de una misma familia conecta directamente con el alma de la sección transversal del arco. De este modo la carga de cada tirante se equilibra de forma directa con el flujo del cortante y por tanto solo es necesario

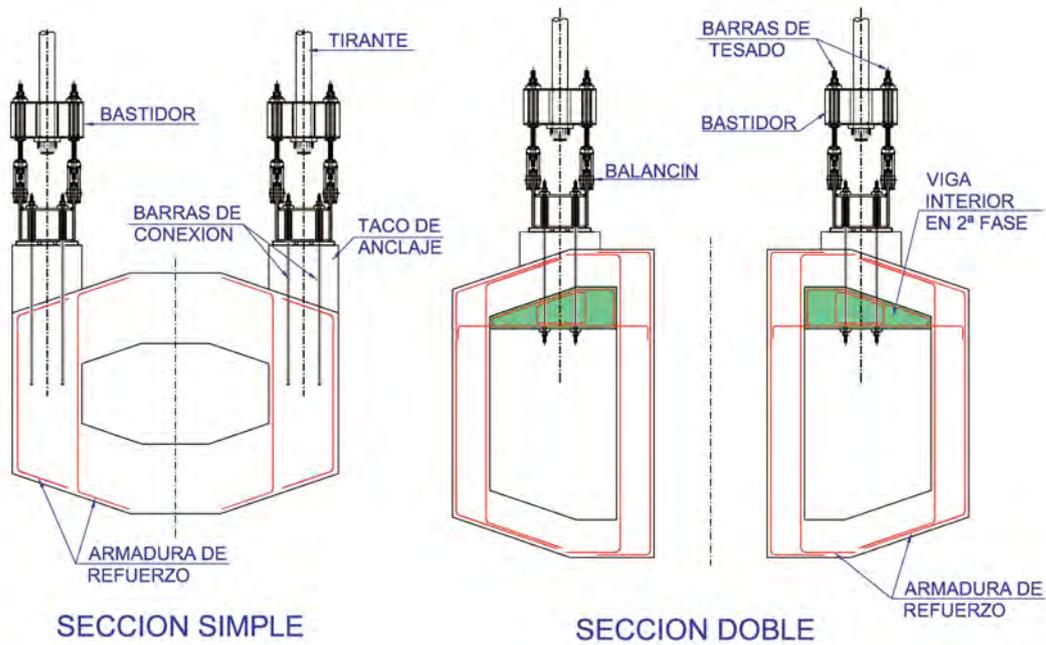


Figura 38. Detalle de conexión de tirantes en arco.

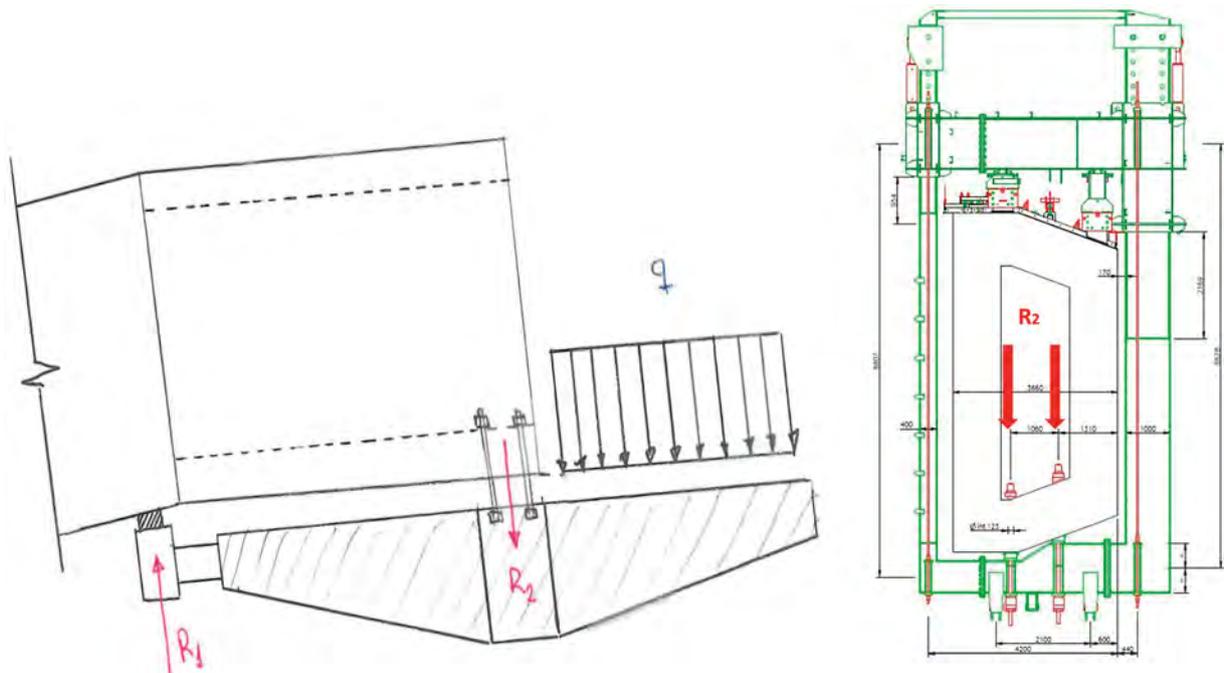


Figura 39. Esquema de cargas en el frente de cada dovela.

diseñar una armadura de cuelgue que garantice la conexión con el tirante.

5.5.2. Conexión del carro al arco

La estructura de los carros usados en la construcción del arco, en su configuración de hormigonado, está basada en unas vigas longitudinales inferiores que se anclan en la dovela anterior [12]. Este esquema requiere unas barras pretensadas en el frente de la dovela anterior para resistir las cargas descendentes impuestas por el peso del hormigón fresco. El replanteo de la posición de los taladros para esas barras es esencial para la correcta geometría de la siguiente dovela.

Estos apoyos se producen en puntos intermedios de la losa inferior lo cual introduce flexiones importantes en esa losa. De este modo, hubo que diseñar el refuerzo necesario en todos los frentes de dovelas para resistir las cargas del cuelgue del carro para la siguiente dovela (figura 39).

5.6. Cierre del arco

El cierre del arco se materializa en la dovela 33 de 3.86 m de longitud centrada en la clave del arco y común a los dos voladizos.

Para la ejecución del cierre, previamente se retira el carro



Figura 40. Carro norte preparado para la dovela de cierre.

del voladizo del lado sur que se acaba con una cierta antelación. Posteriormente, se adelanta el carro del lado norte y se ancla en ambos voladizos para poder construir la última dovela (figura 40).

Tal y como se ha dicho anteriormente, al hormigonar las últimas dovelas el frente del voladizo puede llegar a descender más de 40 cm. Por lo tanto, es imposible el hormigonado de la dovela de cierre sin una medida que aporte una rigidez auxiliar y minimice los movimientos absolutos y relativos entre ambos voladizos mientras se hormigona el cierre.

Adicionalmente, está la problemática de los movimientos diarios de los voladizos por efectos térmicos. La operación de cierre se realizó en agosto de 2015, cuando los efectos por soleamiento eran bastante acusados. Se estuvieron realizando lecturas diarias del frente de los voladizos para poder acotarlas. Se llegaron a medir variaciones térmicas diarias en los tirantes de hasta 25°C, lo cual producía descensos máximos de 150 mm del frente del voladizo. Adicionalmente, debido a la orientación norte sur del arco, el sol incide por la mañana en una cara lateral del arco, mientras que la cara opuesta no ha tenido casi soleamiento. Esto producía también movimientos laterales de los voladizos de hasta 70 mm. Hay que tener en cuenta que estos movimientos eran prácticamente diarios y había que considerarlos de forma adecuada. Su desarrollo solía empezar a la salida del sol, alcanzando el máximo de movimiento lateral a medio día cuando el soleamiento asimétrico empieza a ser menor. En cambio el máximo movimiento en vertical se alcanzaba a última hora de la tarde ya que la temperatura en los tirantes seguía subiendo durante el día. En la figura 41 se puede apreciar un registro continuo durante 24 horas de los movimientos del extremo del voladizo sur tomados el 28 de julio de 2015 poco antes de hacer el cierre. Aunque no fue un día en el que se alcanzó los movimientos máximos, se puede apreciar la ley de comportamiento del frente. Estas lecturas ayudaron a decidir en qué momento del día había que hacer el cierre.

Por estos motivos se diseña una estructura de bloqueo a colocar entre ambos voladizos que minimice los movimientos

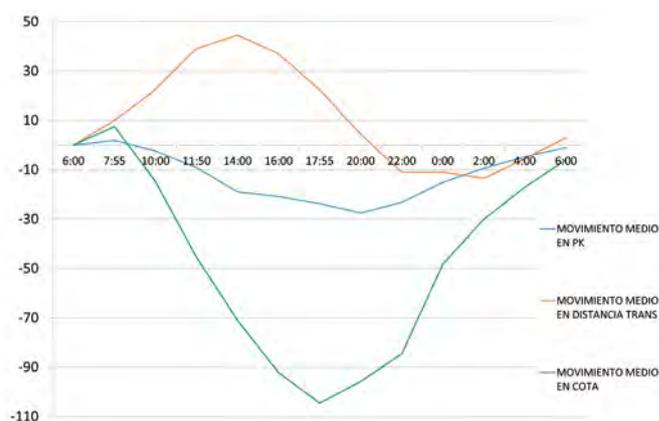


Figura 41. Movimientos (mm) en 24 horas del frente del voladizo sur el día 28/7/2015.

entre ambos extremos tanto debido a efectos térmicos como debido al peso del hormigón. La estructura consiste en 4 perfiles metálicos colocados cerca de las esquinas de la sección transversal que quedarán embebidos en la dovela de cierre tras su hormigonado (figura 42).

Hay otro fenómeno a tener en cuenta antes de ejecutar el cierre y es evaluar la temperatura de los distintos elementos en el momento del cierre. Hay que tener en cuenta que durante la construcción no se conoce la temperatura de los diversos elementos en el momento del cierre ya que hay muchas incertidumbres en las fechas en las que se va a realizar, por lo que se asume que en el cierre la temperatura será cercana a la temperatura de referencia (16°C). Si no va a ser así hay que analizar la repercusión en la geometría ya que debido al cambio de configuración estructural que supone el cierre, las variaciones de temperatura producen unos movimientos en la estructura distintos antes y después del cierre.

Se dio la circunstancia de que el cierre había que hacerlo en una época del año con temperaturas extremas y muy alejadas

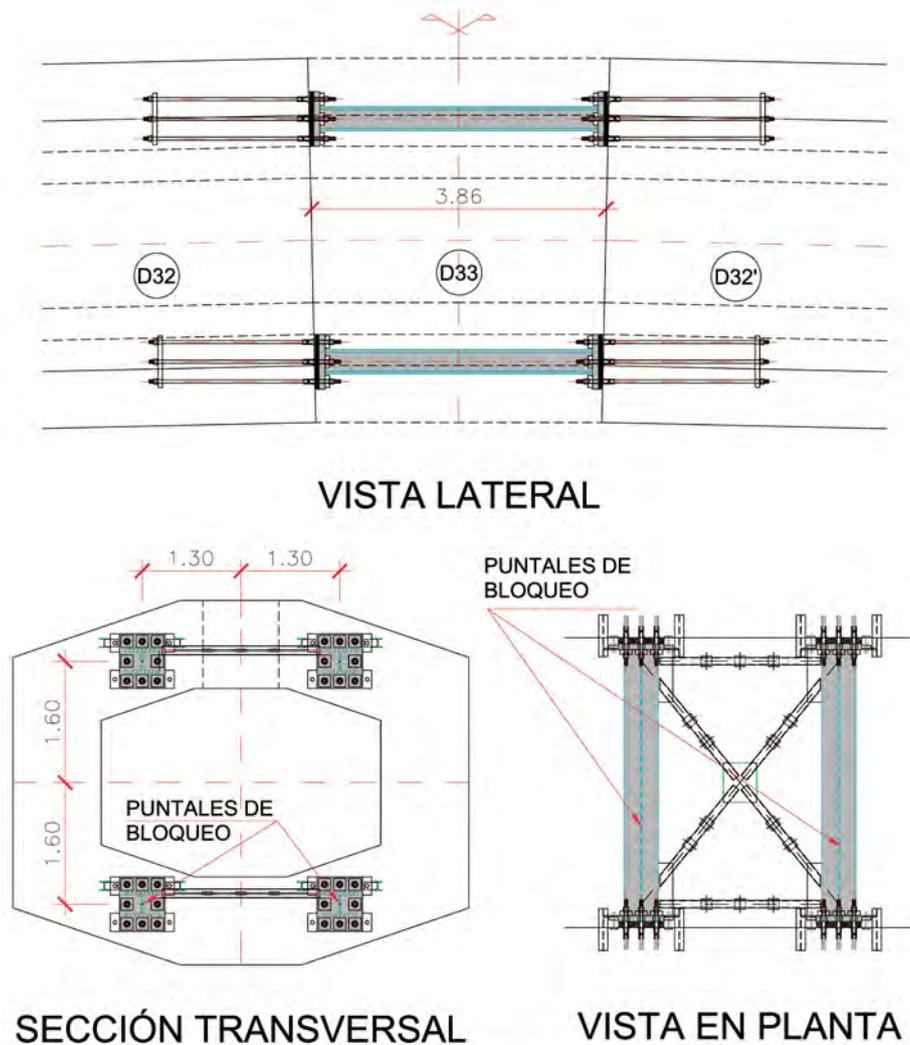


Figura 42. Estructura de bloqueo en clave.

de la temperatura de referencia que era con la que se venía apuntando durante toda la construcción. Se comprobaron los días previos que el arco estaba a unos 34°C de temperatura media y que a primera hora de la mañana los tirantes podían estar a unos 25°C. Por lo tanto si en la configuración de arco en abierto todos los elementos se enfriaran hasta la temperatura de referencia, se produciría un descenso de unos 20 mm del frente de los voladizos (el enfriamiento del arco tiende a bajar la punta del voladizo, pero el enfriamiento de los tirantes tiende a subirla por lo que se contrarrestan). En cambio, si se cambia la configuración estructural a arco cerrado, el enfriamiento del arco produciría un descenso de 120 mm, es decir el arco quedaría unos 100 mm por debajo de su posición teórica. Esto se debe a que tras el cambio de la configuración estructural la respuesta frente a cambios térmicos de los distintos elementos es muy distinta.

Para corregir este efecto y otras posibles incertidumbres, los dos últimos tirantes de cada voladizo siempre se diseñaron con una capacidad de carga mayor de la necesaria por si hubiera que hacer algún ajuste geométrico. En el cierre se aprovechó esta posibilidad para dejar un poco más altos los voladizos y así facilitar que cuando el arco tras el cierre llegase a los 16°C quedase en su posición teórica.

El bloqueo en la clave se realizó el 4/8/2015. El proceso en detalle fue el siguiente:

1. El día previo se realiza el ajuste de cota de ambos voladizos para corregir errores y para compensar la problemática de cerrar fuera de la temperatura de referencia. Para esta operación se utilizaron los dos últimos tirantes de cada extremo (tirantes 25 y 26).
2. La estructura de bloqueo se conecta al extremo sur.
3. El bloqueo final se realiza entre las 6:00 y las 10:00. Se decide hacerlo a esa hora porque es el momento en el que todos los elementos están a la temperatura más homogénea y aún no ha empezado a actuar el gradiente térmico transversal.
4. A las 6:00 se fijan con fijaciones provisionales los cuatro puntales al extremo norte.
5. Se vierte el mortero de alta resistencia de ajuste de los perfiles al frente de dovela.
6. A las 3 horas aproximadamente el mortero ha alcanzado 25 MPa por lo que se inicia el tesado de las barras de conexión de la estructura al frente de la dovela (figura 43).

Tras el bloqueo se comprobó que se anularon los movimientos relativos entre ambos extremos y que el error en la clave era de 10 mm, por lo que la operación fue un éxito.



Figura 43. Tesado de conexión de la estructura de bloqueo.

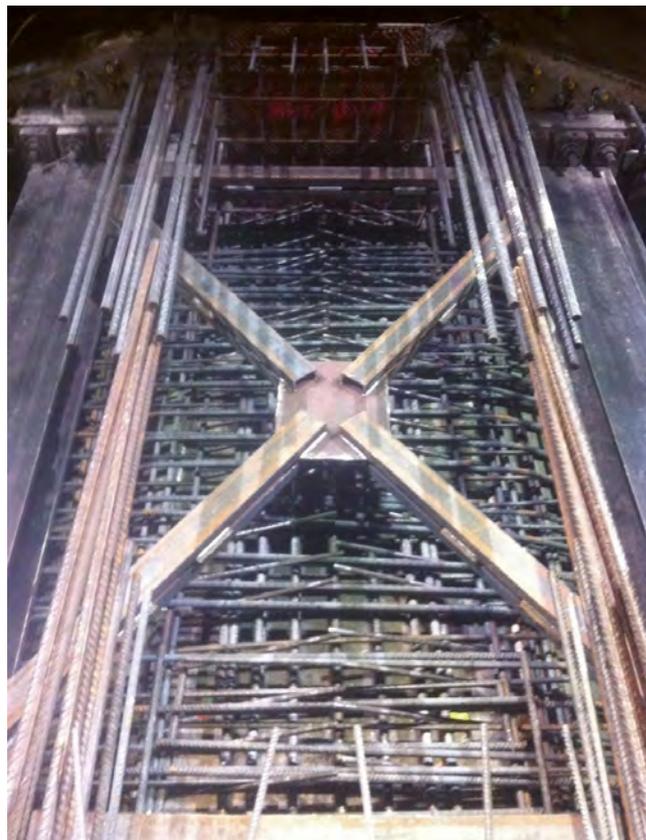


Figura 44. Montaje de ferralla con el bloqueo en clave realizado.

A continuación se iniciaron los trabajos de ferrallado y encofrado (figura 44).

La construcción de la dovela de cierre finalizó con su hormigonado el día 7 de agosto de 2015.

6. CONCLUSIONES

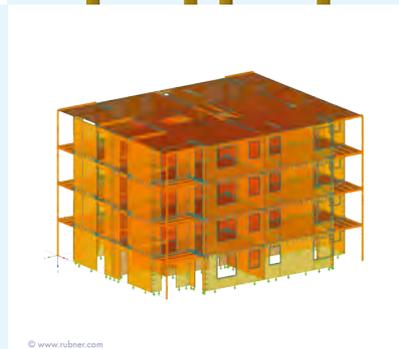
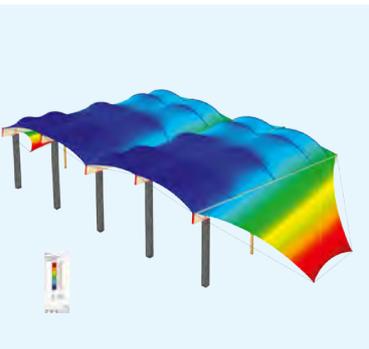
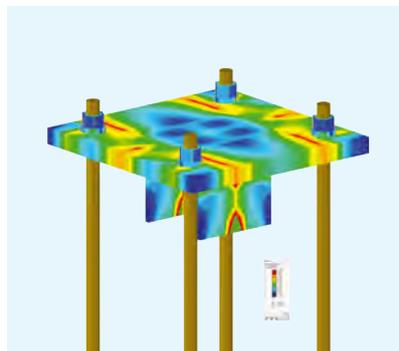
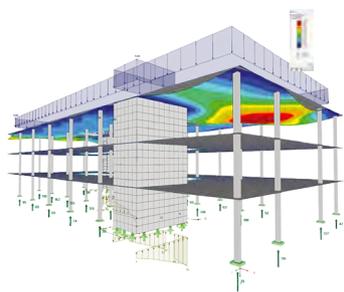
Tras haber desarrollado el proyecto de detalle hay tres conclusiones a destacar:

- Debido al tamaño y a los cambios de configuración estructural, el viaducto tiene una especial complejidad constructiva.
- En un puente de esta entidad es esencial un sistema de instrumentación que ayude a conocer el comportamiento del puente y a poder plantear de forma correcta las operaciones más complejas de la construcción.
- En la construcción de grandes viaductos es necesario un trabajo de ingeniería de detalle que ajuste el diseño a la construcción y en el que se puedan desarrollar todos los elementos necesarios en la construcción. Para que este trabajo sea más efectivo es necesario que se realice bajo la perspectiva del equipo de construcción y que el equipo de diseño, aunque mantenga el concepto del diseño, tenga flexibilidad en sus planteamientos. Este enfoque se ha conseguido en la construcción del viaducto de Almonte, lo cual ha revertido en la calidad del proceso.

Referencias

- [1] Guía para el diseño y la ejecución de anclajes en obras de carretera, Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, 2001
- [2] N.J. Gimsing, G.T. Georgakis, Cable Supported Bridges Concept and Design, 3ª edición, John Wiley and Sons, 2012
- [3] D. Carnero, J. Rocha, A. Alonso, P. Cavero, Ejecución de los viaductos de acceso del viaducto del río Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2081>
- [4] A. Alonso, D. Carnero, J.L. del Valle, P. Cavero, Ejecución de pilastras y vanos sobre el arco del viaducto sobre el río Almonte, Hormigón y Acero Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2059>
- [5] D. Carnero, F. Milla, A. Alonso, P. Cavero, Construcción del arco del viaducto de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2057>
- [6] AENOR, UNE EN 1337-2: Apoyos estructurales; Elementos de deslizamiento, 2006
- [7] J.I. González, D. Arribas, P. Bernal, J.M. Pérez, Plan de instrumentación y control de la construcción del arco de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2062>
- [8] Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF), Ministerio de Fomento, Dirección General de Ferrocarriles, Madrid, 2010.
- [9] Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, Madrid, 2008.
- [10] Cable Stays, Recommendations of French interministerial commission on Prestressing, Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA), Francia, 2001
- [11] J. Martínez, J.E. Muñoz, Diseño de la torre y elementos auxiliares del sistema de atirantamiento del viaducto de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2058>
- [12] T. Smich, E. Bordó, Carros encofrado para la construcción del arco del puente sobre el río Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2056>

RFEM 5



Software de análisis estructural MEF



- ➔ Madera y CLT
- ➔ Rhino y Grasshopper
- ➔ Trabajo BIM
- ➔ Vidrio y aluminio
- ➔ Tensoestructuras
- ➔ Viento computacional
- ➔ Dinámica y sismo
- ➔ Diseño multimaterial
- ➔ Estabilidad e imperfecciones
- ➔ Puentes y pretensado
- ➔ No linealidades
- ➔ Parametrización



DESCARGA VERSIONES DE PRUEBA

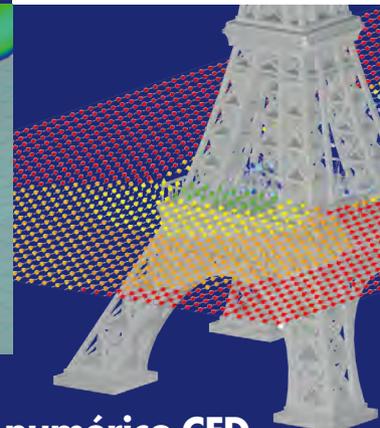
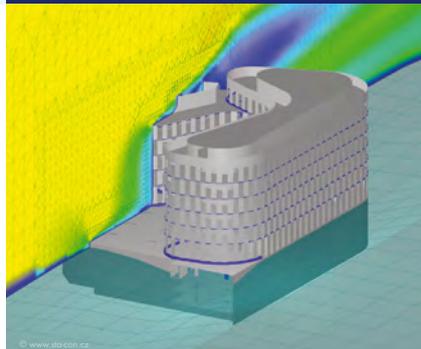
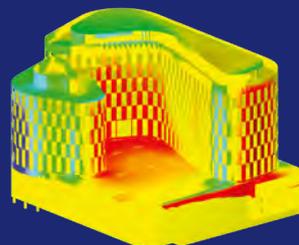


Software de análisis y dimensionamiento de estructuras

www.dlubal.com

RWIND

Simulation



Túnel de viento numérico CFD

Diseño de la torre y elementos auxiliares del sistema de atirantamiento del viaducto de Almonte

Tower design and auxiliary elements of the drainage system of the Almonte Viaduct

José Martínez Salcedo^a y José Enrique Muñoz García^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Servicios Obras Especiales FCC Construcción, S.A. (Madrid, España).

Recibido el 19 de enero de 2018; aceptado el 28 de noviembre de 2019

RESUMEN

El diseño de proyecto de la torre de atirantamiento para la ejecución del arco del viaducto de Almonte fue modificado con objeto de optimizar su fabricación y sobre todo para mejorar el ajuste del sistema de tirantes. La principal singularidad del nuevo diseño fue la conexión al tablero de hormigón en donde se cambió el empotramiento por una articulación separando así el funcionamiento de la torre y del tablero. La articulación abrió nuevas posibilidades de montaje de la torre que se fabricó en posición horizontal sobre el tablero y luego se izó de un modo también singular: el sistema biela-deslizadera.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Torre de atirantamiento, ajuste del sistema de tirantes, acero S690, base articulada, lubricante sólido, tratamiento post-soldadura, control de tensiones en bulones.

ABSTRACT

The project design of staying system tower for the execution of the Almonte Bridge's arch was modified in order to optimize its manufacturing and, mainly, to improve the adjustment of the staying system. The singularity of the new design was the connection to the concrete deck where the fixed support was changed to a pinned support, so the operation of the tower and the deck become independent. The pinned support opened up new possibilities for the assembly of the tower that was built horizontally on the deck and, afterwards, was raised in a singular way as well: slider-crank mechanism.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Staying tower, staying system adjustment, S690 steel, pinned support, dry lubricant, post-welding treatment, stresses control in pins.

1. INTRODUCCIÓN

El arco del viaducto de Almonte requería de atirantamiento durante su construcción. Para ello fueron necesarias dos torres de atirantamiento de 54 m de altura y 5 000 KN de peso cada una, situadas en el tablero sobre las pilas que parten de los estribos del arco (Pilas 6 y 15).

El ancho transversal de las torres era variable, en su conexión con el tablero, la distancia entre ejes de apoyos era de 5.40 m, para que los apoyos entraran dentro del diafragma de apoyo del tablero, mientras que en la zona de anclaje de cables, el ancho entre ejes era de 8.4 m para permitir que los cables salvaran el ancho del cajón del tablero del puente.

En la tipología de proyecto, los cordones de la torre eran cajones de 1 000x2 960 mm rigidizados interiormente, unidos por traveseros que son vigas vierendeel con cordones en cajón de 500x360 mm y montantes HEB-360, todo en acero S355. Las diagonales en alzado son barras M-48 (S460). La torre está empotrada en el tablero de hormigón.

Con objeto de optimizar la fabricación y montaje se realizó una torre de atirantamiento como alternativa al diseño de proyecto. Analizaremos los cambios realizados de los que, el más significativo, fue el cambio de la conexión tablero-torre que pasó de ser empotrada a ser articulada, lo que supuso una optimización del ajuste del sistema de tirantes. Además se cambió la sección en cajón a sección

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: jmartinez@fcc.es (José Martínez Salcedo)



Figura 1. Torre de atirantamiento.

abierta, se cambió la calidad del material de S355 a S460 en los cordones, etc.

Analizaremos diferentes aspectos como bulones, acero utilizado, lubricantes en las rótulas, tratamientos post-soldadura, controles de tensiones en la articulación, etc.

Se describirán también los bastidores y estructuras auxiliares para el tesado y anclaje de los cables provisionales que también contribuyeron a la optimización del ajuste del sistema.

Por último se describirá el procedimiento general de fabricación y montaje de la torre sobre el tablero, donde quedó situada en la posición inicial para el izado.

2. NUEVO DISEÑO DE LA TORRE DE ATIRANTAMIENTO

Debido a que se realizó un nuevo cálculo del puente, se realizaron cambios en el proyecto, lo que llevó a modificar el número de dovelas del arco, siendo necesario, por tanto, también modificar el número de tirantes. Todo ello supuso un incremento del orden del 15% en la carga de la torre, de los tirantes y de todas las estructuras auxiliares, lo que hizo necesario un recálculo de todos estos elementos.

Por este motivo se realizó un nuevo diseño de la torre (figuras 1 y 2) en el que se realizaron los siguientes cambios con respecto al proyecto con objeto de mejorar el funcionamiento de la torre así como facilitar su fabricación y montaje:

- Sustitución de las secciones en cajón de proyecto por secciones abiertas.
- Se modifican los arriostramientos sustituyendo las barras M-48 (S460) por tubos para dar a la torre una mayor rigidez transversal.

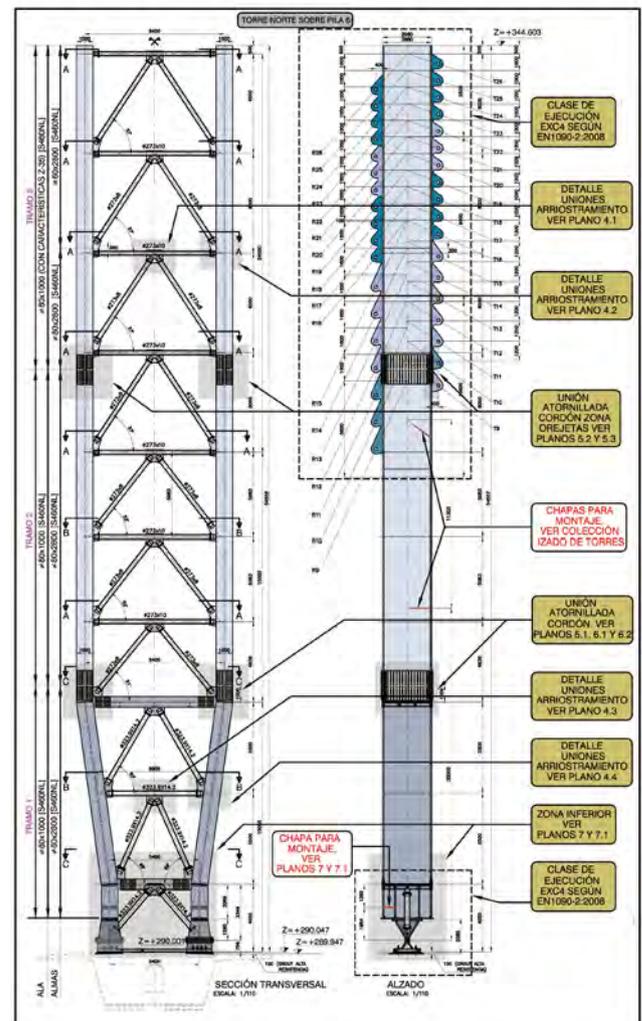


Figura 2. Torre de atirantamiento. Plano.

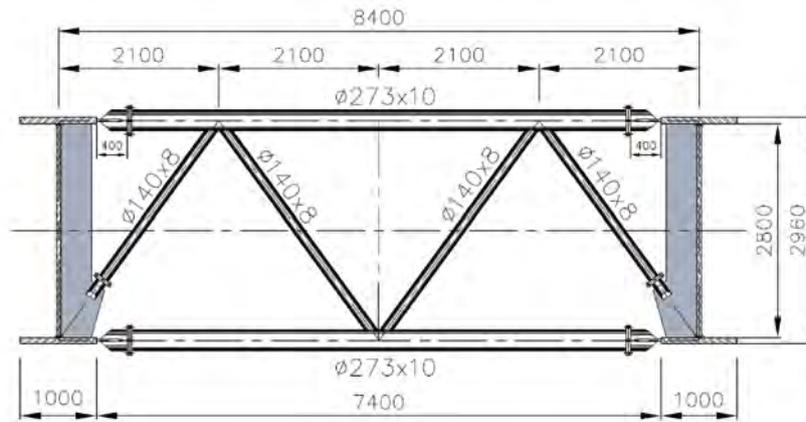


Figura 3. Sección abierta. Alternativa.

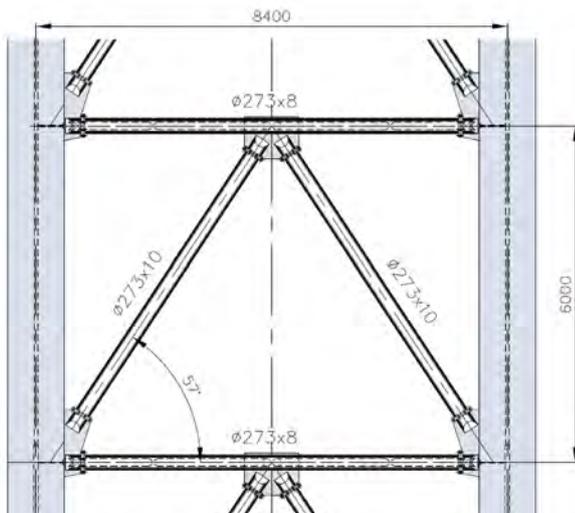


Figura 4. Arriostramientos en alzado. Alternativa.

- Modificación de la conexión de la torre al tablero sustituyendo el empotramiento por una articulación.

En el siguiente apartado se describen con más detalle todas estas modificaciones.

3. OPTIMIZACIÓN DE LA FABRICACIÓN DE LAS TORRES

Con objeto de facilitar la fabricación y montaje de las torres, reduciendo los kg de acero, si era posible, se realizó una propuesta de nueva torre en la que las modificaciones más importantes afectaron a: la conexión torre-tablero, tipología de la torre, calidad del material y tratamiento post-soldadura. A continuación se desarrollan todos estos aspectos.

3.1 Conexión torre - tablero

La torre de atirantamiento de proyecto se define como empotrada en su base. Con el fin de optimizar esta conexión se realizaron las siguientes consideraciones:

- El empotramiento no mejora el comportamiento general del conjunto ya que su rigidez es muy inferior al conjunto de los tirantes.
- Al empotrar se fuerza un trabajo conjunto formando un sistema torre-tablero-pila de difícil evaluación y en el que aparecen momentos en el empotramiento de un valor significativo.
- En el planteamiento de torre empotrada, cualquier modificación en el diseño de los tirantes o en su fuerza de tesado produce variaciones en el momento de empotramiento muy significativas, por lo que su diseño queda muy ceñido a un planteamiento de fuerzas en los tirantes y con poca capacidad de modificación. Creemos que separando el funcionamiento de la torre se tienen unos esquemas resistentes más claros y más intuitivos.
- Durante la ejecución pueden aparecer ciertas desviaciones en la fuerza de los tirantes que no tengan repercusión en el esquema de atirantado general pero en cambio produce variaciones significativas en los momentos de la torre.

3.2 Tipología alternativa

- Se sustituyeron las secciones en cajón de los cordones por secciones en I de 1 000x2 960 mm con poca variación de espesores (60 y 80 mm). Al ser secciones abiertas (figura 3), se simplificó mucho su fabricación con máquina automática, todas las soldaduras son accesibles, no se requiere una secuencia de soldadura especial y el control de calidad puede realizarse al final de la fabricación de la torre.
- El arriostramiento horizontal está formado por: vigas horizontales en I de 850x2 960 mm en los quiebros de los cordones, celosías en la zona de anclaje de los cables, que unen las alas de las secciones en I y están formadas por cordones y diagonales de tubos de sección circular (figura 3) y en el resto solo se colocan puntales (sin diagonales) que unen las alas de los cordones principales. En el plano vertical se dispone de un arriostramiento en K con tubos circulares (figura 4), que admiten tracciones y compresiones y aumentan la rigidez transversal de la torre reduciendo la longitud de pandeo.

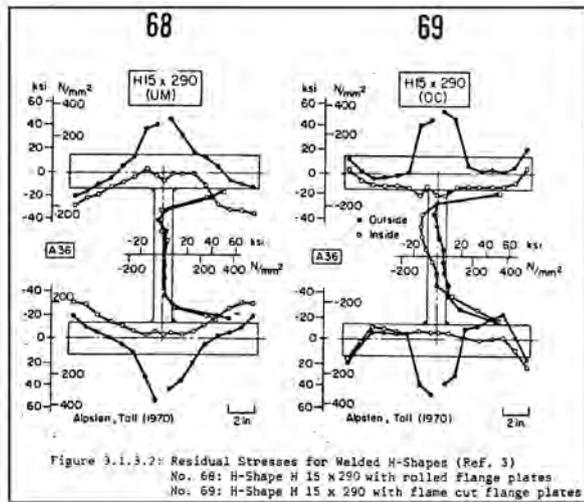


Figura 5. Tensiones residuales en chapas laminadas.

3.3 Calidad del material

Los cordones principales de la torre, con el fin de reducir secciones, se fabricaron en acero S460NL. El máximo espesor disponible de este acero era 80 mm, por tanto, era necesario un aprovechamiento del material al máximo, por lo que se tomaron las medidas que se describen a continuación.

En las chapas laminadas, además de disminuir el límite elástico al aumentar el espesor de las chapas, en los bordes, no solo se produce una pérdida de resistencia debido a las tensiones residuales de laminación, sino que, además, la curva de pandeo de la sección armada es la curva d, mientras que, si los bordes de laminación se cortan, la curva de pandeo pasa a ser la c, lo que supone un mejor aprovechamiento del material (figuras 5 y 6).

Por este motivo se dispuso que se eliminaran todos los bordes de laminación de las chapas que conformaban los cordones mediante oxicorte. El resto del material de la torre, arriostamientos y vigas transversales, era S355J2N.

Las chapas que conformaban la articulación de la torre se fabricaron en acero S690QL, como se explicará más adelante.

En la zona de conexión de las orejetas para anclaje de los cables, lo ideal es que las orejetas formen parte de la propia chapa del alma, evitando así una tracción a través de la chapa del ala, sin embargo, al no coincidir el plano de las orejetas con el plano del alma había que soldar las orejetas por fuera a las alas del cordón. Debido a ello, las chapas del ala en la zona de anclajes se pidieron con características Z35, además de imponer a estas soldaduras una estricta geometría y preparación de bordes, condiciones de ejecución (precalentamiento a 100 °C) y un control ultrasónico del 100 % de las chapas y de las soldaduras antes y después del armado. También se realizó el tratamiento post-soldadura HIFIT (que se desarrolla en el siguiente apartado), para reducir tensiones en las soldaduras mejorando la categoría del detalle para reducir los posibles problemas de fatiga (figura 7).

3.4 Tratamiento post soldadura

Con el fin de mejorar el comportamiento a fatiga se ha aplica-

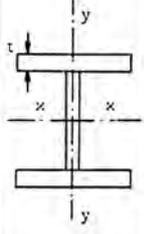
Type of Section	Column Curve
 <p>Rolled H-Shapes</p> <ul style="list-style-type: none"> - Buckling about x - x - Buckling about y - y 	d d
<p>Welded H-Shapes built-up from rolled plates</p> <ul style="list-style-type: none"> - Buckling about x - x - Buckling about y - y 	c d
<p>Welded H-Shapes built-up from flame-cut plates</p> <ul style="list-style-type: none"> - Buckling about x - x - Buckling about y - y 	c c

Figura 6. Curvas de pandeo.

do un tratamiento post soldadura a las soldaduras de las orejetas de conexión de los tirantes a la torre de atirantamiento.

Los ensayos a fatiga de piezas soldadas ponen de manifiesto que las fisuras de rotura parten del pie de la soldadura, debido fundamentalmente a que se trata de una frontera entre el cordón de soldadura y el material base. En esta zona es donde se concentran los defectos más importantes de la soldadura ya que se produce una arista en la que se acumulan las tensiones residuales durante la solidificación y endurecimiento de los materiales que entran en el conjunto que forma la unión soldada. En esta zona es donde actúa el tratamiento post-soldadura.

La mejora del comportamiento a fatiga consta de dos partes: En primer lugar, una modificación de la geometría del pie de la soldadura, suavizando las transiciones entre el cordón y el material base, puede resolver gran parte de los problemas de fatiga que se producen en las zonas más conflictivas de la soldadura, porque estos cambios pueden evitar o reducir la acumulación de tensiones residuales.

En segundo lugar, el tratamiento post-soldadura, con el que se consigue mejorar la categoría del detalle reduciendo las concentraciones de tensiones producidas al realizar las soldaduras; el realizado fue el High Frequency Impact Treatment (HIFIT) que, como se puede ver en la figura 8, se realiza una vez ejecutada la soldadura mediante una pistola.

En la figura 9 se puede observar el resultado de la aplicación del tratamiento en una soldadura ya realizada.

Lo que se consigue es introducir unas tensiones de signo contrario a las que produce la soldadura reduciendo de este modo el valor total de las tensiones residuales, mejorando la categoría del detalle (figuras 10 y 11).

4.

OPTIMIZACIÓN DEL AJUSTE DEL SISTEMA DE TIRANTES

El sistema de tirantes, como estaba diseñado en principio, quedaba muy limitado por el planteamiento inicial de fuerzas en los tirantes con muy poca capacidad de modificación. Al estar

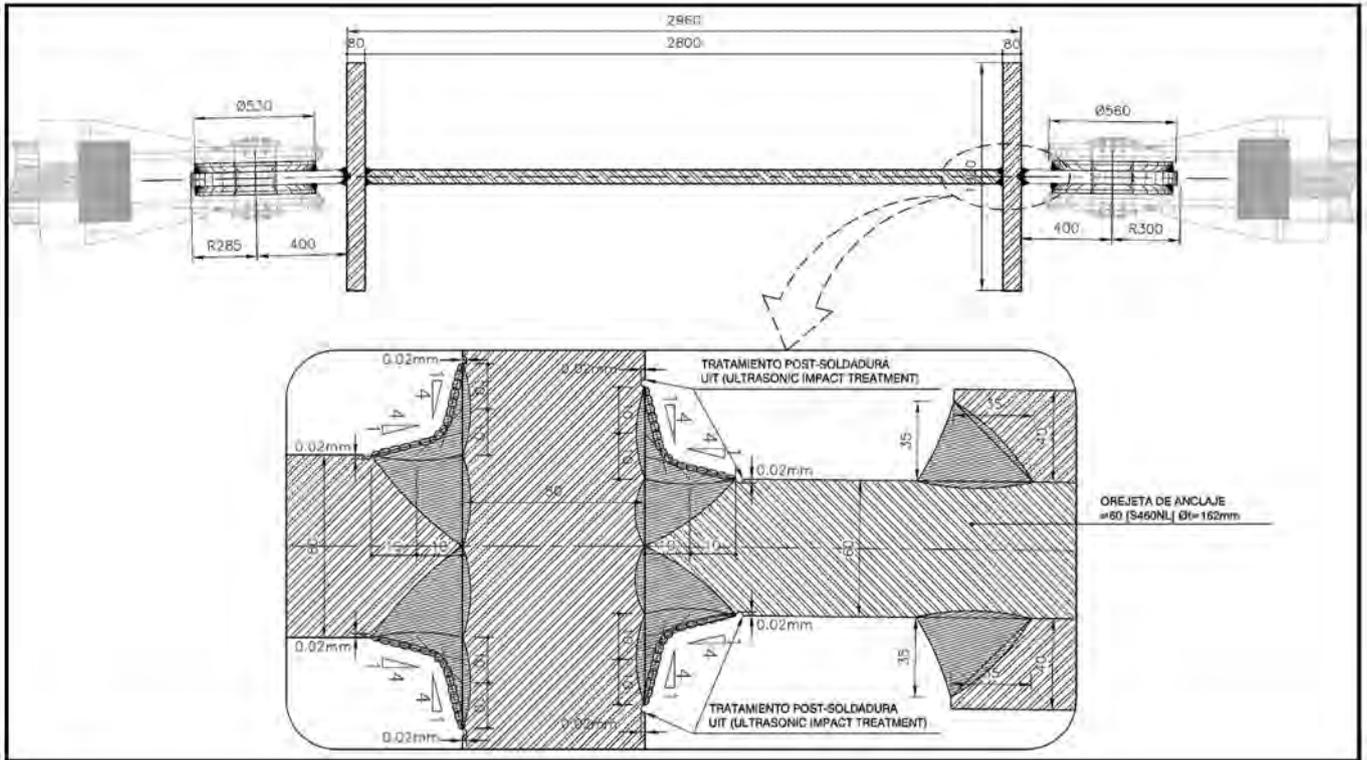


Figura 7. Soldaduras orejetas.



Figura 8. Tratamientos Post-soldadura High Frequency Impact Treatment (HiFIT).

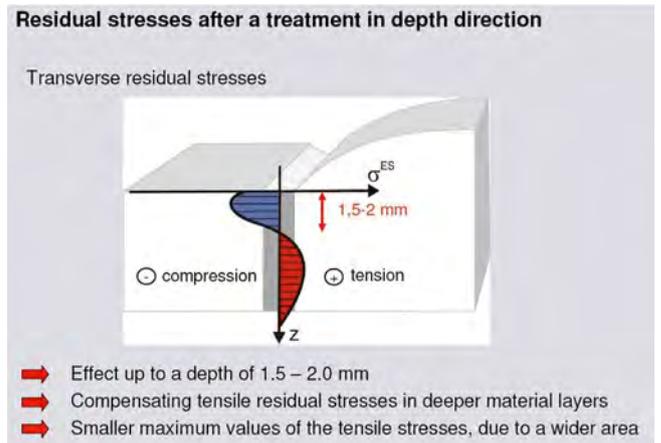


Figura 10. Reducción de tensiones residuales en la soldadura.

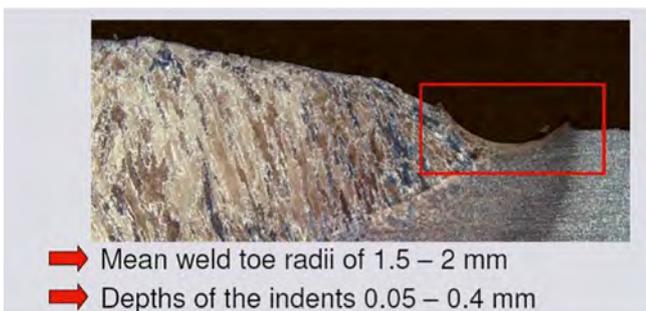


Figura 9. Resultado de la aplicación del Tratamiento.

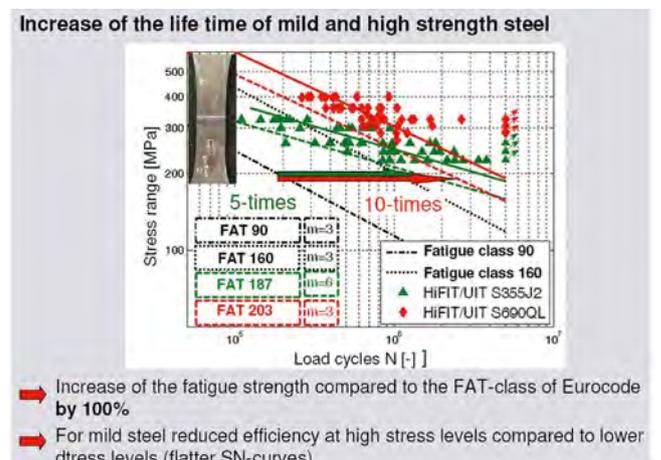


Figura 11. Incremento de la vida útil de la soldadura.

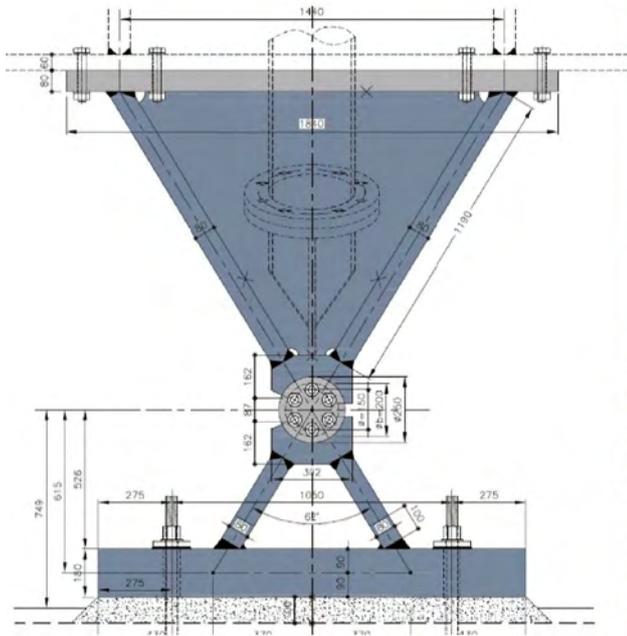


Figura 12. Articulación torre.

la torre empotrada, cualquier modificación en el diseño de los tirantes o en su fuerza produce variaciones importantes en el momento de empotramiento, lo que limita considerablemente la capacidad de ajuste.

A continuación se desarrollan los siguientes aspectos relativos a la conexión torre-tablero:

- Articulación.
- Acero S690QL.
- Bulones de la articulación de la torre.
- Comprobación de tensiones en los bulones de la articulación.
- Sistema de bloqueo provisional.

4.1 Articulación

La carga de cada cordón de la torre pasa a través de una unión atornillada con chapa de testa a una sección en doble T de canto variable cuyas alas inclinadas de 80 mm de espesor confluyen en el eje de giro y se sueldan a la cazoleta superior de alojamiento del bulón. De la cazoleta inferior la carga pasa a otras dos chapas de 80 mm en diagonal que se sueldan directamente a la placa de anclaje de 180 mm de espesor.

El radio de las cazoletas de alojamiento coincide con el radio del bulón, con objeto de minimizar las tensiones de contacto ya que si los radios no coinciden dichas tensiones son superiores. (figura 12).

4.2 Acero S690QL

Debido a las altas reacciones en la base de la torre, un axil del orden de 140 000 KN en cada cordón, que producen elevadas tensiones en las chapas y en las cazoletas de apoyo de los bulones, ha sido necesario utilizar un acero de alto límite elástico (690 N/mm²) con el fin de reducir los espesores y garantizar el límite elástico que disminuye al aumentar el espesor de las chapas. Aun así, las chapas necesarias son ≠80 mm para las que

se ha exigido (en planos y pliego de condiciones) un límite elástico mínimo garantizado de 670 N/mm². Con el fin de no llegar al límite de resistencia de estas chapas y por la disminución del límite elástico se adoptó el criterio de limitar las tensiones en servicio a la mitad del límite elástico, en servicio, es decir, se adopta un coeficiente de seguridad $\gamma=2.0$.

Igualmente, se ha exigido al taller la homologación de los procedimientos de soldadura de este tipo de acero.

Tanto la elección de los materiales como la geometría de bulón y chapas que lo recogen han sido diseñadas para limitar la tensión en el contacto entre ambos. Se ha dispuesto un tratamiento en la superficie de contacto capaz de soportar estas tensiones. Todas las soldaduras, las preparaciones de borde y los tratamientos superficiales han sido cuidados para permitir un adecuado paso de las tensiones.

En las soldaduras más críticas de las chapas se dispusieron cupones adicionales de chapa para realizar ensayos destructivos como se indicaba en la especificación de compra de la estructura metálica.

Lo fundamental del mecanismo de apoyo del bulón es soportar la presión y permitir el deslizamiento con dicha presión. Para ello es necesario un control geométrico de la ejecución y una correcta aplicación del tratamiento.

La placa de anclaje y las cazoletas de alojamiento del bulón se realizaron con chapa de 180 mm de espesor, que no es un espesor habitual, por lo que hubo que hacer un pedido especial. Las cazoletas se mecanizaron a partir de esta chapa y en la placa de anclaje, con este espesor, se evitaba la necesidad de rigidización.

4.3 Bulones de la articulación de la torre

El acero utilizado en los bulones de la base articulada de la torre es 36CrNiMo16-QT (en estado de temple y revenido), según EN 10083, con un límite elástico mínimo garantizado de 800 N/mm².



Figura 13. Bulón articulación torre.

El control de calidad exigido a los bulones fue muy estricto, se pidieron certificados de composición química, tratamiento térmico y características mecánicas posteriores al tratamiento: límite elástico, límite de rotura, alargamiento en rotura, dureza superficial y resiliencia a 0 °C.

Además se exigió certificación de ensayos de: resistencia al desgaste, resistencia a la corrosión, control geométrico y visual, ensayos de dureza y control ultrasónico.

El tratamiento aplicado tanto en la superficie del bulón como en la del alojamiento fue el siguiente:

- Chorreado Ra25 a realizar no antes de 8 h del resto del tratamiento.
- Pulverización con EVERLUBE 620 C de 12 μm de espesor.
- Curado durante 1 h a 200 °C.
- Pulido Ra 0.4.

Las presiones extremas que se producían en los bulones hacían inviable la utilización de lubricantes semisólidos (grasas) o líquidos ya que, además de no tener capacidad de carga suficiente, serían expulsados por las altas presiones de contacto entre bulón y cazoleta.

Everlube 620C es un lubricante de película sólida con base de Disulfuro de molibdeno (MoS_2), que tiene la más alta capacidad de soporte de carga con un bajo coeficiente de fricción, curado térmicamente con un sistema aglutinante orgánico. Proporciona una larga vida útil, libre de plomo, buena resistencia química y a la abrasión, ideal para aplicaciones con altas cargas.

El lubricante tiene un contenido mínimo de material sólido del 40% en peso, se aplica con pistola de spray o pincel en capas finas y uniformes dejando secar entre capas. Previamente a la aplicación fue necesario homologar el procedimiento en chapas y bulones de prueba confirmando que cumplía los requisitos solicitados. El tratamiento fue aplicado por personal



Figura 14. Bandas extensiométricas en la articulación.

entrenado y cualificado específicamente para ello, verificando su adherencia mediante el ensayo con tira adhesiva.

Las especificaciones de aplicación y control de tratamiento aplicado están basadas en el documento: "Process Specification for Dry-film Lubricant Application". NASA 2010.

En la [figura 13](#) se incluye una fotografía del bulón de la articulación.

4.4 Comprobación de tensiones en los bulones de la articulación

Con el fin de analizar el estado tensional en la articulación de la torre y comprobar que no se acumulan momentos en la articulación durante la construcción, se instalaron bandas



Figura 15. Tensiones en bandas extensiométricas de la articulación.

extensiométricas en las chapas de 80 mm que forman el triángulo inferior de la rótula de cada torre (figuras 14 y 15). No obstante, por diversos motivos, esta decisión se tomó tarde con la torre ya con cierta carga de tirantes, por lo que surgió la necesidad de estudiar el estadio tensional inicial y poder hacer una puesta a cero del sistema.

Todo ello llevó a plantear la necesidad de realizar unos ensayos previos que permitieran determinar realmente el valor

de las tensiones existentes en esta zona permitiendo establecer un valor de referencia de las tensiones a partir del cual, con los datos proporcionados por las bandas extensiométricas poder conocer el valor real de las tensiones en cualquier momento.

Por todo ello se recurre a la obtención experimental de tensiones mediante ensayos *hole-drilling*. En particular, se ha realizado una combinación de DHD (*Deep Hole Drilling*) y ICHD (*Increase Centre Hole Drilling*) en los bulones de las torres de atirantamiento; mediante el DHD se obtuvo la distribución real de tensiones en todo el espesor/diámetro en una articulación, con los ICHD de 2 mm de profundidad se comparó el estado tensional en las otras rótulas no directamente ensayadas. En las figuras 16, 17 y 18 se señala la localización de los taladros.

El principio de este método es que la eliminación del material del taladro produce un reajuste de las tensiones. Las deformaciones del taladro medidas permiten el cálculo de las tensiones previamente existentes. El proceso de cálculo se desarrolla a partir de una combinación de análisis experimentales y de elementos finitos.

Al realizar los ensayos en el bulón, podemos conocer el estado tensional del mismo. Este estado refleja más claramente la situación de la articulación ya que las tensiones obtenidas no están afectadas por tensiones residuales generadas por soldaduras.

Realizando un modelo de elementos finitos de la rótula y obteniendo las tensiones por el eje del bulón se puede conocer

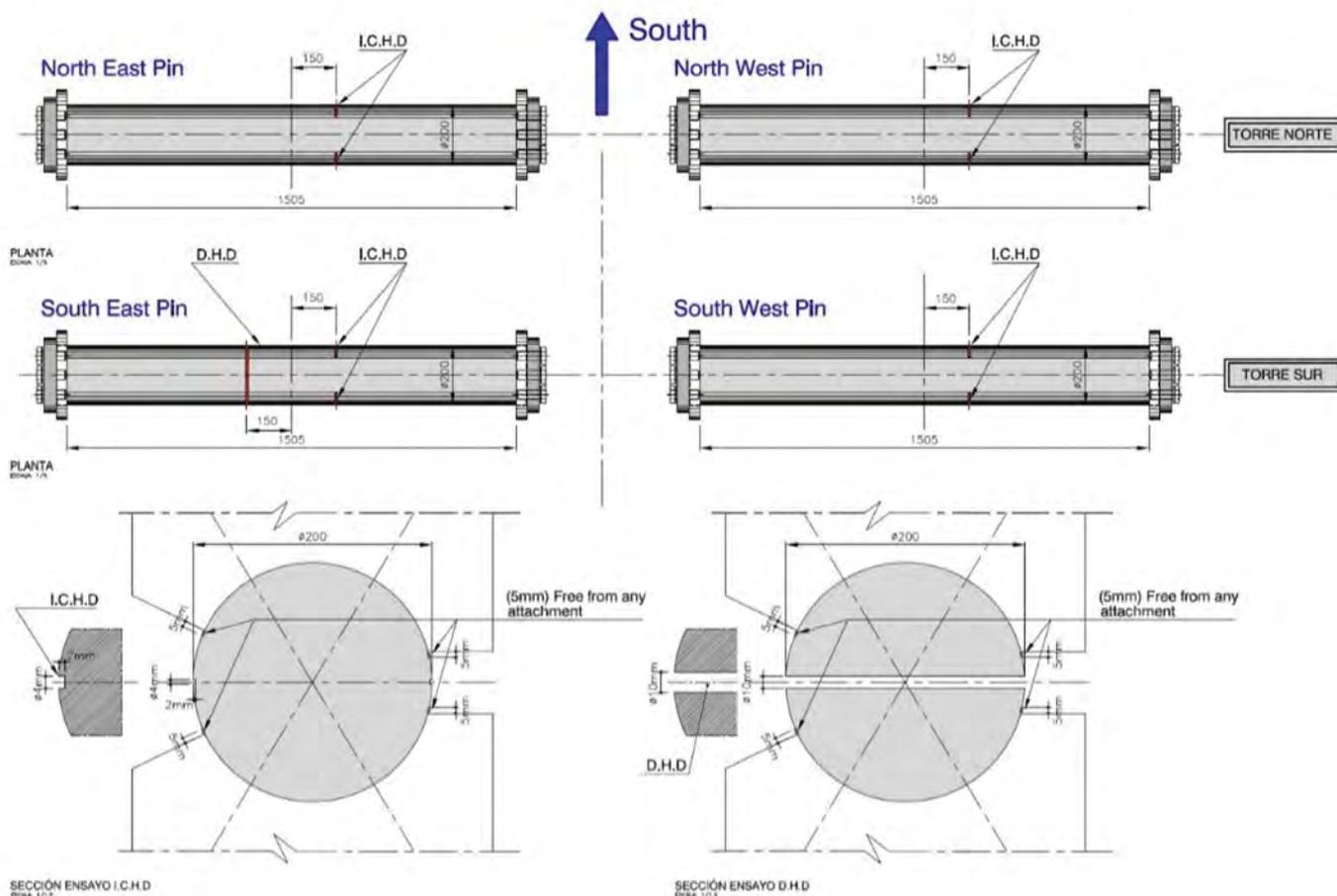


Figura 16. Localizaciones de taladros en el bulón.



Figura 17. Localización DHD (Deep Hole Drilling).

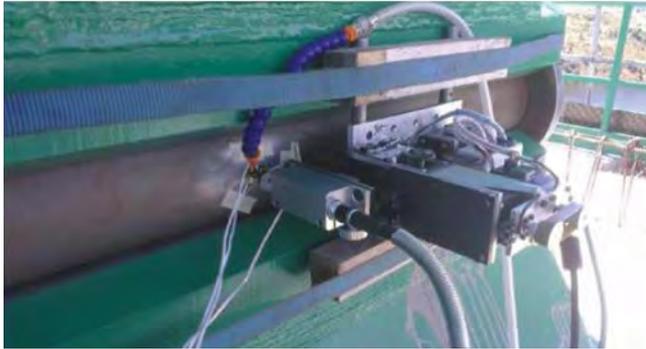


Figura 18. Localización ICHD (Increase Centre Hole Drilling).

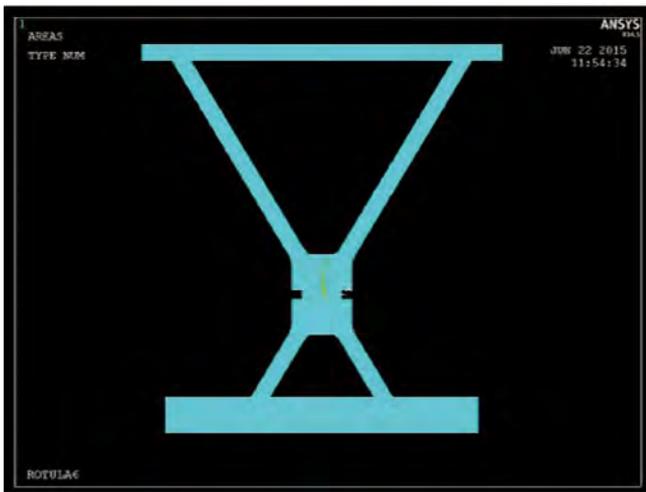


Figura 19. Modelo de cálculo de tensiones (Ansys).

un estado tensional de referencia con el que comparar los resultados leídos en la realidad (figura 19).

En particular, si no existe un momento en la rótula y la carga es únicamente vertical, las tensiones normales en el eje del bulón serán simétricas (izquierda), sin embargo, si existe un momento, el gráfico de las tensiones normales en el bulón será asimétrico (derecha), como puede verse en los los gráficos de la figura 20.

Las tensiones obtenidas en el bulón se indican en las figuras 21 y 22 (tensiones normales en azul).

De los resultados obtenidos de los ensayos realizados, se dedujo que no existían momentos significativos en las rótulas de las torres de atirantamiento y se pudo establecer el estado inicial de tensiones para el sistema de lectura con extensómetros. Desde esa lectura junto con los extensómetros se pudo

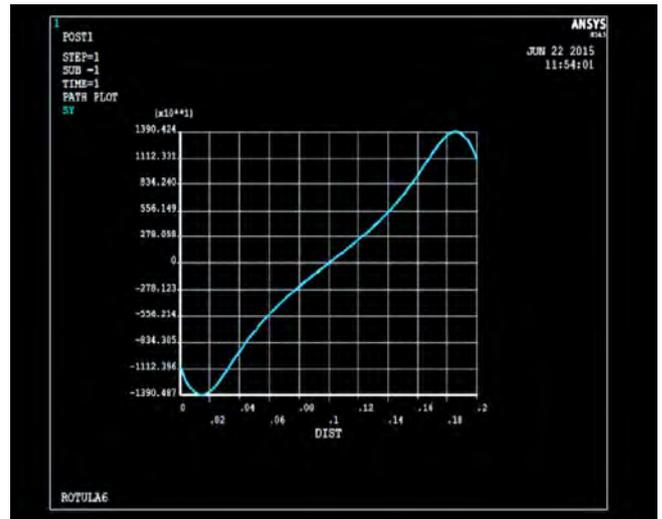
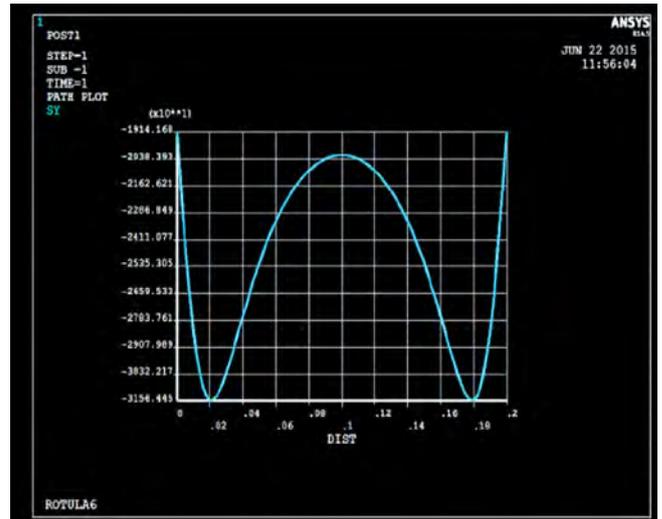


Figura 20. Tensiones en el eje del bulón (Ansys).

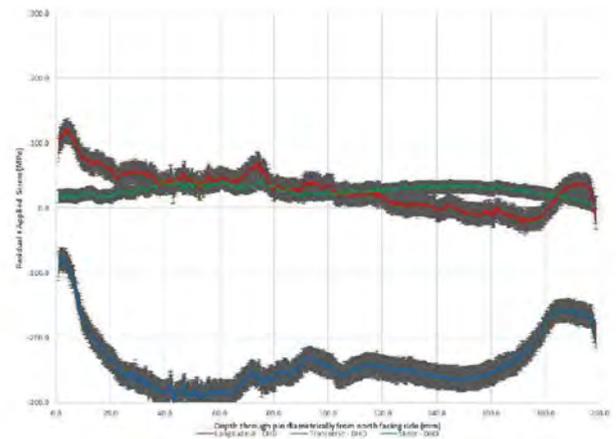


Figura 21. Tensiones en el eje del bulón.

ir estudiando la evolución de tensiones en la articulación a lo largo de la construcción.

En algunas fases se llegó a apreciar que tras el tesado y hormigonado de cada dovela, hay un aumento de la amplitud de tensiones entre las chapas delanteras y traseras del bulón. Sin embargo, esto disminuía con el paso de los días. Podría hablarse de un cierto bloqueo temporal (figura 21), o que el bulón

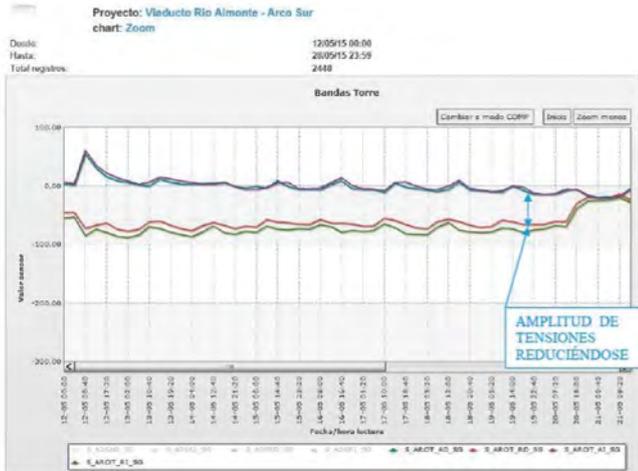


Figura 22. Lectura de los extensómetros en una etapa constructiva.

no desliza inmediatamente tras la aplicación de la carga, sino que lo va haciendo poco a poco. En cualquier caso, con los datos que se obtuvieron, los bloqueos eran poco importantes y sobre todo no eran acumulativos ya que se iban eliminando con el paso de los días. De esta forma se pudo verificar el buen funcionamiento de la articulación durante la construcción del arco.

4.5 Sistema de bloqueo provisional

En las fases iniciales de montaje de tirantes la torre deberá estar empotrada en su base de forma provisional. Este empotramiento provisional solo deberá resistir los momentos de empotramiento procedentes de los desvíos en las fuerzas de los tirantes en estas fases iniciales. (figura 23).

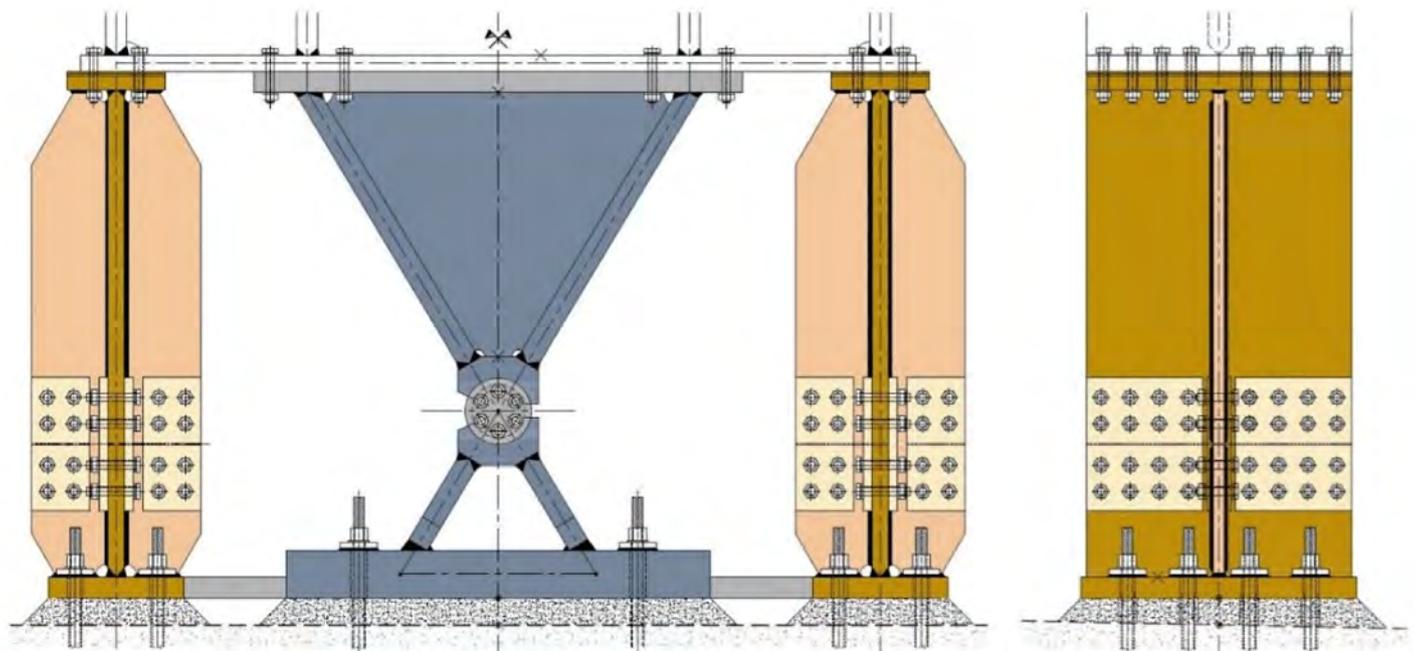


Figura 23. Sistema de bloqueo provisional.

5.

PROCEDIMIENTO GENERAL DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

Tanto en el diseño original de proyecto como en la alternativa finalmente ejecutada, la torre se montaba por tramos que se unían posteriormente con uniones atornilladas. Los perfiles de cada tramo (cordones principales, montantes y diagonales) llegaban a obra por separado donde se ensamblaban). La diferencia consistía en el montaje final de la torre.

En el diseño de proyecto cada tramo se montaba en su posición definitiva mediante grúa uniéndolo al tramo anterior. Con el nuevo diseño de la torre surgen nuevas posibilidades de montaje de las torres en su posición.

Todos los elementos de la torre se ensamblaron en obra conformando la torre en posición horizontal apoyada sobre castilletes (figuras 24 y 25); en este caso la capacidad de la grúa necesaria para el montaje es muy inferior a la del diseño original que debía montar tramos enteros en altura.

Partiendo de esta posición se realizó el izado de la torre que será objeto de otro artículo denominado "Izado de torres provisionales de atirantamiento del viaducto de Almonte".

6.

ELEMENTOS AUXILIARES DEL SISTEMA DE ATIRANTAMIENTO

Las estructuras auxiliares para el tesado y anclaje de los cables provisionales están diseñadas de forma que sea posible realizar los ajustes necesarios durante todo el proceso constructivo, tanto en posición como en valor de la carga, de una forma clara y sencilla. Están formadas por los siguientes elementos:



Figura 24. Montaje de torre sobre tablero.

En los anclajes superiores:

- Terminales de anclaje de cables a torres.
- Orejetas en la torre.

En los anclajes inferiores:

- Bastidor de anclaje de tirantes.
- Barras de tesado.
- Bastidores de anclaje de barras al terreno (cables de retención) y al arco (cables de tiro).

La carga en las estructuras auxiliares ha sufrido un aumento del 15% debido a los cambios realizados en el proyecto del puente, lo que implicaba un incremento de los espesores de las piezas definidas en proyecto. Para no incurrir en espesores excesivos, se recurrió a modificar la calidad de algunas chapas de S355 a S460. De esta forma, al no introducir espesores más grandes, se consigue no tener que reducir el límite elástico de las piezas que viene implícito al aumentar su espesor. A su vez, un menor espesor de las chapas permite realizar soldaduras con menor volumen y por lo tanto menores requisitos de ejecución.

Debido a la gran responsabilidad de las piezas en cuestión, ha sido necesario cuidar especialmente los detalles de soldadura, mejorando la categoría de fatiga de los detalles más sensibles mediante una modificación de la geometría de la soldadura y la aplicación de tratamientos post-soldadura (punto 3.3).

El anclaje al hormigón se realiza a través de 8 barras $\Phi 50$ Macalloy 1030 ($\Phi 40$ para los cables menos solicitados). La dis-



Figura 25. Torre apoyada sobre castilletes.

posición relativa de las barras varía en función de si el anclaje es al hormigón de las zapatas (terreno) o del arco (figura 26).

Los bastidores de anclaje y los balancines tenían una carga máxima en estado límite último (ELU) de 10650 KN. No obstante, para tener margen para posibles modificaciones o ajustes futuros, se calcularon para una carga de 11500 KN.

Se consideró también en todos los elementos una fuerza transversal correspondiente a un giro total de $\pm 0.6^\circ$, $\pm 0.3^\circ$ correspondiente al viento y $\pm 0.3^\circ$ por tolerancias de fabricación y/o montaje.



Figura 26. Bastidores. Anclaje al terreno y al arco.

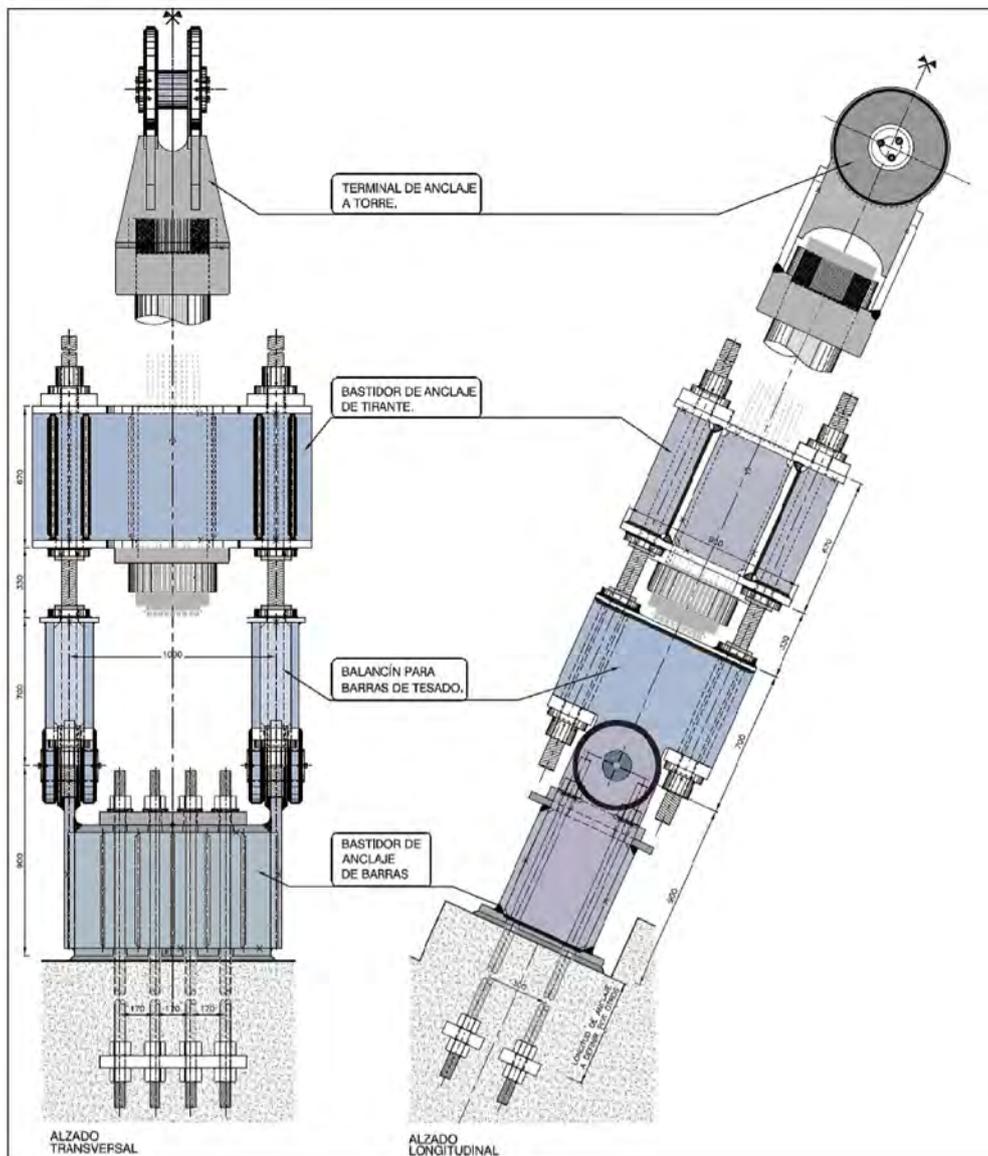


Figura 27. Estructuras auxiliares de tesado de cables.

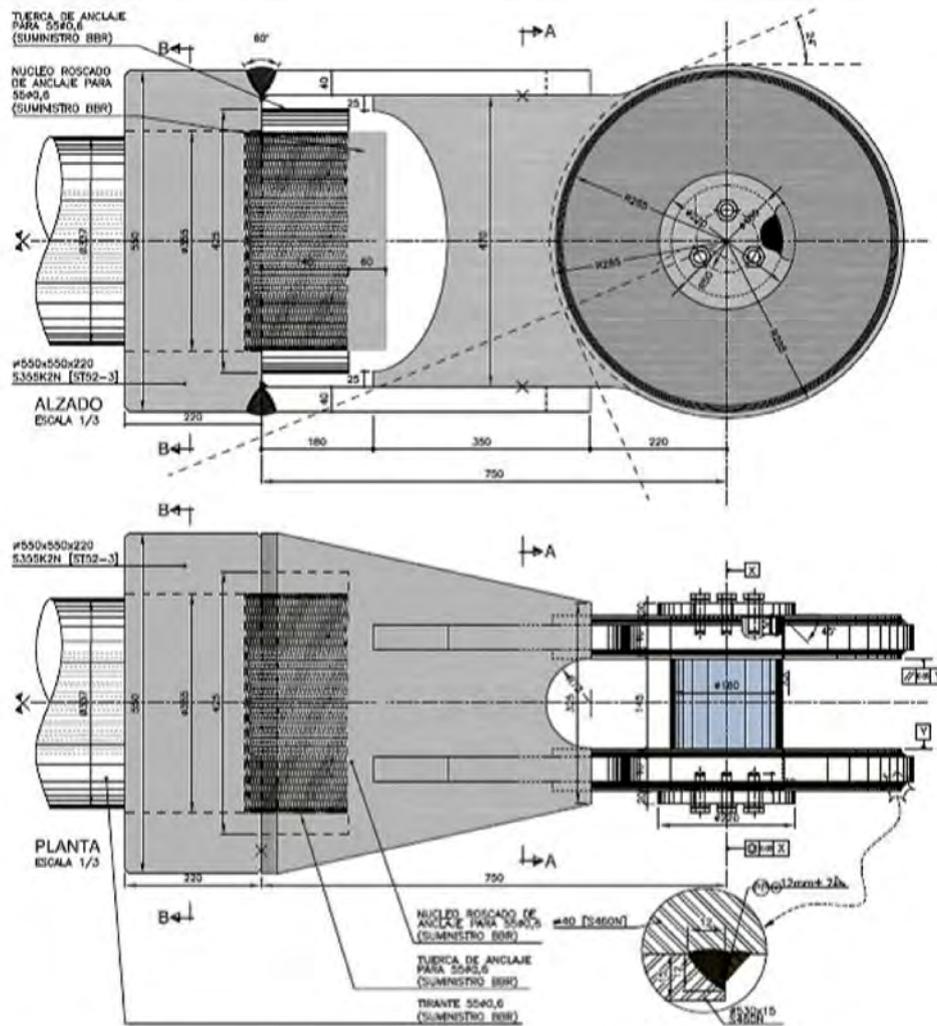


Figura 28. Terminal de anclaje de cables a torre.

En todos estos elementos se ha prestado especial atención en el cuidado de los detalles de soldadura, definiendo las preparaciones de borde a ejecutar, cordones de toma de raíz, etc.; también se ha definido para estas piezas la clase de ejecución EXC4 según EN-1090-2:2008 más tolerancias funcionales clase 2.

En la [figura 27](#) se indican las estructuras auxiliares para el montaje de los cables.

6.1 Terminales de anclajes de cables a torre

Se han modificado los diseños de los terminales de anclaje a la torre de los cables para adaptarlos a la tipología y tamaño de los cables utilizados.

En algunas zonas se ha dividido el número de cables a la mitad debido a que en proyecto algunos tirantes de retenida eran dobles y tras el recálculo se ajustaron a tirantes simples en cada pata de la torre. Esto ha obligado a disponer terminales más grandes que los previstos en el diseño de proyecto.

Como se puede observar en los detalles de la [figura 28](#), los nuevos terminales que se han diseñado están formados por chapas soldadas entre sí evitando piezas especiales de acero moldeado. Las nuevas piezas generadas son más grandes que las de proyecto ya que el cambio en la tipología de la torre ha

permitido reducir el número de familias de cables reemplazándolos por menos elementos pero más potentes.

Se ha decidido aumentar la calidad del acero de las orejetas para no tener espesores de chapa excesivos que reduzcan en exceso el límite elástico de la chapa. Además, con espesores más normales se consigue unas soldaduras más limpias y con mayor calidad en la ejecución.

Por otra parte, se ha recogido toda la tipología de cables en dos únicos modelos de terminal reduciendo así también el número de elementos distintos.

6.1.1 Cálculos de la orejeta del terminal.

Con objeto de obtener un cálculo más afinado del terminal se realizó un modelo de elementos finitos en ANSYS de dicha pieza. Este modelo está constituido por elementos sólidos tridimensionales. El material es no lineal con capacidad de plastificación.

Como se puede observar en la [figura 29](#), el modelo representa media pieza. Este modelo tiene una longitud de unión de 300 mm entre el alma de S460 y las alas de S355. Con estas dimensiones el modelo de ordenador de media pieza es capaz de resistir 4 800 KN alcanzándose las tensiones que se ven en la [figura 29](#). En total, la pieza completa tiene una capacidad de resistencia de hasta 9 600 KN.

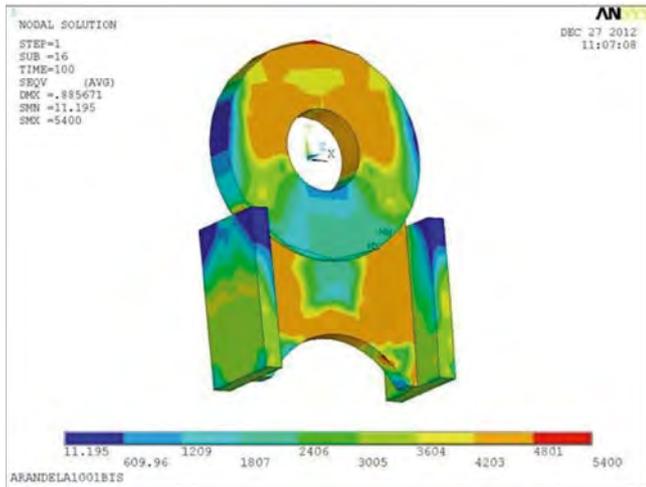


Figura 29. Orejeta del terminal.350mm.Modelo ANSYS.

Para homogeneizar los coeficientes de seguridad, de modo que todas las partes de la pieza tengan un nivel de tensiones análogo, se ha decidido aumentar la longitud de unión entre el alma de S460 y las alas de S355 a 350 mm, zona que en principio tenía tensiones claramente superiores a las del resto de la pieza. Con este cambio se ha adaptado el modelo a esta geometría obteniéndose las siguientes tensiones para una carga de 6 000 KN para media pieza:

En total, la pieza completa resistiría 12000 KN. Es decir, un aumento de un 17% en la longitud de unión entre el alma de S460 y las alas de S355 (de 300mm a 350mm) implica un aumento de la resistencia de la pieza del 25% (de 9 600 KN a 12 000 KN). Esto confirma que la sección de rotura es la unión entre el alma de S460 y las alas de S355 (debido a las tensiones tangenciales que se localizan en esta zona), ya que, manteniendo todos los demás elementos constantes (diámetro y espesores de arandelas y resto de chapas), solo con aumentar esta longitud mejora la capacidad resistente de la pieza.

6.2 Orejetas de anclajes de cables en torre

Al no coincidir los planos verticales donde se sitúan los cables con el plano del alma de los cordones de la torre, las orejetas no pueden formar parte de la chapa del alma y, por tanto, deben soldarse por fuera a las alas del cordón, motivo por el cual se han impuesto en esta zona características estrictas tanto al material como a las soldaduras como se ha indicado en el apartado 3.2.

Por otra parte, al no estar todos los cables en el mismo plano, el ángulo que se da a las orejetas debe variar para cada cable, lo que supone que cada orejeta tenga un ángulo diferente. Sin embargo, para facilitar la fabricación, se hicieron grupos de orejetas con ángulos parecidos dándole al conjunto un ángulo medio, de modo que la diferencia con el ángulo real de cada cable no superara el valor de $\pm 0.3^\circ$, incluyendo los posibles errores de fabricación y/o montaje; de este modo en la soldadura entre dos grupos de orejetas se produce una pequeña desalineación que se absorbe en el espesor de la chapa ($\neq 60$, S460). (figura 30).

Se consideró también un giro adicional de $\pm 0.3^\circ$ correspondiente al viento, diseñando las orejetas con una fuerza trasver-

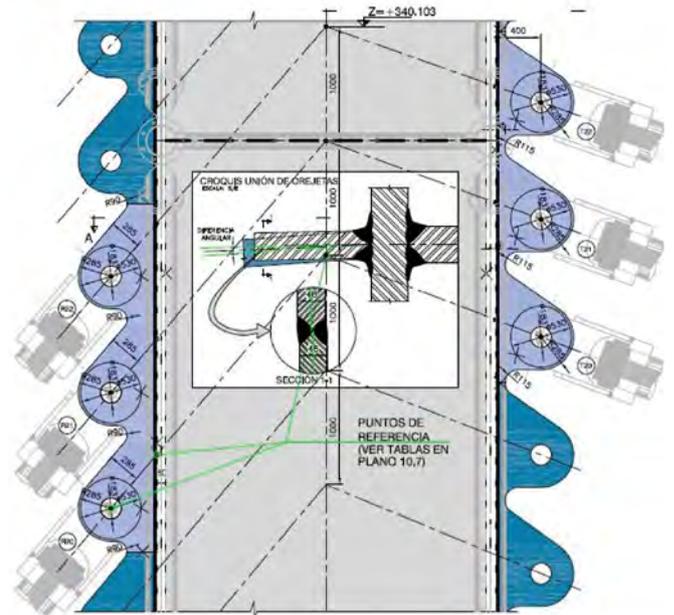


Figura 30. Orejetas de anclaje de cables en Torre.

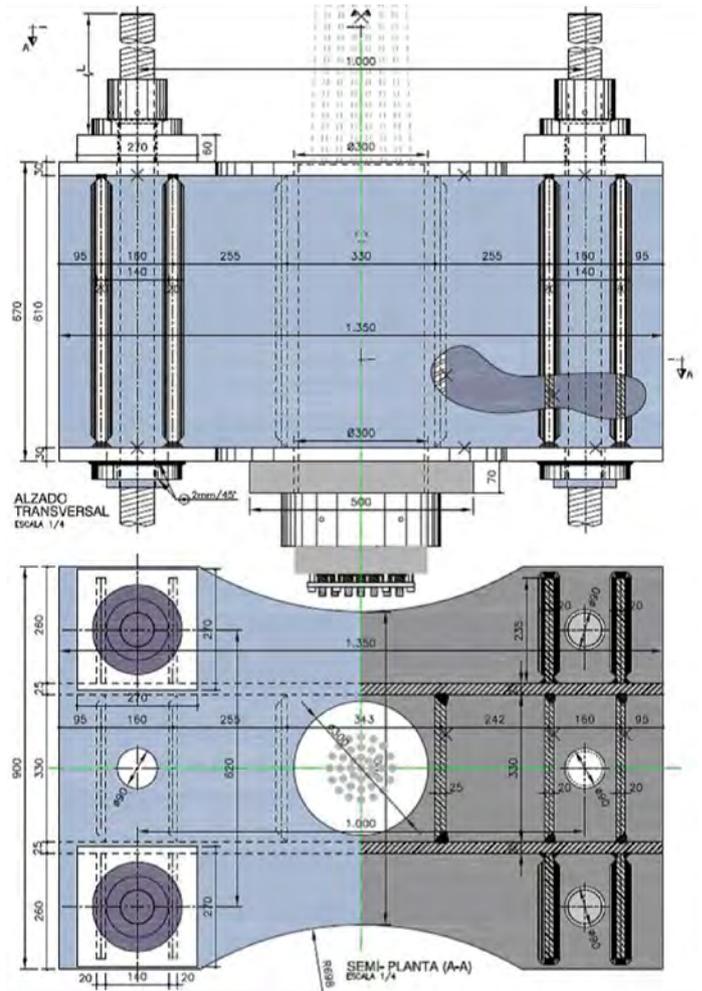


Figura 31. Bastidor de anclaje de tirantes Tipo A.

sal correspondiente a un giro total de $\pm 0.6^\circ$ igual que para el resto de los elementos auxiliares.

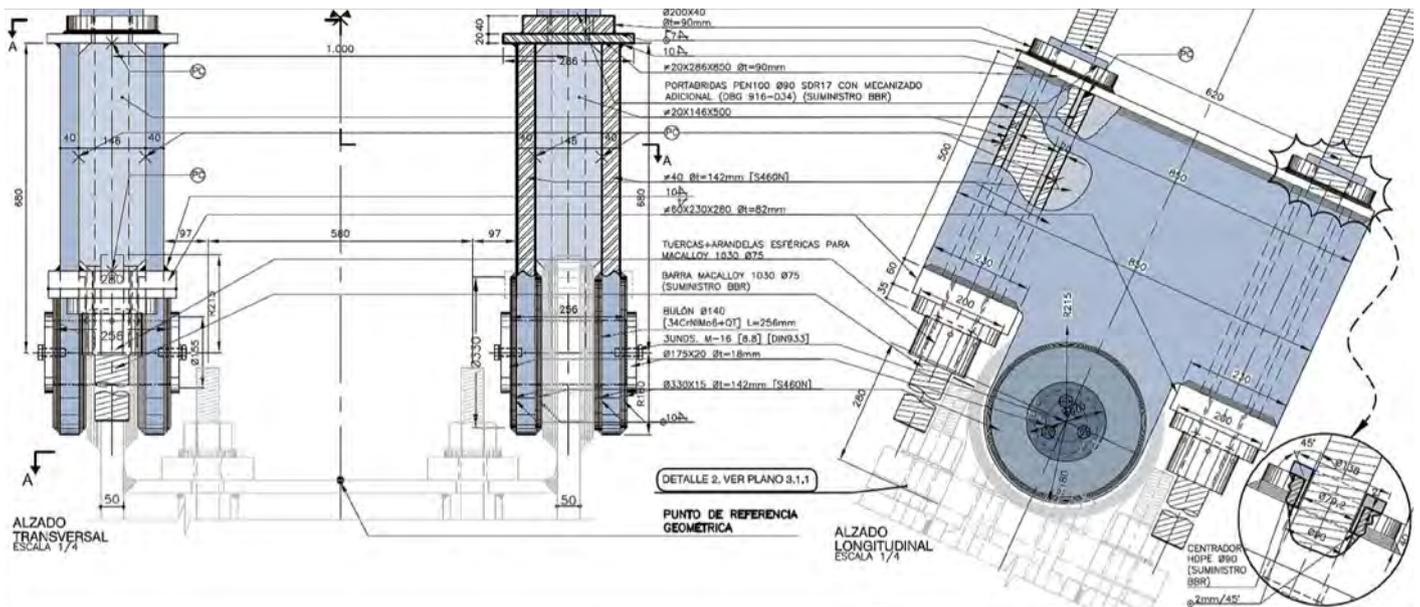


Figura 32. Balancín para cuatro barras de tesado.

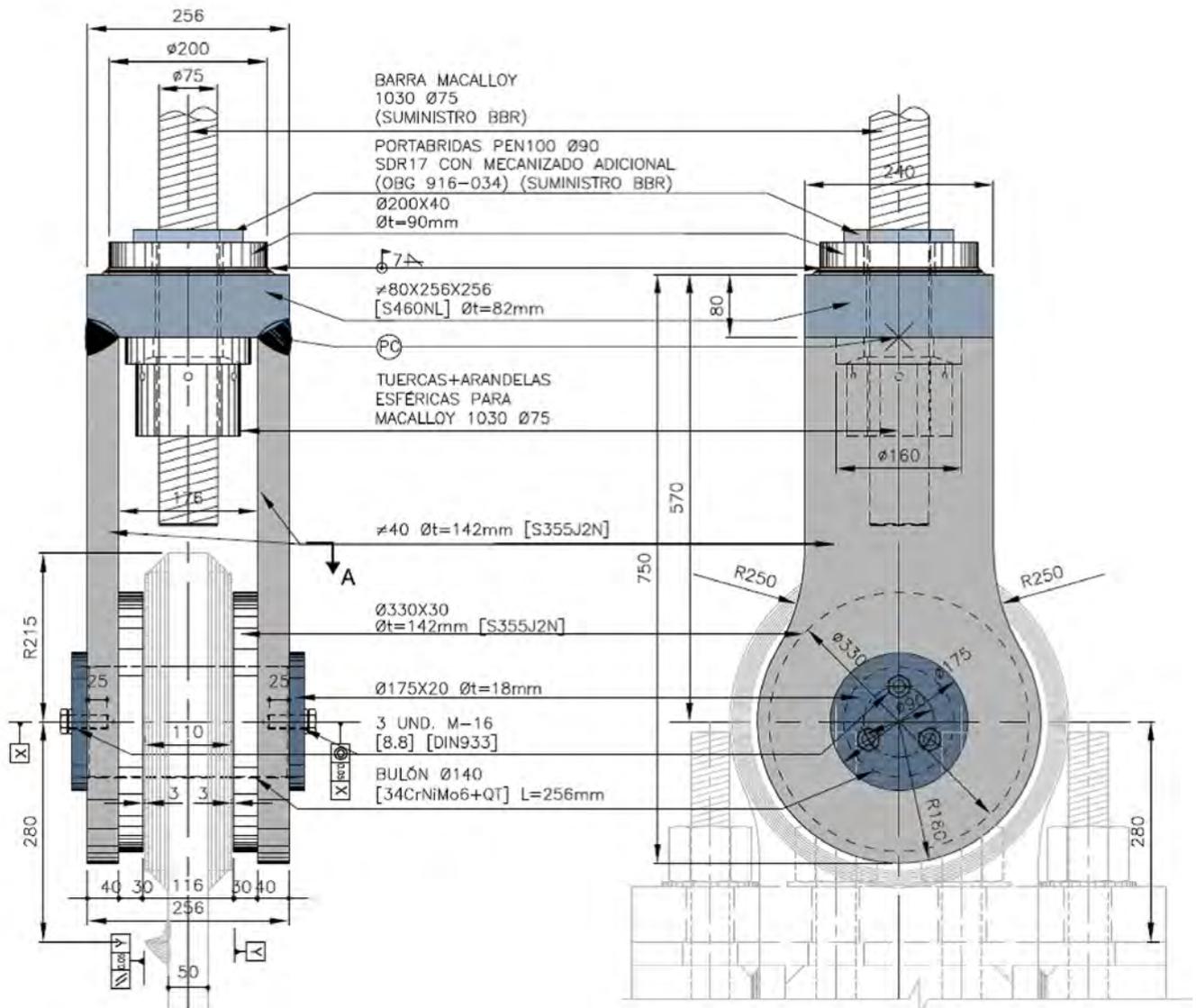


Figura 33. Balancín para dos barras de tesado.

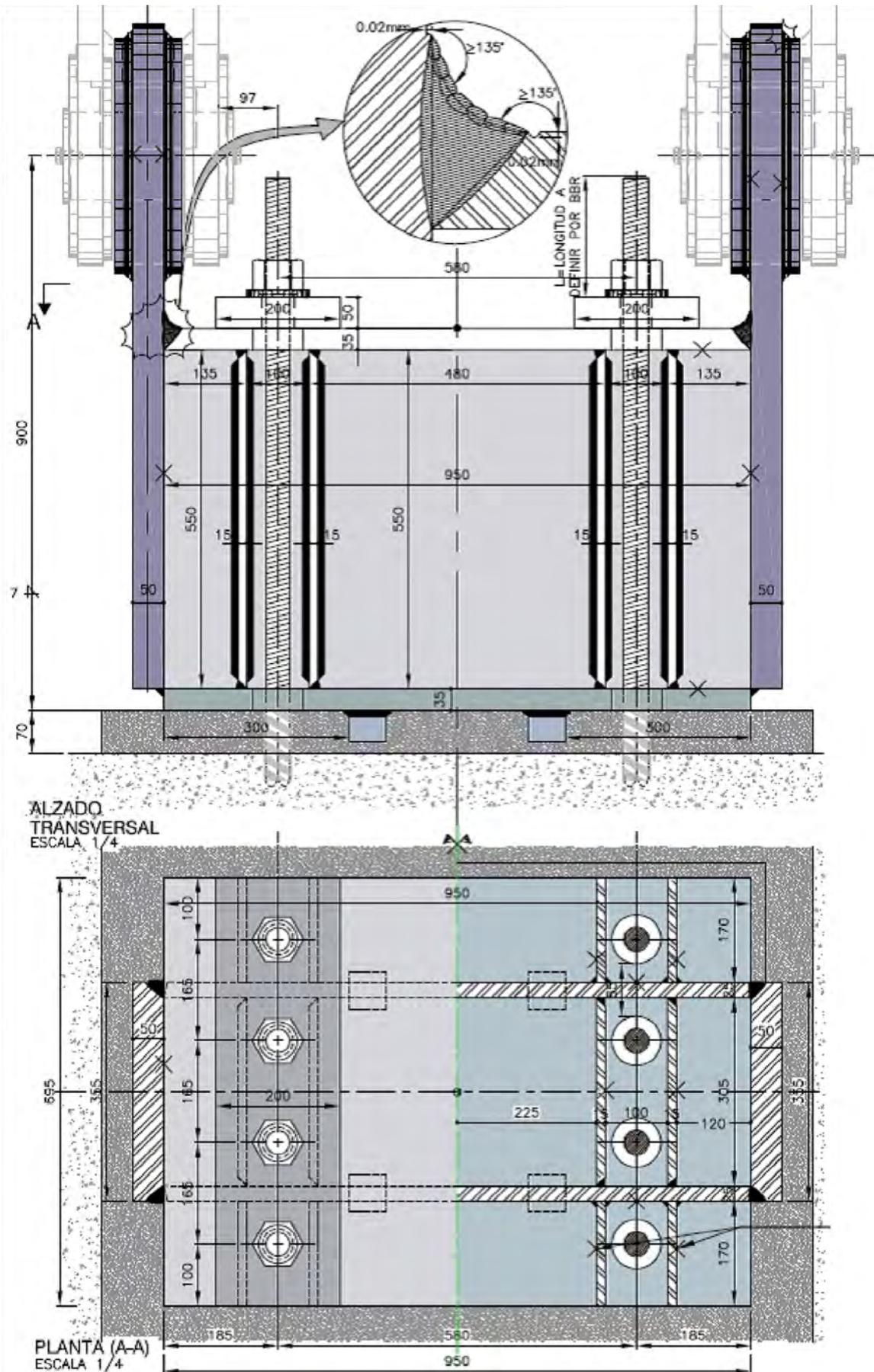


Figura 34. Bastidor tipo A. Cables de Tiro (Arco).

6.3 Bastidor de anclaje de tirantes

En cuanto a los anclajes inferiores de tirantes, ocurre lo mismo que en las piezas superiores de anclaje a torre. En primer lugar, los esfuerzos han aumentado del orden de un 15% debido al recálculo del arco y en segundo lugar, se ha reducido su número ya que los cables de retenida ya no son dobles.

Se ha rediseñado esta pieza con los nuevos esfuerzos existentes, definiendo todas las soldaduras y con un esquema que permita la correcta transmisión de esfuerzos. También se han definido las clases de ejecución de dichas piezas.

Dado que se ha reducido el número de familias de tirantes concentrándolos en tirantes más grandes, se ha debido aumentar el número de barras de tesado. Para poder optimizar el uso de estas piezas, han sido diseñadas para poder trabajar en casos de 4 barras de tesado y en casos de 2 barras de tesado.

Se diseñaron tres tipos de bastidores con cuatro configuraciones diferentes, el sistema se basa en reutilizar los bastidores según se van retirando tirantes:

- Bastidor Tipo A, para cables de Tiro $37\Phi 0.6$ ": En configuración de dos o cuatro barras. (figura 31)
- Bastidor Tipo B, para cables de Retenida $37\Phi 0.6$ ": En configuración de cuatro barras.
- Bastidor Tipo B, para cables de Retenida $55\Phi 0.6$ ": En configuración de cuatro barras.

6.4 Barras de tesado y balancines

Para el tesado de los tirantes se utilizan unas barras auxiliares $\Phi 75$ Macalloy 1030, que conectan el bastidor de anclaje al hormigón con el bastidor de anclaje de los cables. Las barras de tesado se articulan en el plano vertical mediante la disposición de balancines simples (para 2 barras) o dobles (para 4 barras) que llevan las cargas a un único bulón. Transversalmente, el diseño se realiza suponiendo una oscilación de $\pm 0.60^\circ$, que proviene de las tolerancias de posicionamiento ($\pm 0.30^\circ$) y del viento transversal ($\pm 0.30^\circ$).

Para limitar el espesor de las chapas ha sido necesario emplear acero S460 en las chapas que sirven de orejetas.

6.5 Bastidor de anclaje al hormigón

Se han definido dos tipos de anclaje en función de si el anclaje es a la zapata (retenida) o se trata de un anclaje al arco (tiro). En cada caso se ha adaptado la topología de la pieza a la geometría del hormigón de cada zona.

Para limitar el espesor de las chapas ha sido necesario emplear acero S460 en las chapas que sirven de orejetas. También se han definido las clases de ejecución de dichas piezas. En estas piezas es de especial importancia señalar el tratamiento post-soldadura que se ha realizado a las soldaduras más sensibles a posibles problemas de fatiga (soldaduras con categorías de detalle muy bajo).

En el diseño de estos elementos también se ha tenido en cuenta la fuerza transversal correspondiente a un giro de $\pm 0.60^\circ$ debido al viento ($\pm 0.30^\circ$) y los errores de posicionamiento ($\pm 0.60^\circ$). El esfuerzo cortante que se produce debido a esta fuerza se transmite por fricción a nivel del hormigón ya que las barras de anclaje están tesadas; no obstante, para mayor seguridad, se incorporaron pequeñas llaves de cortante como se observa en la figura 34.

Se diseñaron tres tipos de bastidores también reutilizables con cuatro configuraciones diferentes:

- Bastidor Tipo A, para cables de tiro: 8 barras Macalloy-1030 $\Phi 40$.
- Bastidor Tipo AA, para cables de tiro: 8 barras Macalloy-1030 $\Phi 40$.
- Bastidor Tipo B, para cables de retenida: 8 barras Macalloy-1030 $\Phi 40$ y $\Phi 50$.

Referencias

- [1] "Design manual of Stability of Steel structures". Comité 8. ECCS. 1976.
- [2] "Fatigue life Enhancement by high frequency peening. Dillinger Colloquium constructional steelwork. 2009.

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MONOGRAFÍA 34

M

FATIGA EN HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Grupo de Trabajo 1/7
Fatiga en Hormigón
Comisión 1 "Proyecto"

SECRETARÍA DE ACHE
Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

Hormigón autocompactante utilizado en la construcción del arco del viaducto de Almonte

Self-compacting concrete used in the construction of the arch of the Almonte Viaduct

Pedro Cavero de Pablo^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Director de la división ferroviaria de FCC Construcción y Gerente de la UTE Alcántara-Garrovilleas. Madrid

Recibido el 26 de abril de 2018; aceptado el 7 de enero de 2019

RESUMEN

La elaboración y puesta en obra del hormigón del arco del viaducto de Almonte requirió un estudio profundo y exhaustivo de más de un año de duración dada la particularidad del elemento a construir. En el artículo se repasa la cronología de ensayos y pruebas y se explican los diferentes factores y motivos en el camino recorrido hasta dar con la solución final.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Hormigón autocompactante, alta resistencia, cementos última generación, pruebas *in situ*, etringita diferida.

ABSTRACT

The production and installation of the concrete of the arch of the Almonte Viaduct required a deep and exhaustive study of more than one year of duration due to the particularity of the element to be built. The article reviews the chronology of tests and explains the different factors and reasons on the way to find the final solution.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Self-compacting concrete, high resistance, last generation concretes, in situ test, deferred etringita.

1.

INTRODUCCIÓN

El hormigón con el que se ha calculado y proyectado el arco variable del viaducto sobre el río Almonte para la ejecución del tramo embalse de Alcántara-Garrovilleas de la línea de alta velocidad Madrid-Extremadura, es un hormigón de alta resistencia, $f_{ct}=80$ MPa, que debido a la alta densidad de armadura pasiva que presenta el arco ha de ser autocompactante. Un hormigón autocompactante es un hormigón capaz de fluir y rellenar cualquier parte y rincón del encofrado a través del armado simplemente por la acción de su propio peso, sin la necesidad de cualquier otro método de compactación externo y sin segregación o indicios de bloqueo [1]. Además, este hormigón ha de ser puesto en obra en condiciones especiales dada la longitud del arco a ejecutar (384 metros) lo que implica grandes

distancias de bombeo, superiores a 200 metros, la altura del mismo (70 metros aproximadamente en la zona de clave), *figuras 1 y 2*, la inclinación (varía desde los 37 grados que forma con el terreno en el arranque hasta alcanzar la horizontalidad en el cierre), la geometría variable en todos sus paramentos con la que ha sido diseñado, el fuerte armado, *figura 3*, que presenta y la necesidad de alcanzar altas resistencias iniciales superiores a 40 MPa a las 12 horas que permitan desencofrar la pieza hormigonada y avanzar con el carro logrando así una secuencia en el ciclo que permita la ejecución del arco en los plazos requeridos.

Debido a esta delicada puesta en obra y al importante compromiso de su ubicación dentro de la estructura y a la falta de experiencia previa de los proveedores habituales en el ámbito del proyecto, este hormigón ha sido estudiado, diseña-

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: pcaverop@fcc.es (Pedro Cavero de Pablo)



Figuras 1 y 2. Puente y voladizos.

do y producido con especial delicadeza y profundo interés por los Servicios Técnicos de FCC Construcción y por los departamentos de calidad y producción del equipo de obra.

El objeto de este artículo es hacer una cronología de los ensayos y pruebas realizados a los materiales, primero por separado y posteriormente en conjunto, para comprobar las bondades de la dosificación realizada para este tipo de hormigón en aras de conseguir un hormigón que se compacte por la acción de su propio peso, sin necesidad de energía de vibración ni de cualquier otro método de compactación.

En estas pocas líneas se resume el trabajo de más de un año del equipo de FCC en el diseño, fabricación y pruebas de este hormigón tan singular.

2. ESTUDIO DE MATERIALES INICIAL

En un hormigón autocompactante los componentes de la mezcla son variados y deben estudiarse cuidadosamente para conseguir que un hormigón de alta consistencia y cohesión pueda atravesar una densa armadura con un perfecto relleno sin bloqueo del árido grueso y sin segregación ni exudación. Los diferentes componentes de la formulación a estudiar se han analizado tanto en el laboratorio central de FCC Construcción como en el laboratorio contratado por el equipo de obra y que la empresa Geotécnica del Sur tiene en la obra.

Para ello, se localizaron los áridos, cementos, aditivos y adiciones de los que se disponía en el mercado, disponiéndose de las siguientes alternativas:

Cemento

Se estudia desde el inicio dos posibilidades, el cemento tradicional tipo I-52,5 R y el cemento especial tipo I-52,5 UL-TRAVAL R de muy altas resistencias iniciales y finales. Este cemento es fabricado por Cementos Portland Valderrivas en sus instalaciones de Olazagutía (Navarra) y su característica principal es la composición del clínker y la finura de molido que permite una mayor hidratación que la habitual en un cemento convencional, es por ello, capaz de desarrollar muy altas prestaciones mecánicas a cortas edades y está indicado en hormigones de altas resistencias especialmente aquellos adicionados.

Árido grueso

Se emplea en las pruebas tanto áridos procedentes de la cantera de Villaluengo que la empresa Hormigones CG tiene en las cercanías de la obra y que en el estudio de materiales del proyecto se incluye como una de las canteras válidas para fabricar hormigón, de origen ofítico y que se han empleado en la fabricación del resto de hormigones de la obra, y árido procedente de canteras ubicadas en la provincia de Madrid, con el fin de conocer la incidencia que el árido grueso tiene en la resistencia final de las diferentes dosificaciones.

Árido fino

Se ensayan y analizan las diferentes canteras y graveras presentes en el estudio de materiales del proyecto. Al no encontrar en las mismas arenas que cumplan los requisitos necesarios para



Figura 3. Armado de una de las dovelas.

la fabricación de hormigón autocompactante se decide buscar graveras en el río Guadiana y que estén localizadas lo más próximo a la traza. Finalmente se opta por la arena procedente de la gravera que la empresa CIMPOR tiene en Guareña (Badajoz) a 150 km de la localización de la obra.

Aditivo superfluidificante para la reducción de agua

Se estudian los diferentes productos suministrados por las únicas tres empresas proveedoras de aditivos, que tienen aditivos específicos para la fabricación de hormigones autocompactantes y de altas resistencias. Estas empresas son, BASF, SIKA y MAPEI.

Adición

Se estudian tres diferentes adiciones en las pruebas efectuadas en el laboratorio de FCC en Madrid. Estas son las cenizas volantes procedentes de la central térmica de Andorra y de la central térmica de Compostilla (León), humo de sílice y filler calizo.

3. ANÁLISIS DE CADA COMPONENTE

Cemento

Se contempla como primera opción el empleo de CEM I 52,5 R al ser este el cemento común con el que se fabrican hormigones de altas prestaciones.

Las primeras pruebas efectuadas en el laboratorio central de FCC Construcción indican que con una cantidad de 550 kg de cemento CEM I 52,5 R se obtienen hormigones que cumplen la autocompactabilidad y que se aproximan a las resistencias características requeridas. Como se puede ver, se demanda una gran cantidad de cemento, lo que puede comprometer el hormigón fabricado ya que no se conoce cómo puede evolucionar el hormigón con cantidades tan altas de cemento en cuanto a temperatura y fisuración, además la norma EHE-08 [2] recomienda no superar los 500 kg/m³ en la dosificación de cualquier tipo de hormigón.

Tras los resultados obtenidos en estas pruebas, realizadas en el laboratorio central de FCC, se toma la decisión de estudiar

una dosificación empleando CEM I 52,5 R ULTRAVAL, ya que con cantidades inferiores de cemento se consiguen las resistencias exigidas, minorando las temperaturas alcanzadas.

Tras 46 pruebas efectuadas con los diferentes cementos y demás componentes del hormigón mencionados anteriormente se proponen dos dosificaciones, una con cada tipo de cemento, para su fabricación y estudio a escala real y en la planta de obra.

Para comprobar el comportamiento del hormigón a escala real, se organizan una serie de pruebas a realizar en la planta de obra. Los días 14,15 y 16 de noviembre de 2011 se realizan las pruebas en la planta de obra, con la dosificación correspondiente al CEM I 52,5 R. De igual manera, los días 21, 22 y 23 de noviembre de 2011, se realizaron el mismo tipo de pruebas en la planta de obra, pero esta vez con el cemento CEM I 52,5 R ULTRAVAL.

Se proponen como dosificaciones posibles, ambas objeto de estudio y pruebas hasta llegar a definir una dosificación óptima, las siguientes:

Dosificación tipo con cemento CEM I 52,5 R:

- Cemento CEM I 52, 5 R: 550 kg.
- Cenizas volantes: 100 kg.
- Arena 0/4: 960 kg.
- Árido 6/12: 720 kg.
- Agua: 180 l.
- Aditivo: 2.1% SPC (sobre el peso de cemento)
- Estabilizante: cantidad a determinar en las pruebas y a proponer por cada suministrador de aditivos.

Dosificación tipo con cemento CEM I 52,5 R ULTRAVAL:

- Cemento ULTRAVAL: 440 kg.
- Cenizas volantes: 125 kg.
- Arena 0/4: 1 015 kg.
- Árido 6/12: 735 kg.
- Agua: 172 l.
- Aditivo: 2.1% SPC.
- Estabilizante: cantidad a determinar en las pruebas y a proponer por cada suministrador de aditivos.

Se realizaron las pruebas en la planta de obra, con la dosificación por m³ correspondiente al CEM I 52,5 R. En estas pruebas, se destinó un día de los señalados anteriormente para el estudio de tres marcas distintas de aditivos: MAPEI, SIKA y BASF. Partiendo de la dosificación base antes descrita, cada marca comercial proponía una cantidad de aditivo a añadir a la fórmula, de manera que se pudiese optimizar al máximo la relación a/c con el empleo de sus aditivos, a fin de conseguir que el hormigón presentase las mejores condiciones posibles en cuanto a su fluidez o habilidad de fluir sin ayuda externa, resistencia al bloqueo o habilidad para pasar entre las barras de armadura, resistencia a la segregación, durabilidad en obra y resistencia del hormigón, comprobada mediante la fabricación de probetas. Ninguna de las marcas dada la cercanía de la planta de obra al punto de vertido consideró necesario el uso de estabilizantes.

Se realizaron ensayos de escurrimiento, caja en L y escurrimiento con anillo japonés para comprobar la autocompactabilidad durante un periodo de “tiempo abierto”; este mismo hormigón se llevó a obra para confirmar su bombeabilidad.

Durante estos días, también se probaron variantes de la dosificación inicial en cuanto a cantidad de CEM I 52,5 R, para tener un conjunto de datos lo más amplio posible.

De igual manera se realizaron el mismo tipo de pruebas en la planta de obra, pero esta vez con el cemento CEM I 52,5 R ULTRAVAL.

Se adjunta a continuación la tabla A.17.2 *Requisitos generales para la autocompactabilidad* del Anejo 17 de la norma EHE-08 [2] “Recomendaciones para la utilización del hormigón autocompactante”. (tabla 1)

TABLA 1
Requisitos generales autocompactabilidad

ENSAYO	Parámetro medido	Rango admisible
	T ₅₀	T ₅₀ ≤ 8 seg
Escurrimiento	d _f	550 mm ≤ d _f ≤ 850 mm
Caja en L	C _{bl}	0,75 ≤ C _{bl} ≤ 1,00
Escurrimiento con anillo J	D _f	≥ d _f - 50 mm

Donde,

T₅₀ es el tiempo en que se extiende la muestra.

d_f es el diámetro del flujo. Este y el valor anterior miden la fluidez de la muestra.

C_{bl} es el coeficiente de bloqueo y DJf es el indicador de la capacidad de paso del hormigón, ambos son los parámetros necesarios para conocer la resistencia al bloqueo de la muestra.

Se hicieron pruebas con 510, 530 y 550 kg de CEM I 52,5 R y con 440 kg de CEM I 52,5R ULTRAVAL.

A la vista de los resultados de resistencia obtenidos a 28 días, la cantidad de CEM I 52,5 R necesaria para no tener problemas de resistencia, sería superior a los 550 kg que marca la norma EHE-08 [2] como máximo recomendable; además, al ser una cantidad tan alta de cemento, no se tiene la seguridad de que este quedase totalmente hidratado.

Tras analizar estos datos, se decide inicialmente emplear el CEM I 52,5 R ULTRAVAL, ya que con cantidades de cemento menores a las máximas permitidas por la normativa se consiguen las resistencias exigidas, lo que beneficia en cuanto a que el hormigón desarrollará menor calor de hidratación y se minimizará el riesgo de fisuración, además de garantizar la hidratación del cemento.

Durante los meses de julio, agosto, septiembre y octubre de 2012, se realizan más pruebas con cemento CEM I 52,5 R, CEM I 52,5 N SR, CEM I 52,5 R ULTRAVAL, CEM I 52,5 R ULTRAVAL SR. Se empezó a utilizar el cemento sulforresistente (SR) debido a los incrementos de temperatura registrados y el posible riesgo asociado de formación de etringita diferida.

Árido Grueso

Las mayores exigencias en cuanto a materiales para la confección de hormigón autocompactante están en este árido. A pesar de que no existe limitación en cuanto a su naturaleza, sí existen limitaciones con el tamaño máximo y el coeficiente de forma.



Figura 4. Acopio AG 6/12 O.

El tamaño máximo del árido es preferible limitarlo a 20 mm. Evidentemente, el tamaño máximo deberá guardar relación con la distancia entre armaduras, pero dado el caso que fuera posible trabajar con tamaños superiores a 20-25 mm, no deberá excederse este tamaño ya que implica un elevado riesgo de bloqueo y segregación de la masa. De todas formas, los mejores resultados globales se consiguen empleando tamaños máximos entre 12-16 mm.

En principio, se plantea el empleo del AG 6/12 O, [figura 4](#), árido de naturaleza ofítica que se está empleando en la fabricación del resto de los hormigones de la obra. Para descartar la influencia del árido en la resistencia del hormigón, se realizan pruebas en el laboratorio central de FCC con un árido de Madrid, llegándose a la conclusión de que la calidad del árido de la obra es suficiente para alcanzar las resistencias que buscamos.

Por otro lado, este árido AG 6/12 O tiene una densidad elevada, lo que plantea posibles problemas de segregación en el hormigón, unido al hecho de tener que bombear el hormigón a 200 metros de distancia y 70 metros de altura. Para evitar este problema se propone el empleo de una arena de río “correctora”, la cual nos permitiría alcanzar el % de finos necesarios y mejorar las propiedades del hormigón, en cuanto a escurrimiento, bloqueo, fluidez y colocación en obra.

Árido fino

Para la fabricación del hormigón autocompactante se requiere una arena de calidad con unas determinadas características:

- Granulometría continua.
- Equivalente de arena alto (>80) según NLT 113/87 [3].



Figura 5. Acopio Arena Cantera de Guareña.

- Bajo contenido en finos.
- Tamaño máximo no superior a 4 mm y un % de pasa entorno al 95 y en la que más del 75% pase por el tamiz 1 mm.
- Árido redondeado que facilite el deslizamiento del conjunto de la mezcla y la ausencia de segregación y bloqueo.

El motivo de la utilización de una arena de este tipo es garantizar la autocompactabilidad de la mezcla. Se visita y toma muestras de las canteras que en el estudio de materiales del proyecto se afirma son válidas para la fabricación de hormigón. Desgraciadamente no se consigue localizar en ninguna de las graveras y canteras que el proyecto indica en su anejo nº 4, Estudio de materiales, una arena que cumpla las características necesarias para poder utilizarla en la confección del hormigón autocompactable. Por ello, se decide visitar graveras del río Guadiana que históricamente han presentado áridos adecuados a este tipo de prescripciones.

Todas las graveras visitadas se encuentran en un radio inferior a los 150 km desde la obra.

Así se localiza la gravera de la empresa CIMPOR que presenta arenas síliceas de gran calidad con equivalentes de arena altos (82), con granulometrías continuas y excelente comportamiento en los ensayos de escurrimiento, anillo japonés y caja L. Posee graveras en los términos municipales de Lobón a 133 km de la obra pero que tienen comprometida la producción para otros clientes, Guareña a 135 km de la obra que dispondrían de reservas suficientes para la obra y entre Badajoz y Olivenza, a 140 km de la obra que se descarta por distancia. Finalmente es la instalación de Guareña la elegida, [figura 5](#).

Existen otras graveras que finalmente se descartan al estar a distancias superiores de la obra.

Aditivos

El aditivo superplastificante es imprescindible para la confección de hormigón autocompactante. No todos los tipos son utilizables. Los aditivos basados en naftalen sulfonatos o condensados de melamina no ofrecen suficiente poder reductor de agua y en consecuencia, los únicos tipos utilizables son los basados en éter policarboxílico modificado.

Se estudian en el laboratorio central de FCC diferentes dosificaciones con las diferentes empresas que muestran ex-

perencia en este tipo de hormigones en el mercado nacional, concluyéndose que los tres, MAPEI, SIKA Y BASF, presentan parecidas características a confirmar durante los ensayos a ejecutar en obra.

En las pruebas realizadas en obra los días 14,15 y 16 de noviembre de 2011 (con la dosificación correspondiente al CEM I 52,5 R) y los días 21, 22 y 23 de noviembre de 2011 (con la dosificación correspondiente al CEM I 52,5 R ULTRAVAL) se destinó un día de los señalados anteriormente para el estudio de las tres marcas distintas de aditivos.

Partiendo de una dosificación base, cada marca de aditivo proponía una cantidad de aditivo a añadir a la fórmula, de manera que se pudiese optimizar al máximo la relación a/c con el empleo de sus aditivos, a fin de conseguir que el hormigón presentase las mejores condiciones posibles en cuanto a su fluidez o habilidad de fluir sin ayuda externa, resistencia al bloqueo o habilidad para pasar entre las barras de armadura, resistencia a la segregación, durabilidad en obra y resistencia del hormigón, comprobada mediante la fabricación de probetas.

Se realizaron ensayos de escurrimiento, caja en L y escurrimiento con anillo japonés para comprobar la autocompatibilidad durante un periodo de “tiempo abierto”; este mismo hormigón se llevó a obra para confirmar la bombeabilidad del mismo.

El aditivo seleccionado será de la marca BASF, en concreto, GLENIUM TC 1425, ya que es el que mejor se ha comportado en las pruebas.

Adiciones

El empleo de adiciones es imprescindible para satisfacer la demanda de finos que requiere el hormigón autocompactante.

En la fase de estudio previo desarrollada en el laboratorio de FCC se procedió a utilizar humo de sílice, filler calizo y cenizas volantes como adiciones que nos permitirían elevar la resistencia final del hormigón y mejorar las condiciones de consistencia.

El humo de sílice en las diferentes pruebas aportó condiciones de trabajabilidad malas ya que segregaba el hormigón y escasas resistencias con dosificaciones de cemento y árido similares.

El filler calizo proporcionó buenas resistencias pero hormigones con escasa trabajabilidad debido a la granulometría del mismo y que no rellenaban correctamente los moldes por lo que se descartó su utilización.

Las cenizas volantes presentaron hormigones con una correcta compactabilidad y resistencias adecuadas por ello, se escogió este producto.

En general, las cenizas ofrecen grandes resultados en aplicaciones donde se requiera elevado mantenimiento de la consistencia. El empleo de cenizas permite trabajar con cantidades de cemento más ajustadas debido a su puzolanidad. Las cenizas a emplear serán unas cenizas volantes procedentes de la central térmica de Compostilla (León), ya que le incorpora menor % de aire al hormigón, hecho que favorece la resistencia del hormigón.

Se ha estudiado el empleo de otras cenizas procedentes de la central térmica de Andorra, desechándose al final por su aportación de porcentaje de aire al hormigón y por no cumplir con el índice de actividad, según UNE-EN 196-1 [4].

4.

ENSAYOS CARACTERÍSTICOS

Los ensayos característicos, celebrados una vez se había determinado qué materiales eran los mejores para conseguir el objetivo, tienen la finalidad de comprobar la idoneidad de los materiales componentes, las dosificaciones y las instalaciones a emplear en la fabricación del hormigón, en relación con su capacidad mecánica y su durabilidad. Para ello, se realizan ensayos de resistencia a compresión del hormigón autocompactante HA-80/AC/12/IIb, fabricado en las mismas condiciones de la central y con los mismos medios de transporte con los que se hará el suministro a la obra.

El objetivo es demostrar mediante ensayos, que se efectuarán en laboratorio sobre hormigones fabricados, que con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos es posible conseguir un hormigón que posea las condiciones de resistencia (80 MPa) y durabilidad (ambiente IIb) que se le exigen en el proyecto.

Se procedió a realizar los ensayos característicos del hormigón HA80/AC/12/IIb a emplear en la ejecución del arco del viaducto sobre el río Almonte, empleando para ello los componentes en las cantidades expresadas en la tabla 2, como resultado del estudio previo de materiales a emplear y que se ha explicado en el apartado anterior:

TABLA 2
Dosificación propuesta

COMPONENTE	CANTIDAD POR m ³
CEMENTO I 52,5 R ULTRAVAL	440 kg
CENIZAS VOLANTES	125 kg
ARENA 0/4 SL	1 022 kg
ARIDO 6/12 O	743 kg
TC-1425 BASF	12.43 l
AGUA	155 l

Los ensayos se llevan a cabo a los 28 días de edad sobre probetas procedentes de seis amasadas diferentes.

Para la resistencia a compresión, se calcula el valor medio correspondiente a cada amasada a partir de los resultados individuales de rotura, lo que permite obtener una serie de serie resultados medios:

$$X_1 \leq X_2 \leq \dots \leq X_6 \quad (1)$$

Se aceptará la dosificación y el proceso de ejecución correspondiente, a los efectos de resistencia, cuando se cumpla:

$$X_6 - 0,8 (X_6 - X_1) \geq f_{ck} \quad (2)$$

Donde,

X_1, \dots, X_6 , son los resultados medios obtenidos
 f_{ck} es la resistencia característica especificada en el proyecto.

Cabe destacar que para la ejecución de estos ensayos se preparó una dovela de prueba.



Figura 6. Cono de Abrams.



Figura 7. Ejecución de ensayo de caja en L.



Figura 8. Ejecución de ensayo de escurrimiento con anillo japonés



Figura 9. Ensayo de aire ocluido.

Se diseña una dovela tipo que se arma siguiendo la cuantía dispuesta en la dovela más armada de las 33 que componen el arco, dovela 1. Dicha dovela tendrá sección rectangular de 6.00x4.80 metros con espesores de muro de 1 metro y una longitud de 2 metros.

Para comprobar la necesidad de la utilización de empalmes mecánicos y así minimizar un posible exceso de presencia de barras de armado que impidan la correcta compacidad del hormigón, se procederá a solapar barras según la normativa actual en parte de la sección, mientras que en el resto de la misma se procederá a colocar el armado sin solapes.

Se modifica la geometría octogonal de la dovela del arco por una geometría rectangular que empeora las condiciones de puesta en obra ya que evita la presencia de planos inclinados que siempre serán más favorable al deslizamiento del hormigón por las paredes del encofrado que en planos ortogonales donde el hormigón no encuentra dichos planos favorables para el deslizamiento y por lo tanto para la puesta en obra.

Para asemejar la inclinación que las dovelas van a presentar cuando se ejecute el arco se decide ubicar la dovela de prueba en una plano de 20 grados de inclinación.

Se realiza una amasada de 2 m³ de prueba, para comprobar el aspecto de hormigón en cuanto a fluidez y segregación y asimismo, ejecutar un dado de hormigón, con el fin de estudiar la evolución de temperatura de una masa de hormigón lo más similar posible a los volúmenes a ejecutar en obra. A este dado, se le equipa de un termopar que transmitirá la temperatura del hormigón al baño de agua que lleva asociado, donde se introducirán probetas para romper a edades tempranas (6, 12 horas). También se equipa este dado con un *data logger* que nos permitirá registrar las temperaturas que se vayan dando en el bloque de hormigón

A continuación, se fabrican 6 amasadas de 2 m³ para la ejecución de los ensayos. A estas amasadas, cada laboratorio le hace probetas y ensayos de escurrimiento, caja en L y anillo japonés, figuras 6 a 9.

Además, se hacen ensayos de % de aire ocluido a 2 amasadas.

Una vez realizados los ensayos característicos, el hormigón restante se envía a la obra para el hormigonado de la parte inferior de la dovela de prueba, donde se comprueba el comportamiento del mismo.

TABLA 3
Resultado de los ensayos obtenidos

	ESCURRIMIENTO		CAJA EN L	ESCURRIMIENTO CON ANILLO	AIRE
	$T_{50} \leq 8$ seg	$550 \leq d_f \leq 850$	$0,75 \leq C_{br} \leq 1,00$	$\geq d_f - 50$	%
IL-CAC-HA 1414	7	660	94	585	6.5
IL-CAC-HA-1415	8	585	80	580	7.2
IL-CAC-HA-1416	9	550	79.2		6.3
IL-CAC-HA-1417	4	665	89.5	680	7.6
IL-CAC-HA-1418	7	555	61		-
IL-CAC-HA-1419	6	595	79.2	570	7.4

TABLA 4
Resistencia a compresión de las amasadas

Nº	ESCURRIMIENTO (mm)	ROTURA A 7 DÍAS (MPa)	ROTURA A 28 DÍAS (MPa)
1	660	60.8	71.5
2	585	65.1	74.5
3	550	68	78.5
4	665	63.9	73.5
5	555	66.9	78.2
6	595	59.7	70



Figura 10. Frente dovela de prueba.



Figura 11. Dovela de prueba tras desmolde.

Los ensayos realizados a las amasadas fabricadas son los que se pueden ver en la [tabla 3](#).

Las resistencias a 7 días obtenidas por los distintos laboratorios participantes en las pruebas presentaban bastante dispersión augurando que a 28 días y probablemente debido a la presencia de aire ocluido no se alcanzasen los 80 MPa necesarios.

Los resultados obtenidos en las seis amasadas son los que aparecen en la [tabla 4](#).

Según lo expuesto en el cuadro anterior, y siguiendo la fórmula contenida en EHE-08 los resultados obtenidos los ensayos se consideraron no aptos.

El motivo por el cual estos ensayos no resultaron satisfactorios se encuentra en el alto porcentaje de aire ocluido que

se registra en el hormigón, con valores en torno al 7%, lo que hace que baje la densidad de las probetas (con valores inferiores a 2.40 g/cm^3 , alrededor de 2.28-2.30) y en consecuencia la resistencia a compresión también sea menor.

La prueba no cumple en cuanto a resistencia a compresión, debido a la presencia de aire ocluido, superior al 2%, pero sí cumple en cuanto al resto de parámetros exigidos y al desmoldar la dovela de prueba se comprueba que el aspecto es bastante correcto como puede observarse en las [figuras 10 y 11](#)

A la vista de los datos de temperatura del hormigón y de porcentaje de aire ocluido registrados en los ensayos realizados se decide hacer una prueba con otra dosificación, para ver la evolución de las temperaturas pues estas son también demasiado altas.

La dosificación empleada es la siguiente, ver [tabla 5](#):

TABLA 5
Nueva dosificación

COMPONENTE	CANTIDAD POR m ³
CEMENTO I 52,5 R ULTRAVAL	400 kg
CENIZAS VOLANTES	165 kg
ARENA 0/4 SL	1 022 kg
ARIDO 6/12 O	743 kg
TC-1425 BASF	13.60 l
AGUA	170 l

Se obtienen los siguientes datos, sobre una primera amasada, ver [tabla 6](#).

TABLA 6
Resultados sobre la amasada

	ESCURRIMIENTO		AIRE	DENSIDAD
	T50 ≤ 8 seg	550 ≤ df ≤ 850	%	g/cm ³
IL-CAC-HA-1424	4	665	5.8	2.31

Se confirman los valores de temperatura obtenidos en los días anteriores durante la jornada y a la vista de los resultados de temperatura y porcentaje de aire ocluido registrados durante las pruebas realizadas los días anteriores, por un lado, y los datos de resistencia a 7 días de los ensayos característicos, por otro lado, los cuales auguraban que no se conseguirían los 80 MPa a 28 días, se decide realizar más pruebas probando diferentes dosificaciones con contenidos de cementos distintos, arenas de la misma procedencia llegadas a obra en fechas distintas e incluso diferentes cantidades y tipos de aditivo, para intentar determinar la causa que produce un contenido de aire ocluido en el hormigón tan elevado, lo que penaliza la resistencia a 28 días y también para analizar las temperaturas alcanzadas tan elevadas.

Después de realizar los ensayos durante varias semanas se concluye que:

1. La temperatura alcanzada, tanto con el cemento tipo I-52,5 R y el cemento tipo I52, 5 R ULTRAVAL, supera ampliamente los 80°C, llegando a valores de 92°C con dosificaciones de 440 kg de Ultraval, 90.3°C con dosificaciones de 400 kg de Ultraval y 95.4°C con 530 kg de cemento tipo I-52,5 R.

La temperatura de fabricación en el caso de la prueba de 440 kg de Ultraval es de 33°C.

La temperatura de fabricación en el caso de la prueba de 400 kg de Ultraval es de 39.2°C.

La temperatura de fabricación en el caso de la prueba de 530 kg de I-52,5 R es de 37.2°C.

Por tanto se puede concluir que el cemento tipo Ultraval provoca un ascenso de la temperatura de aproximadamente 1,3°C/10 kg de cemento, mientras que con el cemento I-52,5 R el ascenso es de 1.1°C/10 kg de cemento.

2. La temperatura alcanzada en la prueba efectuada con cemento tipo I-52,5 N SR fue de 83.3°C siendo

la temperatura de fabricación de 38.1°C, por lo que el cemento sulforresistente provoca una subida de 0.82°C /10 kg de cemento para una dosificación de 550 kg/m³.

3. En las diferentes pruebas efectuadas tras los ensayos característicos no se ha podido determinar la causa que ha provocado el aumento del % de aire ocluido.

5. PRUEBAS CON CEMENTO I 52,5 R ULTRAVAL SR

Después de las pruebas realizadas con cemento CEM I 52,5 ULTRAVAL R en las cuales, se obtienen incrementos de temperatura del orden de 60°C sobre la temperatura inicial del hormigón, llegándose a máximas superiores a los 95°C, dentro del equipo de desarrollo del hormigón se generan dudas acerca del posible riesgo de formación de etringita diferida que puede conllevar temperaturas tan altas alcanzadas en el núcleo del elemento hormigonado. La etringita diferida son sales provenientes de los aluminatos tricálcicos que contiene el cemento y que se crean en la estructura del hormigón cuando el fraguado alcanza altas temperaturas, su formación es un proceso expansivo y puede comprometer la vida de la estructura. Estas sales aparecen a tiempo diferido de ahí su nombre.

Todo ello crea la necesidad de realizar nuevas pruebas y estudios para controlar dicho riesgo. Por otro lado, dada la bonanza en cuanto a resistencias que el cemento ULTRAVAL presenta, se realizan nuevas pruebas utilizando el cemento CEM I 52,5 R ULTRAVAL SR, ya que durante las pruebas del mes de julio realizadas con CEM I 52,5 N SR, el incremento de temperatura ha sido del orden de 47°C sobre la temperatura de fabricación del hormigón, lo que lleva a pensar que la utilización de un cemento tipo SR (sulforresistente) puede presentar ventajas tanto a la hora de prevenir temperaturas excesivamente altas en la mezcla, ya que desarrolla un menor calor de hidratación, como para prevenir la posible formación de etringita diferida debido a un muy bajo contenido de aluminatos, álcalis y SO₃.

El 1 de agosto de 2012 se lleva a cabo la ejecución de pruebas con CEM I 52,5 R ULTRAVAL SR, con dosificaciones de 440 kg/m³ y 460 kg/m³, fabricándose dados similares a los ejecutados en pruebas anteriores comprobar la evolución de la temperatura.

Se obtienen incrementos de temperatura inferiores a 40°C, llegándose a temperaturas máximas del orden de 75°C en ambos casos.

Con las resistencias obtenidas a 28 días los valores están en el entorno de 88 MPa, un 10% más de lo exigido al hormigón del arco.

Ante estos resultados se concluye que el uso de cemento SR es conveniente de cara a su utilización en la fabricación del hormigón HA80/AC/12/IIb del arco del viaducto del Almonte, ya que debido a su bajo contenido en aluminatos, sulfatos y álcalis se garantiza la no formación de etringita diferida que pueda comprometer la durabilidad del elemento y además permite garantizar temperaturas no excesivamente altas, en el entorno de 70°C.

Por otro lado, para conseguir con un cemento I 52,5 N SR estándar la resistencia característica del hormigón a emplear en

el arco (80 MPa), sería necesario aumentar la cantidad del cemento a valores que superarían los 600 kg/m³ lo que implicaría segregaciones no deseadas en el hormigón autocompactable y previsibles fenómenos de retracción plástica en el mismo.

Debido a todos estos motivos finalmente se recomienda el uso del cemento CEM I 52,5 R Ultraval SR en la confección del HA-80/12/IIb ya que garantiza las resistencias exigidas para cantidades de cemento inferiores a 500 kg/m³ y permite obtener junto a los demás elementos un hormigón con buenas características de trabajabilidad, autocompactabilidad, durabilidad y prestaciones mecánicas.

El 03 de octubre de 2012, y tras más de cuatro meses desde que se iniciaron las pruebas en obra y casi un año después del inicio del estudio de este hormigón, se procedió a realizar los ensayos característicos del hormigón HA- 80/AC/12/IIb a emplear en la ejecución del arco del viaducto sobre el río Almonte, empleando para ello los siguientes componentes en las cantidades expresadas en la [tabla 7](#):

TABLA 7
Nueva dosificación propuesta con cemento Ultraval SR

COMPONENTE	CANTIDAD POR m ³
CEMENTO I 52,5 R ULTRAVAL SR	460 kg
CENIZAS VOLANTES	105 kg
ARENA 0/4 SL	992 kg
ARIDO 6/12 O	723 kg
TC-1425 BASF	13 l
AGUA	180 l

Los resultados obtenidos en las seis amasadas efectuadas fueron los que se observan en la [tabla 8](#):

TABLA 7
Nueva dosificación propuesta con cemento Ultraval SR

Nº	ESCURRIMIENTO	ROTURA A 7	ROTURA A 28
	(mm)	DÍAS (MPa)	DÍAS (MPa)
1	680	76.9	94.3
2	690	78.5	96.0
3	685	76.8	93.1
4	675	80.1	100.5
5	675	78.7	93.4
6	690	80.1	98.2

Tras los resultados obtenidos por los distintos laboratorios la dirección de obra dio por válida la dosificación propuesta.

Durante el desarrollo de la obra, el hormigón se comportó correctamente dentro de lo esperado sin aparecer ningún tipo de incidencia.

6. CONCLUSIONES

La fabricación y puesta en obra de un hormigón tan específico, como el necesario para ejecutar el arco del viaducto de Almonte, debe ser realizada tras un exhaustivo estudio de los materiales, aditivos y cementos que han de componerlo, pero además cuando las condiciones de puesta en obra son tan singulares, presentando una alta densidad de armado, fuerte inclinación de las piezas, una distancia de bombeo considerable en longitud y altura, solicitando altas resistencias a las pocas horas y muy altas a 28 días, es completamente necesario hacer pruebas a escala real y localizar en el mercado los productos de última generación que permitan conseguir las prestaciones solicitadas dentro de los más altos estándares de calidad, muchas veces trabajando con productos aún en fase de desarrollo e invirtiendo muchas horas de esfuerzo e imaginación.

7. AGRADECIMIENTOS

El autor del artículo quiere agradecer a Agustín Álvarez, Carlos Velázquez, Fernando Cimorra, y en especial a Emilio Martín por su dedicación y profesionalidad y a todos los componentes del equipo de obra quienes durante más de un año investigaron, ensayaron y vivieron pensando en cómo conseguir que el hormigón del arco del viaducto de Almonte fuese una realidad.

Referencias

- [1] Advanced Concrete Technology. Processes. Self-compacting concrete (Chap. 9), Gaimster R. and Dixon N., ELSEVIER, 2003.
- [2] Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), Ministerio de Fomento, Secretaría General Técnica, Madrid, 2008.
- [3] Norma del Laboratorio de Transporte (NLT) 113/87 Equivalente de Arena, CEDEX, Madrid, 1987.
- [4] UNE 196-1:2018 Métodos de ensayo de cementos. Parte 1: Determinación de resistencias, AENOR, Madrid, 2018.

Plan de instrumentación y control de la construcción del arco de Almonte

Monitoring and checking system for the construction of the Almonte arch

José Ignacio González Esteban^a, David Arribas Mazarracín^b, Pablo Bernal Sahún^b y José María Pérez Casas^c

^a Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

^b Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Departamento de Puentes de FCC Construcción, España

^c Ingeniero de Caminos Canales y Puertos

Recibido el 19 de enero de 2018; aceptado el 30 de julio de 2018

RESUMEN

La magnitud del viaducto de Almonte hace imprescindible el diseño de un plan de instrumentación para controlar todo el proceso constructivo. Dentro de este sistema de instrumentación se definió un sistema automático de seguimiento para algunas variables. Además, en este artículo se comentan algunas conclusiones del seguimiento realizado.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Plan de instrumentación, programa de control automático, control geométrico, control térmico, gradiente térmico.

ABSTRACT

The size of Almonte Viaduct makes necessary the design of a monitoring system to check all the erection process. An automatic system was defined into the monitoring plan to control some parameters. Besides, some conclusions are explained in this article.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Monitoring system; automatic controlled sensors; geometry control; thermal control; temperature gradient.

1. INTRODUCCIÓN

El viaducto del río Almonte es una estructura de 996 m de longitud, que en su parte central cruza sobre la cola del embalse de Alcántara mediante un arco de tablero superior de 384 metros de luz; siendo en el momento de su construcción el tercer arco de hormigón de más luz del mundo y el de mayor luz para ferrocarril.

La construcción de cada mitad del arco se realizó por avance por voladizos atirantados de 190 metros, mediante el hormigonado *in situ* de 32 dovelas de unos 6.7 m de longitud con ayuda de carros de avance y el montaje simultáneo de 26 fami-

lias de tirantes, constituida cada una por una pareja de tirantes principales y otra pareja de retenida.

En este artículo se describe el plan de instrumentación y control diseñado para la construcción del arco; la descripción detallada de la estructura y del procedimiento de construcción se hace en otros artículos de esta revista. [1], [2]

La relación entre la luz y la flecha es de 5.7, por lo tanto bastante rebajado en comparación con otros puentes arco de su categoría (figura 1), especialmente si se compara con puentes de ferrocarril; además es muy esbelto en clave, con una esbeltez mecánica (Luz/radio giro) de 265. Por tratarse de un puente arco para ferrocarril y por las razones citadas, el arco es

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: josei.gesteban@gmail.com (José Ignacio González Esteban)



Figura 1. Vista general del arco en construcción.

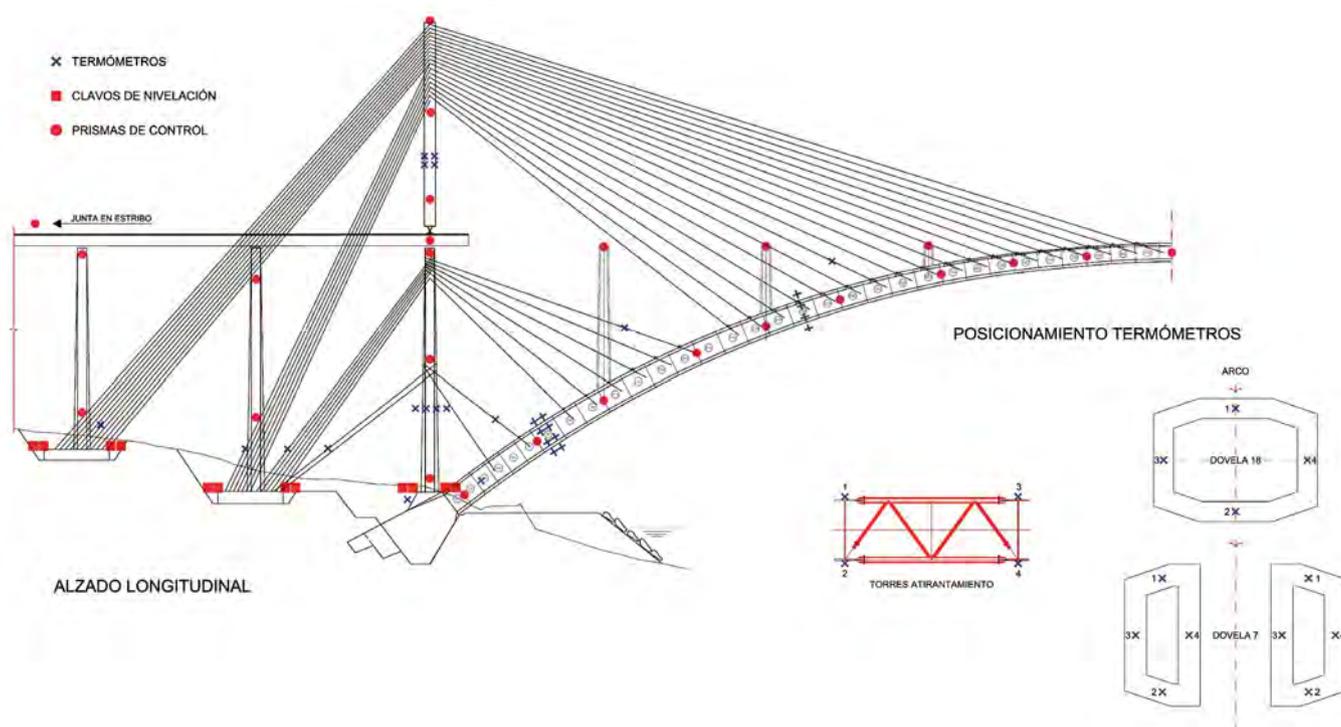


Figura 2. Distribución de termómetros y de referencias topográficas.

muy sensible a los fenómenos de inestabilidad, y por lo tanto a las imperfecciones geométricas que pudieran originarse por errores durante el proceso constructivo, lo que obligaba a un control riguroso de la construcción.

Durante el proceso constructivo el arco del viaducto del río Almonte es una estructura muy evolutiva, que es necesario controlar para conseguir que una vez finalizada la construcción

cumpla los parámetros geométricos y de esfuerzos considerados en el proyecto.

Debido a la magnitud de la estructura, el número de variables a controlar era muy elevado, por lo que la obtención y tratamiento de los datos obtenidos de la instrumentación, se previó totalmente automatizada; obteniéndose en tiempo real los valores finales de los parámetros con el formato con el que

se iban a utilizar en el seguimiento del proceso constructivo. Por otra parte, para controlar el coste del sistema y el número de sensores a colocar en obra, se realizó un estudio detallado de las necesidades, reduciéndose el número de sensores al mínimo que permitiera un seguimiento suficientemente fiable.

1. DEFINICIÓN DEL PLAN DE INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación se diseñó pensando en la fase de construcción; aunque los sensores integrados en la estructura han quedado operativos para su lectura una vez terminada la construcción, por lo que podrían utilizarse parte de ellos en el control de la estructura durante la fase de explotación.

El plan de instrumentación tenía como finalidad:

- Controlar la geometría de la estructura durante la construcción.
- Determinar los parámetros necesarios para realizar la construcción de acuerdo con el proyecto.
- Controlar que la estructura se comportaba de acuerdo con las previsiones del proyecto:
 - Controlar que no aparecían en el terreno movimientos no esperados.
 - Controlar que los esfuerzos en tirantes, torres provisionales y arco en cada etapa constructiva correspondían a los teóricos.

En el procedimiento constructivo se diseñó un plan de posiciones de hormigonado del carro de forma que al acabar la construcción y a tiempo infinito, el arco quedara en la posición teórica definida por el equipo de diseño. Para poder implementar este plan en la realidad, hay que tener en cuenta principalmente los efectos térmicos de los distintos elementos ya que en puentes de grandes dimensiones suele ser el parámetro que más afecta a la geometría.

De este modo el plan de contraflechas se diseñó pensando que todos los elementos se encuentran en la temperatura de referencia, es decir, la temperatura estimada como media para la localización de la obra, que en este caso fue de 16°C. Desde esas posiciones teóricas del puente se estudió cómo afectaba la variación de temperatura de cada elemento en cada configuración estructural del puente en cada etapa constructiva, es decir como afectaba a: geometría, esfuerzos y fuerza en tirantes. Una vez conocidos esos valores teóricos se diseñó el plan de instrumentación para poder tomar lectura rápida de todos los valores térmicos de los distintos elementos y procesarlos para poder conocer la configuración estructural teórica del puente en un momento dado para las condiciones térmicas reales de los diversos elementos.

Con este proceso, se podía definir la posición teórica del carro para hormigonado y las fuerzas de tesado de cada tirante para cada configuración estructural con las condiciones térmicas existentes en la realidad. Así se garantizaba que una vez las condiciones térmicas se situaran en la temperatura de referencia la configuración estructural quedaría según la teórica.

Adicionalmente, al tratarse de una construcción mediante avance en voladizo atirantado, la seguridad de la construcción

radica en el correcto funcionamiento del sistema de atirantamiento y su anclaje al terreno. Por este motivo también se realizó un seguimiento del comportamiento del terreno y de las cimentaciones involucradas en el proceso.

En cada momento importante del ciclo constructivo se revisaban y procesaban todos los parámetros de la instrumentación, no obstante, era necesario sistematizar el proceso de control de todos los parámetros en el resto de momentos en los que no había un equipo de ingenieros analizando en detalle la instrumentación. Por este motivo, se diseñó un sistema que permitía registrar una gran parte de los datos de forma automática cada 10 minutos y almacenarlos en un servidor al que se podía acceder en cualquier momento de forma remota. Adicionalmente, para cada etapa constructiva, se diseñó una configuración de valores de alarma para los diversos parámetros. De este modo, si en algún momento en el que no hubiera presencia *in situ* del personal adecuado se producía una alteración importante en algún parámetro de la instrumentación, el sistema lanzaba un mensaje de alarma a los teléfonos móviles de las personas con más responsabilidad en el proceso de la construcción del puente.

Los principales parámetros que se controlaron mediante el plan de auscultación se enumeran en los siguientes puntos.

1.1. Control ambiental

En la pila 15 se dispuso una estación meteorológica para registrar las principales magnitudes ambientales:

- Temperatura ambiente.
- Velocidad y dirección del viento. El anemómetro responsable de esta lectura se situó en altura, en un primer momento sobre el tablero y luego sobre la torre metálica provisional.
- Radiación solar.
- Humedad del ambiente.

Mediante la temperatura ambiente, radiación solar y humedad, se pudo correlacionar el comportamiento térmico de los distintos elementos del puente con las condiciones ambientales y así poder hacer estimaciones de cómo se podía comportar el puente en función de la previsión meteorológica. Estos supuestos se realizaron principalmente en los días que hubo que hacer alguna operación especial: izado torre, cierre arco etc.

La velocidad del viento se usó para controlar las condiciones ambientales en algunas operaciones en las que se impuso algún tipo de restricción. Por ejemplo, lanzamiento del carro, lanzamiento de la cimbra, cierre del arco, etc.

2.2. Control térmico

Al estar el puente durante el proceso constructivo formado por elementos de muy diferente respuesta frente a las variaciones térmicas (hormigón, tirantes, estructura metálica) y a sus grandes dimensiones, tanto la geometría de la estructura como los esfuerzos de los distintos elementos se ven fuertemente influenciados por las variaciones de temperatura y por el soleamiento. Por este motivo fue el parámetro automatizado que más se usó.

La temperatura de los elementos de la estructura varía constantemente a lo largo del día en función de la temperatura del aire y el soleamiento, por lo que la temperatura no es uniforme dentro de una sección, variando tanto a lo largo del

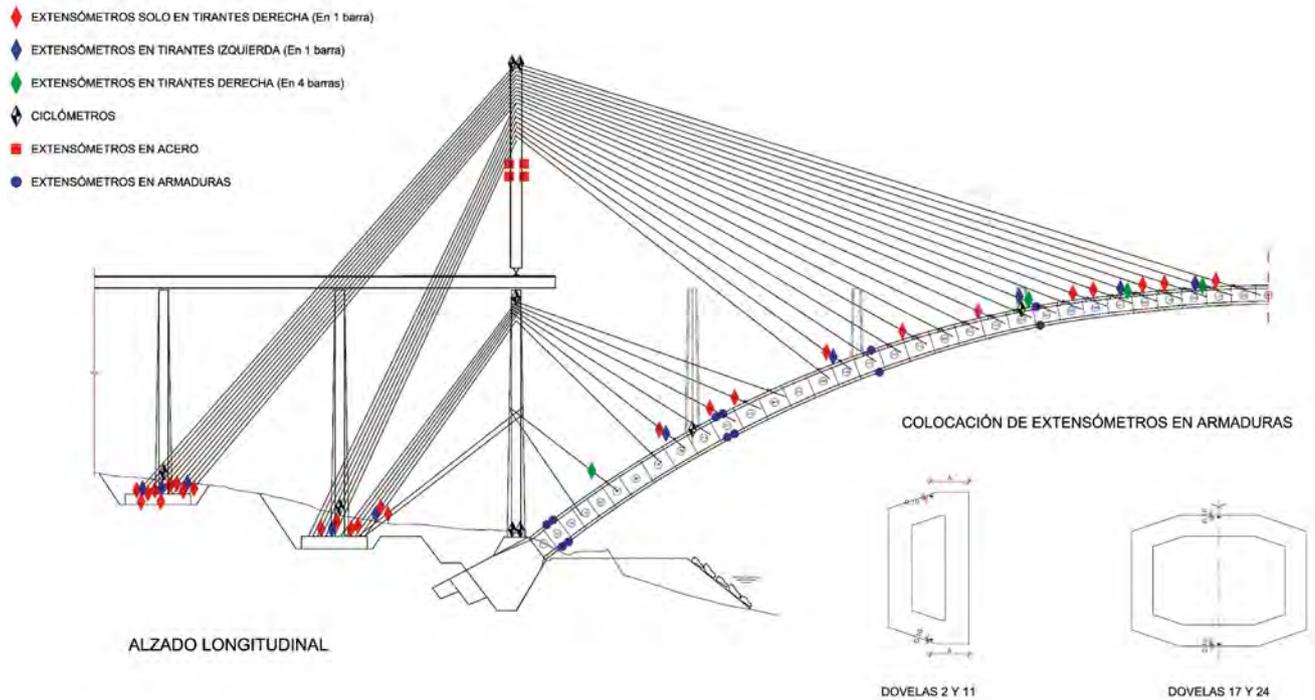


Figura 3. Distribución de extensómetros.

perímetro como a lo largo del espesor. Además, los elementos de la estructura tienen secciones muy variables, y presentan orientaciones respecto del sol diferentes, por lo que la temperatura no es uniforme a lo largo de un mismo elemento.

Para controlar la temperatura se usaron sondas de temperatura PT100. La localización de las sondas en cada sección se definió para obtener unos valores representativos de las temperaturas medias de cada elemento.

Para poder considerar en los cálculos las temperaturas de los distintos elementos se eligieron un número reducido de secciones que se utilizaron para obtener las temperaturas de referencia (figura 2).

Los parámetros que se controlaron fueron:

- Temperatura ambiente, extraída de la estación meteorológica.
- Temperatura del aire en el interior del arco: Aunque sus valores no se utilizaban directamente, proporcionan un dato fundamental para interpretar la evolución en el tiempo del resto de temperaturas.
- Arco en la zona de arranque: Se colocaron cuatro sondas en cada una de las patas de la dovela cuatro de cada semiarco y desde ellas se estimó la temperatura media.
- Arco en la zona intermedia: Mediante cuatro sondas colocadas en la dovela 18 de cada semiarco se obtenía la temperatura media.
- Pila 6 y pila 15 (pilas principales): Se obtuvo la temperatura media mediante cuatro sondas colocadas en una sección intermedia.

En los elementos de hormigón las sondas se colocaron en el centro del espesor de cada uno de los tabiques de la sección.

- Torres de atirantamiento: Se obtuvo la temperatura media, el gradiente longitudinal y el gradiente transversal; mediante cuatro sondas colocadas en una sección intermedia.
- Temperatura en tirantes. En cada semiarco se obtuvieron las temperaturas de tres tirantes y sus correspondientes retenidas.

Todas las sondas situadas en el exterior se protegieron de la acción directa del sol.

En los tirantes, para minimizar el efecto del soleamiento, se colocaron en cada punto a instrumentar dos sondas, una en la arista superior y otra en la inferior para poder extraer la media. A su vez, como los tirantes no tenían vaina exterior, cada sonda se colocó en un trozo de cordón desnudo y a su vez, este se protegía con cuatro trozos de cordones con su funda de plástico para evitar la acción directa del sol al sensor. Con esta configuración se podía estimar la temperatura media real de los cordones.

2.3. Control de esfuerzos

Se realizó el control de los esfuerzos en un número reducido de elementos para disponer de un conocimiento suficiente de los esfuerzos de los elementos de la estructura que tenían mayor influencia en el proceso constructivo (figura 3). Para controlar los esfuerzos en los distintos elementos se usaron en general bandas extensométricas instaladas en parejas en configuración de medio puente de Wheatstone para compensar los efectos térmicos.

- *Extensómetros en tirantes.*
El estado tensional de los tirantes determina los esfuerzos y geometría de la estructura, por lo que era importante tener un conocimiento lo más exacto posible de su estado

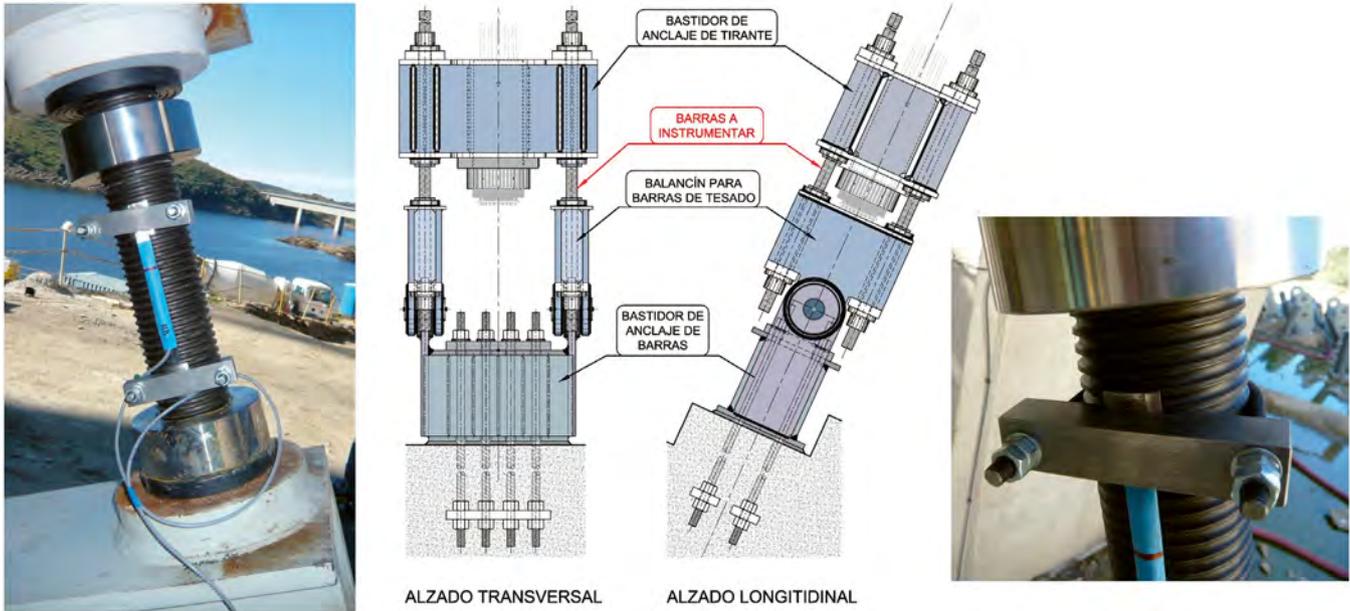


Figura 4. Detalles de los extensómetros en tirantes.

tensional. Además los esfuerzos en los tirantes varían mucho a lo largo de la construcción y a causa de su baja inercia térmica y exposición directa al sol, tienen variaciones de temperatura muy importantes a lo largo del día.

Debido a la dificultad de colocar los extensómetros en los cordones de los tirantes, se prefirió colocarlos en las barras de tesado de los yugos de anclaje, de las que existen dos o cuatro por tirante. Estos extensómetros se dispusieron entre dos piezas unidas a la rosca de las barras a través de un dispositivo que se diseñó y se ensayó de forma específica para esta obra (figura 4).

El número total de tirantes, frontales y de retenida es de 208, cada tirante se ancla con un sistema que se compone de 2 o 4 barras, conformando un total de 680 barras en todo el puente, por lo que era inviable la instrumentación de su totalidad. Para tener una visión suficientemente aproximada de los esfuerzos, se colocaron un total de 64 extensómetros en todo el puente (9% del total de barras). De esta forma se controlaron 40 tirantes, es decir un 19% del total. Normalmente se instrumentó una barra de cada pareja de tirantes, aunque para comprobar su correcto funcionamiento, en diez parejas se controlaron ambos tirantes, y en cuatro tirantes se instrumentaron las cuatro barras de tesado para analizar el reparto de carga entre las distintas barras.

- *Extensómetros en estructura metálica.*

En cada una de las torres se colocaron cuatro extensómetros, uno en cada esquina de una sección intermedia. En un segundo momento, cuando la torre ya estaba en carga se decidió instrumentar también las zonas cercanas a la rótula por lo que se pusieron extensómetros en las chapas de la célula triangular de reparto.

- *Extensómetros en armaduras.*

Los esfuerzos en el arco se controlaron mediante extensómetros pegados a las armaduras. Se colocaron extensómetros en las caras superior e inferior de las dovelas 2, 11, 17 y 24 de cada semiarco.

- *Extensómetros de varillas en el terreno.*

Para controlar los movimientos del terreno en los arranques del arco se colocaron dos extensómetros de varillas triples con transductores de desplazamiento en la base de cada una de las zapatas del arco (figura 5).

- *Células de presión en los anclajes al terreno de las retenidas.*

En cada una de las cuatro zapatas (pilas 4, 5, 16 y 17) en las que se anclaban los tirantes de retenida del arco, se colocaron cuatro células de presión en los anclajes al terreno para controlar la fuerza de anclaje.

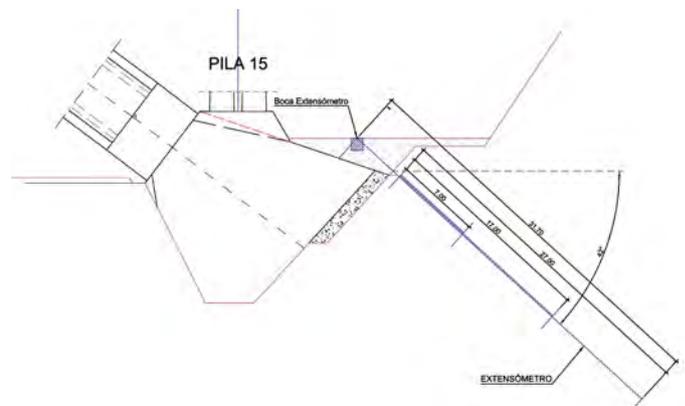


Figura 5. Esquema de extensómetro en cimentación del arco.

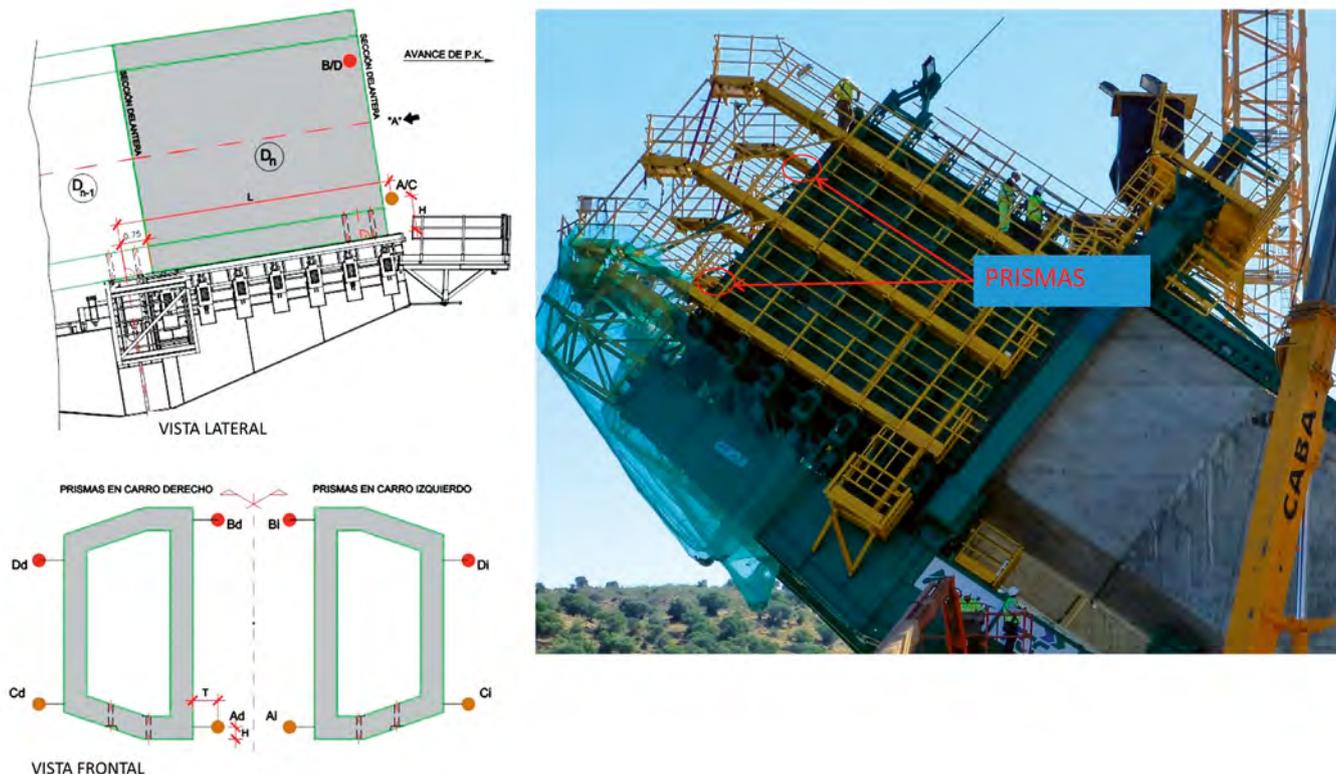


Figura 6. Prismas de control del carro.

2.4. Control geométrico

Al tratarse de una estructura muy evolutiva es necesario llevar un control geométrico de la parte ejecutada para comprobar que la construcción se realiza dentro de las tolerancias admisibles y observar su evolución al avanzar la construcción.

2.4.1. Control topográfico del arco

Es un método no automático pero fue uno de los principales métodos de control de la estructura. Para analizar y supervisar la geometría del arco se dispusieron dos familias de referencias:

- Prismas en el carro de hormigonado.
- Dianas en las dovelas ya hormigonadas.

Las primeras referencias solo controlaban el frente en construcción, mientras que las segundas controlaban toda la geometría del arco ya que se instalaban en todas las juntas entre dovelas. El planteamiento previsto era tener muchas lecturas intermedias durante el ciclo de construcción de cada dovela solo del frente en construcción, mientras que tras el fin de cada ciclo se podía tomar toda la geometría del arco. Con esta idea se pudo tener un buen conocimiento del comportamiento del frente del voladizo en muchas etapas del ciclo, mientras que las lecturas de toda la geometría del arco se tomaba solo al final del ciclo para no sobrecargar el trabajo del equipo de topografía y no ralentizar al equipo de construcción (figuras 6 y 7).

Las mediciones se hacían con estación total desde hitos de la red geodésica implantada en obra y en algunos casos desde estacionamientos en las inmediaciones de los arranques del arco posicionados por intersección inversa a hitos conocidos.

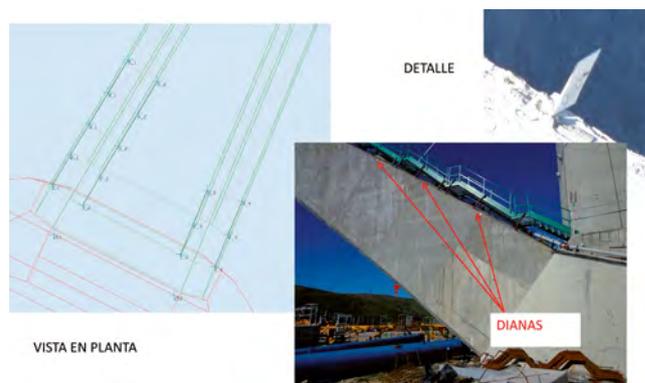


Figura 7. Dianas de control del arco.

Las distancias de radiación se limitaron a 400 m y se obtuvieron precisiones de +/- 5 mm

El esquema del proceso de control geométrico del arco fue el siguiente:

1. Posicionamiento del carro de hormigonado: esta operación se llevaba a cabo con los prismas ubicados en el carro.
2. Tras montaje de la ferralla y antes del tesado del tirante, lectura y comprobación de la geometría del carro. También se comprobaba con los prismas del carro. Esta lectura se utilizaba para comprobar si durante el proceso de ferrallado y cierre del carro se había producido algún movimiento anómalo del carro y había que corregir su posición.
3. Tras tesar el tirante y antes de hormigonar, lectura de nuevo de los prismas del carro. Con esta lectura se

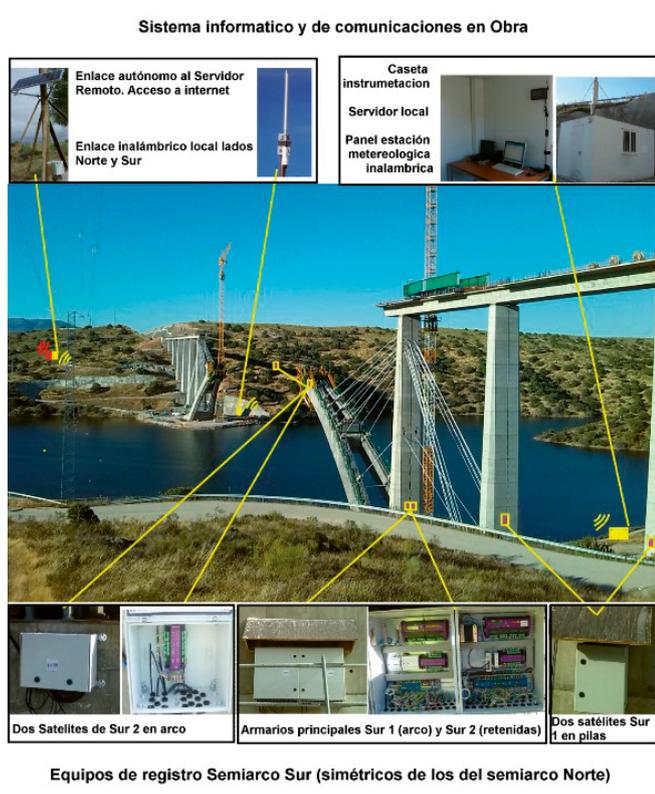


Figura 8. Sistema de instrumentación automática de un semiarco (el otro es simétrico).

podía comprobar el comportamiento del arco durante la fase de tesado. No obstante, si en esa etapa había desviaciones, eran debidas al comportamiento general del arco por lo que no había capacidad de ajuste en ese momento, solo se analizaba el comportamiento para corregir la posición de las siguientes dovelas en caso de que fuera necesario.

4. Tras hormigonar y antes de avanzar el carro. Se tomaba la geometría del arco leyendo los prismas del carro y todas las dianas dejadas en las juntas entre dovelas. Este era un proceso podía durar entre 1.0 y 1.5 horas en las últimas etapas de la construcción del arco. Estos datos eran esenciales para ir conociendo la geometría final y el comportamiento del arco.

El ciclo total de una dovela podía tener un movimiento total del frente de pocos centímetros, siendo el resultado de la resta de dos cantidades muy grandes que eran el movimiento de ascenso del frente al tesar y el movimiento del frente al hormigonar. Por lo tanto, era necesario tomar la lectura intermedia del punto 3 para poder conocer ambos movimientos y así, en el caso de que hubiera desvíos, conocer en qué etapa se estaba produciendo la divergencia.

Gracias a la instrumentación de los diversos parámetros se podía conocer la posición teórica del arco en cada momento para las condiciones térmicas reales. No obstante, tal y como se explicará más adelante, el gradiente producido por una temperatura no uniforme en el hormigón es un parámetro muy difícil de obtener, por lo que las lecturas de las etapas 3 y 4 se hacían a primera hora de la mañana para reducir el efecto

del soleamiento que afectaba de forma directa al gradiente térmico en el hormigón del arco.

2.4.2. Control topográfico de las cimentaciones

Para comprobar con mayor exactitud los posibles movimientos de las cimentaciones de las pilas de las retenidas (pilas 4 y 5 en un margen y pilas 16 y 17 en el otro margen) así como las cimentaciones del arco, se colocaron clavos de nivelación en las cuatro esquinas de cada zapata. Estos clavos se controlaban topográficamente cada semana aproximadamente para comprobar cualquier comportamiento anómalo.

2.4.3. Control topográfico adicional

Para llevar un seguimiento de las pilas más sensibles, se dispusieron prismas de control en las pilas 4, 5 y 6 en la margen norte del río y en las pilas 15, 16 y 17 en el margen sur. También se dispusieron en las torres de atirantamiento. Estos prismas se tomaban cada semana aproximadamente.

Como complemento al sistema de control del arco se montaron una serie de prismas en el arco y en las pilastras. El motivo de estos prismas era dejar un sistema de control del puente más duradero que las dianas y con el que se pudiera llevar un seguimiento desde fin de construcción durante la explotación del puente. Este sistema de prismas también se usó como chequeo para revisar el comportamiento del arco durante la construcción del tablero sobre el arco.

2.4.4. Control geométrico automático

El control por topografía era muy necesario pero no cumplía la filosofía de llevar un sistema automatizado al igual que los otros sensores. Por este motivo se dispusieron de forma adicional una serie de clinómetros en el arco, en las pilas contiguas al arco y en las torres de atirantamiento. Los clinómetros servoacelerométricos eran uniaxiales de alta precisión de rango tres grados. Los valores de estos sensores se podían consultar en tiempo real en la página de instrumentación que se desarrolló para este puente.

Al igual que los otros sistemas automatizados, se definieron unos valores de alarma para que estos sensores estuvieran vigilados de forma automática.

3.

PROGRAMA DE CONTROL DE LA INSTRUMENTACIÓN

Tanto la instalación de los distintos dispositivos como la gestión de la información automatizada la realizó la asociación de empresas Empírica-Metiri en colaboración con el consorcio constructor.

Todos los sensores automatizados estaban configurados para tomar datos cada 10 minutos. Para grabar esa información, los distintos sensores se cableaban hasta unos armarios que agrupaban las señales, desde los cuales se enviaban por comunicación inalámbrica al ordenador de control (figura 8).

En este ordenador, la información se transformaba en unidades ingenieriles y los integraba, proporcionando directamente los datos necesarios para el control de la ejecución. Esta información se transmitía por internet al servidor en el

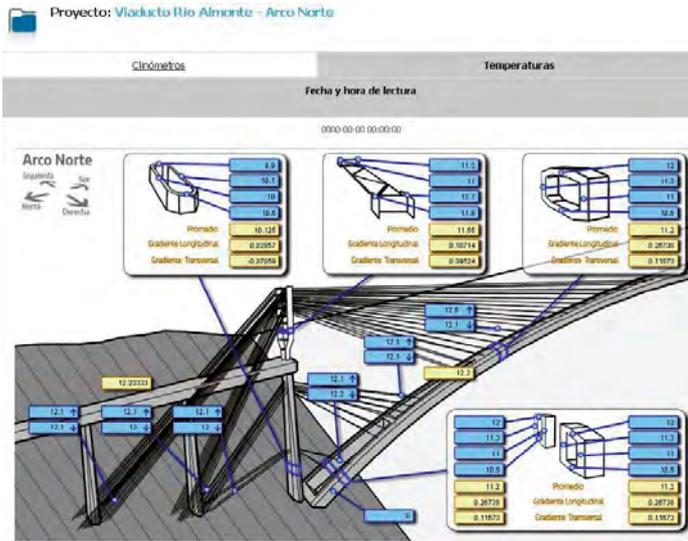


Figura 9. Vista de los sensores en tiempo real.



Figura 10. Vista de varios sensores en modo "Historial".

que estaba instalada la página web de consulta de la información.

La página web se diseñó expreso para este proyecto. En el sistema se registraban todos los datos de modo que siempre se podía consultar un historial de valores o se podían exportar a una hoja de cálculo. Los resultados se podían presentar en forma de gráficos históricos en los que se podían agrupar varias lecturas para poder correlacionar la evolución de distintos parámetros. Otra posibilidad del sistema era presentar los resultados en forma de vistas de la estructura en tiempo real, de modo que era sencillo de revisar los datos de los diversos parámetros en un momento dado (figuras 9 y 10).

En el sistema también se implementó el sistema de alarmas explicado anteriormente. El sistema consistía en definir para cada canal de lectura dos valores de alerta, uno de aviso previo y otro, más estricto, de alarma. Estas alertas tenían como finalidad avisar al personal de cualquier situación anómala, para proceder al análisis de la situación y en su caso tomar las medidas necesarias para corregirla.

Con este sistema fue muy fácil revisar la información o extraer un historial de datos para estudiarlos en un programa aparte.

4.

PROCESO DE SEGUIMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN

Para supervisar la construcción había que procesar toda la información que aportaba el sistema automático de la instrumentación y toda la información tomada por topografía. Esta última información era transmitida a Dirección de Obra y era supervisada por la Asistencia a Dirección de Obra.

Este trabajo de análisis de la instrumentación se hacía por duplicado tanto por parte de los Servicios Técnicos de FCC como por la Asistencia a Dirección de Obra y se contrastaban las distintas conclusiones en reuniones quincenales. Gracias a este planteamiento y al control automático, el puente ha estado controlado durante toda su construcción.

En los Servicios Técnicos de FCC para procesar toda la información se han usado diversas hojas de cálculo:

- Hojas de posicionamiento del carro: eran unas tablas en las que a partir de la situación térmica de los diversos elementos (tirantes, arco, pilas etc.) se definía la posición a la que había que posicionar el carro en función del cálculo de contraflechas del arco realizado en el proyecto de detalle (figura 11).
- Control de los prismas del carro: en estas hojas, en función de las condiciones térmicas en el momento de la lectura, se definían las posiciones teóricas del frente del carro en las distintas etapas de la secuencia constructiva, es decir: al posicionar el carro, antes de tesar, tras tesar y tras hormigonar. En estas hojas había que introducir los datos de la instrumentación en cada etapa y los datos geométricos reales y la hoja te devolvía el error existente en cada momento.
- Hojas de control de dianas: había una hoja por cada semiarco. En estas hojas había que introducir los datos topográficos de todas las dianas tras el hormigonado de cada dovela y la hoja iba resumiendo el error existente en cada diana con respecto al modelo teórico. Al igual que en las hojas anteriores, en cada lectura había que introducir los datos de temperatura de los diversos elementos para que la posición teórica se pudiera corregir adecuadamente con respecto a las condiciones térmicas realmente existentes (figura 12).
- Hoja de control de fuerza en tirantes: de esta herramienta se podía extraer la fuerza en cada tirante en una etapa cualquiera del proceso constructivo para unas condiciones de temperatura dadas. La utilidad de esta hoja era doble: por un lado de ella se extraía la fuerza de tesado de una familia de tirantes en una etapa dada y por otro lado servía para ir comprobando si la fuerza en los tirantes instrumentados tenía unos valores similares a los teóricos (figura 13).
- Control de nivelación de zapatas: en esta hoja se registraba cada lectura y se podía analizar la tendencia de los movimientos de cada zapata. Desde esta hoja se pudieron apreciar ligeros giros longitudinales en las zapatas de retenida cuando estaban solicitadas al máximo. También se pudo apreciar cómo los arranques del arco no sufrieron movimientos apreciables durante la construcción.
- Control de prismas y de torres provisionales: en estas hojas también se registraban los datos de cada toma y se podían estudiar posibles tendencias.

Dovela n. Puntos de replanteo en el carro:

PTO	LADO IZQUIERDO. D15			LADO DERECHO. D15			PTO
	Xg (m)	Yg (m)	Zg (m)	Xg (m)	Yg (m)	Zg (m)	
1	203 237.062	4 398 760.233	261.619	203 233.120	4 398 762.219	261.610	21
2	203 239.116	4 398 759.425	262.346	203 231.249	4 398 763.390	262.337	22
3	203 239.918	4 398 761.015	266.674	203 232.050	4 398 764.979	266.665	23
4	203 238.120	4 398 762.332	267.334	203 234.178	4 398 764.317	267.325	24
5	203 236.536	4 398 763.207	267.306	203 235.823	4 398 763.562	267.298	25
6	203 235.477	4 398 761.107	261.591	203 234.785	4 398 761.464	261.582	26
Ai	203 234.283	4 398 762.030	261.473	203 236.202	4 398 761.029	261.487	Ad
Bi	203 235.277	4 398 764.029	266.615	203 237.212	4 398 763.005	266.621	Bd
Ci	203 240.599	4 398 758.843	262.302	203 229.958	4 398 764.175	262.278	Cd
Di	203 241.190	4 398 760.184	265.746	203 230.626	4 398 765.503	265.743	Dd

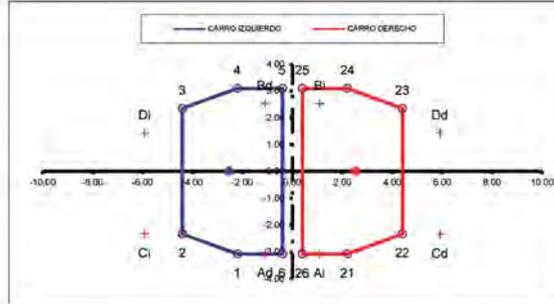


Figura 11. Vista de los datos para replanteo del carro.

VOTO RIO ALMONTE
CONTROL TOPOGRAFICO RAMA SUR

DIFERENCIAS COTA FRENTE DOVELA (EJECUTADO-TEORICO) en mm

FASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32					
0101d																																					
0202a																																					
0303g																																					
0404g																																					
0505g		-19	-22	-16	-17	-14																															
0606g		-17	-21	-15	-16	-12																															
0707g		-18	-22	-15	-14	-11	-19																														
0808g		-22	-26	-20	-20	-17	-25	-30																													
0909g		-24	-27	-21	-20	-16	-21	-19																													
1010g		-19	-23	-16	-18	-12	-18	-19	5																												
1111d		-18	-21	-14	-13	-10	-17	-13	7	-5																											
1212a		-20	-23	-16	-14	-10	-18	-18	7	-15	20																										
1213a		-11	-20	-8	-14	-12	-19	-23	-4	-30	-1	-14																									
1214a		-17	-22	-15	-17	-12	-17	-18	8	-9	27	-17	-16																								
1215g		-29	-35	-28	-27	-25	-33	-34	-13	-43	-2	-20	-58	-18																							
1315g																																					
1415g																																					
1515g																																					
1615g																																					
1717g																																					

Figura 12. Ejemplo de historial de diferencias de cota en la hoja de control de dianas.

VOTO. RÍO ALMONTE rev 7 (05/06/2015)

Fuerzas corregidas en los tirantes de la Rama SUR por efectos térmicos

FASE: TCSA00720 Sur

	Temperatura Arco		Temperatura Pila 15		Temperatura torre de atirantamiento P15		Temperatura de tirantes rama SUR		Temperatura de retenidas rama SUR	
	ΔT cara superior	ΔT cara inferior	ΔT cara norte	ΔT cara sur	ΔT cara norte	ΔT cara sur				
	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00

TIRO	Fuerza teórica en cables		Correccion por termicos		Fuerza Corregida	
	LADO IZQ	LADO DCHO	LADO IZQ	LADO DCHO	LADO IZQ	LADO DCHO
1						
2	427.5	427.9			427.5	427.9
3						
4	235.3	235.8			235.3	235.8
5						
6						
7						
8	420.6	419.7			420.6	419.7
9						
10	287.7	287.7			287.7	287.7
11						
12	271.8	271.8			271.8	271.8
13	236.0	236.0			236.0	236.0
14	237.7	237.7			237.7	237.7
15	238.2	238.2			238.2	238.2
16	255.6	255.6			255.6	255.6
17	258.0	258.0			258.0	258.0
18	288.8	288.9			288.8	288.9
19	319.0	319.0			319.0	319.0
20	347.1	347.1			347.1	347.1
21	327.3	327.3			327.3	327.3
22	324.6	324.6			324.6	324.6
23	375.0	375.0			375.0	375.0

Figura 13. Vista a modo de ejemplo de la hoja de control de fuerza en tirantes.

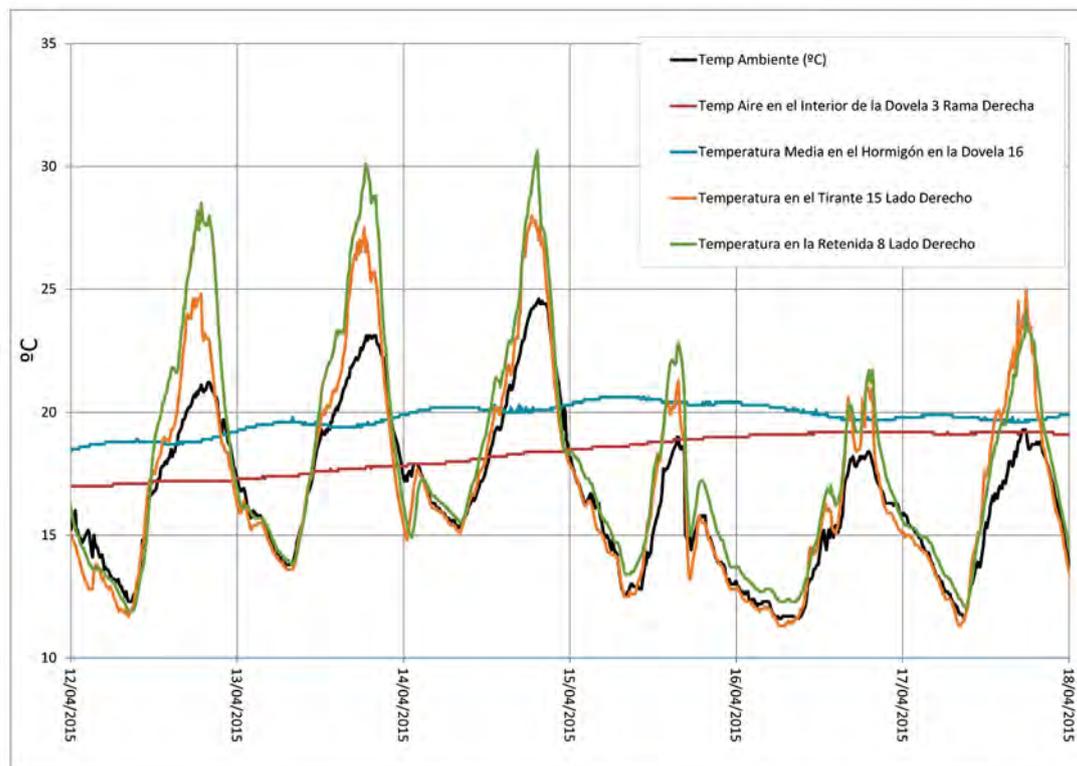


Figura 14. Temperaturas (ambiente, tirantes y hormigón) en rama norte en días no muy soleados.

5. ALGUNAS CONCLUSIONES DEL SEGUIMIENTO REALIZADO

Todo este sistema de instrumentación ha servido para conocer en detalle cómo es el comportamiento real del puente. De este proceso se pueden resumir algunas conclusiones para futuras experiencias:

- En cualquier sistema de instrumentación en los parámetros más importantes interesa tener algún sistema de lectura redundante. En el viaducto de Almonte esto se buscó en el control geométrico y la fuerza de los tirantes:
 - o Control geométrico: la geometría de la estructura se controlaba de forma automática y por topografía en diversos momentos del proceso constructivo.
 - o Fuerza en los tirantes: adicionalmente al sistema automatizado se hicieron en ciertos momentos comprobaciones de la fuerza, mediante comprobación con gatos para contrastar los datos automáticos. En nuestro caso los resultados fueron satisfactorios.
- Extensómetros en las armaduras: este parámetro es muy complicado de interpretar debido a diversos factores: esfuerzos globales de la sección, tensiones internas entre hormigón y armadura, tensiones introducidas durante el calentamiento y enfriamiento del fraguado del hormigón. En nuestro caso no llegamos a sacar conclusiones claras de estos sensores.
- A nuestro juicio es muy importante la lectura de datos geométricos intermedios en un proceso constructivo en el que se contrarrestan dos movimientos muy grandes. Por ejemplo, durante la ejecución de la dovela 32, el tesado del tirante 26 produce un movimiento ascendente del

frente del arco de 460 mm, mientras que el movimiento al hormigonar la dovela es un descenso de 390 mm. Esto resulta un movimiento en todo el ciclo de 70 mm, que es un valor del orden del 15% del de cualquiera de las dos etapas. Es decir un comportamiento de la estructura distinto al teórico en un 15% en una etapa por el motivo que sea, puede duplicar o anular el movimiento final del ciclo. Por eso es muy importante una lectura intermedia.

- Comportamiento térmico de los diversos elementos:
 - o Tirantes y elementos metálicos: tienen un comportamiento muy paralelo a la temperatura ambiente en días no soleados (figura 14). En días soleados la temperatura puede subir mucho con respecto a la temperatura ambiente. Por ejemplo, los tirantes registraron variaciones térmicas de 25°C en algunos días de verano de 2015 mientras la temperatura ambiente solo variaba 15°C (figura 15). Este efecto es debido al solemiento.

A su vez, como el hormigón tiene una inercia térmica mucho mayor, mientras el tirante se calienta y enfría, el hormigón no cambia prácticamente su temperatura, provocando diferencias térmicas entre tirantes y hormigón entre 15-20°C tanto positivas como negativas. Este es un valor muy alto que se llegó a alcanzar en varios momentos de la construcción. La norma de puentes de ferrocarril [3] preconiza unos valores de +18°C y -10°C para tirantes blancos y la norma de puentes de carretera [4] unos valores de +10°C y -10°C también para tirantes blancos. En el proyecto se usaron tirantes blancos, pero de forma conservadora, en las bases de cálculo del proyecto de detalle, se supusieron diferencias de temperatura entre tirantes y arco de

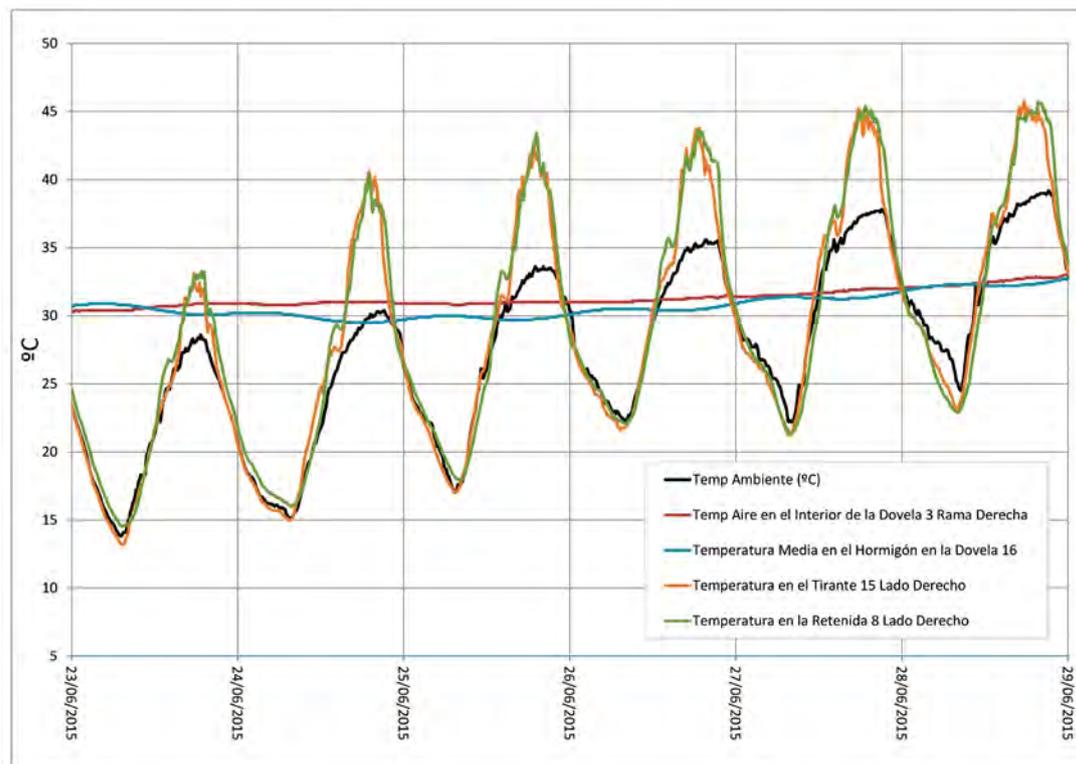


Figura 15. Temperaturas (ambiente, tirantes y hormigón) en rama norte en días soleados.

+20°C y -10°C. A su vez, debido a la orientación norte sur del puente también se supusieron diferencias de temperatura entre cables de retenida y de tiro de 5°C. Analizando el comportamiento real, se aprecia como la diferencia de temperatura entre tirantes y resto de estructura, a pesar de haberse considerado de forma más conservadora que lo que marcaba la norma, llegaba a valores mayores que los valores de cálculo. El no tener una vaina exterior en los tirantes afecta a este fenómeno, pero la norma no es muy específica en sus indicaciones. Por lo tanto, los valores indicados en la norma deberían ser estudiados para cada localización y cada proyecto de forma adecuada. Este calentamiento de los tirantes producía movimientos de descenso en el frente del voladizo en los días más soleados de 150 mm.

- o Elementos de hormigón: el comportamiento del arco en función de la temperatura del hormigón es más difícil de controlar ya que debido a los espesores de las secciones de hormigón y a la gran inercia térmica de este, es muy difícil estimar la temperatura media y la curvatura de una sección desde solo cuatro sensores. Durante la construcción del arco se trabajó principalmente con las temperaturas medias ya que se apreció una buena correlación. No obstante, se desechó la idea de intentar controlar la curvatura del arco por el gradiente térmico. Por este motivo las medidas del control geométrico más importantes se intentaban realizar por la mañana para minimizar los efectos del soleamiento en el hormigón.

El último aspecto referente al gradiente térmico en el hormigón del arco se explica con mayor detalle en el siguiente punto.

6. REFLEXIONES SOBRE LA TEMPERATURA Y GRADIENTE TERMICO EN LA ESTRUCTURA

Las variaciones térmicas en la estructura producen movimientos y modificación de las fuerzas en los distintos elementos muy importantes, por lo que en el análisis del estado de la estructura durante la construcción es necesario tener en cuenta la temperatura de cada elemento y realizar las comprobaciones para la situación a la temperatura de referencia.

La temperatura de los distintos elementos, varía constantemente por efecto del ciclo diario de variación de la temperatura ambiente y por la insolación, siendo el efecto distinto para cada elemento en función de diversos factores: conductividad térmica, geometría, espesor, orientación respecto del sol, etc.

Al variar la temperatura exterior, la temperatura del elemento se modifica en la superficie y dicha variación progresa hacia el interior del elemento, no siendo por tanto la temperatura de cada elemento uniforme [5]. Para el análisis del comportamiento de la estructura, el parámetro que es necesario conocer es el alargamiento e incurvación térmicos, que se intentan correlacionar con la temperatura media y gradiente térmico.

Para realizar el análisis de los diversos elementos estructurales, el plan de instrumentación se planteó con el objetivo de estimar la temperatura media de cada grupo de elementos similares. Por tanto, la disposición de los termómetros en cada elemento se diseñó para intentar obtener esta temperatura media lo más fiable posible. Desde esos datos no se podía extrapolar cuál era el gradiente térmico que se producía en cada elemento debido a la complejidad de ese parámetro. Adicionalmente, debido a la singularidad de la sección transversal

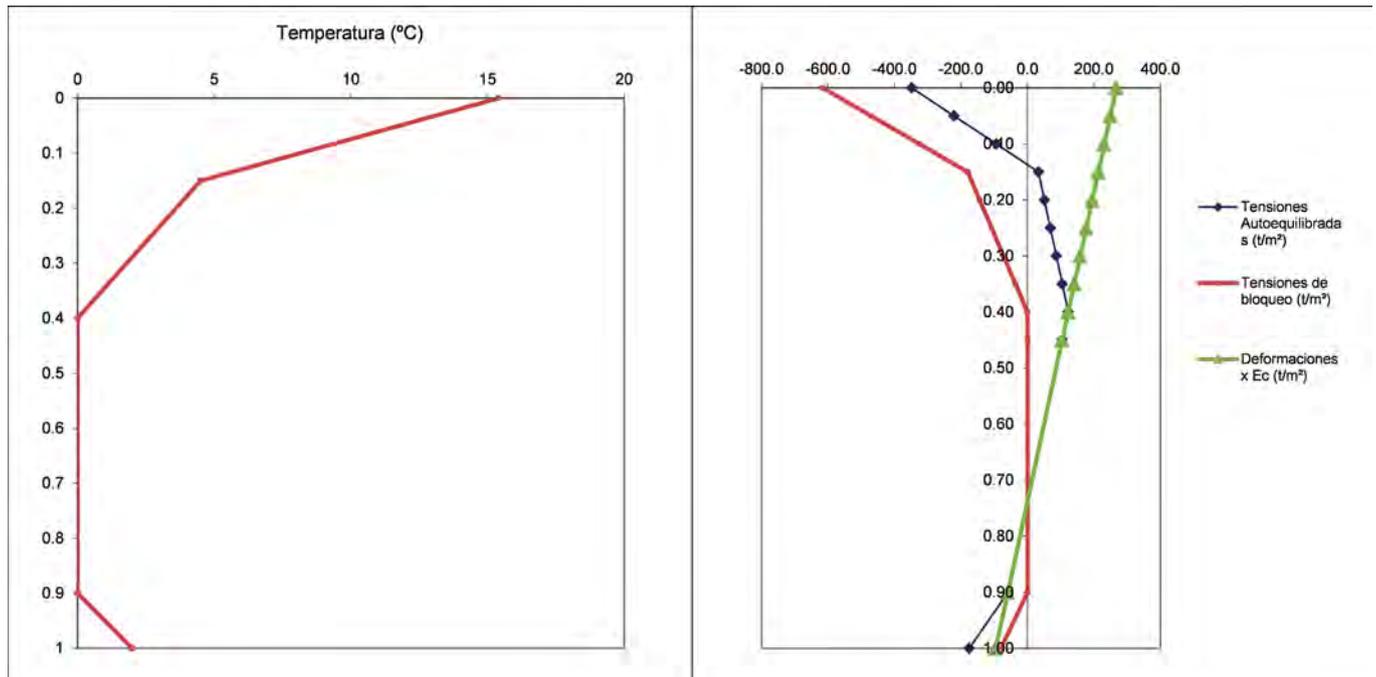


Figura 16. Distribución de temperaturas y de tensiones en la sección.

del arco, el planteamiento que hacen las normas tiene ciertas inconsistencias en nuestro caso.

El gradiente térmico se produce por la diferencia de temperatura a lo largo de la sección de los distintos elementos estructurales, debida principalmente a la radiación solar, que da lugar a curvaturas de estos elementos. Es un fenómeno que se desarrolla diariamente y de acuerdo con nuestra experiencia durante los meses de primavera o verano, en días con mucho soleamiento y recorrido térmico, se producen gradientes térmicos próximos a los máximos definidos en las normas de acciones.

Teniendo en cuenta el gradiente térmico especificado en la norma IAPF 2008 [3], durante la construcción en voladizo del arco del viaducto sobre el río Almonte esta acción sobre el arco podría producir flechas de hasta 50 mm de acuerdo con nuestros modelos de cálculo. Sin embargo las medidas topográficas de control geométrico realizadas durante la construcción del arco no reflejaban estos movimientos.

Es interesante abordar y comparar el análisis de la acción del gradiente térmico mediante las normas IAPF 2008 [3] y el Eurocódigo de acciones térmicas EN 1991-1-5 [6]. La IAPF 2008 proporciona una solución simplificada que es válida para la fase de proyecto de estructuras habituales, pero no para la comprobación del funcionamiento real de una estructura con una sección transversal fuera de los rangos habituales de los tableros de puentes.

De acuerdo con la norma IAPF el gradiente térmico se puede suponer como una variación lineal de temperatura entre las caras superior e inferior de una sección estructural, que produce la misma curvatura que el gradiente real. El valor de esta diferencia de temperatura depende de la tipología y morfología de la sección así como de la ubicación de la estructura y la presencia o carencia de protección frente a la radiación. Para la tipología de secciones en cajón como parámetros morfológicos de la sección se tienen en cuenta el canto y los anchos de las losas superior e inferior pero no los espesores de estas losas,

pues probablemente en las secciones habituales estos espesores presentan poca variabilidad.

Para el caso del arco del viaducto sobre el río Almonte, la variación térmica lineal de temperatura entre las caras superior e inferior del arco de acuerdo con la especificación de la norma IAPF es de 7°C.

El Eurocódigo propone dos metodologías para la determinación de los efectos de la acción del gradiente térmico. El denominado enfoque 1 es muy similar al procedimiento propuesto por la norma IAPF. Sin embargo, el denominado enfoque 2 resulta más sofisticado y supone una representación mucho más realista de la distribución de temperaturas dentro de una sección producida por el soleamiento y las variaciones térmicas diarias.

De acuerdo con el enfoque 2 del Eurocódigo, el gradiente térmico se analiza mediante una distribución no lineal de temperaturas a lo largo del canto de la sección, mucho más parecida a la situación real, con un incremento importante de temperatura en los decímetros superiores de la sección, ninguna variación de temperatura en la zona central de la sección y un pequeño incremento de temperatura en el decímetro inferior de la misma. Dado que esta distribución es no lineal a lo largo del canto de la sección, se producen tensiones internas autoequilibradas en la sección para mantenerla plana de acuerdo con la hipótesis de Navier. En las siguientes figuras (figura 16) se representa la variación no lineal de temperaturas a lo largo del canto de un tablero convencional así como las tensiones y curvaturas que se producen en el mismo.

Para la obtención de la ley de tensiones autoequilibradas y las deformaciones de la sección sometida a la ley no lineal de variación de temperaturas se recurre al procedimiento clásico de aplicar unas tensiones de bloqueo que anulan la deformación libre que produciría la temperatura y reaplicar a la sección completa la resultante de estas tensiones cambiada de signo para restablecer el equilibrio dentro de la sección.

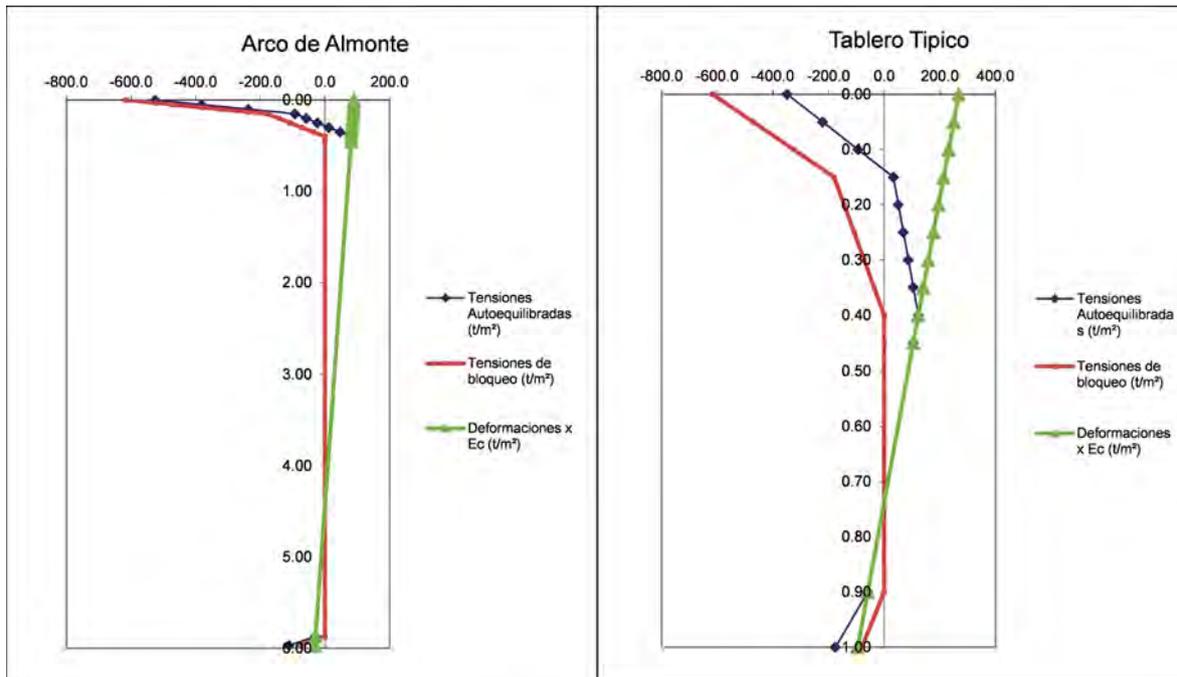


Figura 17. Comparativa del estado de deformaciones de un tablero típico y del arco de Almonte.

Para el caso de las secciones de puente habituales, las curvaturas que producen la distribución de temperaturas no lineal se aproximan mucho a los valores de curvatura propuestos en el enfoque 1. Parece obvio que la hipótesis de variación lineal de la temperatura con el canto es una simplificación del fenómeno real en la que simplemente se aproxima la curvatura experimentada por la sección despreciando el efecto de las tensiones autoequilibradas.

Sin embargo para secciones no habituales, como la sección transversal del arco del viaducto sobre el río Almonte, las curvaturas producidas por la ley no lineal de temperaturas difieren notablemente de las curvaturas estimadas por el procedimiento del enfoque 1. En este caso, los masivos espesores de la sección cajón dan lugar a una coacción superior a la habitual a las deformaciones térmicas de la parte superior de la sección de forma que se obtienen valores de curvatura equivalentes a una variación lineal de temperatura de 2.5°C un valor muy inferior al propuesto por la IAP (7°C) o el enfoque 1 del Eurocódigo. En las siguientes figuras (figura 17) se representa a la misma escala las tensiones y deformaciones en la sección de tablero del ejemplo anterior y en una sección representativa del arco del viaducto sobre el río Almonte:

Se aprecia que en el caso del arco de Almonte, las tensiones autoequilibradas se aproximan mucho a las tensiones de bloqueo, lo que significa que la rigidez de la sección es suficiente para reducir a valores muy bajos las deformaciones producidas por la variación no lineal de la temperatura. Sin embargo en el caso del tablero típico las tensiones autoequilibradas difieren de las tensiones de bloqueo porque la rigidez de la sección no es capaz de bloquear las deformaciones producidas por las diferencias de temperatura.

Por este motivo ante una misma ley no lineal de variación de temperaturas en la sección, estructuras muy masivas como el arco del viaducto sobre el río Almonte experimentan deformaciones muy inferiores a las que experimentan otras estructuras de secciones más típicas y por este motivo la especifica-

ción de la norma IAPF para la acción del gradiente térmico resulta muy conservadora en cuanto a la estimación de curvaturas en nuestro caso. En este tipo de secciones es más conveniente modelizar el gradiente con la ley no lineal de variación de temperatura en lugar de la forma simplificada.

Adicionalmente, si se pretendiera medir en la realidad esa ley no lineal de variaciones térmicas por soleamiento, sería necesario un número de sensores muy grande en todo el canto del arco. Tras analizar la realidad y viendo la complejidad del fenómeno se decidió utilizar solo 4 sensores de temperatura en ciertas secciones y trabajar solo con la temperatura media y no intentar estimar las posibles curvaturas de la sección por gradiente térmico.

Con el fin de minimizar el efecto del gradiente, las lecturas más importantes de la geometría del arco se realizaban a primera hora de la mañana ya que en esos momentos los posibles efectos por soleamiento no han empezado a producirse, evitándose su efecto.

Referencias

- [1] G. Capellán, E. García, Aproximación al diseño conceptual y estructural del viaducto de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2020.2024>
- [2] D. Carnero, F. Milla, A. Alonso, P. Cavero, Construcción del arco del viaducto de Almonte, Hormigón y Acero, Vol. 71 (290/291). <https://doi.org/10.33586/hya.2019.2057>
- [3] Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril, IAPF, España 2008.
- [4] Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, IAP, España 2011
- [5] E. Mirambell, A. Aguado, Modelo de obtención de distribuciones de temperaturas y de tensiones longitudinales autoequilibradas en puente de hormigón, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, Vol 3.2, 205-230, 1987.
- [6] Eurocódigo 1, Acciones en estructuras. Parte 1-5. Acciones generales. Acciones térmicas, AENOR, 2004

ACHE

MONOGRAFÍAS

ACHE
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

MONOGRAFÍA 33

M

EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Grupo de Trabajo G.T. IV/1 Evaluación
de estructuras de hormigón armado
Comisión 4 "Uso y mantenimiento"

SECRETARÍA DE ACHE
Tel.: 91 336 66 98
www.e-ache.com

Ejecución de los viaductos de acceso del viaducto de Almonte

Construction of the approach spans of the Almonte Viaduct

David Carnero^a, Joao Rocha^b, Agustín Alonso^a y Pedro Cavero^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, S.A.

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Conduril Engenharia S.A.

Recibido el 15 de diciembre de 2017; aceptado el 17 de julio de 2018

RESUMEN

La construcción de los vanos de aproximación del viaducto de Alta Velocidad sobre el río Almonte se realizó previamente a la ejecución del vano principal del viaducto, consistente en un tablero sobre arco de hormigón para salvar el río. Estos vanos de aproximación, de 45 m de luz y de sección cajón de hormigón postesado, cuyo protagonismo se desvanece irremediamente frente al vano principal, se ejecutaron mediante dos cimbras autolanzables superiores, una vez ejecutadas las cimentaciones y las pilas de estos vanos.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Autocimbra superior, pórticos de apoyo, lanzamiento, cabrestante, riostras.

ABSTRACT

The construction of the approach spans of the High Speed Viaduct over the Almonte River was performed previously to the construction of the main span of the viaduct, consisting on an upper deck concrete arch to bridge the river. These approach 45 m spans, whose prominence vanish irretrievably against the main span, were built by means of two overhead movable scaffolding system, once the foundations and the piers were constructed.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Overhead Movable Scaffolding System, Tower cross-beam assembly, launch cycle, winch, deck diaphragm.

1. INTRODUCCIÓN

En un tramo del corredor de Alta Velocidad que se está ejecutando entre Madrid y Badajoz (y que presumiblemente en un futuro conecte las capitales europeas de Madrid y Lisboa), situado en la localidad cacereña de Garrovillas de Alconétar, se ha construido el viaducto de Almonte, ubicado en la cola del embalse de Alcántara, en la desembocadura del río Almonte. Se trata de un viaducto de casi 1 000 m de longitud con un arco central de hormigón de tablero superior para salvar el río (cuya anchura ronda los 400 m en su desembocadura), condición indispensable desde los estudios previos de soluciones, al estar el viaducto enclavado en una zona de alto valor medioambiental. Para llegar al tramo central principal del viaducto se han ejecutado viaductos de aproximación en ambos márgenes, de longitudes de 259 y 349 m respectivamente.

Tanto el tablero de los vanos de aproximación como el tablero sobre el arco, de sección cajón de hormigón postesado, se han ejecutado empleando una autocimbra superior por margen. Inicialmente la ejecución de los tableros estaba prevista mediante el empleo de autocimbras inferiores, pero la coyuntura de mercado hizo que fuera necesario cambiar el sistema constructivo.

Para la ejecución del tablero de los vanos de acceso con autocimbras superiores se contrató a la empresa AP Bridge Construction System (BCS), de amplia experiencia en el sector y con sede en Lisboa.

En el presente artículo se analiza pormenorizadamente la ejecución de los viaductos de acceso del viaducto principal de Almonte, prestando especial atención a los tableros y a las máquinas empleadas en su ejecución y al ciclo normal de trabajo de una autocimbra superior para la ejecución de un vano tipo.

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: dcarnerop@fcc.es (David Carnero)



Figura 1. Imágenes aéreas de la ejecución de los vanos de los margen sur y norte con autocimbra superior.

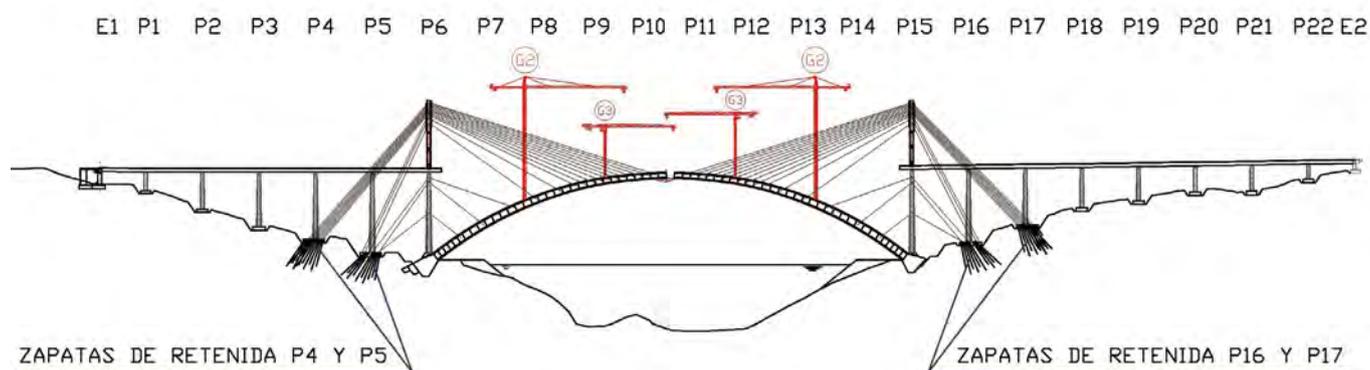


Figura 2. Perfil longitudinal del viaducto de Almonte en construcción.

Por otro lado, se ha puesto especial énfasis en aquellos aspectos del procedimiento constructivo que difieren respecto de la ejecución de un tablero ferroviario continuo convencional de la misma sección transversal.

2. EJECUCIÓN DE CIMENTACIONES Y PILAS DE LOS VIADUCTOS DE ACCESO

2.1. Ejecución de cimentaciones

2.1.1. Zapatas de pilas P1, P2, P3, P18, P19, P20, P21 y P22 (zapatas normales)

Se trata de las zapatas de las pilas de todos los vanos de acceso salvo las tres últimas pilas por margen. Estas tres últimas pilas por margen se cimentan sobre la zapata del arco y sobre las dos zapatas de retenida respectivamente, encargadas de contrarrestar el peso del arco en voladizo. La ejecución de estas zapatas se describirá en el siguiente subcapítulo, mientras que la ejecución de las zapatas del arco se verá en el artículo dedicado a la construcción del arco.

Todas estas cimentaciones se resolvieron con cimentaciones directas sobre pizarra no meteorizada. Estas zapatas se

dimensionaron para una tensión admisible de 600 kPa y sus dimensiones son variables en función de la altura de la pila. Su ejecución no planteó ningún problema distinto al que nos podemos encontrar en la ejecución de una zapata estándar en cualquier viaducto.

1.1.1. Zapatas de retenida (pilas P4, P5, P16 Y P17)

Se trata de las cimentaciones de las dos pilas anteriores a la pila principal sobre la cimentación del arco en cada uno de los dos márgenes. La misión de estas zapatas de retenida, además de ser cimentación de la pila soportada, es servir de anclaje al sistema de atirantamiento provisional necesario para ejecutar el arco, sin permitir ningún movimiento en la estructura. En la siguiente figura se puede apreciar la posición de las zapatas de retenida en el viaducto.

Las particularidades de estas zapatas con respecto a las zapatas del resto de pilas son las siguientes:

- Se realizó un tratamiento del terreno con inyecciones tubo-manguito a presión variable en función del tramo con lechada de cemento, ya que estas zapatas estarían sometidas a mayores esfuerzos durante la construcción del viaducto, que el resto de cimentaciones.
- Se realizaron 60 anclajes al terreno de $12\Phi 0.6''$ en cada una de las 4 zapatas con longitudes de bulbo de 16 m y longitudes libres comprendidas entre 6 y 10 m, depen-



Figura 3. Ejecución de la zapata de retenida de la pila P5 del margen norte.

diendo del anclaje considerado. Dichos anclajes se iban tesando por fases a 2 000 KN cada uno. Para la ejecución de estos anclajes, se decidió dejar una serie de tuberías embebidas en la zapata, para ejecutar los anclajes después de hormigonar la zapata, desde la cara superior de esta.

- Se dispusieron barras de acero activo de alto límite elástico con la inclinación y azimut adecuados en cada caso, de forma que sirvieran de anclaje de las distintas familias de los tirantes de retenida. Para el correcto montaje de estas barras se diseñó una estructura auxiliar que quedaría embebida en la zapata y permitiría el posicionamiento exacto de cada grupo de barras. Dicha estructura se utilizó también para el posicionamiento de los pasatubos necesarios para la ejecución de los anclajes al terreno.

2.2. Ejecución de las pilas de vanos de acceso

Para la ejecución de las pilas del viaducto de Almonte se utilizó un encofrado modular trepante especialmente diseñado para la geometría variable de estas. El modo de ejecución de estas pilas es el habitual en estos casos:

- Desencofrado de la trepa anterior.
- Desmontaje y montaje de plataformas de trepado en la trepa a ejecutar.
- Premontaje de la ferralla en un bastidor ubicado en el suelo.
- Montaje del encofrado interior con la ayuda de medios de elevación.
- Montaje de la ferralla premontada solapando el armado vertical con el dejado en la trepa anterior.
- Montaje del encofrado exterior con la ayuda de medios de elevación.
- Hormigonado de la trepa con bombeo o con medios auxiliares de elevación (en función de la altura de la trepa en cuestión).

El rendimiento medio obtenido en la ejecución de las pilas de los tramos de acceso del viaducto de Almonte fue de una trepa cada dos días por cada equipo de encofrado, equipo formado por 6 oficiales encofradores y 5 oficiales ferrallistas.



Figura 4. Estructura auxiliar para el posicionamiento de las tuberías en las pilas P6 y P15.

Cabe reseñar como factor diferenciador respecto de la ejecución de una pila estándar el procedimiento de ejecución de las trepas superiores de las pilas sobre las cimentaciones del arco (P6 y P15), trepas en las que, además de ser macizas, era necesario disponer una serie de tuberías que permitieran posteriormente el cruce de las 8 primeras familias de tirantes a través de las pilas. Dichas tuberías debían tener un determinado azimut e inclinación con un error inferior a 0.5°. Para ello se diseñó una estructura auxiliar que asegurara la correcta geometría de las tuberías en su posición definitiva. Se realizaron distintos modelos 3D para analizar la interferencia entre dichas tuberías y el armado de la pila.

Estas últimas trepas era necesario ferrallarlas *in situ*, debido a la imposibilidad de montar la ferralla premontada al interferir con las tuberías necesarias para el paso de las 8 primeras familias de tirantes.

2. DESCRIPCIÓN DEL TABLERO DE LOS VANOS DE ACCESO

Los vanos de aproximación del viaducto de Almonte son 6 por el margen norte y 8 por el margen sur, todos ellos de luz constante e igual a 45 m, con excepción de los vanos extremos cuya luz es de 36 m. La sección transversal del tablero es una sección cajón de 14 m de ancho y 3.10 m de canto de hormigón postesado con 6 tendones con trazado parabólico de 27 cordones de $\Phi 0.6''$ cada uno, por cada alma de la sección.

El peso propio aproximado de la sección es de 250 KN/ml, teniendo en general la losa inferior un espesor de 0.35 m en la zona central y la losa superior de 0.30 m en la zona central, mientras que el espesor genérico de los hastiales es de 0.55 m.

El tablero de los vanos de acceso se ejecutó por fases por medio de una cimbra autolanzable de celosía superior por margen, trabajando como biapoyada entre dos pilas consecutivas. La primera fase de hormigonado de los vanos de acceso comprendía el tablero entre el estribo y la primera pila, estando la junta de hormigonado situada a 1/5 de la luz del primer vano desde la pila. El resto de fases de hormigonado iba desde la junta de hormigonado situada a 1/5 de la luz de una pila hasta 1/5 de la luz de la siguiente, siendo por tanto en general las fases de 45 m.

La continuidad del pretensado en los frentes de fase se resuelve por medio de cruces de vainas en una zona próxima al

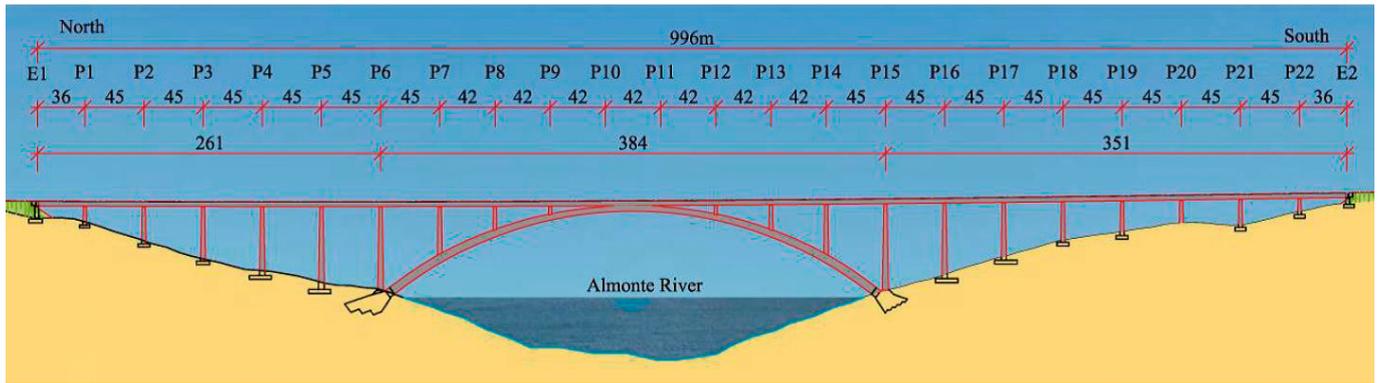


Figura 5. Perfil longitudinal del viaducto de Almonte.

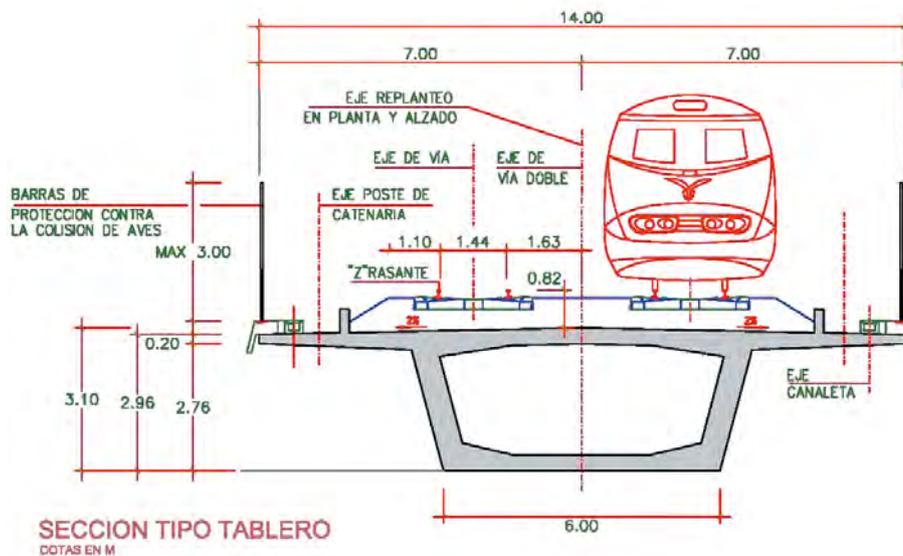


Figura 6. Sección transversal tipo del tablero de los vanos de acceso del viaducto de Almonte.

frente de fase, zona en donde se amplía generosamente el espesor de los hastiales en una cierta longitud para poder permitir el cruce del pretensado de una fase con el pretensado de la siguiente, sin necesidad de utilizar acopladores en los núcleos de tesado.

En cuanto a la configuración longitudinal del puente frente a fuerzas horizontales, se ha tenido que optar por tener un punto fijo que fuera evolutivo con el procedimiento constructivo. Esto es debido a que la configuración estructural del puente va cambiando a lo largo del procedimiento constructivo, teniendo que adaptarse el punto fijo a estos cambios. La evolución del punto fijo a lo largo de la construcción del viaducto es la siguiente:

- Inicialmente, para la ejecución de los vanos de acceso, se dispone de un punto fijo en los estribos E1 y E2.
- Para la ejecución del arco, fue necesario trasladar los puntos fijos a las pilas principales, para evitar movimientos en la torre de atirantamiento (y por lo tanto en el arco) durante la construcción del arco en voladizo.
- Finalmente, como ya se ha comentado, se desplaza el punto fijo a la sección central en la que confluyen arco y tablero, de forma que las fuerzas longitudinales del puente en servicio (principalmente debidas al frenado y arranque

del tren) puedan ser transmitidas por el arco hasta la cimentación de este.

3. DESCRIPCIÓN DE LOS EQUIPOS EMPLEADOS

Tal y como se ha comentado anteriormente, el tablero de los vanos de aproximación del viaducto de Almonte se han ejecutado mediante una autocimbra superior autoportante y autolanzable por margen. Estas cimbras están formadas por una viga celosía situada por encima del tablero a ejecutar, de la que cuelga el encofrado de fondo que permite la ejecución de dicho tablero. Para la ejecución de un vano, la autocimbra se apoya sobre el tablero ya ejecutado, a la altura de la pila precedente, y sobre la pila siguiente.

La principal característica de las autocimbras, tanto superiores como inferiores, es la de ser capaces de sustentar como biapoyadas el peso fresco del hormigón de un vano, teniendo la posibilidad de avanzar autónomamente de un vano al siguiente, sin la ayuda de medios de elevación auxiliares, una vez que el vano precedente haya alcanzado la resistencia requerida y se

haya procedido a su postesado, en su caso. Este tipo de sistema constructivo permite construir tableros de hormigón armado o pretensado vano a vano, de una forma totalmente libre e independiente de los obstáculos o dificultades que plantee la zona atravesada, sin necesidad de medios auxiliares de elevación adicionales, permitiendo el acceso de materiales, equipos y mano de obra al frente de trabajo sobre los vanos previamente ejecutados y a través de la propia autocimbra.

Las principales diferencias de una autocimbra superior con una autocimbra inferior son las siguientes [1]:

- Las autocimbras superiores reducen el gálibo inferior bajo el tablero en ejecución, puesto que lo único que hay por debajo del tablero en sí es la estructura de encofrado, estando todo el sistema portante por encima. Este hecho hace que estas autocimbras sean muy apropiadas en puentes largos con pilas muy bajas que no permitan emplear una autocimbra inferior por gálibo y en los que un sistema convencional de cimbra no sea posible y/o rentable.
- En las autocimbras superiores, el suministro de materiales se realiza por el tablero, a través de diversos sistemas de polipastos incorporados en la propia cimbra. En las autocimbras inferiores, lo normal es que el suministro de materiales se haga desde abajo, ya que suele requerir de medios auxiliares de elevación menos importantes. Si las pilas son muy altas, el suministro de materiales desde abajo suele ser inviable, por lo que las autocimbras superiores cobran ventaja en esta situación.
- Las autocimbras superiores producen más interferencias con el tablero en ejecución que las autocimbras inferiores. Esto es debido a que el sistema de apoyos de la autocimbra debe atravesar la riostra de pila, para lo que es preciso dejar una serie de huecos en el tablero, que luego es necesario cerrar. Si además se ejecuta el tablero en una única fase, como es el caso de los tableros de Almonte, será preciso prever el paso del encofrado interior por la riostra de pila, para lo que será preciso hormigonar la riostra en dos fases.
- El sistema de encofrado de las autocimbras superiores es mucho más complicado que el de las autocimbras inferiores, ya que este sistema debe ir colgado de la viga principal, en lugar de simplemente apoyado sobre esta. Además debe ser capaz de abrirse en el desencofrado para permitir el avance de la cimbra al siguiente vano. Como se verá posteriormente el sistema de encofrado de las autocimbras superiores suele resolverse con estructuras metálicas capaces de ser accionadas hidráulicamente para permitir su movimiento.
- Las autocimbras superiores son bastante más pesadas que las autocimbras inferiores, ya que la transferencia del peso del hormigón fresco no es tan directa como en el caso de las autocimbras inferiores. Por otro lado, aunque directamente relacionado con lo anterior, las acciones de la autocimbra sobre las pilas suele ser mucho mayor en el caso de las autocimbras superiores, aspecto que es preciso considerar en el cálculo.
- Como consecuencia directa del punto anterior, el montaje de las autocimbras superiores es mucho más complicado que en las autocimbras inferiores. Además, los sistemas hidráulicos de tiro y de apertura de encofrados son también mucho más complicados en el caso de las au-

tocimbras superiores, aspecto que también deriva en un montaje más farragoso que en el caso de las autocimbras inferiores

- En las autocimbras inferiores habitualmente se deja una ventana en los últimos metros de la pila que permita apoyar unas ménsulas auxiliares para servir de apoyo a la cimbra, ventana que puede ser estéticamente inconveniente. En el caso de las autocimbras superiores, tan solo es necesario dejar una serie de barras de anclaje en el capitel de la pila, barras que pueden cortarse una vez ejecutado el tablero.

Como se puede ver ambos sistemas presentan sus ventajas y sus inconvenientes. En el caso del viaducto de Almonte, las cimbras superiores se adaptaron a las necesidades de la obra, principalmente porque debido a la altura de las pilas más altas la construcción de los vanos de acceso pudo independizarse de los trabajos en el suelo [2].

3.1. Viga principal

La viga principal es el elemento encargado de resistir los esfuerzos provenientes del peso propio de la autocimbra y por supuesto del peso del hormigón fresco de un vano. Se trata de una viga celosía en cajón con un canto de 6.50 m y un ancho de 4.50 m.

La viga principal consta también de una serie de brazos atirantados, cuya principal misión es suspender el encofrado exterior del tablero, transmitiendo las fuerzas provenientes del peso propio del hormigón fresco a la viga principal.

En general estas vigas se diseñan de forma modular para que su longitud pueda ser adaptada a viaductos de distintas luces. En el caso del viaducto de Almonte, las vigas principales están montadas con 19 módulos de 4.50 m conectados mediante uniones atornilladas, llegando a tener una longitud de más de 100 m, si tenemos en cuenta la cola y la nariz de la viga principal.

Si estamos realizando el hormigonado de un vano comprendido entre las pilas $n-1$ y n , la viga principal, posicionada sobre dichas pilas, debe tener una longitud tal que permita llegar a la pila $n+1$. Esta longitud de la viga principal está motivada por las siguientes razones:

- a) En el lanzamiento debe poder apoyarse en la pila delantera para no entrar en una situación límite de desequilibrio.
- b) El peso propio de la viga principal en el vano siguiente al vano hormigonado ayuda a reducir el momento positivo inducido por el peso propio del hormigón, ya que al no estar apoyada la viga principal en la pila $n+1$ durante el hormigonado, trabaja en voladizo desde la pila n .
- c) Permite tener un acceso para poder montar y desmontar el pórtico delantero en la pila $n+1$, operación que se va realizando a la vez que se va ejecutando el vano entre las pilas $n-1$ y n .

La viga principal consta tanto de una nariz trasera como de una nariz delantera mecánica de lanzamiento que puede estar abierta o cerrada, permitiendo realizar tanto el montaje o desmontaje del pórtico delantero como el lanzamiento de la autocimbra (asegurando el apoyo de esta en el pórtico delantero en el comienzo del lanzamiento).



Figura 7. Viga principal de la Autocimbras empleadas en los vanos de acceso (Modelo 3D e imagen aérea).

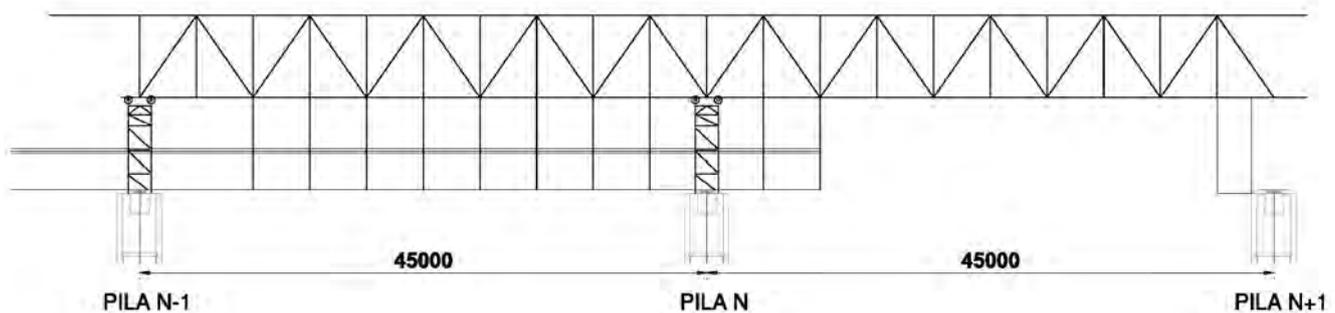


Figura 8. Autocimbra en posición de hormigonado.

Cabe mencionar que, en general, la viga principal de una autocimbra superior puede ser utilizada tanto como cimbra autolanzable para la ejecución *in situ* de tableros de hormigón, como viga lanzadora de vigas o dovelas prefabricadas.

Las vigas principales de las autocimbras que han ejecutado los vanos de acceso del viaducto de Almonte tienen un peso aproximado de 3 400 kN cada una y permiten ejecutar vanos de hasta 54 m de luz con cargas de hasta 360 kN/ml (teniendo en cuenta tanto el peso propio del encofrado como del hormigón fresco).

La viga principal de una autocimbra superior debe ser dimensionada tanto para la fase estática en que tiene que resistir el peso propio del hormigón fresco, como para la fase de lanzamiento, fase en que, aunque las cargas son menores, puede inducir esfuerzos mayores en determinadas barras como consecuencia de una configuración estructural en la que los apoyos no están necesariamente en los nudos de la viga celosía.

Es importante reseñar la importancia que tiene la carga de viento en el dimensionamiento de la viga principal de una autocimbra superior. Para ello distinguimos 4 situaciones de viento distintas, en función de la fase y del viento considerado [3]:

a) Viento de servicio de hasta 36 km/h (10 m/s) en situación de hormigonado: La viga principal funciona con normalidad simplemente biapoyada. No se debe iniciar un hormigonado si la previsión de viento es superior a los 36 km/h.

- b) Viento de servicio de hasta 36 km/h (10 m/s) en situación de lanzamiento: La viga principal estará inicialmente apoyada en tres pórticos, pasando a estar apoyada en únicamente dos en los últimos 18 m del lanzamiento. De la misma forma que el caso anterior debe asegurarse que no va a haber vientos superiores durante el tiempo que dura el lanzamiento.
- c) Viento accidental de hasta 72 km/h (20 m/s) en situación de curado del hormigón: Si se prevén vientos superiores en las 72 h posteriores al hormigonado (antes de realizar el tesado del vano), deberá apoyarse la viga en 3 apoyos, tesando la nariz a la pila.
- d) Viento accidental de hasta 150 km/h (42 m/s) en cimbra fuera de servicio: De la misma forma que en el caso anterior, deberán tomarse medidas excepcionales (además de mantener la cimbra fuera de servicio) en caso de que se prevean vientos superiores durante la ejecución del viaducto.

Por esta razón es muy importante que las autocimbras estén equipadas con un anemómetro y se trabaje con las previsiones de viento en caso de lanzamiento u hormigonado.

3.2. Pórticos de apoyo

Permiten el apoyo de la viga principal de la autocimbra sobre el tablero ejecutado o sobre pilas, en función del pórtico con-



Figura 9. Pórtico de apoyo trasero empleado en la ejecución de los vanos de acceso del Margen Sur.

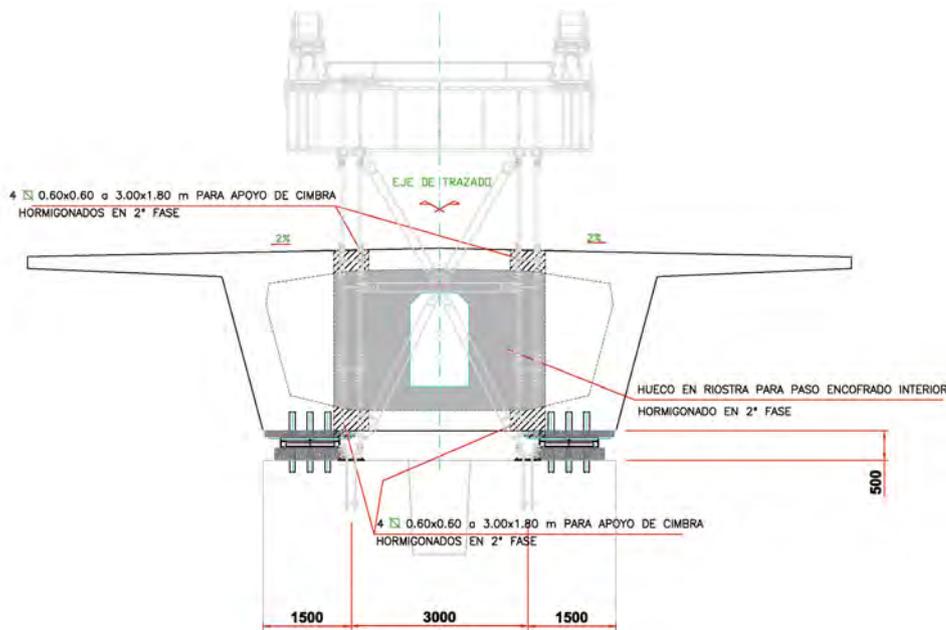


Figura 10. Interferencia entre el tablero en ejecución y el pórtico de apoyo de pila.

siderado, transmitiendo las cargas derivadas del hormigonado del vano a la subestructura del viaducto. Estos pórticos siguen el mismo concepto modular que la viga principal, haciendo muy versátil su adaptación a distintos tipos de pilas y tableros.

3.2.1. Pórtico de apoyo trasero

El pórtico trasero está constituido por una viga transversal, encastrada mediante uniones atornilladas en la viga principal, apoyada sobre dos patas, que a su vez apoyan sobre un balancín hidráulico montado con dos rodamientos en línea. Este balancín hidráulico es un elemento esencial de la autocimbra, ya que permite el apoyo de la viga principal sobre el tablero hormigonado en todo momento, garantizando una presión idéntica en cada uno de los rodamientos en línea contra el suelo.

Al estar unido solidariamente a la viga principal, el pórtico se mueve con esta en la fase de lanzamiento, desplazándose las ruedas sobre el tablero hormigonado.

Este sistema de gatos hidráulicos permite, además de conocer en todo momento la reacción de la autocimbra en ese punto, corregir con facilidad las cotas de lanzamiento y nivelar la autocimbra una vez cerrado el encofrado.

En la fase de hormigonado, el balancín hidráulico debe ser calzado (y/o anclado) contra el tablero, de forma que las ruedas no apoyen en este, materializándose de esta forma el apoyo trasero de la viga principal en fase de hormigonado.

3.2.2. pórtico de apoyo sobre pilas convencionales

Se trata del apoyo delantero de la autocimbra, concebido para transmitir las cargas resistidas por la viga principal a la pila, durante las fases de hormigonado y lanzamiento. En el caso de las autocimbras superiores el apoyo de la autocimbra sobre pila debe hacerse en el espacio que luego ocupará el tablero, produciéndose una interferencia clara con este. Esta interferencia se resuelve dejando un hueco en la riostra de pila por cada uno de los cuatro



Figura 11. Pórtico de apoyo de pila empleado en la ejecución de los vanos de acceso.

montantes de los que dispone el pórtico de apoyo, siendo necesario su posterior hormigonado una vez ejecutado el tablero.

El pórtico sobre pila está compuesto por cuatro patas o montantes, arriostrados entre sí y ancladas a la parte superior de la pila, mediante barras de acero dejadas embebidas en el hormigón, sobre los que apoyan dos vigas transversales, conformándose de esta forma dos pórticos arriostrados. Encima de estas vigas se disponen los balancines hidráulicos que permiten la rodadura de la autocimbra en fase de avance y su posterior nivelación.

Durante la fase de lanzamiento los cordones inferiores de la viga principal apoyan sobre los rodamientos del pórtico de pila. Cuando finaliza el lanzamiento y se cierra el encofrado se nivela la autocimbra con ayuda de los cilindros dispuestos

tanto en el pórtico trasero como en el pórtico de pila. Y finalmente, en fase de hormigonado cada cordón inferior de la viga principal de la autocimbra se apoya sobre dos pequeñas columnas centradas en el pórtico de pila y separadas entre sí en longitudinal 800 mm, permitiendo el apoyo del nudo de la viga celosía sobre el pórtico de pila.

3.2.3. Pórtico de apoyo sobre pilas principales (P6 y P15)

Para la ejecución del último vano de los vanos de aproximación por ambos márgenes (vanos comprendidos entre las pilas 5-6 y 15-16) fue preciso situar el pórtico de apoyo de pila en las pilas principales (P6 y P15). Sobre estas pilas se situó durante el proceso constructivo del arco un pilono metálico necesario para el anclaje de las familias de tirantes 9 a 26 encargadas de contrarrestar el peso del arco en voladizo desde la dovela 16 hasta la clave (más de la mitad del voladizo). El anclaje de los tirantes en esta torre hace que baje un axil muy importante por el pilono durante la construcción del voladizo. Por esta razón fue preciso montar unos apoyos POT de grandes dimensiones, que pudieran recoger ese axil, para posteriormente sustituirlos por unos apoyos POT más convencionales. La situación en planta de estos apoyos POT sobre el capitel de las pilas principales hizo que no fuera viable el montaje de un pórtico de pila convencional.

Para poder apoyar la viga principal de la autocimbra en las pilas principales se diseñó un sistema de patas y arriostramiento que se adaptara a la geometría libre del capitel. En el siguiente croquis se puede ver cómo se resolvió el apoyo de la autocimbra en las pilas principales.

3.3. Encofrado exterior

El encofrado exterior está compuesto por 22 módulos de encofrado independientes que son unidos entre sí mediante

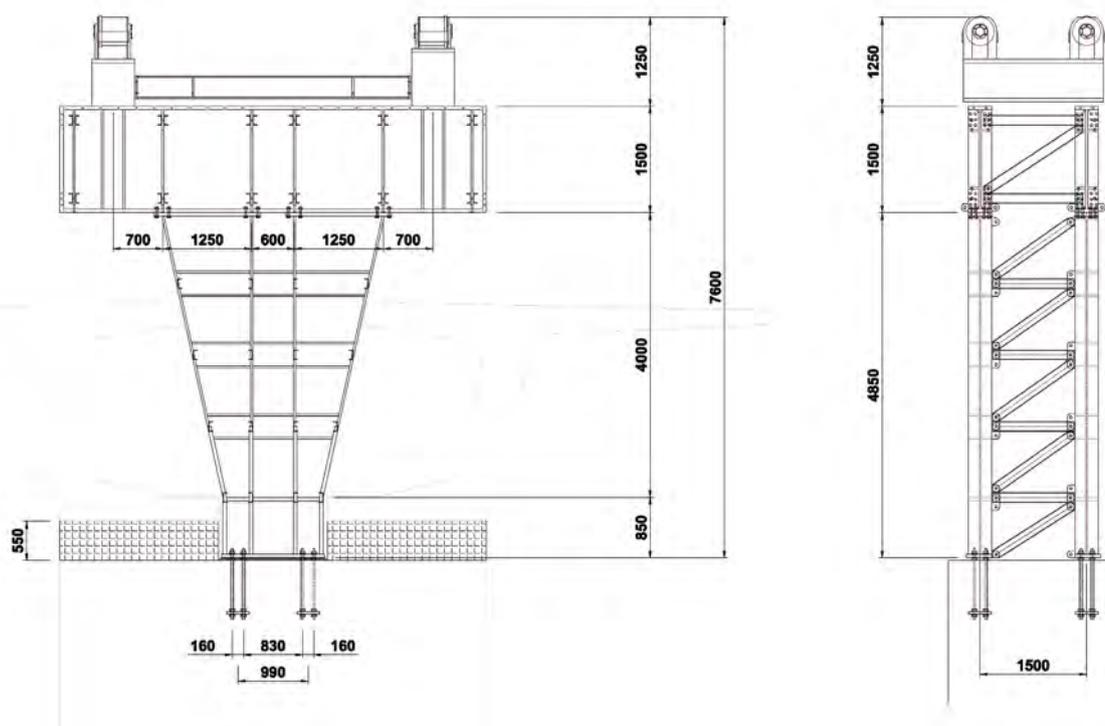


Figura 12. Croquis del pórtico de apoyo en pilas principales (P6 y P15).



Figura 13. Pórtico de apoyo sobre pila P15.



Figura 14. Imagen autocimbra con el encofrado exterior abierto.

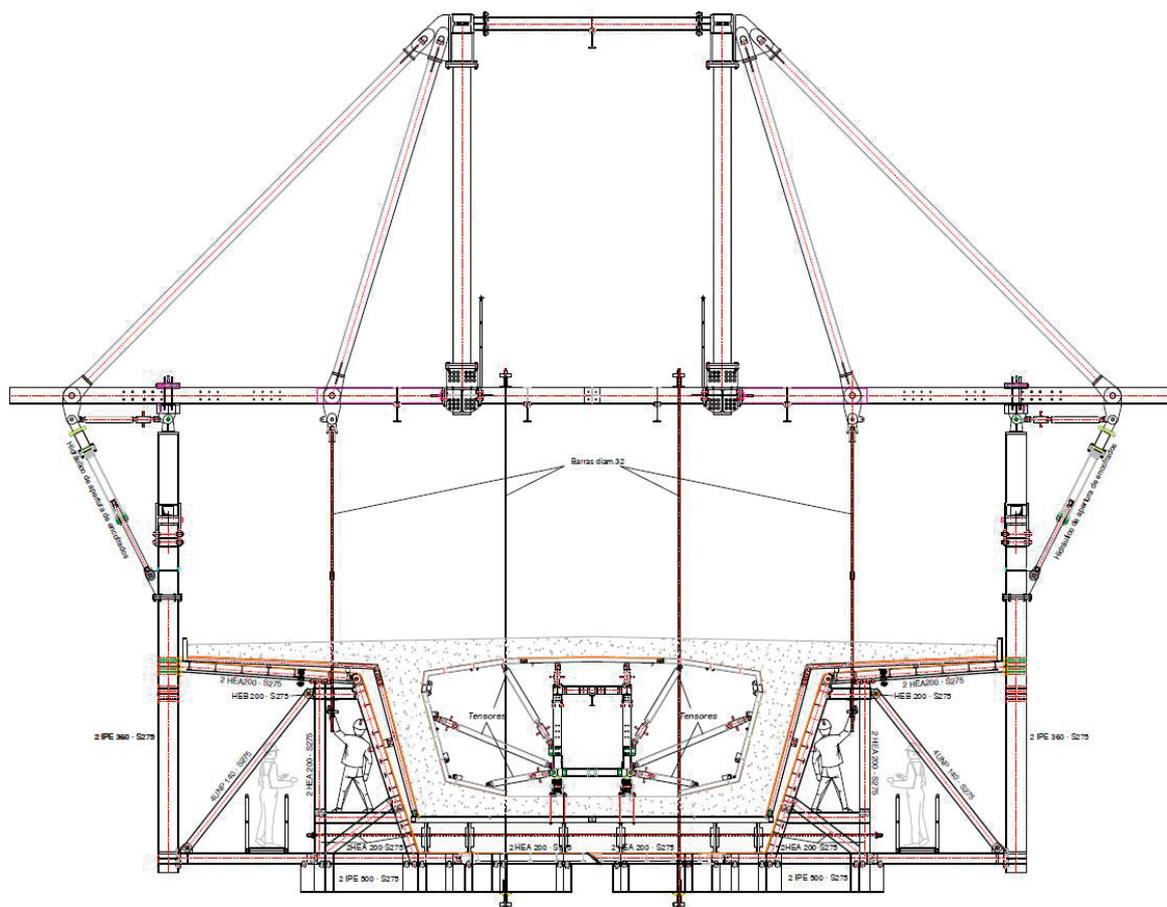


Figura 15. Croquis de la estructura soporte del encofrado de la autocimbra del margen norte.

uniones atornilladas. Transversalmente, este encofrado está suspendido de montantes con accionamiento hidráulico en cada extremo, que permiten la apertura o cierre del encofrado de manera sincronizada y en poco tiempo. Para el hormigonado, el encofrado precisa de la colocación de cuatro líneas de barras de acero de alto límite elástico, para reforzar la suspensión del encofrado a la viga principal.

Una vez realizado el cierre hidráulico del encofrado es preciso unir los módulos de ambos lados con barras de pretensar, de forma que no se pudiera producir la apertura de este durante el hormigonado

Los módulos de encofrado poseen plataformas de trabajo, que permiten el acceso del personal al exterior del encofrado, para la realización de distintas actividades necesarias en el ciclo. Por otro lado, en el último módulo de encofrado también se dispone de una plataforma de trabajo, desde donde se realizará el tesado del vano.

La estructura soporte de la chapa metálica que hará las veces de encofrado de la sección cajón debe ser adaptada para cada proyecto. En el caso del viaducto de Almonte se ha contado con dos estructuras soporte del encofrado distintas en ambos márgenes, ya que ambas estructuras venían adaptadas de distintas obras.

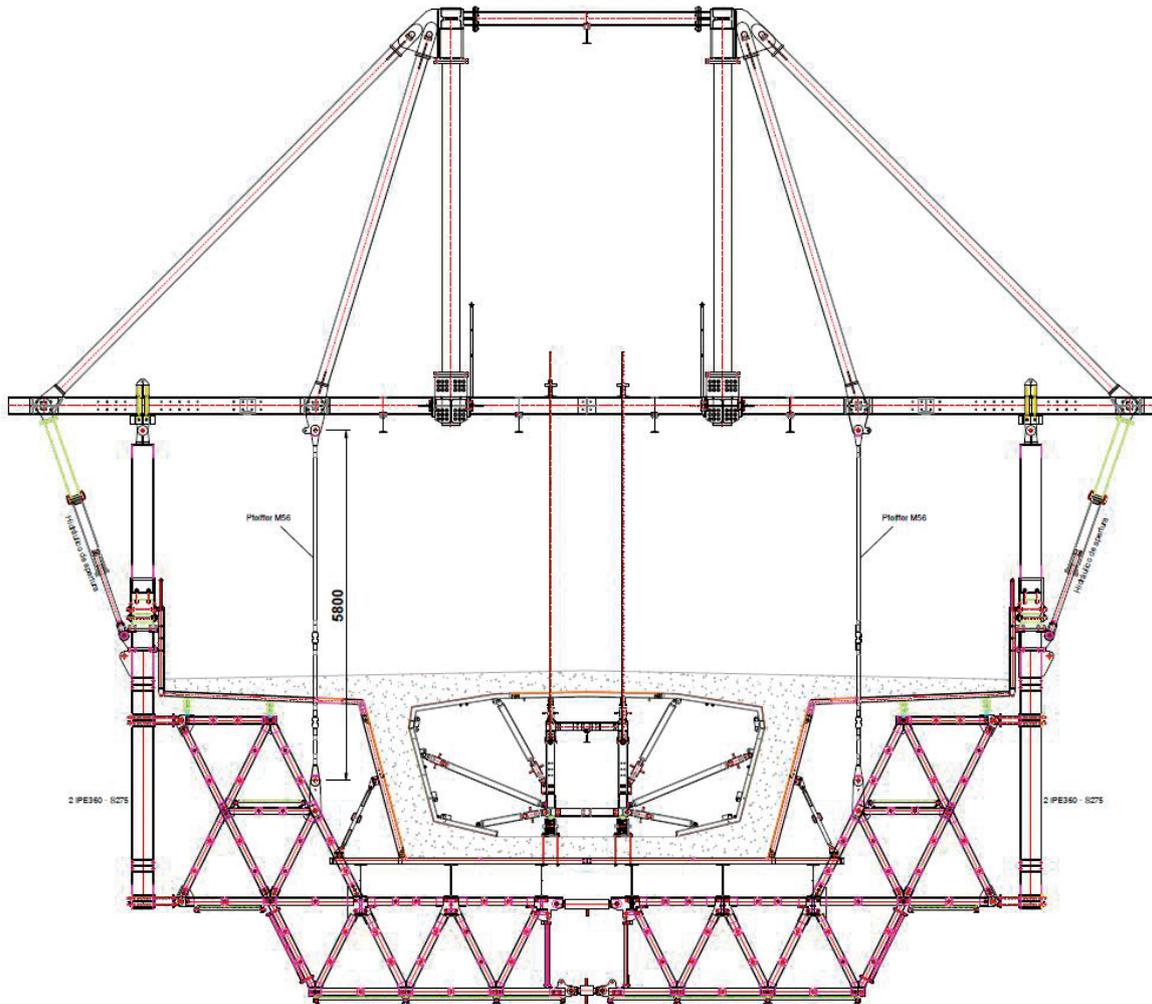


Figura 16. Croquis de la estructura soporte del encofrado de la autocimbra del margen Sur.

3.3.1. Autocimbra norte

En el caso de la autocimbra que ejecutó los vanos del margen norte, la estructura soporte del encofrado estaba constituida por perfiles HEB, HEA e IPE que posibilitan entre otras funciones, servir de apoyo a los cierres de la chapa de encofrado. Esta configuración de la estructura soporte del encofrado no permitía el acceso a personal por debajo del encofrado exterior de la losa inferior, por lo que el cierre del módulo de un lado contra el contrario debía hacerse con barras largas desde la pasarela exterior.

3.3.2. Autocimbra sur

La estructura soporte del encofrado de la autocimbra que ejecutó los vanos de acceso del margen sur estaba basada en celosías planas a modo de costillas arriostradas entre sí dentro del mismo módulo. Este tipo de estructura soporte posibilita el acceso de personal a lo largo de todo el encofrado exterior, realizándose la unión entre módulos de ambos lados por medio de un pasador, el cual se puede colocar fácilmente desde las pasarelas inferiores.

3.4. encofrado interior

Cabe reseñar que el tablero del viaducto de Almonte se ejecutaba vano a vano, hormigonando toda la sección transversal en

una única fase. Este hecho condiciona totalmente el diseño del encofrado interior, ya que este debe ser apto para encofrar toda la célula interior del cajón, siendo además capaz de plegarse para, cuando se lance a la fase siguiente, pasar a través de las riostras de pila (riostras que no obstante será necesario dividir su ejecución en dos fases).

En el caso del viaducto de Almonte se ha utilizado un carro plegable de encofrado interior forrado con chapa metálica. El encofrado interior está compuesto por 12 módulos independientes, estando cada módulo compuesto por una estructura metálica principal y por siete paneles articulados forrados de chapa que permiten ser recogidos o abiertos en función de la fase considerada. Durante el avance del encofrado interior desde el vano anterior al vano en ejecución los paneles deben estar recogidos para poder pasar por la riostra de la pila, mientras que una vez posicionado en su sitio los paneles deben abrirse para materializar el encofrado interior de la sección cajón.

Como se ha comentado anteriormente, debido a la ejecución del tablero del viaducto de Almonte con un carro de encofrado interior de este tipo, ha sido preciso ejecutar la riostra de tablero sobre pila en una segunda fase, ya que, aunque el carro de encofrado pasa recogido a través de esta, las dimensiones del carro recogido son muy superiores al hueco de hombre definitivo que hay que dejar en las riostras (como es lógico

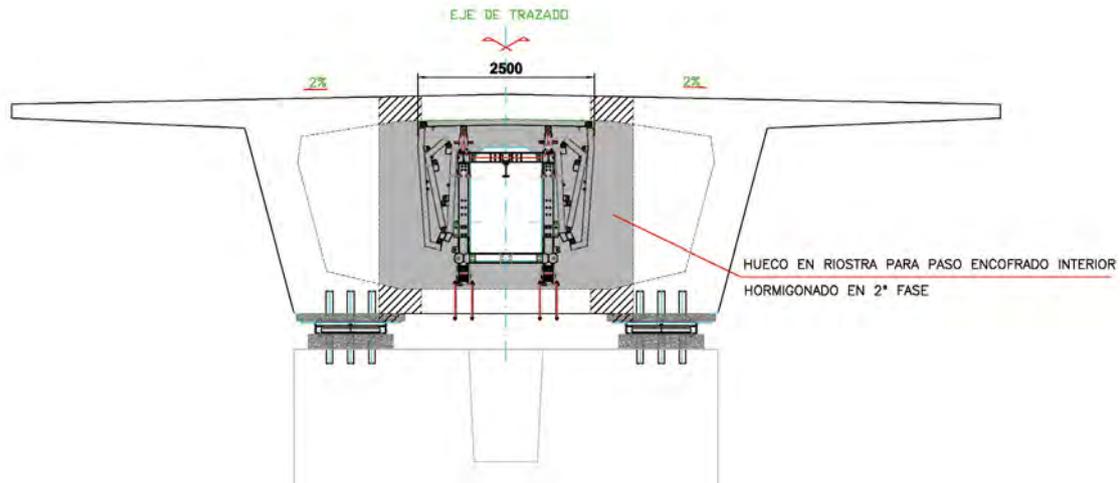


Figura 17. Hueco en riostra para el paso del carro de encofrado interior.



Figura 18. Modelo 3D e imagen real del carro de encofrado interior empleado en la ejecución del tablero.



Figura 19. Ejecución en segunda fase de una riostra de pila tipo.

por otra parte, ya que las dimensiones de este son de apenas 1.00x1.80). En la parte inferior de la estructura soporte se encuentran los carriles de la estructura que permiten el movimiento del carro de encofrado sobre unas ruedas previamente instaladas en la parte inferior del tablero.

Una vez avanzado y abierto el carro de encofrado en su posición definitiva de hormigonado, la estructura debe ser sus-

pendida mediante barras de acero de alto límite elástico a la viga principal, de forma que este no transmita el peso del hormigón a la estructura soporte del encofrado, sino que la carga vaya directamente a la viga principal.

Como la riostra se ejecuta en dos fases, hubo que estudiar su comportamiento en primera fase con las cargas de la cimbra. En esa situación el viento transversal generaba un torsor en la riostra que obligó a un refuerzo de armado en su cara inferior.

Para permitir el hormigonado en segunda fase de la riostra de pila, fue necesario disponer juntas de hormigonado intencionadamente rugosas, junto con acopladores mecánicos de la armadura pasiva interrumpida en la junta de hormigonado. De esta forma se conseguía transmitir el rasante en las juntas.

3.5. Maquinaria

3.5.1. Sistema de apertura de encofrado exterior y nariz de lanzamiento

El sistema de apertura del encofrado exterior consta de 2 centrales hidráulicas responsables de la conversión de energía eléctrica en energía hidráulica.

Estas centrales, constituidas por un motor eléctrico que transmite el movimiento a una bomba hidráulica de caudal variable y émbolo axial, envían caudal a los cilindros hidráulicos.

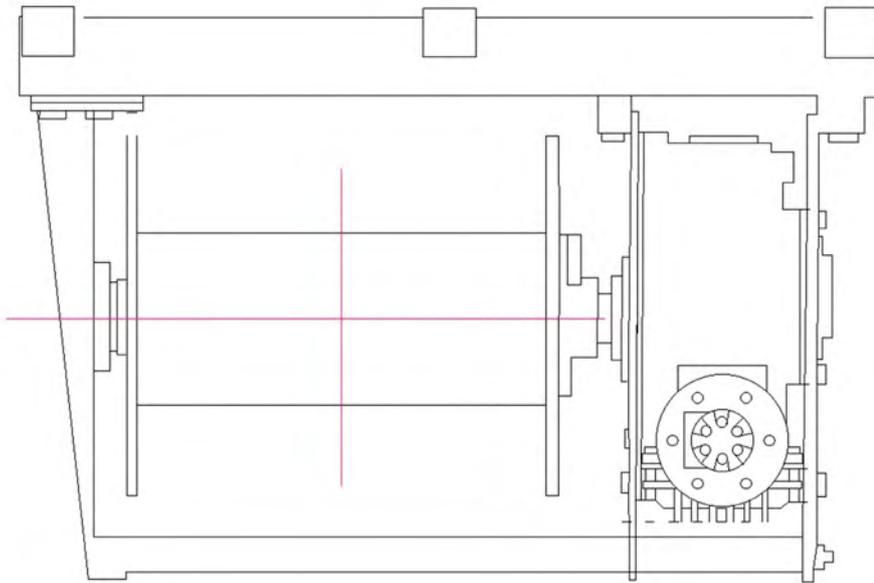


Figura 20. Cabrestante electro-hidráulico de tiro.

cos que convierten la energía hidráulica en la energía mecánica necesaria para realizar la apertura del encofrado exterior o de los cuchillos de la nariz de lanzamiento. Estos cilindros son capaces de desarrollar una fuerza de hasta 240 KN. Cada una de las dos centrales hidráulicas controla la apertura independiente de un lado, aunque si es necesario se pueden controlar ambos lados desde una misma central.

Cada cilindro hidráulico está conectado a una válvula, desde la cual se puede activar o anular el funcionamiento del mismo en cualquier situación de forma independiente unos de otros.

3.5.2. Sistema de avance de autocimbra

Para realizar el avance de la autocimbra se utiliza un cabrestante electro-hidráulico, alimentado con una central hidráulica. Dicho cabrestante, cuya capacidad de tiro es de 100 KN, está situado en la parte trasera de la viga principal y se encuentra anclado mediante un cable con gancho al pórtico de pila, el cual se encuentra anclado a la pila. Al accionar el cabrestante el cable se va recogiendo, produciéndose el avance de la autocimbra.

La fuerza de este cabrestante debe ser capaz de vencer el rozamiento estático (el cual puede estimarse conservadoramente en un 3%), suponiendo que la autocimbra rueda tanto en su parte trasera, como sobre el pórtico de pila.

Cuando es necesaria más capacidad de tiro se hace una multiplicación con juegos de poleas y reenvíos, obteniendo así más capacidad de tiro. En el caso de las autocimbras utilizadas en la ejecución de los tableros de Almonte, se utilizó un único reenvío, puesto que la fuerza de empuje se estimó en algo menos de 200 KN. Al ser la pendiente descendente en ambos márgenes, el cable del cabrestante pasaba por una polea por delante de la pila N y el conjunto de poleas formando el reenvío pasaba por delante de ese pórtico.

3.5.3. Sistema mecánico de avance de encofrado interior

Al igual que en el caso anterior, para realizar el avance del encofrado interior se utiliza un cabrestante eléctrico de 5 ton y trácteles mecánicos para evitar el acodamiento de la estructura. El punto fijo de tiro es el pórtico de pila, donde se anclan cabrestantes y trácteles.

3.5.4. Medios mecánicos propios de manipulación de cargas

Para la manipulación de cargas en la autocimbra se utilizan una serie de polipastos eléctricos sobre carriles, que pueden ser desplazados a lo largo de la viga principal. Distinguimos dos niveles de manipulación de cargas:

- a) Interior de la viga principal: Anclado al cordón superior se dispone un monorraíl equipado con un polipasto eléctrico de capacidad de elevación de hasta 50 KN que permite el desplazamiento de cargas dentro del cajón abierto. Este monorraíl sirve principalmente para trasladar los elementos de los pórticos de pila hasta el frente.
- b) Cordón inferior de la viga principal: De la misma forma que en el caso anterior, anclado al cordón inferior de la viga principal se encuentran 4 monorraíles equipados con polipastos eléctricos capaces de elevar una carga de hasta 30 KN cada uno. Estos equipos sirven para la manipulación de cargas sobre el encofrado a lo largo del ciclo de trabajo. La existencia de estos polipastos permitió una cierta prefabricación de la ferralla del tablero, como se verá más adelante.

4. MONTAJE DE LAS AUTOCIMBRAS

Sin duda uno de los puntos débiles de las autocimbras superiores en los estudios de soluciones para la ejecución de table-



Figura 21. Imagen aérea del montaje del encofrado Exterior en la Autocimbra Sur.

ros de viaductos es el montaje. El montaje de estas máquinas suele ser complicado, haciendo que únicamente sea rentable emplear autocimbras superiores a partir de una determinada longitud de puente, superior a la que hace rentable el uso de autocimbras inferiores.

El montaje de las autocimbras que realizaron los vanos de acceso del viaducto de Almonte supuso las siguientes fases de trabajo:

- a) Implantación, preparación de la plataforma de trabajo y de zonas de acopio y control topográfico: La topografía marca previamente las cotas de implantación y control el montaje y la ejecución. El montaje de las autocimbras se realizó en sendas plataformas ubicadas tras los estribos. En dichas plataformas se ejecutaron una serie de zapatas para el apoyo de pórticos provisionales sobre los que se montaron la viga principal
- b) Montaje de la viga principal: La viga principal se monta sobre los rodillos de los apoyos de los pórticos y sobre apoyos provisionales en las zonas de uniones longitudinales, comenzando el montaje por el centro de gravedad del conjunto. Como se ha comentado anteriormente, la estructura metálica de la viga principal está dividida en módulos de 9 m. La parte delantera, llamada nariz de lanzamiento y la parte trasera, forman un todo con la viga principal y se montan una vez finalizado el montaje de los módulos. En la zona donde el encofrado cuelga de la viga principal es necesario disponer los brazos laterales y tirantes encargados de suspender el encofrado exterior.
- c) Montaje del apoyo tras el estribo y del pórtico de la primera pila. Avance: Una vez finalizado el montaje de la viga principal, es necesario montar los apoyos necesarios para el avance de la autocimbra hasta el primer vano. Ambos apoyos deberán colocarse con precisión, ya que su cota marcará la cota de la viga principal en la posición de

hormigonado del primer vano. Finalizado el montaje de los apoyos de estribo y pila se procede al avance de la viga principal hasta su ubicación en la posición de hormigonado del primer vano.

- d) Montaje del encofrado exterior: Una vez posicionada la viga principal en el primer vano, se procede al montaje del encofrado exterior, previamente premontados en el suelo en módulos de 4.5 m, divididos en dos mitades, izquierda y derecha. En el caso del viaducto de Almonte, fue necesario montar una estructura auxiliar para el hormigonado de la pequeña rebanada de tablero entre el primer módulo de encofrado y el estribo, al no ser la luz del primer vano múltiplo de la dimensión longitudinal de los módulos del encofrado
- e) Montaje de instalaciones eléctricas e hidráulicas. Protecciones colectivas: Por último se procede al montaje de la maquinaria necesaria para la explotación de la autocimbra (generador, cabrestante, centrales y cuadros eléctricos), así como al montaje de accesos y barandillas, que permitan la explotación de la máquina en condiciones adecuadas de seguridad.

5. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE LOS VANOS DE ACCESO

El procedimiento general del ciclo consiste en la apertura de encofrados y lanzamiento, posicionamiento y nivelación de la autocimbra y ejecución propiamente dicha del vano una vez cerrados los encofrados [4]. En la ejecución de un vano tipo mediante una autocimbra superior se suele hablar de rendimientos por vano de entre 1 y 3 semanas, en función de la

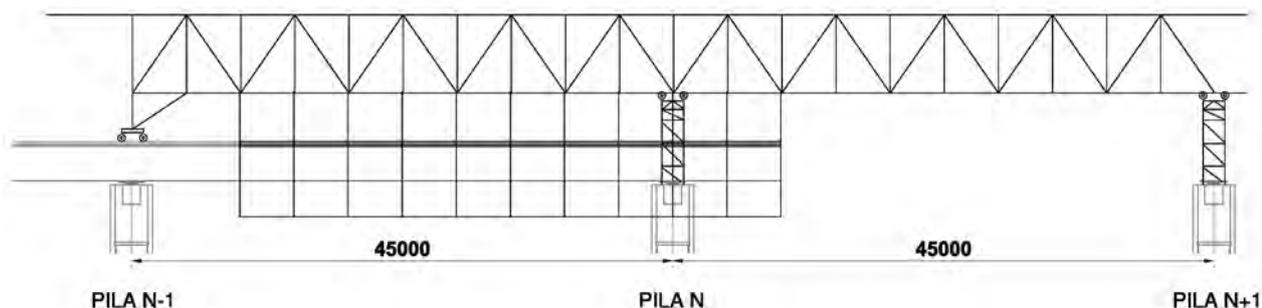


Figura 22. Inicio del primer lanzamiento de 27 m.

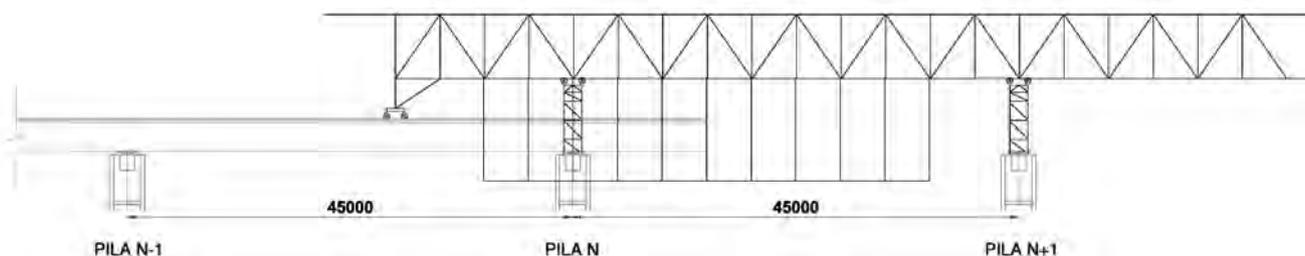


Figura 23. Inicio del segundo lanzamiento de 18 m.

complicación de la ferralla y de la gente y turnos dispuestos. Para conseguir el anhelado rendimiento de 1 semana por ciclo se necesita conseguir los siguientes aspectos:

- Simplificación e industrialización de la ferralla en la medida de lo posible, haciendo especial hincapié en la riostra, cruce de vainas y prefabricación de los hastiales del tablero.
- Turnos de trabajo 24 h en ciertos trabajos (ferralla, apertura de encofrado interior, desencofrado,...)
- Adecuar el ciclo para conseguir hormigonar los viernes, de forma que durante el fin de semana se realice el curado y se ejecuten los trabajos de tesado y desencofrado del vano (para intentar realizar los trabajos que menos personal requieren el fin de semana)
- Adecuación del número de trabajadores a los trabajos a desarrollar. En el caso del viaducto de Almonte, el número medio de trabajadores por turno en la autocimbra era de 24 por el día y 16 por la noche.

Como en todo trabajo cíclico, existe una determinada curva de aprendizaje, de forma que en la ejecución de los primeros vanos la duración del ciclo suele ser mayor hasta alcanzar el rendimiento deseado. En el caso de los vanos de aproximación del viaducto de Almonte la duración del ciclo en los primeros vanos fue de algo más de 3 semanas alcanzando los 9 días de trabajo en los últimos vanos, pudiendo hablarse de un rendimiento medio de 2 semanas por vano.

5.1. Apertura del encofrado exterior

Antes de la apertura del encofrado exterior, deben quitarse las barras de cuelgue que soportan el encofrado exterior, algo que no debe realizarse hasta haber realizado el tesado del vano. Una vez retiradas las barras de cuelgue desde los pasillos interiores de la autocimbra, es preciso descender la viga principal

de cara a que la barra o bulón de unión entre los módulos de encofrado izquierdo y derecho, deje de estar en carga y pueda quitarse. Realizados todos estos trabajos se procede a la apertura del encofrado accionando los 26 cilindros hidráulicos de 24 toneladas dispuestos en los brazos de los que suspende el encofrado exterior.

5.2. Lanzamiento

5.2.1. Preparación del lanzamiento

Abierto el encofrado exterior, se comienza a preparar la autocimbra para el lanzamiento. Esta fase previa de preparación consiste en sustituir los montantes de apoyo de la viga situados en los dos apoyos existentes en la fase de hormigonado (apoyo trasero y apoyo de pila) por los balancines con las ruedas sobre las que va a deslizar el cordón inferior de la viga principal. Además se apoyará la nariz de la viga principal en el pórtico de la pila siguiente (n+1), para lo que será necesario cerrar los cuchillos de la nariz de lanzamiento.

La línea del lanzamiento debe ser calculada y replanteada por topografía. La secuencia de actuación es la siguiente:

1. Poner en carga los gatos centrales y quitar calzos de hormigonado, actuando los gatos como pequeñas rótulas, absorbiendo los giros longitudinales.
2. Apoyar el pórtico trasero sobre las dos ruedas, que funcionan así como un balancín hidráulico.
3. Apoyar la nariz sobre los balancines situados en el pórtico de la pila siguiente (tras haber cerrado los cuchillos de la nariz). En este apoyo deben situarse los gatos 2 o 3 centímetros por debajo por seguridad.
4. Sustituir en el apoyo sobre la pila del vano ya hormigonado los gatos por los balancines. De la misma forma que en el caso anterior, se sitúan los gatos por debajo de la viga como medida de seguridad.

5.2.2. Primer lanzamiento – 27 m

En esta primera fase de lanzamiento se avanzarán 27 m. Para ello se utiliza el cabrestante hidráulico de 10 toneladas con un reenvío para conseguir las 20 toneladas necesarias de tiro. Dicho cabrestante situado en la parte trasera se ancla al pórtico de pila y al empezar a recoger cable, la autocimbra avanzará. El cable del cabrestante debe permanecer amarrado en tensión durante todas las operaciones del ciclo.

En las operaciones de lanzamiento, la viga está retenida en todo momento por una cadena adicional de capacidad suficiente, que va acompañando el movimiento de la cimbra, de forma que en caso de que el cable del cabrestante partiera, la viga pueda ser frenada por la cadena. Todos los lanzamientos deben hacerse por tramos de 4.5 m, comprobando tras ese movimiento el estado de los apoyos y de las alineaciones.

Terminado ese primer avance, se levanta la cota del apoyo sobre la pila del vano hormigonado, de forma que despeguen las ruedas del apoyo trasero. De esta forma se evita que la viga quede apoyada únicamente sobre el apoyo trasero y el delantero, al despegarse del intermedio. Esta situación podría llevar a la rotura de la autocimbra y provocar daños en el tablero ya hormigonado, al crecer enormemente la reacción del apoyo trasero, que se va paseando por todo el vano.

5.2.3. Segundo lanzamiento – 18 m

En la segunda fase de lanzamiento se avanzan los 18 metros restantes. Con este lanzamiento, el apoyo trasero llega hasta la altura del apoyo de pila ya hormigonado. En esta posición y con la viga ya apoyada sobre los apoyos situados sobre las dos pilas, se asegura la correcta alineación en planta de la viga con respecto al eje del viaducto, actuando sobre los gatos de ripado transversal si fuera necesario. En ese momento se bajan las ruedas del apoyo sobre la pila del vano ya hormigonado, hasta que apoyen en el tablero, momento en que se procede a la transferencia de carga del apoyo de pila al trasero para su posterior desmontaje.

Una vez situada la viga en su posición de hormigonado se procede a elevarla con los gatos hidráulicos hasta su cota definitiva y se procede de manera inversa a la preparación del lanzamiento, sustituyendo las ruedas por los montantes, de forma que durante el hormigonado la reacción del apoyo baje por los montantes.

5.3. Cierre del encofrado exterior

Apoyada la viga en los apoyos trasero y delantero de pila, y realizada la nivelación de esta, se procede al cierre del encofrado exterior de forma sincronizada en ambos lados, evitando de esta forma los desequilibrios transversales. El cierre del encofrado se realiza siguiendo los mismos pasos que la apertura, en orden inverso. Terminada la maniobra se procede al montaje de las barras de cuelgue que sustentarán el encofrado durante el hormigonado.

Simultáneamente se coloca el pórtico de pila recién desmontado en la próxima pila, para lo que se utiliza el polipasto eléctrico del nivel superior. De esta forma, el tablero ya hormigonado queda libre de obstáculos, permitiendo un acceso libre a los materiales de construcción necesarios para la ejecución del nuevo vano.

Por último, cerrado el encofrado exterior, se realizan los remates de encofrado necesarios en la pila, así como el montaje de



Figura 24. Ferrallado de un vano.

los apoyos POT. Por otro lado es necesario realizar los últimos ajustes en materia de topografía, corrigiendo las cotas del encofrado exterior mediante las barras de cuelgue que lo sustentan.

Para evitar la existencia de un pequeño escalón entre el vano anterior y el vano en ejecución se procede al anclaje del encofrado exterior al hormigón del tablero del vano anterior a una distancia reducida, de forma que la posible deformación de la chapa de encofrado no produzca una irregularidad en la junta entre vanos.

5.4. Ferrallado y encofrado interior

Preparado el encofrado exterior, pueden dar comienzo los trabajos correspondientes propiamente al ciclo de ejecución en sí de un vano tipo. Este ciclo comprende una serie de actividades interconectadas:

- Montaje de la ferralla de la riostra sobre la pila y de la zona de cruce de vainas *in situ*.
- Montaje de la ferralla premontada de los hastiales del cajón con ayuda de los polipastos del nivel inferior.
- Ferrallado *in situ* de la losa inferior del cajón.
- Montaje y conexión de las vainas de pretensado, dejando previstos los tubos de purga de la inyección de lechada.
- Colocación de las ruedas del encofrado interior sobre el armado de la losa inferior.
- Enfilado de los cables de tesado a través de las vainas.
- Avance del encofrado interior con la ayuda de cabrestante y apertura.
- Remates de encofrado en zona de solape y en zona de cruce de vainas.
- Ferrallado de la losa superior.
- Nivelación topográfica de la cara superior de cara al hormigonado.

5.5. Hormigonado

Una vez finalizadas las actividades propias del ciclo, únicamente resta por realizar el hormigonado del vano. El hormigonado de los vanos con autocimbra superior debe realizarse por medio de 2 autobombas (o bombas estáticas) colocadas por detrás

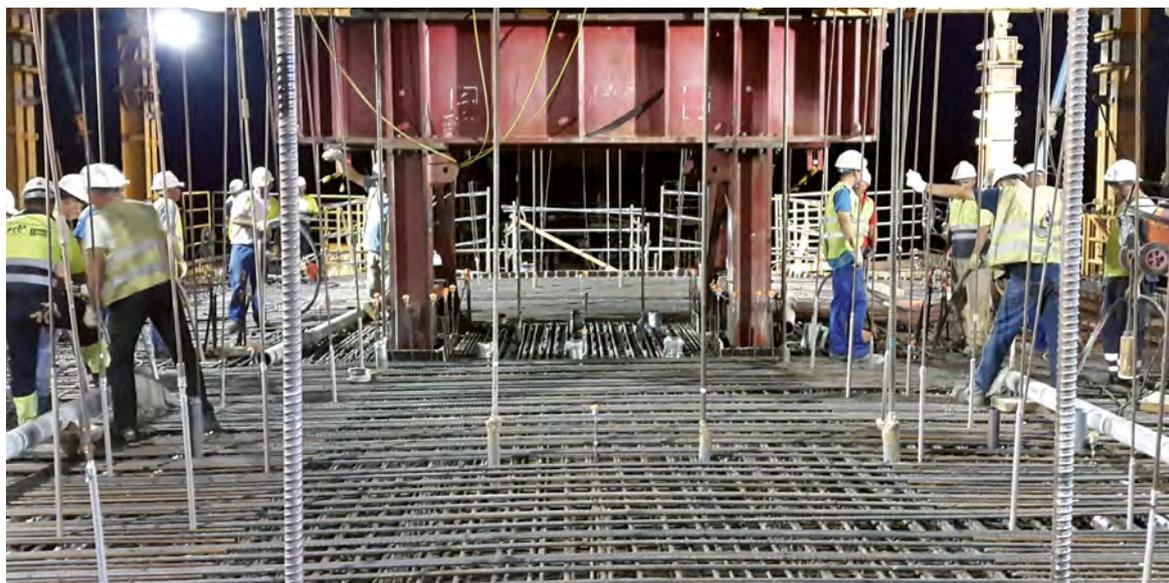


Figura 25. Hormigonado de un vano tipo.

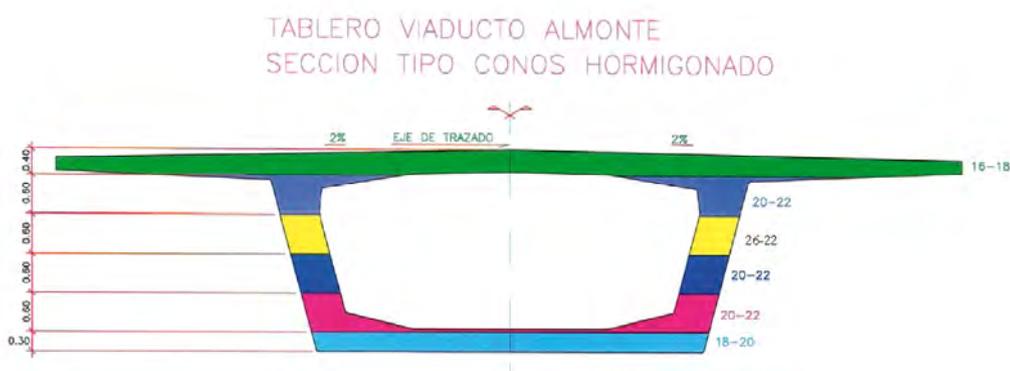


Figura 26. Tongadas de hormigonado del tablero y consistencia del hormigón.

de la autocimbra y conectadas a sendas tuberías desmontables dispuestas en la losa superior en la zona de los hastiales. Todo el vertido de hormigón se realiza desde la losa superior, a través de los hastiales del cajón.

El hormigonado del tablero de un vano se realiza en una sola fase pero se desarrolla por tongadas continuas empezando en la pila y desmontando tuberías hasta la junta con el vano anterior. Es importante diferenciar la consistencia del hormigón en función de la tongada considerada.

En primer lugar se ejecuta la tongada correspondiente a la losa inferior del tablero. Debido a que el hormigonado de esta tongada es lento es necesario ir refrescando de vez en cuando la junta para evitar juntas frías en el hormigonado. Cuando se realiza el vertido de la siguiente tongada ya se ha reducido enormemente la consistencia del hormigón de la losa inferior, impidiendo que se sifone el hormigón en la losa.

Los hastiales se ejecutan en 3-4 tongadas con un cono bastante fluido que permita un vibrado cómodo con vibradores de lanza desde la parte superior. Ambos hastiales deben ser hormigonados de la forma más simétrica posible. Después de la ejecución de cada tongada, debe montarse de nuevo toda la línea de tubería hasta el frente para continuar con una nueva tongada.

Por último, el hormigonado finaliza con la tongada corres-

pondiente a la losa superior. Conforme el hormigonado va terminando por secciones, se va realizando el acabado con reglas llanas y posteriormente el curado del hormigón, para el que se emplean productos químicos para impedir la evaporación de agua en la medida de lo posible, mejorando de esta forma el acabado superficial. Para evitar la pérdida de agua, en las siguientes 48 h se tapa la losa superior del tablero con geotextiles manteniendo una humedad adecuada en la superficie. El ritmo de hormigonado es de aproximadamente 40-50 m³/h considerando ambas bombas.

Durante el hormigonado deben controlarse las flechas de la autocimbra, existiendo unos valores de alarma, a partir de los cuales debe pararse el hormigonado y analizar qué circunstancias anómalas se están dando.

5.6. Curado del hormigón

El tiempo de curado del hormigón fue de 36 h, momento en que el hormigón solía alcanzar el 80% de su resistencia característica. Para verificar que se había alcanzado el 80% de la resistencia característica se extraían series de 6 probetas de los últimos camiones hormigonera, realizando el control estadístico expuesto en el artículo 86.5.3 de la EHE [5].



Figura 27. Apoyos POT provisionales de pila P15.

Habiendo pasado 12 h desde el final del hormigonado se empezaban a aflojar y retirar las barras transversales de unión del encofrado interior y se aflojaba el encofrado interior del alma, pudiendo despegar dicho encofrado a partir de las 16-20 h, para poder verificar el estado de las almas del cajón de cara al pretensado de la sección.

5.7. Tesado

Una vez autorizado el tesado, este se realizaba desde la plataforma delantera del primer módulo de encofrado. Para la operación de tesado se utilizaban los gatos multifilares suspendidos de los polipastos situados en los carriles exteriores de la viga. La operación de tesado (6 tendones por cada alma) solía tener una duración comprendida entre las 8 y las 12 horas.

6. EJECUCIÓN DEL ÚLTIMO VANO DE LOS VANOS DE ACCESO (P5-P6 Y P15-P16)

Las grandes cargas que la riostra del tablero debía ser capaz de transmitir a las pilas principales (y estas a las cimentaciones del arco) durante la construcción del arco hacen que esta riostra (y todo el último vano en general) sea completamente diferente a las riostras tipo. Estas cargas eran no solo las verticales provenientes del pilono, sino también las horizontales, puesto que los puntos fijos del tablero durante la ejecución del arco fueron, como veremos posteriormente, los apoyos del tablero en las pilas P6 y P15.

Las particularidades del último de los vanos de acceso por cada margen son las siguientes:

- **Apoyos POT provisionales en P6 y P15.** Las dimensiones de los apoyos POT provisionales en P6 y P15, necesarias para soportar las grandes cargas que bajan por la torre de atirantamiento, hacen necesaria su sustitución para faci-

litar su mantenimiento en fase de explotación. Esta operación de sustitución obliga a dejar un hueco en el tablero para facilitar dicha operación en su momento. Como vimos en el apartado 3.2.3, los apoyos POT provisionales, también condicionaron el pórtico sobre el que se apoyó la autocimbra para la ejecución del último vano de acceso.

- **Pórtico especial de apoyo de la autocimbra.** Como se ha comentado anteriormente, el pórtico sobre el que se apoya la autocimbra para la ejecución del último vano de acceso es distinto al empleado en los otros vanos de acceso debido a las grandes dimensiones de los apoyos POT provisionales que se montaron en las pilas 6 y 15. Estas dimensiones hacen que el pórtico fuera más estrecho abajo y por lo tanto tienen más sección transversal de acero para soportar las cargas. Esta sección condiciona el hueco necesario en el tablero para el paso del pórtico, no siendo posible dejar 4 huecos de 0.60x0.60 para las cuatro patas del pórtico, sino que fue preciso dejar un hueco único en la riostra para el paso del pórtico completo.
- **Retirada del carro de encofrado interior.** Al tratarse del último vano de acceso es necesario sacar el encofrado interior, para lo que se dejó un hueco en la losa superior para el paso de este.
- **Barras Macalloy embebidas en la riostra,** necesarias para el anclaje de la torre provisional de atirantamiento y de las estructuras auxiliares de izado. Estas barras se posicionaron con la ayuda de una estructura auxiliar de posicionamiento colocada con topografía.
- **Geometría de la riostra.** Como hemos comentado anteriormente, al soportar cargas mucho mayores (las que bajan por la torre de atirantamiento y las debidas al punto fijo) a las soportadas por una riostra tipo, fue necesario modificar la geometría y el armado de la riostra de tablero sobre las pilas 6 y 15. El ancho de la riostra del tablero sobre las pilas 6 y 15 es de 5.00 m en vez de los 2.50 m de una riostra sobre una pila tipo.

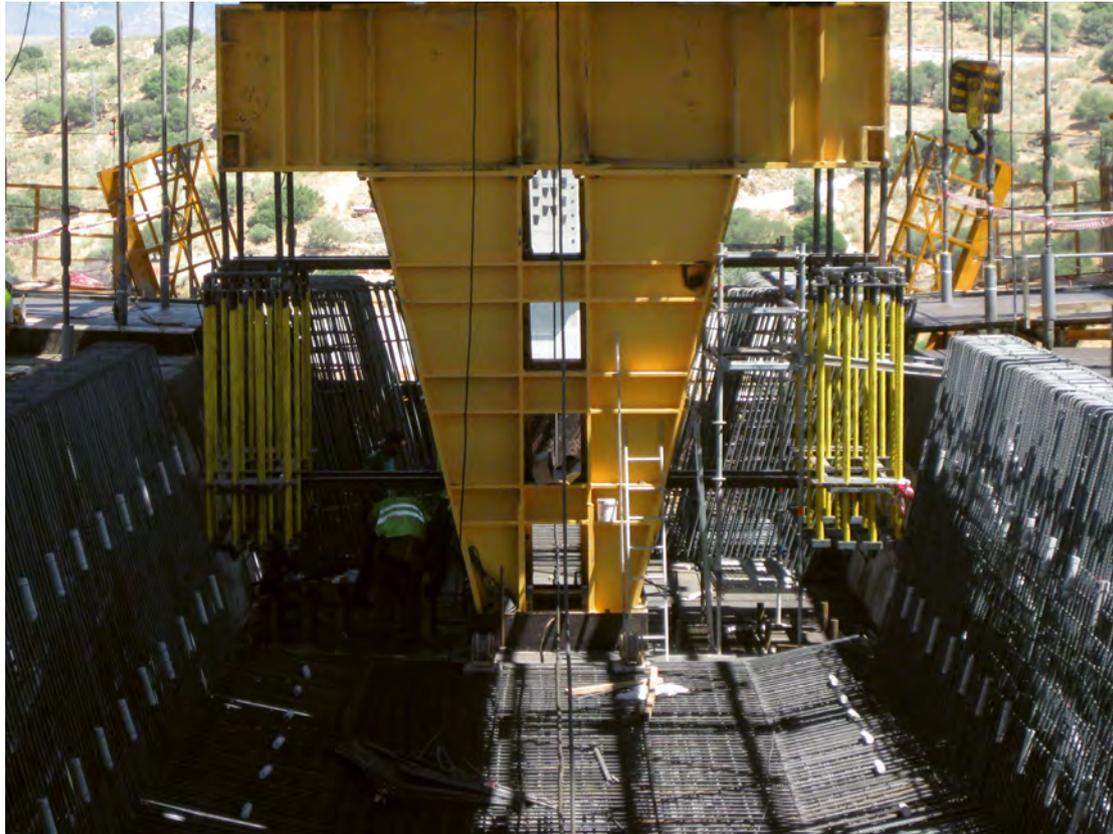


Figura 28. Barras Macalloy embebidas en la riostra de la pila P15 para el anclaje de la torre.

- **Pretensado transversal en la riostra.** Para mejorar el comportamiento frente a flexiones transversales de la sección fue necesario introducir un pretensado transversal en las riostras sobre las pilas 6 y 15. Este pretensado transversal hizo necesario aumentar el espesor de losa superior del tablero (lo cual solo puede hacerse hacia abajo), cambio en la geometría que implicó un cambio en el encofrado exterior de la autocimbra (en los dos barcos de encofrado centrales de pila).
- **Cambio de punto fijo del tablero a las Pilas 6 y 15.** Para materializar el punto fijo del tablero en las pilas 6 y 15 se introdujo un elemento pasador, el cual debía atravesar tanto el hueco de hombre de la pila como parte del tablero. Este elemento debía introducirse desde la parte superior del tablero, para lo cual se dejó un hueco que atravesara toda la riostra hasta la losa superior. Dicho hueco debía cerrarse cuando se desmontara el elemento pasador.
- **Huecos en las alas del tablero para el paso de los tirantes de retenida.** Los tirantes de retenida que iban a la torre de atirantamiento (familias R9 a R26) atravesaban las alas del tablero a través de dos huecos dejados en las alas del tablero. Uno de los huecos caía en la riostra de las pilas 5 y 16 (y por tanto en el vano anterior al último vano de acceso), mientras que el otro hueco (de 8 m de largo) caía en medio del último vano de acceso. Estos huecos se cerraron posteriormente con una estructura auxiliar, una vez desmontadas las familias de retenida correspondientes.

Todas estas peculiaridades hacen que el hormigonado del último vano debiera subdividirse en una serie de fases.



Figura 29. Pretensado transversal de la riostra de la pila P6.

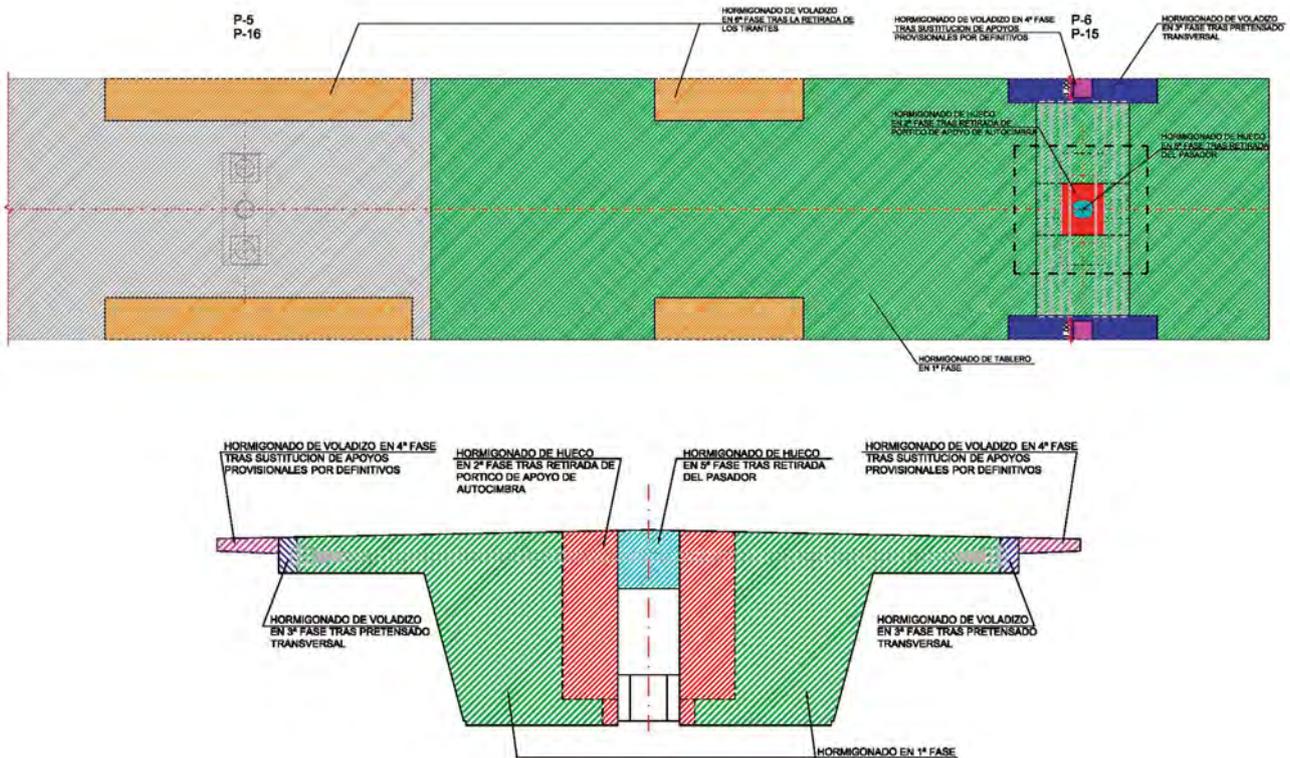


Figura 30. Fases de ejecución del último vano de los vanos de acceso.

7. RETROCESO Y DESMONTAJE DE AUTOCIMBRAS

Finalizada la ejecución de los vanos de acceso fue necesario el retroceso y desmontaje parcial de las autocimbras, de cara a continuar con la ejecución del viaducto. Una vez finalizado el arco y las pilastras, y desmontado el sistema de atirantamiento y las torres provisionales, se procedió a volver a montar las autocimbras de cara a la ejecución de los vanos sobre el arco (asunto tratado en otro artículo).

El retroceso de las autocimbras hasta los últimos vanos contra los estribos se hizo siguiendo el mismo proceso que el descrito en el procedimiento de ejecución de los vanos de acceso para el lanzamiento, pero en orden inverso. En primer lugar se realizaba un lanzamiento de 18 m aproximadamente hasta que la viga principal empezaba a apoyar en el pórtico trasero, y por último se realizaba el lanzamiento restante, apoyando la autocimbra en la pila intermedia y el apoyo trasero. Todos los apoyos de la autocimbra en el retroceso de esta se realizaron sobre el tablero ya ejecutado.

Una vez situadas las autocimbras en el primer vano de acceso ejecutado por cada margen, da comienzo el desmontaje parcial de las autocimbras, el cual se realizó aproximadamente en el orden inverso al descrito en el capítulo relativo al montaje. Cabe reseñar que en el caso de la autocimbra del margen sur, tan solo se desmontó el encofrado exterior, quedándose la autocimbra sobre las zapatas provisionales en espera de la ejecución de los vanos sobre el arco, mientras que en el caso de la autocimbra que ejecutó los vanos de acceso del margen norte, fue desmontada enteramente y transportada a otra obra, siendo necesario la llegada de otra autocimbra una vez finalizado el arco, para la ejecución de los vanos centrales.

8. CONCLUSIONES

El viaducto de Almonte consta de un tramo principal sobre el río de 384 m de luz y dos tramos de acceso por margen hasta llegar al tramo principal de 259 y 349 m respectivamente. La construcción de estos tramos de acceso se realizó de manera paralela a la ejecución de las cimentaciones y arranques del arco, ya que existía poca interferencia entre ambos trabajos.

Para la ejecución de los vanos de acceso del viaducto de Almonte se emplearon dos autocimbras superiores, cimbras que permitieron independizar la ejecución de los vanos de acceso del suelo. El rendimiento medio en la ejecución de los vanos de acceso con estas autocimbras fue de 2 semanas por vano y máquina.

Referencias

- [1] PAULO J. DA SOUSA CRUZ, DAN M. FRANGOPOL, LUIS C. CANTO NEVES "Advances in Bridge Maintenance, Safety Management, and Life-Cycle Performance, Set of Book & CD-ROM: Proceedings of the Third International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management", 16-19 July 2006, Porto, Portugal - IABMAS '06, p. 817-818
- [2] POVOAS, A. The utilization of movable scaffolding systems in large spans. Structural Engineering International 22, p. 395-400.
- [3] SEOPAN y CONFEDERACIÓN NACIONAL DE LA CONSTRUCCIÓN. Manual de cimbras autolanzables, Tornapunta Ediciones, octubre 2015, p. 79-80
- [4] ROSIGNOLI, M. "Bridge Construction Equipment" published by ICE Publishing, Thomas Telford Limited 2013, p. 99-165
- [5] EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural. Centro de publicaciones. Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento del gobierno de España. Artículo 86.5.4, p 407-410



REALIZACIONES
ESPAÑOLAS
OCHO AÑOS
DE INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

2009

2016

SPANISH WORKS
EIGHT YEARS
OF STRUCTURAL
ENGINEERING

ACHE

Asociación Científico-Técnica
del Hormigón Estructural

Spanish Branch of FIB

COLABORAN:



Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos



Fundación
Caminos

ACHE

SECRETARÍA DE ACHE

Tel.: 91 336 66 98

www.e-ache.com

Ejecución de pilastras y vanos sobre el arco del viaducto sobre el río Almonte

Construction of piers and deck over the arch at the Almonte Viaduct

Agustín Alonso^a, David Carnero^a, José Luis del Valle^a, Pedro Cavero^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, S. A.

Recibido el 26 de diciembre de 2017; aceptado el 30 de mayo de 2018

RESUMEN

Cerrado el arco y tras desmontar los tirantes y la torre de atirantamiento provisional, comienza la ejecución de las pilastras sobre el arco, y una vez finalizadas estas, la del tablero sobre el arco. La construcción de los vanos sobre el arco se hace mediante dos autocimbras superiores, realizando el hormigonado de cada pareja de vanos enfrentados de forma asimétrica, para finalizar con el vano central, que constituirá el punto fijo del viaducto frente a acciones longitudinales. Por último, se ejecutan los acabados y la prueba de carga, dando por finalizado el viaducto.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: pilastras, autocimbra superior, procedimiento de construcción asimétrico, barrera avifauna, prueba de carga.

ABSTRACT

After the arch closure and the dismantling of the temporary stay system, including the steel king tower, the bridge construction continues with the piers and the deck over the arch. Each pair of opposite spans are poured asymmetrically utilizing two overhead movable scaffolding systems. The last section is the center span, which becomes the deck's fixed point for longitudinal displacements. Finally, the deck non-structural elements are installed and load testing per bridge code requirements is performed.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Piers over arch, overhead movable scaffolding system, asymmetric construction sequence, anti-bird strike tubular screen, loading test.

1. INTRODUCCIÓN

Estamos ante las últimas actividades constructivas del viaducto Almonte. En otros artículos del presente monográfico se ha analizado en profundidad la construcción de los viaductos de acceso y la construcción del arco, únicamente faltando por analizar cómo se construye el tablero sobre el arco. Una vez finaliza la ejecución de este, comienza el desmontaje de los tirantes (a excepción de las familias 2 y 4 ancladas en las pilas 6 y 15) y las torres de atirantamiento provisional. En este momento comienza la ejecución de las pilastras sobre el arco para poder continuar, posteriormente, con la ejecución de los vanos sobre el arco.

En este artículo se describirá cómo se han ejecutado las unidades de obra a partir del cierre del arco hasta la finalización del viaducto, incluyendo las unidades no estructurales y la reglamentaria prueba de carga.

2. EJECUCIÓN DE LAS PILASTRAS SOBRE EL ARCO

Una vez cerrado el arco y simultaneando la retirada de los pilonos metálicos con la de los correspondientes tirantes provisionales de sujeción (a excepción de las familias 2 y 4), da

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: aalonsov@fcc.es (Agustín Alonso)



Figura 1. Imagen aérea del arco en el inicio de ejecución de las pilastras sobre el arco.

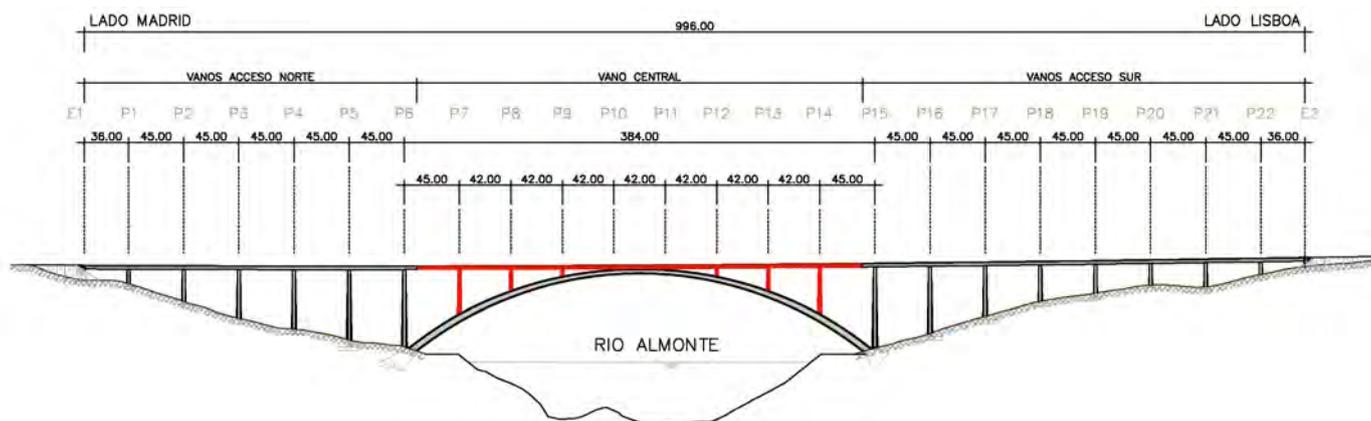


Figura 2. Alzado del viaducto de Almonte.

comienzo la ejecución de las pilastras, y posterior colocación de apoyos pot.

2.1. Ejecución de los alzados de las pilastras

Llamamos pilastras a las pilas del viaducto que arrancan sobre el arco para diferenciarlas de aquellas cimentadas en el terreno. La principal característica de las pilastras es que parten de puntos sobre el arco, cuyo posicionamiento inicial sufre continuas variaciones, tanto por agentes térmicos y reológicos como por distribución de cargas del propio arco en función del procedimiento constructivo, siendo su replanteo inicial complejo.

Al igual que las pilas del resto del viaducto, y con excepción de las pilas de transición en los extremos del arco (pilas 6 y 15, las cuales tienen la misma geometría exterior, pero son macizas en su mayor parte), las pilastras son huecas hasta el capitel, de sección octogonal variable según altura de pila y espesor 40 cm, geometría diseñada así para mejorar su perfil aerodinámico, en una zona de grandes corrientes de viento.

Las luces de los vanos sobre el arco son de 42 m, excepto en los vanos de acceso al arco en los extremos que son de 45 m.

A continuación podemos ver la sección transversal tipo del fuste y de los capiteles (últimos 2.5 m) de las pilastras.



Figura 3. Inicio de la ejecución de los arranques de las pilastras sobre el arco.

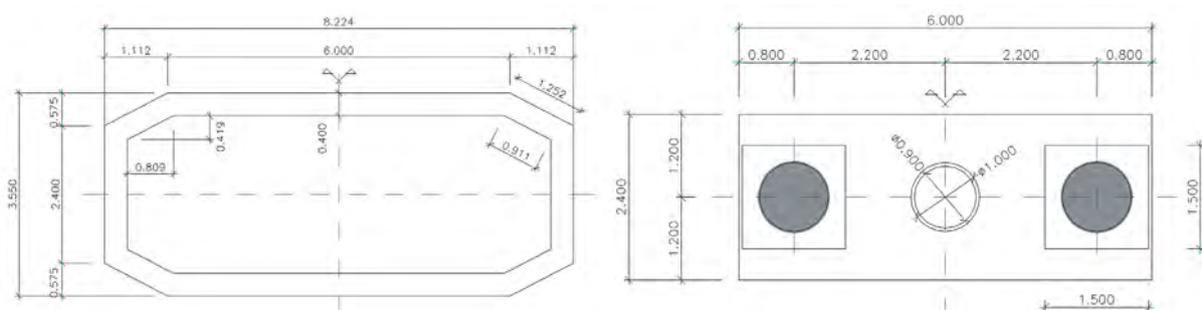


Figura 4. Sección transversal de pilastra (fuste y capitel).



Figura 5. Plantillas de posicionamiento de manguitos de conexión de armadura de arranque de las pilastras.

La sección de los capiteles de las pilastras es maciza e igual que la de las pilas estándar del resto del viaducto.

La armadura de conexión del arco con las pilastras se realiza mediante empalmes mecánicos colocados durante la ejecución de la dovela del arco correspondiente al arranque de cada pilastra. Para tal fin se disponen, en la cara superior



Figura 6. Tramo de armadura premontada colocado en pilastra.



Figura 7. Hormigonado de tramo de pilastra.



Figura 8. Recreación en 3D de las pilastras sobre el arco.



Figura 9. Imagen aérea del posicionamiento de la autocimbra para la colocación de apoyos pot.

de las dovelas, plantillas que permiten realizar el posicionamiento de las esperas acabadas en manguitos, dotando además a la junta de un acabado intencionadamente rugoso. Hay que tener en cuenta que las dovelas se ejecutan con carro de avance completamente cerrado, por lo que no es posible la colocación de armadura de espera en las pilastras. Una vez descubiertos los manguitos se roscan en ellos barras de punta cónica roscada.

La armadura de arranque de las pilastras se ejecuta *in situ* dado la carencia de perpendicularidad del primer tramo con la vertical; a partir del arranque, los tramos se van premontando sobre bastidor en la península a cota de suelo y una vez colocado el encofrado interior, la armadura premontada se iza mediante las grúas torre utilizadas durante la construcción del arco, que permanecen en obra para tal fin.

El encofrado de los arranques de las pilastras también se fabrica a medida para cada caso, dado la singularidad de la geometría. Una vez ejecutados los arranques se utiliza el encofrado “tipo” fabricado para las pilas del resto del viaducto. Este encofrado “tipo”, como se describe en el artículo dedicado a la ejecución de los viaductos de acceso, se trata de un encofrado trepante modular, capaz de ejecutar pilas de sección octogonal variable. Los distintos tramos de las pilastras se hormigonan mediante cubilote de 3 m³ de capacidad siempre limitado por la capacidad de la grúa torre.

2.2. Colocación de apoyos pot sobre pilastras

Los apoyos para el soporte del tablero dispuestos sobre las pilastras son, al igual que los dispuestos en el resto del viaducto,



Figura 10. Fase 2 Norte Hormigonada y pretensada. Fase 2 Sur ferrallada previo al hormigonado.

tipo POT, apoyos necesarios cuando se requieren cargas y movimientos elevados. Los dispuestos en las pilastras son apoyos de entre 1450 y 2000 ton de carga de trabajo en combinación característica y con carreras comprendidas entre 200 y 550 mm (los apoyos de las pilastras centrales son los de menor recorrido al estar cerca del punto fijo, mientras que los más exteriores son los de mayor recorrido).

Uno de los condicionantes más importantes que se ha tenido en cuenta a la hora de colocar los apoyos POT es la variación de su cota en función del momento de instalación en relación con el proceso constructivo. Definir *a priori* una cota absoluta para los apoyos no es viable, ya que esta depende tanto de la etapa constructiva como de los movimientos del arco por efectos térmicos (y en menor medida reológicos, si se alteraba en exceso el plan de obra respecto del plan considerado en el modelo). Por ello los apoyos se colocan poco antes de llegar a la pila con la autocimbra, pudiendo así definir con mayor precisión cómo y dónde se encuentra el tablero y el arco en el momento de instalación del apoyo y los movimientos previstos hasta el hormigonado del vano en cuestión. Ante esta variabilidad, se decide dejar la cota de coronación de las pilas algo más baja de la teórica, diseñando unas mesetas de hormigón del orden de 20/25 cm dependiendo de los datos que se obtenían de las mediciones topográficas para el ajuste final de la cota del apoyo, que se ejecutaban pocos días antes del avance de la autocimbra. Esta meseta se ejecuta con hormigón armado de resistencia igual a la del tablero. Los apoyos se colocan desde la nariz de la autocimbra, por lo que el momento óptimo para su colocación es una vez terminando el ferrallado del vano anterior, cuando la autocimbra ya tiene acceso a la pila siguiente.

La toma de datos topográficos se realiza siempre a primera

hora de la mañana, para reducir en lo posible el factor térmico que provoca movimientos en la estructura de hormigón.

3. EJECUCIÓN DE LOS VANOS DEL TABLERO SOBRE EL ARCO

La ejecución de los vanos sobre el arco es especialmente delicada y más concretamente la construcción del vano sobre la clave (unión arco-tablero), ya que es en esta zona donde se produce la conexión directa entre el arco y el tablero.

Los vanos sobre el arco se ejecutan mediante dos cimbras autoportantes superiores [1], avanzando desde los estribos, donde habían sido montadas simultáneamente a la ejecución de las pilastras, hasta el frente de las pilas 6 y 15 respectivamente, momento en el que las torres de atirantamiento ya se encontraban desmontadas.

Para la ejecución de los tres vanos centrales es necesario resolver las interferencias que se producen entre las dos autocimbras, asegurando en todo momento su estabilidad.

Los tableros sobre el arco han sido realizados, al igual que el de los vanos de acceso, por la empresa portuguesa AP Bridge Construction System (BCS), de reconocido prestigio en el sector.

3.1. Ejecución de las tres primeras parejas de vanos

El proceso constructivo del proyecto original contemplaba el hormigonado simétrico de los vanos sobre el arco. Este proce-

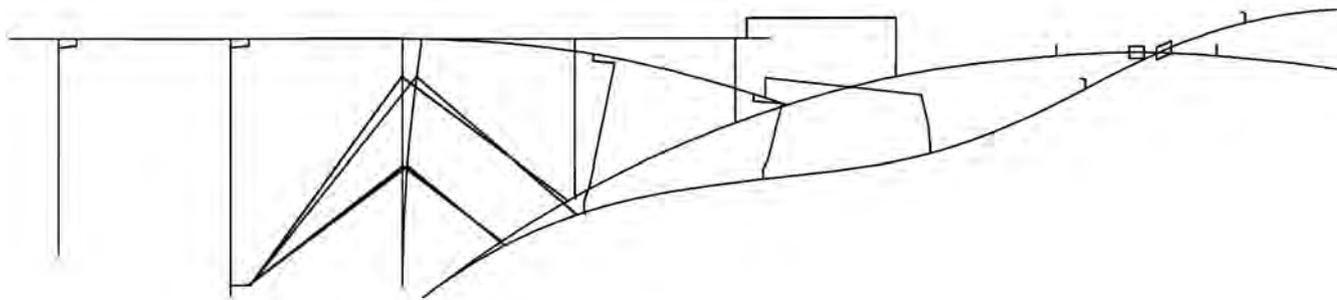


Figura 11. Modelo de interacción arco – tablero – autocimbra con hormigonado asimétrico de tableros.

so se acaba adaptando al hormigonado de cada pareja simétrica de vanos con un cierto decalaje de días entre ambos vanos, ya que la logística de la obra impide realizar el hormigonado simétrico de dos vanos, que habría requerido bombeos de más de 1 000 m³.

Por otro lado, se constata que el hormigonado del segundo vano de una pareja produce movimientos en el primer vano de la pareja que causan tensiones de tracción superiores a lo admisible, por lo que es preciso imponer el tesado del primer vano antes del hormigonado del segundo.

También tiene que tenerse en cuenta que, debido a la logística de obra y con el objetivo de optimizar los plazos, el avance de las autocimbras debe realizarse asimétricamente, de forma que una vez hormigonado el segundo vano de una pareja, pueda realizarse el avance de la autocimbra que ha ejecutado el primero.

Con todas estas premisas, describimos a continuación la ejecución de una pareja de vanos tipo. No obstante, los trabajos para el movimiento de la cimbra y el propio ciclo de cada fase, lo describiremos esquemáticamente, ya que se han descrito con detalle en el artículo de este monográfico mencionado anteriormente acerca de la ejecución de los vanos de acceso. Partiendo de dos vanos hormigonados y tesados, la secuencia es la siguiente:

1. Avance y posicionamiento de la cimbra de un margen.
2. Avance y posicionamiento de la cimbra del margen opuesto.
3. Encofrado, ferrallado y enfilado de ambos vanos.
4. Hormigonado del tablero de uno de los dos márgenes.
5. Curado y tesado del tablero hormigonado.
6. Hormigonado del tablero del margen opuesto.
7. Desencofrado y avance de la cimbra del vano tesado.
8. Curado y tesado del vano hormigonado en segundo lugar.
9. Desencofrado y avance de la cimbra del vano tesado en segundo lugar.

Se comprueba que ninguna de las fases constructivas del tablero induce tensiones inadmisibles en el arco o el propio tablero debido a la configuración asimétrica de las cargas que supone el proceso

Otro problema adicional que se presenta en la ejecución de los tableros sobre el arco por medio de autocimbras es el movimiento longitudinal que se produce en la cabeza de la pilastra en la que apoya el pórtico delantero de la autocimbra. Este movimiento impuesto en la autocimbra es debido fundamentalmente a la deformada del arco por el hormigo-



Figura 12. Control de movimientos en el arco por fase.

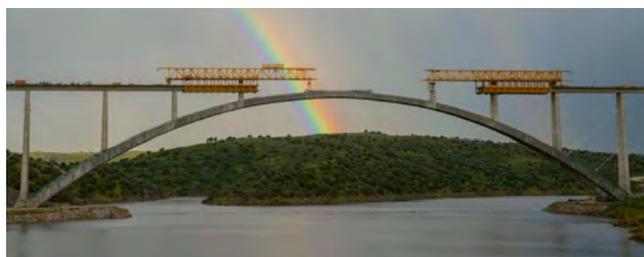


Figura 13. Fase 3 norte hormigonada y pretensada. Fase 2 sur ferrallada previo al hormigonado.

nado asimétrico del tablero y puede producir la fisuración del tablero recién hormigonado, por lo que es necesario intentar reducirlo al máximo. Para ello se utilizó la autocimbra como si de un tirante se tratara, anclando en el sentido longitudinal el movimiento en apoyos. Tuvo que realizarse un modelo de interacción que contemplara esta situación para analizar la reducción de movimiento y si los esfuerzos producidos tanto en la autocimbra como en el pórtico delantero eran admisibles.

En la figura 11 puede verse el modelo realizado, bajo la acción de un hormigonado asimétrico de tableros, en el que se puede ver cómo la autocimbra está trabajando como tirante, reduciendo el movimiento longitudinal en la cabeza de la pilastra donde apoya la autocimbra.

El hormigonado asimétrico de los tableros sobre el arco se plantea como una verdadera prueba de carga del arco, estableciendo unos umbrales de alarma para las flechas en determinados puntos del arco en distintos momentos dentro de cada fase de hormigonado del tablero así como un protocolo de interrupción del hormigonado en caso de que se superasen esos valores. Como se puede ver en la figura 12, en la que



Figura 14. Interferencia en el frente de las autocimbras en las fases finales.



Figura 15. Autodesmontaje del frente de las autocimbras (Solución AP-Bridge).

aparecen representados los movimientos esperados durante el hormigonado de un determinado vano según el modelo teórico y los movimientos reales medidos; los movimientos del arco en todas las fases de ejecución del tablero sobre el arco estuvieron dentro de lo esperado.

3.2. Adaptación de la cimbra autolanzable para ejecución de vanos finales

Una vez ejecutados los tres primeros vanos sobre el arco de cada margen hay que proceder a desmontar parcialmente las autocimbras de ambos márgenes para poder ejecutar el cuarto vano sobre el arco por cada margen, ya que existe una interferencia entre ellas.

Las autocimbras son readaptadas para la ejecución de la nueva fase, asegurando en todo momento su estabilidad. No obstante, se siguen respetando los criterios técnicos de simetría comentados en el apartado anterior, de cara a la ejecución de dichos vanos.

3.2.1 Interferencia de parte delantera (nariz) de las autocimbras

Para solucionar esta interferencia, una vez montados los pórticos de las dos pilastras centrales (P10 y P11), se acortan las dos narices desmontándose la longitud en exceso sobre el vano

central, quedando la nariz de la cimbra sur con 13.5 m de longitud y la nariz de la cimbra norte con 22.5 m de longitud.

Para poder realizar los ajustes, en la autocimbra norte se monta un carro sobre la central de las vigas superiores, que permite desmontar *in situ* parte de la cimbra norte y parte de la cimbra sur.

El carro de avance se desplaza sobre los cordones superiores de la autocimbra y consiste en una estructura compuesta por dos celosías trianguladas de 13.5 m de longitud y 1.99 m de canto, separadas 4.5 m, justo la misma distancia que existe entre los cordones superiores o vigas de la autocimbra. En la parte frontal de los carros se disponen polipastos para permitir la manipulación de cargas.

A partir de este momento, se procede a realizar desmontajes parciales de ambas autocimbras con la ayuda del carro, seguidos de avances parciales que permitan seguir realizando desmontajes en la viga principal de ambas cimbras.

3.2.2 Interferencia del encofrado de fondo de las autocimbras con el arco

Otro problema que debe solucionarse es la interferencia entre el encofrado de fondo de la autocimbra y el arco del viaducto durante el lanzamiento de la autocimbra a la posición de ejecución de la fase 4, una vez concluido el hormigonado y tesado de la fase 3 (vano P8 a P9 en el norte y vano P13 a P12 en el sur). Para resolver este problema es necesario des-

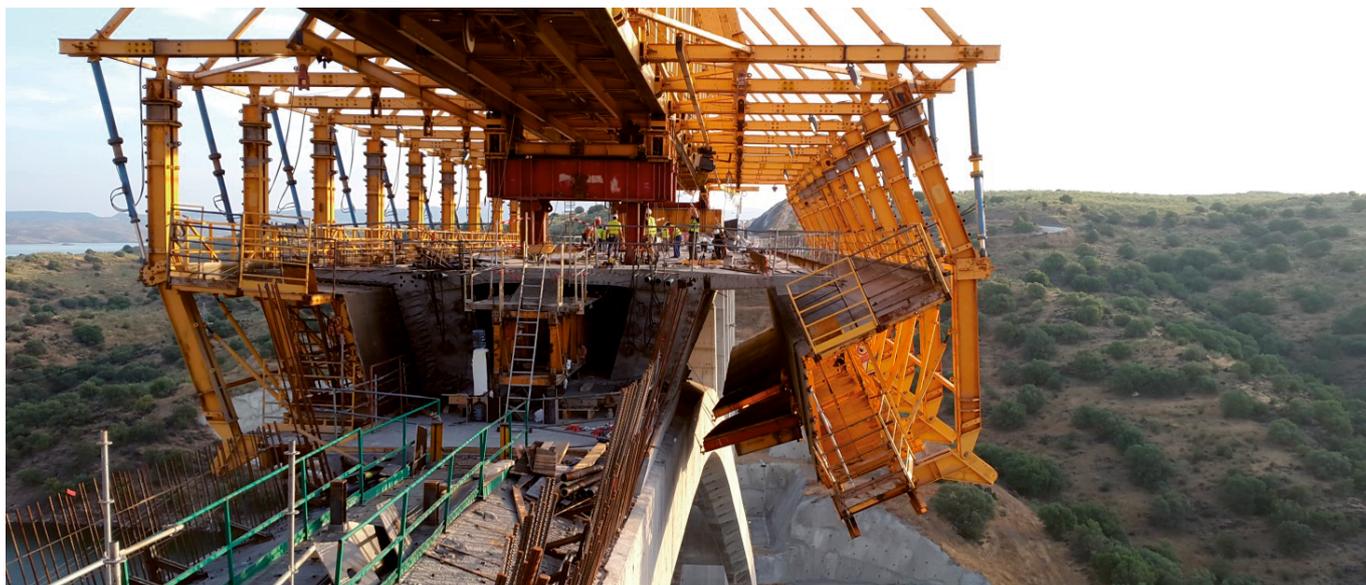


Figura 16. Apertura de la autocimbra despues de desconectar los paneles de fondo (Solución AP-Bridge).



Figura 17. Cierre del encofrado en la cimbra sur.



Figura 18. Cierre de paneles de fondo sobre el arco.



Figura 19. Avance de la autocimbra con los paneles suspendidos.

montar varios de los encofrados de fondo de las autocimbras y realizar el lanzamiento con el encofrado exterior abierto un ángulo de aproximadamente 5° y avanzar con los fondos suspendidos.

En concreto hay que desmontar los fondos de las autocimbras norte y sur próximos a las pilas P9 y P12 respectivamente hasta que la distancia vertical, entre la parte inferior del tablero y la parte superior del arco, sea superior a 1,875 metros, a partir de la cual se verifica que los encofrados de ambas autocimbras cierran sobre el arco.

Las operaciones necesarias para ello son las siguientes:

- FASE 1: Desmontaje de las juntas entre los paneles afectados y cuelgue de los encofrados centrales de fondo con cabrestantes. El desmontaje del cubre-juntas de separación entre

paneles solo se realiza en el eje (unión entre dos encofrados consecutivos) de la parte trasera de la pila.

- FASE 2: Desconexión de los fondos de los encofrados de hastial y ala. Antes de desconectar las uniones atornilladas fue necesario colgar los encofrados de fondo también a los encofrados de hastial.
- FASE 3: Bajada de los paneles de fondo. Se conectan los encofrados de fondo con cables y grilletes al encofrado de hastial, y se sueltan los cables de los polipastos quedando los paneles colgados en los encofrados exteriores de ala y hastiales mediante cables.



Figura 20. Retirada de los paneles de fondo mediante polipastos.

- FASE 4: Lanzamiento. En fase de lanzamiento se abre el encofrado exterior apenas 5 grados y se avanza con los fondos suspendidos.
- FASE 5: Montaje de encofrados en posición definitiva.
- FASE 6: Subida de paneles, con ayuda de los polipastos eléctricos.
- FASE 7: Montaje de los fondos de encofrado, en la zona del arco en la que el tablero no apoya en él.



Figura 21. Fase 5 vano central. Retirada autocimbra sur.

3.3. Procedimiento ejecución unión arco-tablero.

Sin duda, la fase más emblemática de la ejecución de los vanos sobre el arco y posiblemente de todo el viaducto es, junto con el cierre del arco, el vano de cierre del tablero.

La ejecución del vano de tablero sobre la clave del arco (Vano 11) resulta especialmente delicada, ya que en esta zona se materializa la conexión directa entre el tablero y el arco, quedando así establecido el nuevo y definitivo punto fijo del tablero frente a esfuerzos longitudinales.

Recordemos que hasta la ejecución de la fase de cierre del tablero con el arco, el punto fijo del tablero se encuentra en las pilas 6 y 15 una vez se cambia dicho punto fijo de los estribos a las pilas, precisamente para evitar desplazamientos relativos entre la cabeza de las pilas 6 y 15 y las torres de atirantamiento utilizadas para la ejecución del arco. La evolución del punto fijo del viaducto a lo largo de la construcción de este es un tema que puede encontrarse analizado con mayor profundidad en otros artículos del presente monográfico.

El vano 11 mide 42 m, de los que 12 m (6 m + 6 m) se ejecutan en voladizo como parte de las fases contiguas por los lados norte y sur, quedando por ejecutar 30 m. La ejecución del vano de cierre (fase 5) comprende los 30 metros restantes de tablero de los que los 17 m centrales están conectados con el arco.

Para evitar movimientos diferenciales entre ambos lados del tablero en la fase de curado del hormigón es preciso plantear una estructura de bloqueo que anule dichos movimientos. Por otro lado al estar toda la zona central unida al tablero no se puede plantear la estructura de bloqueo en la clave del arco.

Por esta razón se decide realizar dos dovelas de cierre (con sus correspondientes estructuras de bloqueo) fuera de la zona de conexión del arco.

El proceso constructivo del vano central consta de las siguientes cuatro fases:

- En una primera fase, se hormigonan los 26.80 m centrales dejando dos dovelas de cierre de 1.60 m a ambos lados, realizando primero la celda del cajón y después los voladizos de la losa superior (apartado 3.3.2)
- En una segunda fase, se realiza el bloqueo longitudinal del tablero mediante puntales metálicos.
- En la tercera fase, se procede a la desconexión del tablero en las pilas 6 y 15.
- La cuarta fase consiste en la ejecución de las dos dovelas de cierre de 1.60 m.

Por lo tanto, si dividimos la fase de cierre en fases de hormigonado, podemos ver muy claramente en la figura 23, el proceso de ejecución:

- F1 ZONA AZUL: Hormigonado de los 26.80 m de la zona central, exceptuando la zona de las alas.
- F2 ZONA VERDE: Hormigonado de la zona de las alas de los 26.80 m centrales.
- F3 ZONA ROJA: Hormigonado de la dovelas de cierre, una vez bloqueado el tablero.

Siendo la zona gris claro el arco y la zona gris oscuro la zona de recrecido ejecutada. Posteriormente se explicará por qué

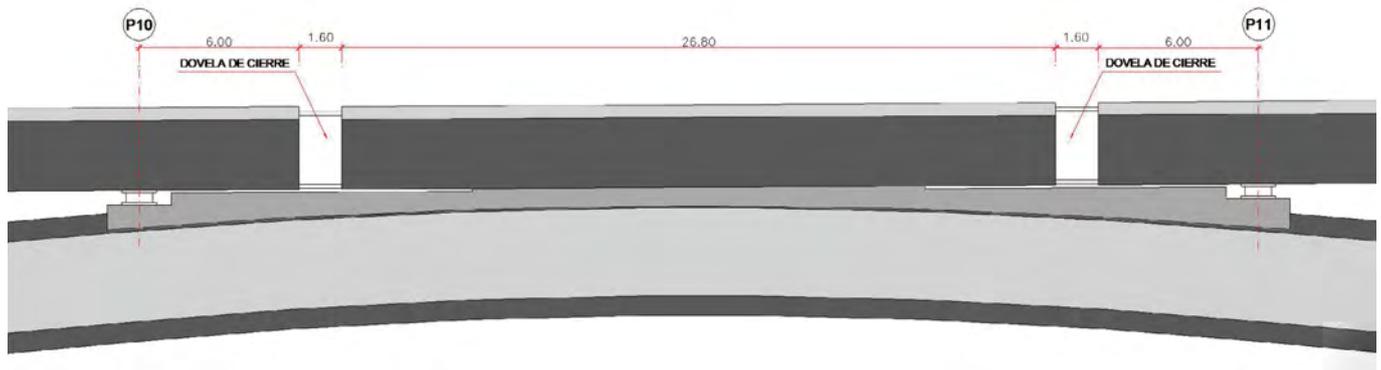


Figura 22. Croquis del alzado longitudinal del cierre del tablero.

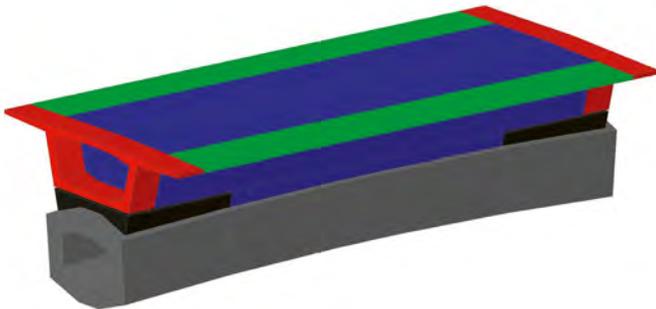


Figura 23. Croquis de las fases de hormigonado del cierre del tablero.

se decidió realizar esta división en fases del hormigonado del vano central.

De esta forma se consigue ejecutar gran parte del vano sin que se produzcan efectos hiperestáticos ni deformaciones impuestas sobre el tramo recién hormigonado.

3.3.1. Tratamiento de rugosidad en el arco para la zona de unión arco-tablero

Como se ha comentado anteriormente, el punto fijo del tablero del viaducto está ubicado en la conexión de este al arco en su tramo central de 17 m. Este punto fijo será, por lo tanto, el responsable de transmitir todos los esfuerzos longitudinales del tablero, fundamentalmente los provenientes del rozamiento di-

ferencial de teflones y del frenado y arranque de los vehículos ferroviarios sobre el puente, hacia las cimentaciones del arco.

Para el cálculo de la conexión arco – tablero fue necesario considerar la junta de unión como intencionadamente rugosa [2], ya que la cuantía de armadura de conexión en caso de no considerar la rugosidad de la junta se disparaba en exceso, haciendo muy complicado el ferrallado y hormigonado de las dovelas centrales.

Para la realización del tratamiento de rugosidad se ensayaron diversos tratamientos estableciendo un plan por zonas que distingue las áreas de conexión en las que se precisa una mayor rugosidad (como es el caso de la conexión de los hastiales del tablero a los hastiales del arco, zona en la que se concentran la mayor parte de los esfuerzos) del resto de áreas. El tratamiento superficial de rugosidad dado a la zona del arco consiste en:

- Hastiales del arco: En la zona de conexión de los hastiales del tablero con los hastiales del arco se materializa la rugosidad realizando surcos transversales al eje del tablero con la ayuda de radiales y martillos neumáticos. Estos surcos tienen una profundidad aproximada de 1 cm y una anchura de 10 cm, estando dispuestos también cada 10 cm.
- Resto de superficie de conexión de arco – tablero: En el resto de la superficie se realiza un picado sistemático con martillo eléctrico con dirección predominante transversal a la diretriz del tablero. Este tratamiento tenía una profundidad aproximada de entre 5 y 10 mm.

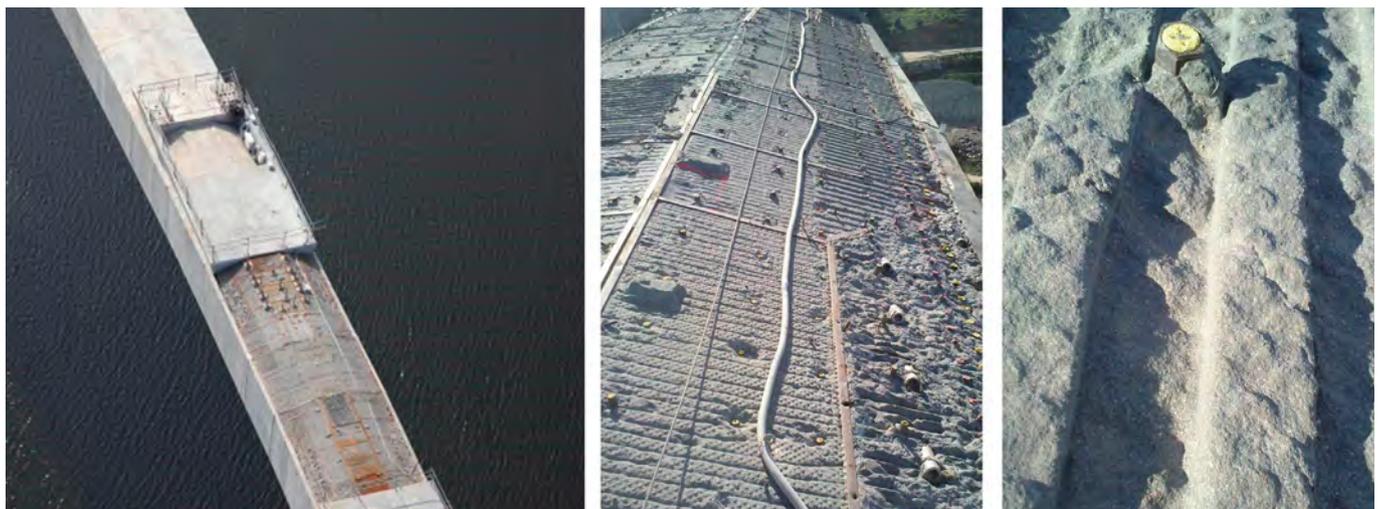


Figura 24. Tratamiento de rugosidad en la zona central del arco.



Figura 25. Ferrallado losa inferior vano central tablero.

Posteriormente a la ejecución del tratamiento descrito anteriormente se realiza un chorreado con arena de toda la superficie con una intensidad tal que consiguiera eliminar las partes sueltas resultantes del picado realizado, además de eliminar la capa superficial de lechada (de espesor inferior a 1 mm). Para conseguir este propósito se estimó que la incidencia necesaria de la manguera debía ser del orden de 4-5 min/m², mientras que la granulometría de arena utilizada fue de 2-4 mm. En las fotos de la figura 24 pueden apreciarse los distintos tratamientos realizados en la superficie de contacto entre tablero y arco.

3.3.2. Ejecución de la zona central de 26.8 m

Una vez posicionada la autocimbra para el cierre del tablero, se ancla esta en el tablero hormigonado de los vanos 10 y 12 mediante vigas de cuelgue, dejando suficiente distancia longitudinal para permitir los movimientos debidos a la dilatación térmica.

Como consecuencia de la interferencia que se produce entre el encofrado de fondo de la autocimbra y el arco, la cimbra se cierra atestando los encofrados del hastial contra el hormigón de la losa ejecutada en los 17 metros de unión de arco tablero, realizada para tal efecto. Para reforzar la zona de los hastiales se anclan en el suelo (arco) unos paneles para solapar y reforzar el encofrado de hastiales de la autocimbra.

Como se ha comentado anteriormente, se decide subdividir en dos fases el hormigonado de la zona central de 26.80. El porqué de esta manera de proceder se justifica por el movimiento diferencial que se habría producido entre las alas del tablero y el resto de la sección cajón al hormigonar la sección tipo del tablero. El peso del cuerpo central de la sección cajón recae sobre el propio arco mientras que el peso de las alas recae sobre la autocimbra teniendo ambas estructuras portantes distinta flexibilidad. Por otro lado, al compartir panel de encofrado el hastial con el ala, el hormigonado de las alas podía solicitar los espaldines de los hastiales, estando el curado de estos aún en proceso.



Figura 26. Hormigonado de la zona central del tablero exceptuando la zona de las alas.



Figura 27. Hormigonado de la zona de las alas.

Una vez montado y posicionado el encofrado del tablero se procede al ferrallado de la losa inferior y los hastiales, conectando mediante manguitos de empalme roscados de forma cónica, la armadura dejada en el arco para la conexión. Posteriormente se avanza el carro de encofrado interior. Al tener la losa inferior mayor espesor que la sección tipo del tablero, se colocan los carros del encofrado interior sobre perfiles o enanos anclados al hormigón del arco, ya que las piezas que normalmente se utilizan, no valdrían para este caso.

Una vez avanzado y posicionado topográficamente el carro del encofrado interior, se procede al ferrallado de la losa superior.

Para permitir posteriormente la extracción del encofrado interior de las autocimbras se decide dejar un hueco centrado tanto longitudinalmente como transversalmente en el vano central. Dicho hueco se cierra cuando se retiran las autocimbras y se ha realizado el pretensado de continuidad de los vanos centrales.

La zona de las alas se hormigona un día después del cuerpo central de la sección. La junta entre ambas fases se realiza mediante nervometal colocado longitudinalmente y en ángulo de 45°. De esta forma se consigue que, al tratarse de un hormigonado rápido, las flechas diferenciales se produzcan cuando el hormigón aún está fresco, no produciéndose por tanto fisuración de la unión entre ambas fases. Por otro lado, al tener el hormigón de los hastiales una cierta resistencia, puede considerarse el rozamiento en el panel hastial-ala de cara a los esfuerzos transmitidos por el peso del hormigón fresco de las alas.

3.3.3. Bloqueo provisional del tablero en las dovelas de cierre

Para reducir el tiempo en que el tablero se encuentra fijado en

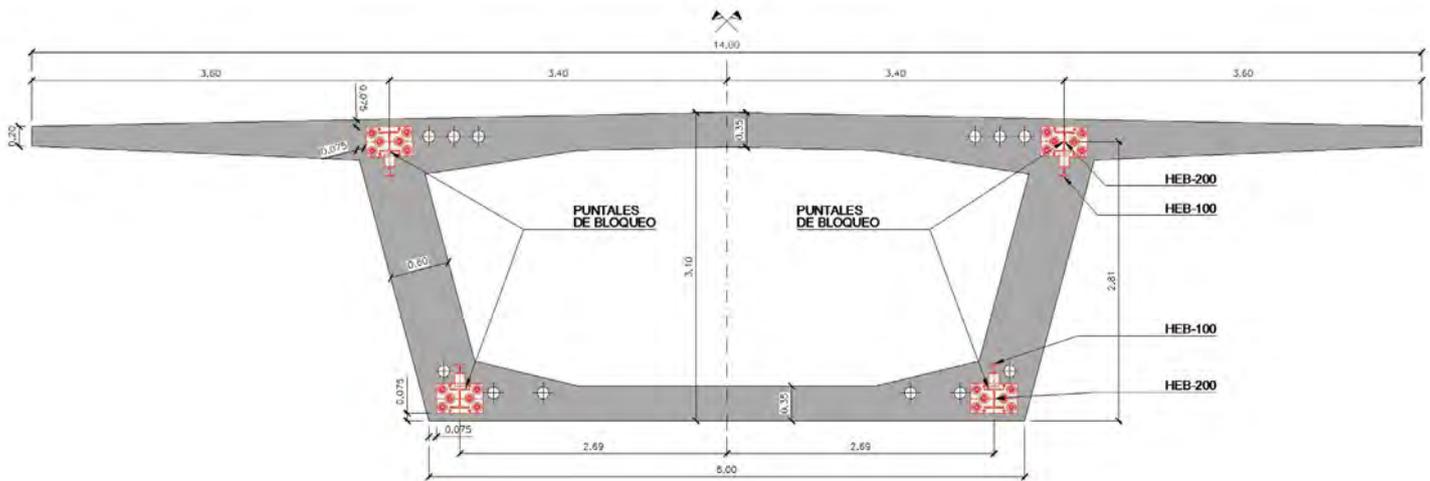


Figura 28. Sección transversal del tablero con la ubicación de los puntales de bloqueo.

dos o más puntos de forma simultánea y evitar movimientos relativos entre ambos extremos de la dovela de cierre durante el proceso de fraguado, se diseñó una estructura de bloqueo provisional consistente en 4 puntales HEB 200 S355 anclados mediante 6 barras tipo Macalloy de 26.5 mm de diámetro en cada extremo, embebidas en el hormigón del tablero.

Su puesta en servicio se trata de una operación muy delicada y que debía estar planificada al milímetro ya que debía realizarse en el menor tiempo posible para reducir al máximo los movimientos de dilatación del tablero que podrían provocar esfuerzos no deseados. Se realiza de madrugada, en dos días contiguos (un día para cada margen), buscando cierta estabilidad en la temperatura del hormigón.

Una vez terminada la operación, se procede rápidamente a liberar o desbloquear las estructuras de las pilas 6 y 15, para evitar que el tablero esté anclado en más de un punto.

3.3.4. Hormigonado de dovelas de cierre

Una vez realizado el bloqueo del tablero en las dovelas de cierre y desbloqueado el mismo en las pilas 6 y 15, se procede a la ejecución de las dovelas de cierre.

De su ejecución únicamente reseñar la gran dificultad de ferrallar las dovelas debido al poco espacio existente, así como



Figura 29. Puntales de bloqueo colocados entre la fase 10 y 11, en dovela de cierre norte.

la presencia de los puntales de bloqueo que dificultan mucho el montaje. Una vez colocado el encofrado interior y ferrallada la losa superior, se procede con éxito y durante la madrugada, al hormigonado simultáneo de las dovelas, garantizando así que entre el inicio del fraguado y la aplicación del primer tesado no se produjeran esfuerzos importantes por gradiente térmico en el arco.

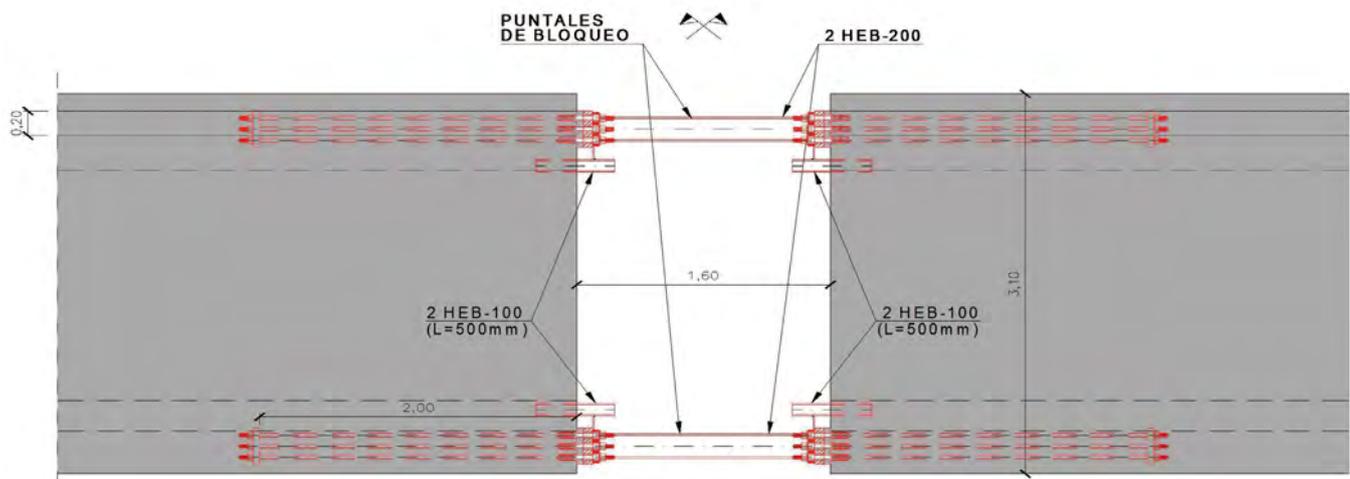


Figura 30. Alzado longitudinal del tablero con la ubicación de los puntales de bloqueo.

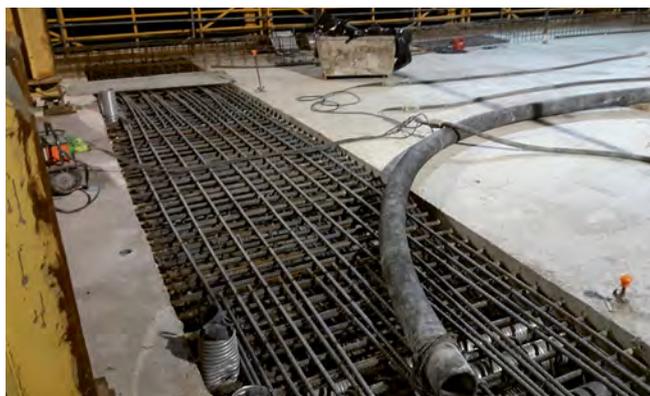


Figura 31. Hormigonado de dovela de cierre de tablero lado sur.



Figura 33. Vista de riostra y preparación para hormigonado en segunda fase.

3.3.5. Ejecución de pretensado de continuidad

Para poder coser de manera efectiva las fases de cierre del tablero, se ha diseñado un sistema de postesado que además de los previstos para el propio tablero estándar, sirve para solidarizar la zona central del tablero y hacer frente a las acciones en servicio.

El pretensado de continuidad consta de dos grupos de tendones:

- Los de la familia 6 que discurren por la zona de la losa inferior y consta de 3 tendones en el margen derecho, y tres en el margen izquierdo.
- Los de la familia 8 que discurren por la zona de la losa superior y consta de 3 tendones en el margen derecho y tres en el margen izquierdo.

En el momento en que el hormigón de las dovelas de cierre alcanza un 17% de su resistencia característica (10MPa, puesto que se trata de HP-60), se procede al tesado de dos tendones del pretensado inferior (familia 6) y dos del pretensado superior (familia 8), para conseguir un cierto estado de compresión a edades tempranas que impiden la fisuración frente a movimientos impuestos. Estos tendones se enfilan con anterioridad al comienzo del hormigonado, para optimizar producción. Ya cuando las dovelas de cierre alcanzan el 80% de su resistencia característica se procede al tesado del resto de tendones del pretensado de continuidad. Cabe reseñar que todos los tendones del pretensado de continuidad debían ser tesados por ambos extremos, para reducir las pérdidas y no dejar un pretensado ligeramente asimétrico en el puente.

Se cuenta con dos equipos independientes de tesado, situados en el interior del tablero, dispuestos uno en cada margen. Se tiene muy en cuenta los medios necesarios para transportar de una forma rápida los gatos por el interior del tablero, de

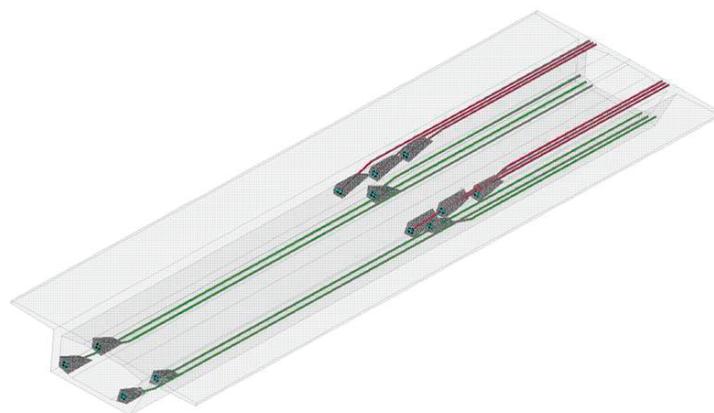


Figura 32. Semi-sección longitudinal de los tendones de pretensado de continuidad.

forma que se pierda poco tiempo en el traslado de unos tendones a otros.

3.4. Ejecución de riostras de tablero

Como ya se ha explicado en otro artículo de este monográfico referente a la ejecución de los vanos de acceso, las riostras de los tableros en la zona de la pilas no pueden ejecutarse hasta que la autocimbra avance de fase, ya que el pórtico de la misma debe colocarse en la propia zona de la riostra, y además debe permitir el avance del encofrado interior de una fase a otra.

Las riostras de pilas y las riostras de la unión arco – tablero se ejecutan una vez cerrado el tablero, ya que se verifica que no eran necesarias en fase de construcción.

Para ejecutar la riostra en dos fases se coloca nervometal en toda la superficie de conexión junto con los manguitos de armadura de empalme. Una vez limpiada la superficie, se procede a la conexión de las armaduras, encofrado de la viga y hormigonado de la misma.

3.5. Ejecución de huecos de tablero

Una de las actividades que se han ejecutado mientras se procedía al cierre del tablero es la de cerrar los huecos dejados para posibilitar, durante la ejecución del arco, el necesario paso de los tirantes provisionales de retenida de las familias R9 a R26 desde las zapatas de las dos pilas precedentes hasta la torre de atirantado sobre la vertical de la pila de arranque del arco del viaducto. Una vez desmontados los tirantes y las torres de atirantamiento provisional y avanzadas las autocimbras a los primeros vanos sobre el arco pudo dar comienzo dicha actividad.

Los huecos, de 8 m y 16.5 m de longitud respectivamente por cada margen, se cierran utilizando una estructura metálica conformada por paneles de encofrado metálicos suspendidos de la propia losa. En el caso de los huecos de 8 m, puede realizarse el cuelgue de la estructura de encofrado por medio de dos vigas metálicas doble UPN-280 que salvan la totalidad del hueco sin apoyos intermedios, mientras que en el caso de los huecos de 16.5 m es necesario plantear un apoyo intermedio para salvar el hueco con el mismo tipo de vigas.

Una vez montada esta estructura de encofrado se procede a realizar el ferrallado *in situ* y posterior hormigonado de estos



Figura 34. Huecos de tablero para el paso de tirantes de retenida.

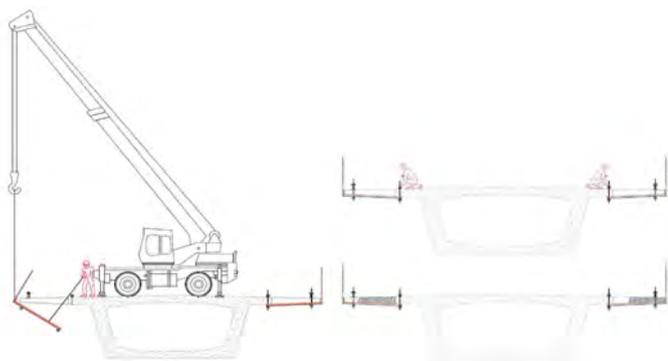


Figura 35. Estructura autoportante para la ejecución de los huecos del tablero.

huecos de manera simétrica respecto del eje de simetría del tablero, por vertido directo mediante canaleta.

4. PROCEDIMIENTO PARA EL CAMBIO DE APOYOS POT EN PILA 6 Y PILA 15

El sistema de atirantamiento provisional incluye dos mástiles metálicos de aproximadamente 60 m de altura, situados sobre el tablero en la vertical de las pilas 6 y 15. Estos mástiles transmiten a las pilas 6 y 15 unas reacciones verticales muy superiores a las previstas en fase de explotación, lo que obliga a disponer aparatos de apoyos específicos para la fase de construcción (capaces de soportar 127 000 KN en combinación característica en construcción) y sustituirlos posteriormente

por aparatos pot convencionales diseñados para la fase de explotación (cuyo axil característico será de 28 500 KN), de un mantenimiento mucho más sencillo.

Desde el desmontaje de las torres metálicas dejan de ser necesarios los apoyos provisionales pero las pilas 6 y 15 siguen siendo los puntos fijos del tablero hasta la construcción final de este y por lo tanto siguen teniendo operativo el perfil de bloqueo entre tablero y pila. Por lo tanto se decide sustituir los apoyos provisionales por los definitivos cuando se cambia el punto fijo de las pilas 6 y 15 a la clave del arco.

Para realizar la operación de cambio de apoyos es necesario disponer dos plataformas de trabajo en cada pila, situadas a cota inferior de apoyo en los laterales del dintel sobre las caras laterales de las pilas 6 y 15, y que sirven de sostenimiento provisional; su función será soportar el peso de los apoyos pot a retirar (cerca de 8 000 kg), debiendo estar enrasadas con la coronación de la pila para facilitar la extracción de los apoyos. La colocación de las plataformas se realizó desde la base de la pila empleando una grúa.

Una vez realizado el montaje de las plataformas, sobre la coronación de la pila correspondiente (P6/P15) se instalan los gatos de elevación con la disposición que se detalla a continuación.

Los 8 gatos de elevación, con capacidad individual de carga de 2 000 KN, se disponen entre los 2 apoyos de cada pila, y distinguimos entre el grupo 1 (4 gatos situados en el lado izquierdo en color rojo) y el grupo 2 (4 gatos situados en el lado derecho en color azul). Cada sistema de gateo, compuesto por los gatos propiamente dichos y una serie de chapas y calzos, es accionado por una central independiente de la otra, siendo necesaria una coordinación manual entre los dos grupos.

Para la instalación de los gatos de elevación se disponen 4 placas de deslizamiento de dimensiones 790 x 400 mm en la cabeza de la pila (1 por cada 2 gatos de elevación). Las placas de deslizamiento están compuestas por una placa inferior de acero de 20 mm de espesor y otra placa superior de acero inoxidable mecanizada de 3 mm de espesor.

La operación de sustitución de los apoyos POT [3] se realiza en las siguientes fases:

- Se retiran los tornillos que sujetan a las chapas ancladas a la pila y al tablero.
- Se comienzan a cargar los gatos hasta llegar al 95% de la reacción estimada en los apoyos (10 450 KN en total, equivalente a 410 bar en cada gato de elevación). En ese momento se sigue aumentando lentamente la carga hasta que se produce una liberación de la carga transversal de rozamiento que soportan los apoyos POT, lo que produce un pequeño desplazamiento longitudinal del tablero con respecto a la pila.
- Una vez finalizado el desplazamiento lateral se procede a realizar la elevación en escalones de 5 mm hasta llegar a elevar unos 20 mm, punto en el que se pueden extraer lateralmente los apoyos. La elevación de ambos grupos de gatos se realiza de la forma más sincronizada posible, permitiéndose un desajuste máximo entre grupos de 3 mm.
- Se bloquean todas las tuercas de seguridad de los gatos de elevación y se desconectan las mangueras hidráulicas. En este punto se extraen los apoyos provisionales por medio de trácteles y cadenas y con la ayuda de una grúa situada en la parte superior del tablero, dejando las chapas de

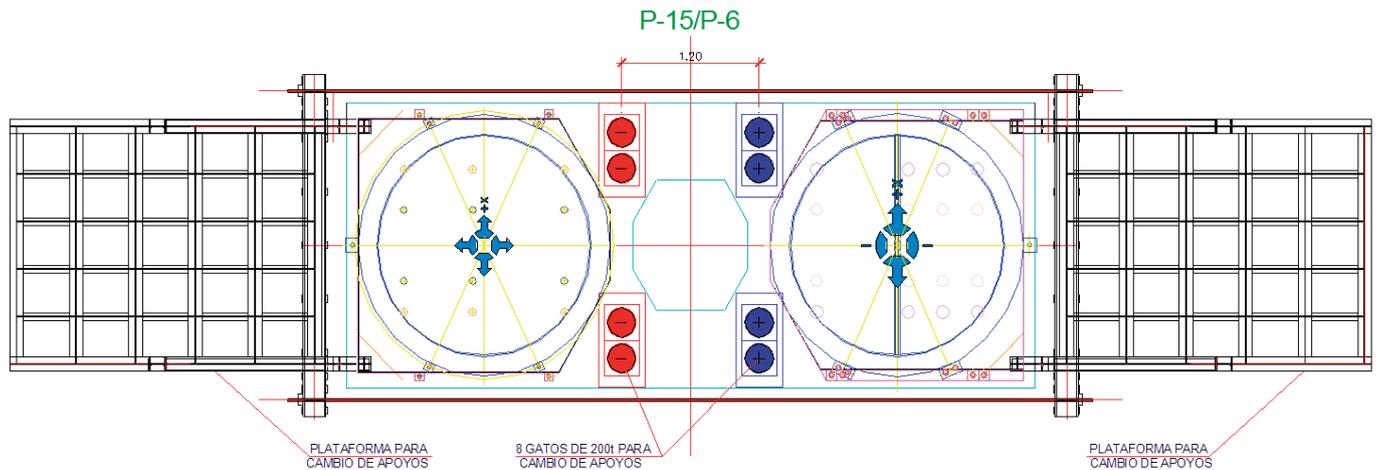


Figura 36. Ubicación de las plataformas de sustitución de apoyos y de los gatos de elevación.

anclaje en pila y tablero. Cabe reseñar que, al ejecutar el tablero que coincide en planta con las pilas 6/15, se dejan previstos en dicho extremo del tablero huecos pasantes necesarios para facilitar esta operación.

- Una vez retirados los apoyos pot provisionales, se procede a colocar los apoyos pot definitivos, desplazándolos lateralmente con ayuda de trácteles hasta su posición definitiva. Una vez dispuestos los apoyos definitivos en coordenadas exactas se procede a soldar dichos apoyos a las chapas existentes en pila y tablero. Esta soldadura se realiza en dos fases, en aras de minimizar las tensiones en las soldaduras:
 - o La primera fase se realiza antes de descender el tablero y consiste en soldar el apoyo pot definitivo a la placa de reparto inferior.
 - o La segunda fase se realiza una vez descendido el tablero (aunque sin haber liberado aún el 100% de la carga), procediendo a soldar el apoyo pot definitivo contra la placa de reparto superior, de igual manera que a la placa de reparto inferior y con las mismas características.
- Con los apoyos definitivos ya soldados se procede a descargar los gatos de elevación de manera progresiva y sincronizada hasta que los apoyos reciben el 100% de la carga.

Una vez colocados los apoyos definitivos se realizan comprobaciones de los movimientos del tablero, dando por finalizadas todas las actividades estructurales del procedimiento constructivo.

5. ELEMENTOS FUNCIONALES O NO ESTRUCTURALES DEL TABLERO

Llamamos elementos funcionales, o no estructurales o “acabados” a los elementos que se disponen en el puente para su correcto funcionamiento o para garantizar la durabilidad de otros elementos. En nuestro caso, además del pretil, la impermeabilización, las canaletas y anclajes de catenaria para las

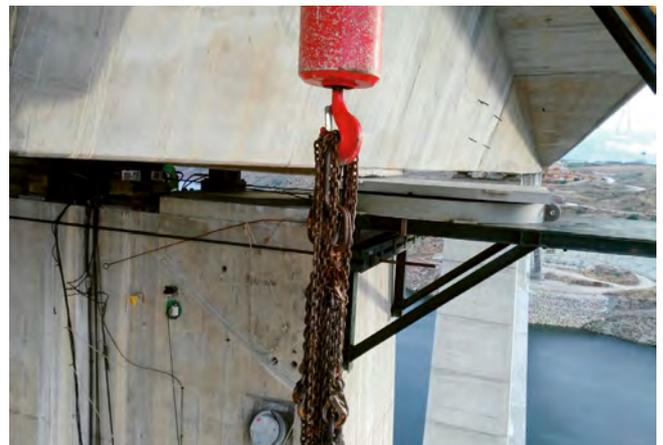


Figura 37. Sustitución de los apoyos pot con ayuda de trácteles sobre plataforma de apoyo.

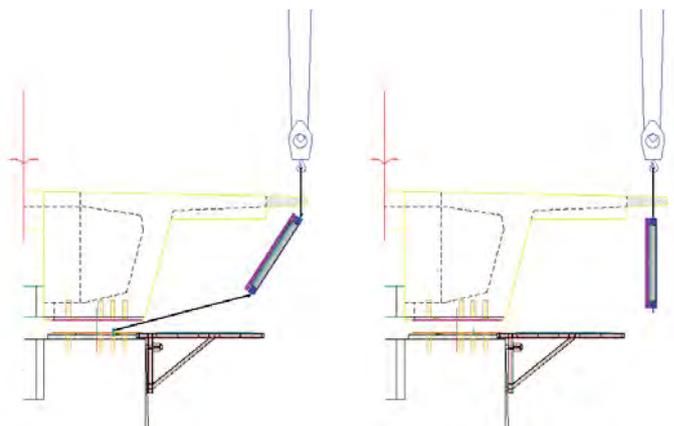


Figura 38. Croquis de sustitución de los apoyos pot mediante plataforma de apoyo.

instalaciones ferroviarias, las impostas y la acera, existe un elemento innovador y del que vamos a tratar con detalle, que es la BARRERA AVIFAUNA.

La reducción de las colisiones de aves con el ferrocarril de Alta Velocidad es un tema de interés creciente en los últimos años. Las infraestructuras ferroviarias generan diversos



Figura 39. Barrera avifauna vista desde el interior del tablero.



Figura 40. Vista aérea de la barrera avifauna.

efectos a las aves, a los que hay que sumar la alta velocidad como un factor de atención adicional en este tipo de líneas. El proyecto Life Impacto Cero (*Development and demonstration of an anti-bird strike tubular screen for High Speed Rail lines*), tiene como principal objetivo la determinación de medidas de protección de la avifauna mediante pantallas anticolidión en líneas ferroviarias de Alta Velocidad. Para ello, este proyecto evalúa la efectividad de un nuevo diseño de pantalla anticolidión, basado en el concepto de "pantalla de tubos exentos". Se trata de aumentar el conocimiento sobre la interacción entre la infraestructura ferroviaria y la avifauna, con el objetivo de introducir mejoras de diseño que garanticen la conservación de la biodiversidad haciendo así compatibles las infraestructuras con la protección de las aves y reduciendo el impacto de las líneas de Alta Velocidad existentes y futuras.

Apoyados y asesorados por esta iniciativa, la barrera avifauna del viaducto Almonte se ha diseñado para evitar la colisión de aves contra el tren y la catenaria a su paso por el viaducto,

dado que esta zona es de especial protección de aves y el paso por el entorno del río Almonte de las mismas es continuo.

La barrera para protección contra las aves está compuesta por una serie de perfiles tubulares unidos mediante soldadura a las placas de anclaje previamente dispuestas en las aceras del viaducto.

El material que se ha empleado en todos los tubos, pletinas y perfiles es de calidad mínima S275JR, con tratamiento sendzimir (que es el galvanizado al fuego en proceso de régimen continuo sin tratamiento previo con decapantes o fundentes) y tres manos de pintura antioxidante (minio o cianamida de plomo).

Todas las secciones fijas de la barrera se han ejecutado mediante soldadura continua, uniforme y, tanto si se ha realizado en taller o en obra, han sido en ángulo, excepto la soldadura de los tubos verticales contra la placa de anclaje, la cual se ha realizado a penetración completa, habiendo realizado previamente la preparación de bordes del tubo vertical, garantizando que la unión soldada resista lo mismo que el perfil. En todas las



Figura 41. Posicionamiento de los camiones para prueba de carga.

soldaduras se realizaron ensayos mediante inspección visual, y en un 15% de ellas se realizaron ensayos de líquidos penetrantes y partículas magnéticas.

La barrera se replantea al tresbolillo entre margen derecho y margen izquierdo, de forma que la apariencia de la barrera para las aves desde un lateral sea más opaca, siendo la barrera aún más disuasoria para las aves.

6. PRUEBA DE CARGA DEL TABLERO

6.1. Descripción general de la prueba

Como estipula la normativa española para puentes de ferrocarril (IAPF) en su capítulo 6, se ha realizado una prueba de carga estática y dinámica del tablero con objeto de caracterizar adecuadamente los parámetros estáticos y dinámicos de la estructura.

El viaducto es una estructura singular por su tamaño (384 m de luz máxima y 996 m de longitud) y tipología (arco) en donde deben tenerse en cuenta una serie de particularidades para establecer las pruebas de carga estáticas y dinámicas más convenientes.

El objeto de la prueba de carga es controlar la adecuada concepción y la buena ejecución de la obra ante las cargas de explotación. Dicho de otra forma, al realizar la prueba de carga se comprueba si la respuesta estructural frente a las cargas de servicio está conforme a lo previsto en Proyecto, garantizando con ello la fiabilidad del comportamiento de la estructura considerada y su funcionalidad.

En un viaducto ferroviario de alta velocidad, el desarrollo natural de los trabajos de construcción exige la realización de dos pruebas de carga diferenciadas en el tiempo. Una vez construida la estructura, a falta de disponer la superestructura ferroviaria (balasto, carriles, catenaria...) se realiza una primera Prueba de Carga, que sirve para comprobar la respuesta de la estructura, tanto estática como dinámica, y que esta se corresponde con la prevista en la fase de proyecto. Dicha prueba de carga se realiza con camiones. Posteriormente, con la totalidad de la superestructura ejecutada, se procede a la realización de

una segunda prueba de carga estática y dinámica, realizada con trenes y vagones reales conforme a las prescripciones de la instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF), con idéntico objetivo de validación de los cálculos y dimensionamientos realizados en proyecto. En el momento de redacción del presente artículo, esta segunda prueba de carga no había sido realizada todavía, habiéndose realizado únicamente las pruebas de carga con camiones, por lo que este artículo se centrará en estas últimas.

La prueba de carga con camiones que se lleva a cabo se divide en dos fases:

- Prueba de carga estática para la determinación de flechas.
- Prueba de carga dinámica (ensayo RILEM) para la determinación de las frecuencias fundamentales del tablero.

6.2. Prueba estática

Mediante la prueba de carga estática se pretende comprobar el correcto funcionamiento de la estructura antes de su puesta en servicio y verificar que el comportamiento de la misma es similar a lo previsto en cálculos. Se aplican unas cargas en estado de reposo mediante el empleo de camiones cargados sobre el tablero, previamente a la colocación del balasto.

El viaducto es una combinación de una superestructura estándar de ferrocarril, que es el tablero, con una subestructura igualmente estándar, los pilares de acceso, más una subestructura singular que es el arco. Todas las partes influyen mutuamente, de forma que el tablero sostenido por el arco debe hacer frente a esfuerzos extraordinarios debido a que apoya sobre un elemento deformable que no es rígido como la cimentación de los vanos de acceso. Así, se distinguen tres partes dentro del viaducto:

- Tablero de acceso, del 1 al 6 y del 15 al 22: los esfuerzos son asimilables a los de un tablero sobre pilares habitual en un ferrocarril de alta velocidad, correspondiéndoles una prueba con hipótesis de carga que respondan al esquema de vano alterno y vano contiguo.
- Tablero central, entre los vanos 7 al 14: es el tramo de apoyo sobre el arco, por lo que el tablero es más desfavorable y, en consecuencia, debe asumir mayores esfuerzos. En este caso, un esquema de carga vano alterno/vano contiguo es



Figura 42. Transductor de desplazamiento tipo potenciométrico (izda) y receptor de datos de señal (dcha).

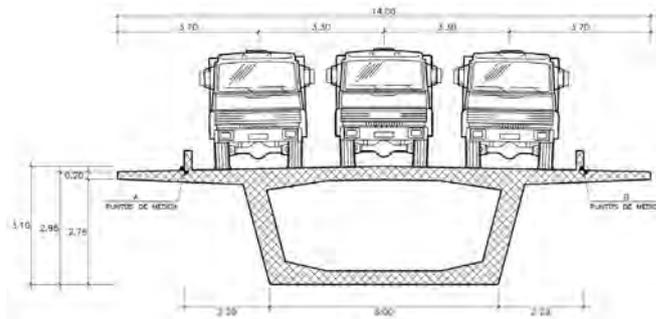


Figura 43. Ubicación de puntos de medida de cada sección de control.



Figura 44. Posicionamiento de los camiones para la hipótesis de comprobación a torsión.

insuficiente para representar los niveles de esfuerzo que debe soportar el tablero, por tanto corresponde añadir hipótesis con varios vanos de carga contiguos cargados simultáneamente.

- Arco, en el que los esquemas de carga habituales no son suficientes para una representación normal de esfuerzos axiales y flectores que debe soportar y, por tanto, obligan a definir hipótesis de carga que asuman añadir una gran cantidad de masa.

En cualquiera de los casos, dado que la prueba de carga estática inicial se realiza por medio de camiones sobre el tablero sin balasto, los esfuerzos son comparativamente menores a los que habrá en un futuro en servicio, una vez dispuesta toda la carga muerta sobre el puente y bajo la acción de los trenes normales. Por este motivo, las hipótesis de carga que se definen en la prueba de carga, buscan solo comprobar, por su propia naturaleza, si el puente se comporta según lo previsto en los cálculos del proyecto.

Los dos grandes esfuerzos determinantes en el arco son el axil y el momento flector en el plano vertical. El axil depende directamente de la carga que se reparte de forma uniforme sobre el tablero. En ese caso, una sobrecarga de camiones hasta ocupar todo el espacio disponible, supondría un peso total de 28000 kN. Si comparamos este peso con la carga de 46000 kN que supone añadir el balasto al tablero vemos que la prueba de

carga con camiones sería poco representativa para analizar el comportamiento a axil del arco.

Por otro lado y como se ha visto anteriormente, el arco ya ha sido probado a flexión durante la fase de construcción asimétrica del tablero, habiéndose realizado un exhaustivo control geométrico durante las etapas constructivas y procedido a la verificación de la buena correlación entre los datos medidos y los obtenidos con los modelos de cálculo. Por esta razón la preceptiva prueba de carga a realizar solo tiene por misión ensayar el tablero.

A la vista de lo expuesto, se aprovechan las hipótesis de carga del tablero (vanos alternos y dos o tres vanos contiguos) para comprobar el comportamiento conjunto del arco y del tablero, asumiendo que el comportamiento principal a flexión del arco ya ha sido realizado.

Para definir el número de hipótesis de carga se ha hecho uso de las posibilidades de simplificación que indica la normativa de referencia. Así la ITPF-05 [4] (Instrucción Técnica de Puentes Ferroviarios) indica que “podrán realizarse pruebas simplificadas, con reducción en el nivel de instrumentación o de los estados de carga, en los casos de puentes con gran número de vanos similares o de varias obras iguales e independientes”. Se entiende que esta simplificación no es admisible para los vanos del tablero situados sobre el arco, que se ven afectados por la deformabilidad del mismo.

Atendiendo a lo anteriormente mencionado, los criterios

de definición de hipótesis que se considera posible asumir son los siguientes:

- Todos los vanos del tablero deben cargarse, al menos, una vez durante la prueba de carga.
- Se deben definir hipótesis de modo alternado, de máximo momento flector positivo en vano y de máximo momento flector negativo sobre pila.
- Sobre el arco, dado su carácter de estructura singular, se deben plantear hipótesis de carga con el objetivo de solicitar todas las secciones determinantes del tablero con un momento flector negativo y positivo máximo.

En resumen, para la prueba de carga estática con camiones se definen un total de 19 hipótesis de carga, ensayando de forma exhaustiva el tramo del arco y simplificando los vanos de acceso, fijando los puntos de control en centro de vano y apoyos.

La prueba de carga estática se realiza empleando un total de 36 camiones de tres ejes cargados de tal manera que su peso bruto es de 260 kN con las características geométricas y pesos por eje que se indican en el diagrama que sigue:

Para la medición de las flechas producidas en los puntos de medida accesibles por la parte inferior, se utilizan transductores de desplazamiento, tipo potenciométrico, los cuales, mediante los acondicionadores adecuados, traducen el desplazamiento producido a un voltaje de corriente continua en la relación 1 voltio-10 mm de movimiento. A través de una cadena de medida HBM, la señal es recogida y registrada en un ordenador portátil, el cual tiene instalado un programa de gestión de datos.

Para los puntos de control del arco, ante la imposibilidad de instrumentar el tablero con transductores de desplazamiento, se utiliza nivel óptico de alta precisión.

El comportamiento del puente durante la prueba de carga estática se conoce mediante la medida de las flechas verticales en los puntos de control, situados sobre los apoyos y en el centro de luz de los vanos. Los puntos en los que se controlan las flechas son dos por sección transversal, a una distancia de 5.25 m del eje longitudinal del tablero.

Antes de iniciar la prueba de carga se hace una inspección visual de la estructura, incluyendo arco, pilas, aparatos de apoyo, juntas y tablero. Previo a la introducción de las cargas, se realiza una medición de cotas de todos los puntos de control para tener una referencia a origen, además de nivelar los puntos de medición refiriéndolos a puntos fijos fuera de la estructura y no afectados por la prueba de carga, de forma que sea lo más sencillo posible referir a estos las deformaciones de un punto cualquiera en cada escalón de carga.

Las flechas reales en los puntos de medida se obtienen por diferencia entre las lecturas tomadas antes y después de la introducción de la carga, teniendo en cuenta el procedimiento de control de estabilización de flechas definido en la ITPF-05. La estabilización de flechas se producía de forma casi instantánea, en menos de 1 minuto.

Una vez finalizada la carga, se comprueba que los valores remanentes resultan admisibles. Se considera que el resultado de la prueba es satisfactorio al cumplirse las condiciones indicadas a continuación:

- Las flechas máximas obtenidas después de la estabilización, no superan en más de un 10% a los valores previstos en el proyecto de la prueba.
- La abertura de las fisuras producidas en el transcurso de la

prueba, así como de las que permanezcan abiertas una vez retirada la carga, están en consonancia con los criterios recogidos en el proyecto de la estructura.

- No aparecen signos de agotamiento de la capacidad portante en ninguna parte de la estructura.

La prueba de carga estática realizada resultó totalmente satisfactoria.

6.3. Prueba dinámica

El objeto de realizar este tipo de prueba de carga es obtener información sobre la estructura más allá de la proporcionada por la prueba de carga estática, determinando ciertos parámetros que identifican las características intrínsecas que determinan la vibración de la estructura, así como su respuesta bajo excitación externa. El objetivo final es evaluar en sentido vertical y horizontal, la frecuencia de vibración y el amortiguamiento y de verificar la correspondencia de los parámetros de vibración que se detectan en la estructura con las del cálculo realizado, de forma que se pueda dar por válido el estudio dinámico realizado en el proyecto del tablero.

La prueba consiste en hacer pasar un camión sobre un tablón normalizado, es decir, de un resalto, preferiblemente de madera, provocando un impacto en la estructura y haciendo que esta comience a vibrar en régimen de vibración libre (no forzado). Este impacto producido sobre el tablón se traduce en unas aceleraciones verticales que permiten obtener las primeras frecuencias de vibración (modos propios) y el porcentaje de amortiguamiento del tablero [5].

El sistema de medida se realiza mediante acelerómetros capaces de medir aceleraciones en un rango de 0-2.5 m/s², con un rango de frecuencias de 0 a 20 Hz y una sensibilidad mínima en aceleraciones de 0.01 m/s² y con medición cada 0.005 s (200 Hz).

Los acelerómetros que se disponen son cuatro y se ubican sobre el tablero (centro de vano 4, pila 8, centro de vano 11 "clave del arco" y pila 13) en puntos que no interfieren con el paso del vehículo. Se disponen fijos a lo largo de toda la prueba en las secciones de control indicadas en el alzado del viaducto (figura 36):

La prueba de carga dinámica con tablonetes RILEM o similar se realiza posteriormente a la prueba de carga estática, utilizando como medio de carga dos camiones de la dotación existente para los ensayos estáticos.



Figura 45. Posicionamiento de los camiones para prueba dinámica.

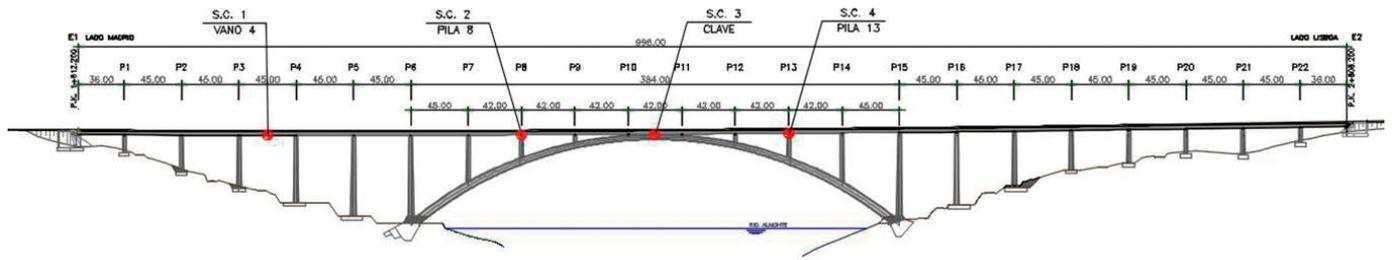


Figura 46. Posicionamiento de las secciones de control en la prueba dinámica.

El viaducto tiene, debido a su configuración general pero, sobre todo, por su dimensión, dos modos de trabajo relevantes:

- Fuera del plano del arco y cuya frecuencia de vibración más baja es de 0.32 Hz.
- En el plano vertical con una frecuencia de vibración más baja de 0.40 Hz.

El primer modo de trabajo viene influido por la esbeltez transversal del puente, cuya deformación, ante cargas horizontales con esa dirección (fuerza de lazo y viento) viene determinada por la abertura de las patas del arco en su apoyo en cimentación y por la colaboración del tablero.

Para la realización de la prueba no debe haber ningún tipo de sobrecarga gravitacional sobre el tablero (camiones aparcados, acopios de peso no despreciable...), de cara a no desvirtuar la masa de la estructura. Las frecuencias se calcularon en ausencia de balasto, carriles y catenarias, o cualquier sobrecarga importante sobre el tablero, como por ejemplo los camiones de la prueba de carga estática aparcados sobre el viaducto. Únicamente se consideró el peso propio de la estructura y la carga muerta que suponen los pretiles, canaletas y muretes guardabalasto.

La prueba de carga dinámica prevista se realiza de acuerdo a los siguientes puntos:

1. La prueba de carga se realiza mediante el impacto de uno o dos vehículos tipo sobre el tablero en los puntos marcados utilizando el escalón Rilem. El escalón tipo Rilem está formado por tres tablas de 60x2 cm, 40x2 cm y 20x2 cm de ancho suficiente para el paso del vehículo sobre él.
2. El tablón Rilem se dispone en las cuatro posiciones definidas como secciones de control y que se corresponden con aquellas en las que están situadas los acelerómetros. Dichas posiciones son las siguientes:
 - Posición 1: Acelerómetros y resalto situados en la sección centro – luz del vano 4.
 - Posición 2: Acelerómetros y resalto situados en la sección sobre pila 8.
 - Posición 3: Acelerómetros y resalto situados en la sección sobre clave del arco.
 - Posición 4: Acelerómetros y resalto situados en la sección sobre pila 13.
3. Para cada una de las posiciones del tablón RILEM, se hace pasar primeramente un camión de 260 kN, a una velocidad de paso del camión de 5 (utilizada para labores de puesta a punto del sistema de medida), 20 y 40 km/h, procediéndose a medir las aceleraciones verticales y horizontales de la estructura en las secciones de control.

Posteriormente, se repite la prueba con el paso de 2 camiones circulando en paralelo, y se finaliza con el paso de 2 camiones circulando en hilera por un lateral del tablero.

4. En todos los casos la circulación de los camiones fue desde el Estribo 2 hasta el Estribo 1. En el caso de los dos camiones en hilera, estos circulaban por el lado izquierdo de su calzada, según su sentido de avance.

En las pruebas dinámicas no cabe establecer con carácter general unos criterios de aceptación. La prueba sirve para detectar una eventual desviación de la frecuencia de vibración frente a su valor teórico, en la que se podría manifestar una variación de la masa frente a su valor de cálculo.

En las pruebas de carga dinámica se da por bueno el resultado de la prueba de carga cuando las aceleraciones se mantienen dentro de los límites de comodidad y los modos de vibración hacen entender que el funcionamiento de la estructura se adapta a su modelización de cálculo. En caso de existir anomalías en los resultados se deberán explicar sus causas antes de aceptar el resultado de la prueba. En caso de un comportamiento distinto del previsto, la determinación de las características dinámicas intrínsecas de la estructura a partir de la prueba de carga proporciona unos valores de referencia que permiten efectuar un seguimiento de la estructura a medio o largo plazo.

En el caso de la prueba dinámica realizada en el viaducto de Almonte, las aceleraciones y frecuencias obtenidas verificaron el modelo de cálculo.

Referencias

- [1] ROSIGNOLI, M. "Bridge Construction Equipment" published by ICE Publishing, Thomas Telford Limited 2013, p. 99-165
- [2] EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural. Centro de publicaciones. Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento del gobierno de España. Artículo 47.2 (Resistencia a esfuerzo Rasante en Juntas), p. 236-238
- [3] MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. Nota Técnica para la sustitución de apoyos para puentes de carretera. Dirección General de Carreteras. Capítulo 5, p 35-37
- [4] ITPF-05: instrucción sobre las inspecciones técnicas en los puentes de ferrocarril. Ediciones Liteam, S.L. 2005
- [5] MINISTERIO DE FOMENTO. Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. Centro de publicaciones. Dirección General de Carreteras. Capítulo 8, p 15-19

Construcción del arco del viaducto de Almonte

Construction of the arch of the Almonte Viaduct

David Carnero^a, Florencio Milla^b, Agustín Alonso^a, Pedro Cavero^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FCC Construcción, S.A.

^bIngeniero Industrial. FCC Construcción, S.A.

Recibido el 18 de diciembre de 2017, aceptado el 1 de agosto de 2018

RESUMEN

La ejecución del arco del viaducto de Almonte supuso el mayor reto, técnicamente hablando, de la construcción del viaducto para la línea ferroviaria de Alta Velocidad ubicado sobre la desembocadura del río Almonte en el embalse de Alcántara en la provincia de Cáceres, Extremadura. El arco fue construido por el sistema tradicional de avance en voladizo con atirantamiento provisional por medio de unos carros de avance en voladizo capaces de adaptarse a las formas cambiantes de la sección transversal del arco a lo largo de la longitud de este.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Carros de avance en voladizo, dovelas, sistema provisional de atirantamiento, ciclo, operación de cierre.

ABSTRACT

The construction of the arch of the Almonte viaduct supposed the greatest challenge, technically speaking, of the construction of the High Speed viaduct located over the mouth of the Almonte river into the Alcantara reservoir in Cáceres, Extremadura. The arch was constructed following the advanced cantilever method with a temporary stay system, by means of travelers capable of adapting to the changing shapes of the cross section of the arch along its length.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Travelers, segments, temporary stay system, cycle, closure operation.

1.

INTRODUCCIÓN

Dentro del corredor de Alta Velocidad que se está construyendo entre Madrid y Extremadura, y que en un futuro próximo conectará las capitales europeas de Madrid y Lisboa, se encuentra el viaducto de Almonte cruzando la desembocadura del río Almonte en el embalse de Alcántara, en una zona del río en que el cauce tiene una anchura de hasta 400 m. Dicho viaducto ha sido construido entre los años 2011 y 2016 por una UTE constituida por la empresa española FCC Construcción y la empresa portuguesa Conduril Engenharia S.A.

Por otro lado, cabe reseñar que la zona en que está enclavado el viaducto es una zona de un alto valor medioambiental, siendo calificada como ZEPA (zona de especial protección para las aves), por lo que el impacto medioambiental del viaducto

en el entorno debía ser mínimo, no pudiendo estar el cauce del río afectado por el viaducto. Por esta razón, durante la fase de estudio de soluciones para el viaducto, se analizaron distintas opciones para salvar el cauce, respetando de esta manera la Declaración de Impacto Ambiental. Finalmente se elige un arco de hormigón de 384 m de luz y de tablero superior para salvar el cauce del río Almonte.

Para dotar al arco de un mejor comportamiento frente a las acciones horizontales transversales (fundamentalmente frente al viento) se decide diseñar el arco de forma que arranque de la cimentación con dos ramas que se fundan en una sola a media distancia entre la clave y el arranque.

De cara a su ejecución por avance en voladizo, el arco se divide en 65 dovelas (32 dovelas por margen más la dovela de cierre), siendo todas ellas de dimensiones variables. No obs-

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: dcarnerop@fcc.es (David Carnero)

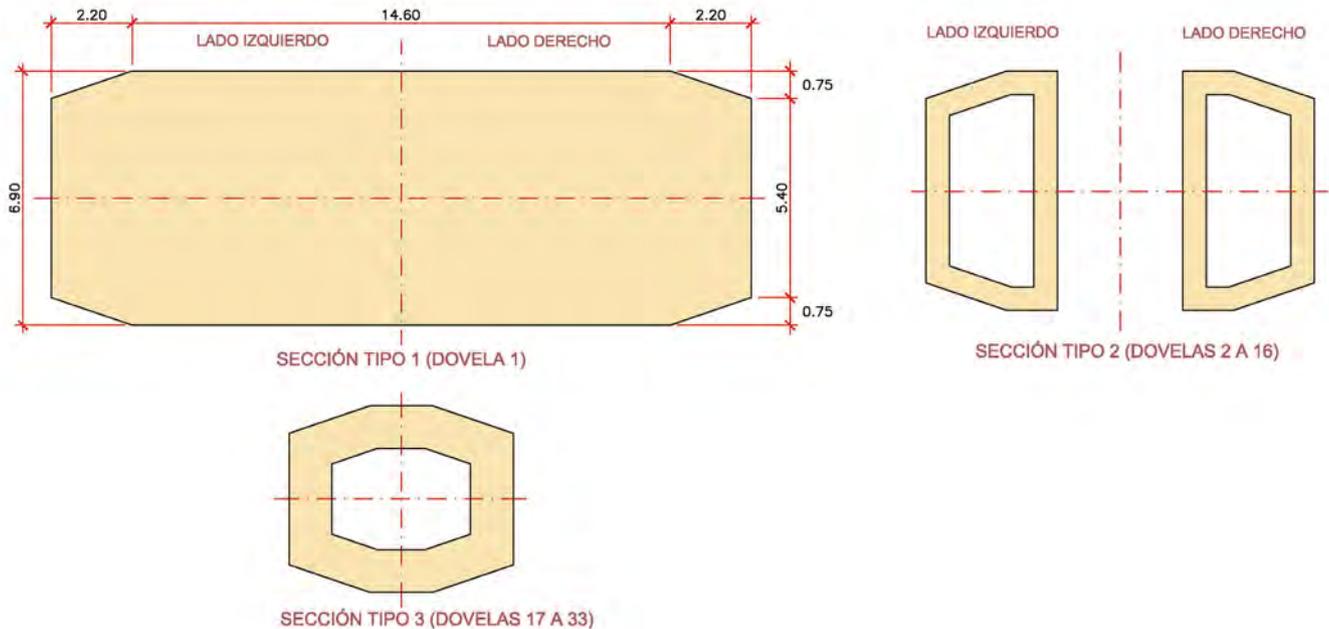


Figura 1. Secciones Transversales del arco.

tante, podemos diferenciar claramente los tramos de sección doble y sección única (figura 1):

- Sección Doble:** El arco tiene sección doble hexagonal de canto variable entre 6.90 m y 6.10 m y de pared variable entre 1.07 m y 0.64 m en los primeros 87 m de arco en ambas márgenes (dovela 2 a 15), existiendo una separación entre las caras laterales exteriores de ambas secciones de 19 m en el arranque y 8.37 m en el diafragma de unión en sección única.
- Sección Única:** En los 210 m centrales de arco (dovela 16 a 32 por ambas márgenes más la clave), este tiene una sección transversal octogonal de canto variable entre 6.10 m y 4.80 m en la clave y un espesor de pared variable entre 0.97 m y 1.16 m. La anchura de la sección también es variable disminuyendo hasta los 6 m en la clave.

Tal y como hemos comentado anteriormente, el arco del viaducto del Almonte se ha ejecutado por el sistema tradicional de avance en voladizo empleando un sistema de atirantamiento provisional formado por dos planos de 26 familias de tirantes en cada margen. Las ocho primeras familias de tirantes de cada margen se atirantaron contra las pilas principales, con sus retenidas respectivas ancladas a las zapatas de retenida, mientras que para las 18 familias restantes fue necesario el montaje de una torre de atirantamiento provisional sobre la pila principal, para conseguir la altura necesaria para que el ángulo de ataque del tirante fuera efectivo [1 y 2]. Los tirantes fueron realizados y montados por BBR PTE, empresa perteneciente al grupo FCC y de amplia experiencia a nivel internacional en el montaje y tesado de tirantes en puentes.

Para la construcción de las dovelas 3 a 15 (puesto que las dovelas 1 y 2 de cada margen se ejecutaron in situ, con el objeto de poder anclar los carros en ellas) se emplearon dos carros de avance en voladizo por cada margen trabajando de forma independiente para ejecutar el tramo de arco de sección doble. Una vez avanzados los carros a la dovela 16 fue necesario

ensamblar los dos carros de cada margen en altura, consiguiendo que trabajaran como un único carro, para poder ejecutar las dovelas del tramo de arco de sección octogonal única. Tras ejecutar los voladizos de ambas márgenes tan solo restaba por ejecutar el cierre del arco en la clave, cuya operación fue clave en la geometría final del arco, y la ejecución de los diafragmas interiores del arco.

Las mediciones de los elementos principales empleados en la ejecución del arco del viaducto sobre el río Almonte son las siguientes:

- Hormigón autocompactante HAC-80: 10 217 m³
- Acero pasivo B-500S: 2 299 000 kg
- Acero estructural en torres de atirantamiento provisional: 954 000 kg
- Acero en estructuras auxiliares de atirantamiento: 660 000 kg
- Acero en tirantes provisionales: 887 000 kg
- Carros de avance en voladizo autoestables y automotrices: 4 uds (2 uds por margen de 250 000 kg cada pareja)
- Grúas autoestables sobre el arco para trasiego de materiales: 4 uds (2 uds por margen)

2.

EJECUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES DEL ARCO

Las cimentaciones del arco son cimentaciones conjuntas tanto del arco como de las pilas principales (P6 y P15) y se resolvieron con zapatas de volúmenes entre 6 000 y 7 000 m³ cuyo plano principal de apoyo es ortogonal a la directriz de cargas del arco en el arranque y la parte superior se materializa con un plano horizontal para poder apoyar las pilas principales (figura 3). En el caso de la cimentación del arco de la margen Norte tuvo que cambiarse ligeramente la superficie principal de apoyo, ya que se detectó una zona de roca algo más alterada



Figura 2. Ejecución del arco del viaducto de Almonte.

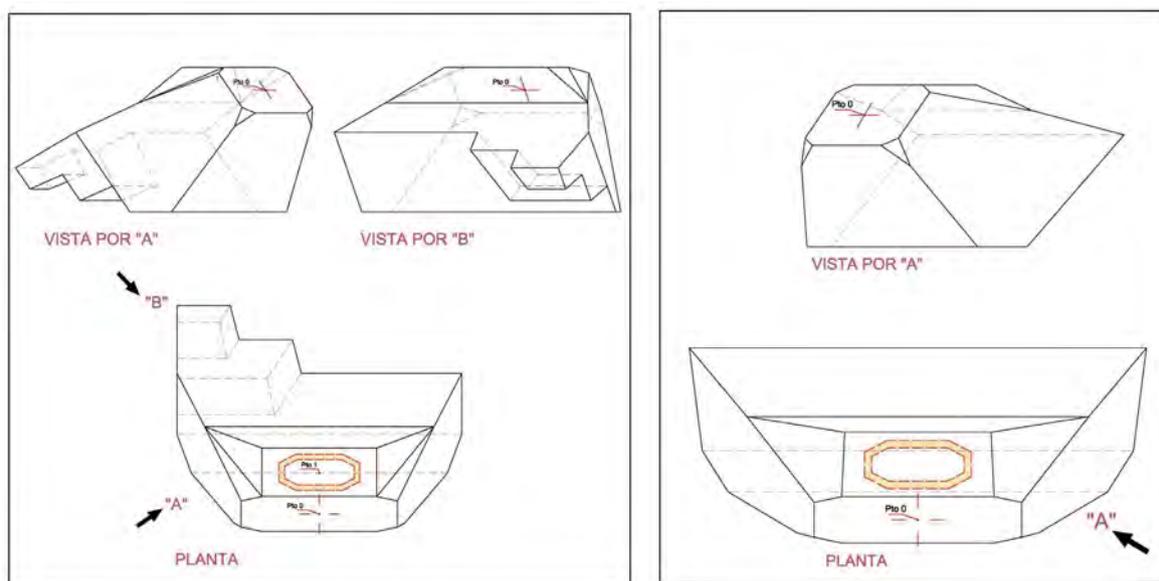


Figura 3. Cimentaciones del arco del viaducto de Almonte (Norte y Sur).

de lo deseable, por lo que tuvo que profundizarse más la excavación en la dirección de la directriz de cargas del arco. Estas cimentaciones se diseñaron para una tensión trabajo de 1 200 kPa en combinación característica, aunque lo que más condicionó su diseño fue la ausencia de movimientos importantes en situaciones de servicio, movimientos que podrían ser muy perjudiciales para la estructura.

El primer gran problema que hubo que afrontar en la ejecución de estas cimentaciones fue el derivado de la excavación necesaria para alojar la zapata. Estas zapatas tenían una dimensión en altura de casi 15 m en el caso de la cimentación de la margen Sur y de más de 18 m en el caso de la cimentación de la margen Norte, excavaciones equivalentes a las necesarias para 5-6 plantas de sótanos. Para afrontar estas excavaciones

fue necesario realizar un plan de excavación por fases y unos sostenimientos importantes en los taludes de excavación.

Una vez realizada la excavación de cada cimentación se procedió a la ejecución propiamente dicha de la cimentación de cada margen del arco. Las mediciones principales de cada cimentación en términos de hormigón y acero son los siguientes:

- Cimentación Margen Norte: 7 050 m³ HA-30 y 570 000 kg B500S
- Cimentación Margen Sur: 6 350 m³ HA-30 y 645 000 kg B500S

Cabe reseñar que tuvo que emplearse cemento sulforresistente en el hormigón que se empleó en las cimentaciones del arco,



Figura 4. Fase 4 de hormigonado de la cimentación sur del arco.

al considerarse que la zapata enterrada podía encontrarse en un ambiente agresivo.

Debido a los grandes volúmenes de que constaban ambas cimentaciones tuvo que dividirse en varias fases el hormigonado de las zapatas, asegurando el cosido a rasante de unas fases con otras (figura 5). De esta forma se consiguieron hormigonados de volúmenes inferiores a 1 000 m³, máximo volumen que se consideró prudente acometer en un día de trabajo con los medios existentes en la obra.

Gracias a los dos motivos expuestos anteriormente no fue necesario realizar un control térmico del fraguado de las cimentaciones:

- a) Al emplear hormigón sulforresistente en las cimentaciones se consiguió reducir enormemente el calor de fraguado del hormigón, como consecuencia de un menor calor de hidratación del cemento.
- b) La subdivisión del hormigonado en varias fases de menos de 1 000 m³ cada una (ejecutadas en intervalos de tiempo suficientes como para que la fase anterior se haya enfriado) y con espesores de tongada por debajo de los 3 m evitó que se alcanzaran altas temperaturas en el fraguado del hormigón.

Para asegurar la geometría de las esperas del arco en la cimentación se diseñó una estructura metálica auxiliar embebida en la zapata que pudiera utilizarse a modo de plantilla y así asegurar la geometría y la inclinación de la sección de arranque.

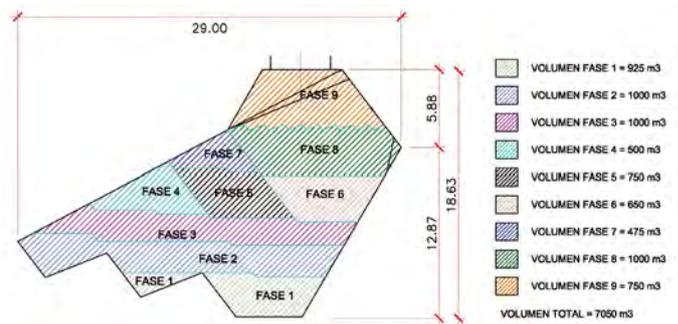


Figura 5. Fases de hormigonado de la cimentación norte del arco.

3. EJECUCIÓN DE LAS DOVELAS 1 Y 2 DEL ARCO

Para poder anclar los carros de avance en voladizo encargados de ejecutar el arco del viaducto de Almonte fue preciso ejecutar *in situ* las dovelas 1 y 2 del arco (figura 7), encofradas y cimbradas contra el terreno.

Las dovelas 1 y 2 tienen una longitud según la directriz del arco de 4.17 m y 4.50 m respectivamente, teniendo la primera una sección maciza octogonal única de dimensiones 19x6.9 m con chaflanes de 2.20 m de longitud y 0.75 m de altura mientras que la dovela 2 corresponde al inicio de la zona del arco formada por dos patas, teniendo cada rama una sección cajón

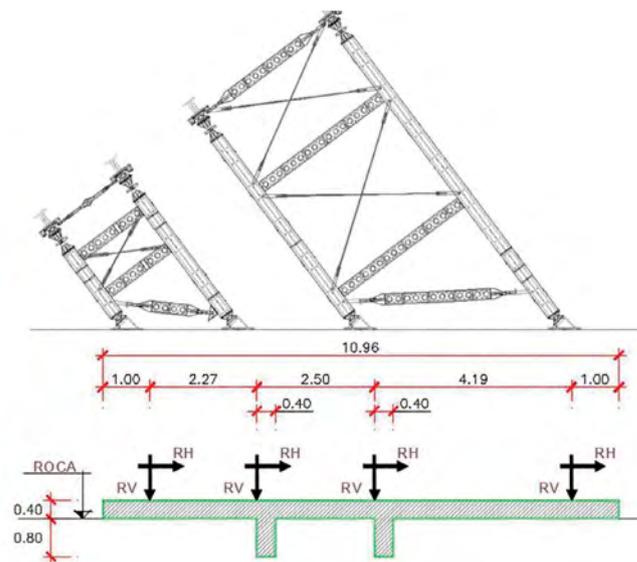


Figura 6. Cimbra empleada en la ejecución de las dovelas 1 y 2 del arco.



Figura 7. Dovelas 1 y 2 del arco.

hexagonal de 6.90x3.69 m con chaflanes de longitud 2.20 m y altura 0.75 m en las esquinas exteriores.

Las grandes dimensiones y volúmenes que atesoran ambas dovelas hacen que las cargas que tuvo que recibir la cimbra empleada en la ejecución de estas fueran muy grandes, debiendo transmitir estas al terreno, por lo que el empleo de cimbra convencional estaba descartado. Por otro lado la cimbra tenía que ser capaz de trabajar perpendicularmente a la directriz del arco, para evitar grandes movimientos debidos al hormigonado.

Por estos motivos se empleó una cimbra, compuesta por puntales inclinados de alta capacidad de carga (hasta 1 000 KN por pata), fabricados a partir de perfiles en "C" laminados en frío de canto 286 mm, espesor 6 mm y acero S355, empresillados dos a dos, armados mediante horizontales en ambas direcciones compuestas a base de perfiles aligerados, y diagonalizados mediante barras de rosca rápida, reduciendo de esta manera enormemente la longitud de pandeo de los puntales. Estos puntales se anclaban a la cimentación mediante unas placas en cuña rotuladas que evitaban la aparición de momentos de empotramiento en los puntales. Por otro lado, las torres disponen de gatos mecánicos niveladores

de forma que no es necesario recurrir a cuñas u otros elementos para su aplomado y regulación en altura, siendo posible su desmontado sin necesidad de retirar completamente los puntales.

Debido a la transmisión de fuerzas horizontales importantes a la cimentación, fue necesario diseñar dos rastrillos perpendiculares a la directriz del arco, que impidieran el deslizamiento de la cimentación (figura 6).

En la ejecución de las dovelas 1 y 2 se dejaron pasatubos que permitieran posteriormente el anclaje de la viga principal del carro y de su amarre trasero, anclajes necesarios como veremos posteriormente para empotrar la viga principal del carro y que esta pueda funcionar en voladizo durante el hormigonado de la dovela 3, y por otro lado permitir el avance del carro de la dovela 3 a la dovela 4.

4.

CARROS EMPLEADOS EN LA EJECUCIÓN DEL ARCO EN VOLADIZO

4.1. Descripción elemental de los carros de avance en voladizo empleados

Sin duda uno de los aspectos más complicados en la ejecución del viaducto y sobre el que recaería el éxito o fracaso en la construcción del arco era la elección y el diseño de unos carros de avance en voladizo con la versatilidad adecuada para adaptarse en todo momento a la geometría cambiante del arco, teniendo además la posibilidad de realizar tanto las dovelas de sección doble como las dovelas de sección única [3].

Dichos carros de avance debían ser capaces de resistir el peso fresco de una dovela trabajando en voladizo anclados en la dovela anterior y soportar presiones del hormigón de hasta 90 KN/m² (al tratarse de hormigón autocompactante) y por supuesto debían ser autoestables y automotrices.

El suministrador de los carros de avance fue una empresa española (Rúbrica) y el diseño de detalle fue llevado a cabo por dicha empresa en colaboración con los Servicios Técnicos de FCC.

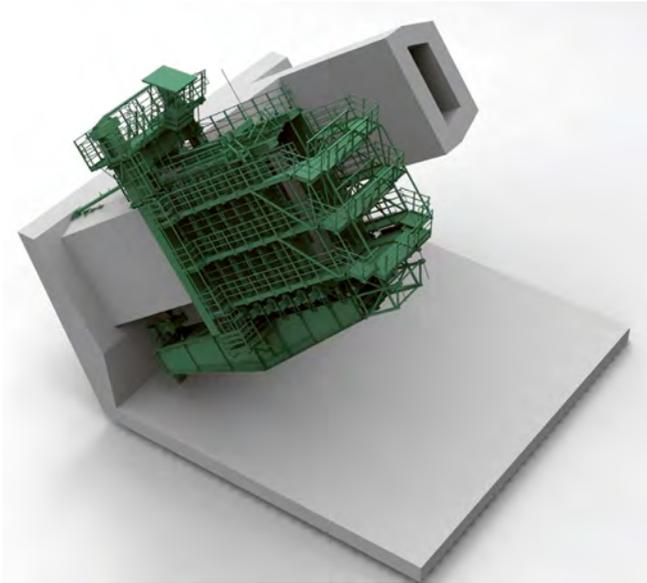


Figura 8. Modelo 3D del carro de encofrado utilizado.

Los carros de avance tienen dos esquemas estructurales distintos para cada una de las dos operaciones principales que deben llevar a cabo [4]:

- a) Hormigonado: El esquema resistente de los carros de avance para permitir el hormigonado de una determinada dovela se basa en una ménsula, empotrada en la dovela anterior. Para ello, cada carro de encofrado está formado por una viga principal inferior de canto variable sobre la que apoyan los encofrados para la ejecución de las dovelas y que se empotra en la dovela anterior mediante un doble apoyo. El apoyo traccionado se resuelve con barras de acero de alto límite elástico pretensadas contra la dovela y ancladas al carro (amarre principal), mientras que el comprimido simplemente con un tope metálico, situado en la cola del carro.
- b) Movimiento de avance a la siguiente dovela: En esta configuración el peso del carro se transfiere del amarre principal del carro a la cara superior de la dovela a través del pórtico principal. El avance de los carros se hace mediante un sistema hidráulico implementado tanto en la viga inferior como en la parte superior del pórtico principal. En la parte inferior del carro, el sistema hidráulico reacciona contra la parte inferior del arco, mediante un sistema de barras anclado en la cola del carro y pretensadas contra la dovela $n-2$ (siendo la dovela n la dovela recién hormigonada). Por otro lado, el sistema hidráulico de la parte superior reacciona contra el encofrado de la dovela recién hormigonada, gracias a un sistema de llaves de cortante embebidas en la dovela anterior e implementado en este. Ambas operaciones deben hacerse de manera sincronizada resultando un movimiento muy similar al de las orugas. La operación de avance se centraliza en un módulo existente en la parte superior del pórtico.

4.2. Montaje de los carros

Una vez ejecutadas *in situ* las dovelas 1 y 2 del arco dio comienzo el montaje de los carros. El montaje de los carros en las

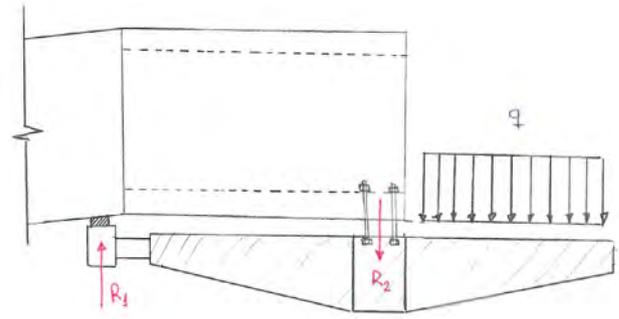


Figura 9. Esquema resistente del carro de avance frente al hormigonado de una dovela.

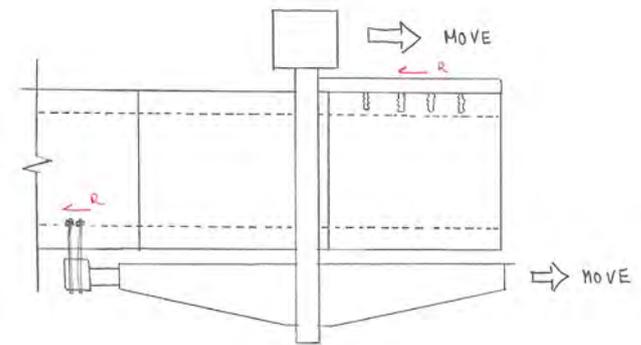


Figura 10. Esquema resistente del carro frente al avance.

dovelas 1 y 2 fue una operación muy compleja, realizada desde la península de trabajo situada en el arranque del arco, que necesitó incluso de un montaje en blanco del conjunto. Dicha operación consta de las siguientes operaciones:

- Premontaje de viga principal en solera.
- Anclaje de amarre principal a dovela, mediante 4 barras de Tesado Tipo Macalloy de 75mm.
- Izado de viga principal con ayuda de medios auxiliares de elevación (figura 11).
- Ensamblado del pórtico de traslado.
- Montaje de los paneles de fondo, panel de chaflán, paneles laterales exteriores e interiores, balcón frontal y de amarre.
- Montaje del encofrado interior.
- Izado y montaje de las plataformas superiores con la central hidráulica y el cuadro eléctrico.
- Montaje de protecciones colectivas, escalera de acceso principal y cilindros de elevación y descenso del carro.
- Montaje de encofrado superior.

Con esta última operación el carro queda preparado para la ejecución de la dovela 3 y en general para la ejecución del arco por avance en voladizo (figura 12).

4.3. Unión de carros para ejecución de sección única

El primer problema que nos encontramos a la hora de realizar la unión de los carros de ambas patas en la dovela D16 fue

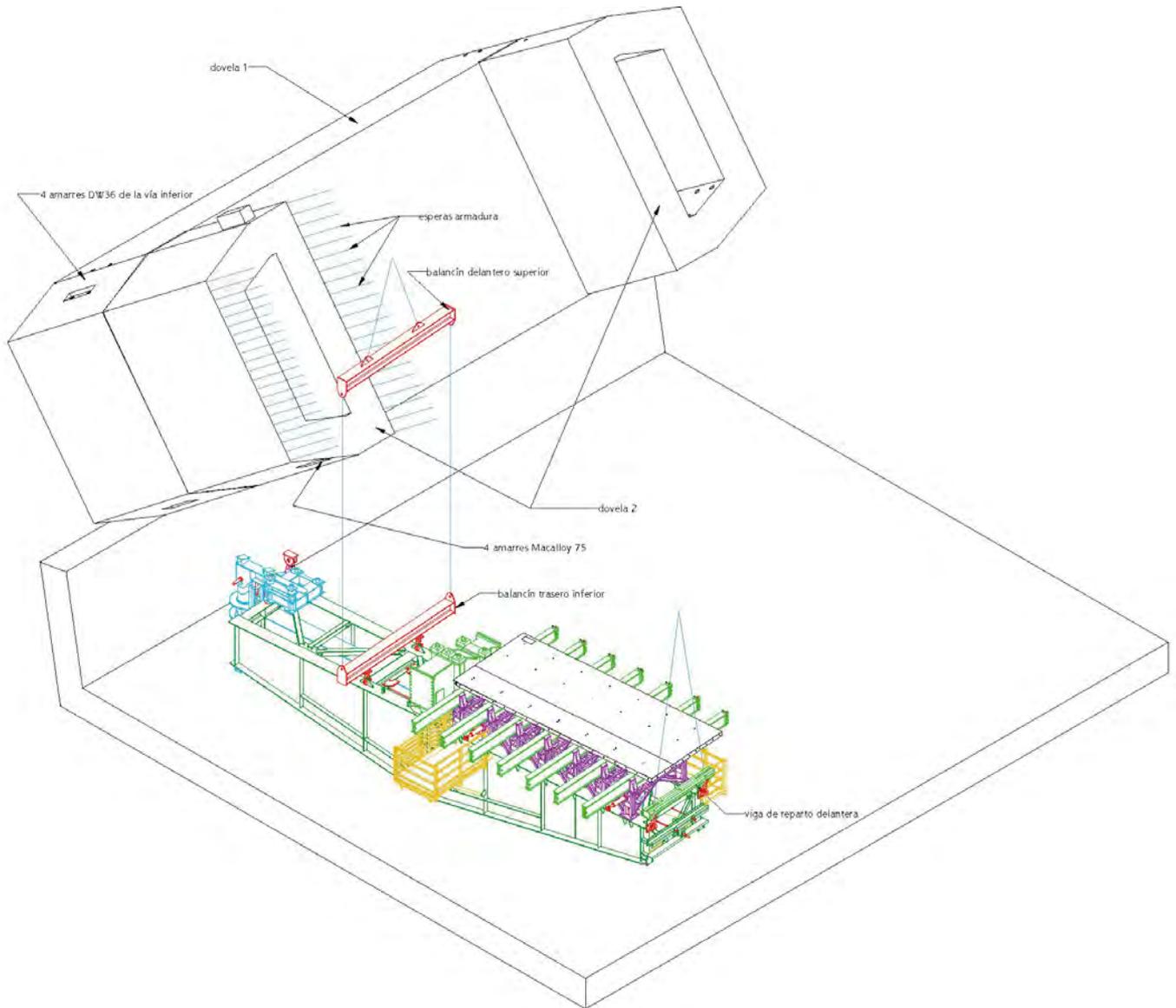


Figura 11. Izado de la viga principal de los carros de avance y anclaje en dovelas 1 y 2.

la interferencia entre ambos para la ejecución de las dovelas D13, D14 y D15 de una misma margen. Por esta razón tuvo que idearse un procedimiento que resolviera las interferencias entre ambos carros (figura 13), previo a la unión propiamente dicha. Dicho procedimiento consistía básicamente en la ejecución de las dovelas D13, D14 y D15 en una única rama dentro de la misma margen, desmontando posteriormente la cara interior del encofrado del carro situado en esa rama, que hubiera interferido con la ejecución de las dovelas D13, D14 y D15 de la otra rama.

Una vez ejecutadas las dos ramas de las dovelas D13, D14 y D15 de una misma margen dio comienzo el procedimiento de unión de ambos carros propiamente dicho y el avance como carro único hasta la dovela D16, uniendo ambos carros mediante las vigas transversales inferiores de la solera.

4.4. Desmontaje y descenso de la viga principal de los carros

Una vez finalizada la ejecución del arco, fue necesaria la retirada de los carros de encofrado para poder empezar a ejecutar



Figura 12. Montaje de los carros de avance una vez anclados en las dovelas 1 y 2.

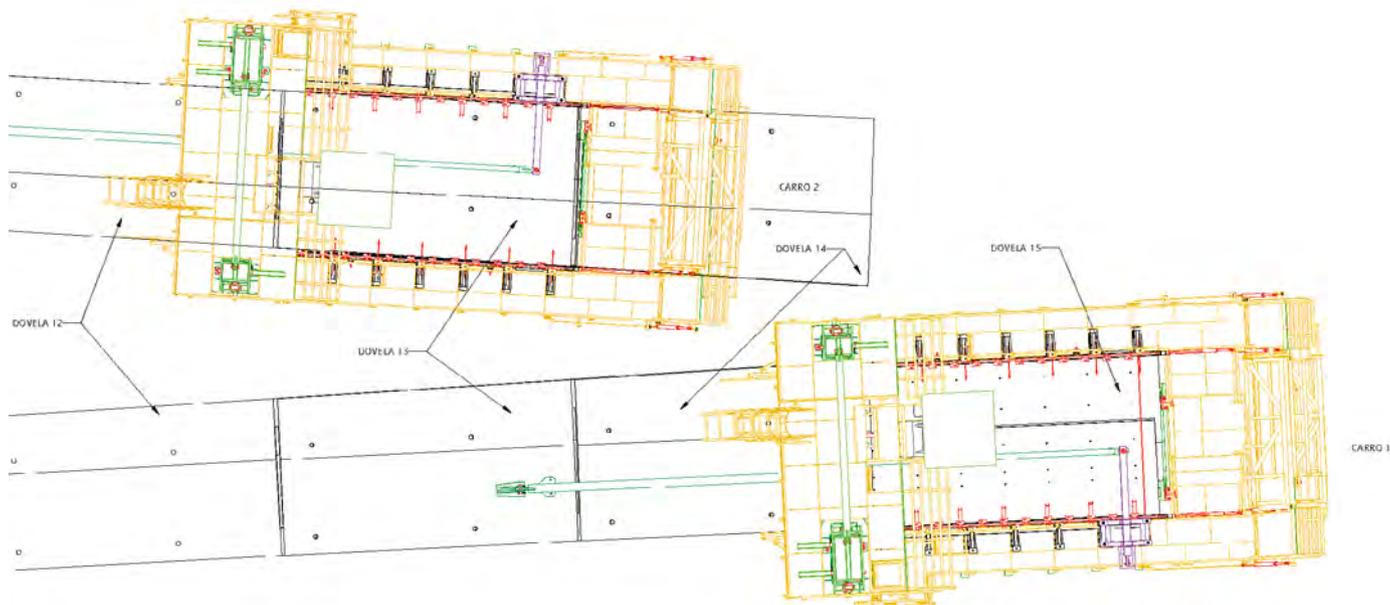


Figura 13. Interferencias entre carros en la ejecución de las dovela D13, D14 y D15.



Figura 14. Unión de los carros de la margen sur.

el tablero sobre el arco, aspecto que lógicamente tuvo que tenerse en cuenta para el control geométrico del arco, ya que la retirada de los carros es equivalente a la introducción de una carga puntual ascendente en la clave del arco igual al peso de los carros (2x250 t).

En primer lugar se procedió a la retirada de los carros de avance empleados en la ejecución del voladizo de la margen sur (ya que fue el primer voladizo en finalizar). La retirada total de los carros de la margen sur produjo una flecha ascendente en el frente de la dovela 32 de más de 10 cm.

Concluida la dovela de cierre, la cual se ejecutó con los carros de la margen norte, se procedió al desmontaje y descenso de los carros, ya con el arco cerrado. Cambiada la configuración estructural, la flecha ascendente obtenida al descender los carros fue mucho menor (del orden de 3 cm).

Tras un largo estudio de alternativas para realizar el desmontaje de los carros, finalmente se decidió desmontar estos en pequeñas piezas capaces de ser manipuladas por las grúas torre sobre el arco, dejando las vigas principales ancladas bajo el arco y el encofrado interior para ser descendidos posteriormente al embalse mediante una maniobra de *Heavy Lifting*, lugar donde serían trasladados a las plataformas de trabajo junto al arranque del arco con la ayuda de una pontona modular. De esta forma se consiguió conjugar todas las ventajas del desmontaje manual de las piezas de los carros de acceso cómodo, con la seguridad y rapidez de una maniobra de *Heavy Lifting* para la zona inaccesible de los carros por culpa del arco.

Para realizar la maniobra de *Heavy Lifting* se diseñó una estructura metálica ex profeso que, apoyada en la parte superior del arco fuera capaz de puentear la sección transversal de este, permitiendo que los cables de descenso fueran por los laterales del arco. Por esta razón, también fue necesario diseñar unas vigas de cuelgue, que permitieran colgar las dos vigas principales del carro de ellas (figura 15).

El descenso de los carros se realizó empleando cuatro gatos HL-0706 dispuestos formando un rectángulo en planta, con 5 cordones de acero $\Phi 15,2$ mm cada gato con una carga de rotura de 260 kN cada uno, disponiendo una longitud aproximada de 100 m de cable para una carrera estimada de 80 m (al encontrarse el nivel del embalse en el momento del descenso en una cota inferior a la habitual). Suponiendo en el peor de los casos una carga mayorada por 1,5 y que la mayor parte de la carga era cogida con los gatos traseros, los cables debían trabajar por debajo del 40% de la carga de rotura, valor adecuado y habitual al empleado en este tipo de maniobras [5].

Una vez realizado el enfilado y precarga manual de los cables de pretensado se procedió al tesado sincronizado de los

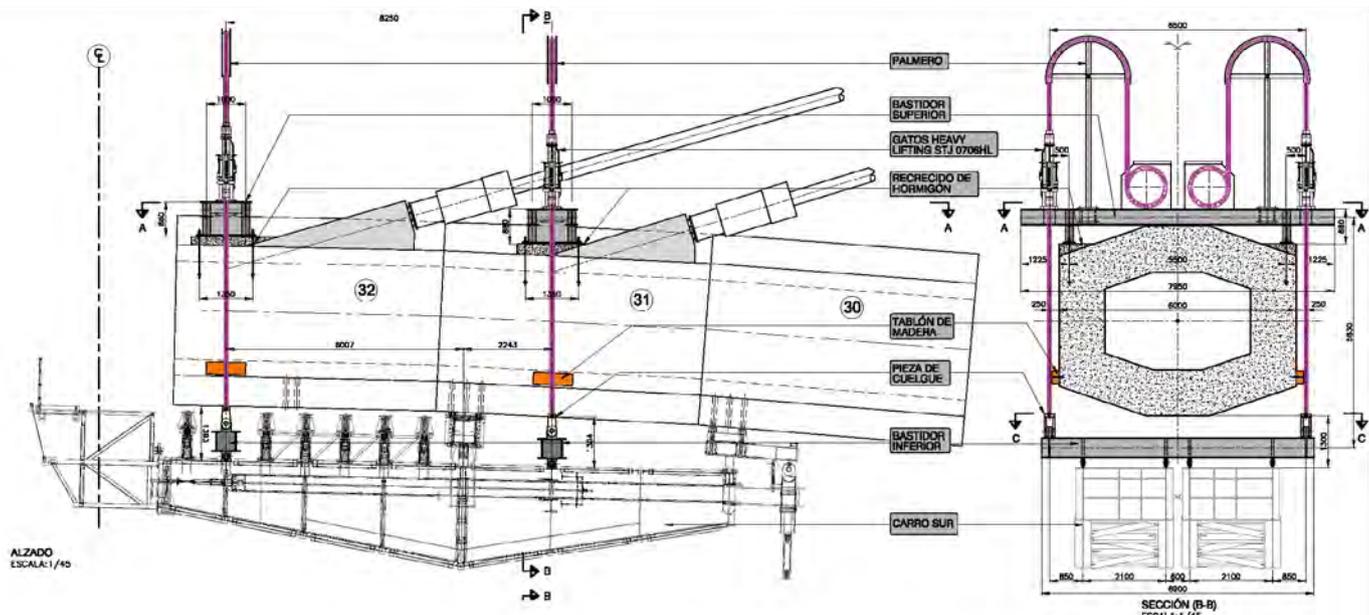


Figura 15. Croquis de las estructuras auxiliares empleadas en el descenso de los carros.

cables de pretensado hasta un valor igual al peso teórico de los carros (con el reparto adecuado de cargas entre los gatos delanteros y los gatos traseros) y posteriormente al destesado de las barras de anclaje del amarre principal, de forma que las vigas principales del carro quedaran suspendidas únicamente con los cables de pretensado de los gatos de *Heavy Lifting*. Cuando los gatos cogieron la carga esperada en la maniobra y se comprobó que la velocidad del viento era inferior a 12 m/s dio comienzo el descenso de los carros al embalse, a una velocidad media de 8-10 m/h (figura 16). En el momento de aproximación de los carros de encofrado a la pontona se redujo la velocidad de descenso hasta conseguir que los gatos perdieran completamente la carga, transfiriéndose esta a la pontona y terminando de esta manera la maniobra.

5. CICLO DE EJECUCIÓN DE UNA DOVELA

El ciclo de ejecución de una dovela “n” comprende una serie compleja de actividades entrelazadas que permiten ejecutar un segmento del arco avanzando en voladizo. Dicha serie de actividades, repetidas de una forma cíclica permiten ejecutar el arco en su totalidad, si no tenemos en cuenta las singularidades que aparecen a lo largo de este, como pueden ser la ejecución de diafragmas de pila, la unión de las dos ramas en una o el cierre en la dovela de clave, las cuales ha sido preciso ir resolviendo a medida que han ido apareciendo [6].

Las actividades que conforman el ciclo de ejecución de una dovela cualquiera “n” son las siguientes:

1) **Desencofrado de la dovela n-1.** Una vez realizado el hormigonado de la dovela anterior (n-1), es preciso proceder al desencofrado de tapes y del encofrado interior. Para ello es necesario retirar los espadines que unen el encofrado exterior con el interior y retirar los puntales

que aseguran el encofrado interior, una vez alcanzada una resistencia en el hormigón de al menos 20MPa y nunca antes de las 12 h desde la finalización del hormigón de la dovela. También es necesario retirar la parte inferior del encofrado interior con la ayuda de medios auxiliares de elevación.

2) **Destesado de las barras Macalloy del amarre principal** de los carros de avance en voladizo, transfiriendo la carga debida al peso propio del carro al pórtico y este a su vez a la parte superior de la dovela anterior hormigonada. Para poder proceder a la transferencia de carga del amarre principal del carro al pórtico es preciso que el hormigón de la dovela anterior haya alcanzado al menos una resistencia a compresión de 40 MPa (resistencia que solía alcanzarse a las 36 h).

Para este efecto se utilizó un hormigón que alcanzara altas resistencias a edades tempranas, algo conseguido fundamentalmente gracias a la alta cantidad de finos presentes en el cemento utilizado, empleando cantidades de cemento inferiores a las máximas de la norma española (460 kg/m³ frente a un máximo de 500 kg/m³ en la EHE-08)

3) **Avance del carro** por medio del sistema hidráulico implementado en la viga principal y en la tapa superior, reaccionando contra el amarre trasero previamente tesado y contra unos bulones de cortante dejados en la losa superior de la dovela anterior, trabajando colgado del pórtico según el segundo esquema resistente que veíamos en el apartado 3.1. Para proceder al avance del carro es preciso que el hormigón de la dovela anterior haya alcanzado al menos una resistencia a compresión de 50 MPa resistencia que se alcanzaba a las 36 – 48 h.

4) **Tesado de las barras Macalloy del amarre principal contra el frente de la dovela hormigonada anteriormente.** En ese momento se transfiere la carga del pórtico del carro a la viga principal, empezando a funcionar esta en ménsula.



Figura 16. Descenso de los carros de la margen norte a pontona modular.

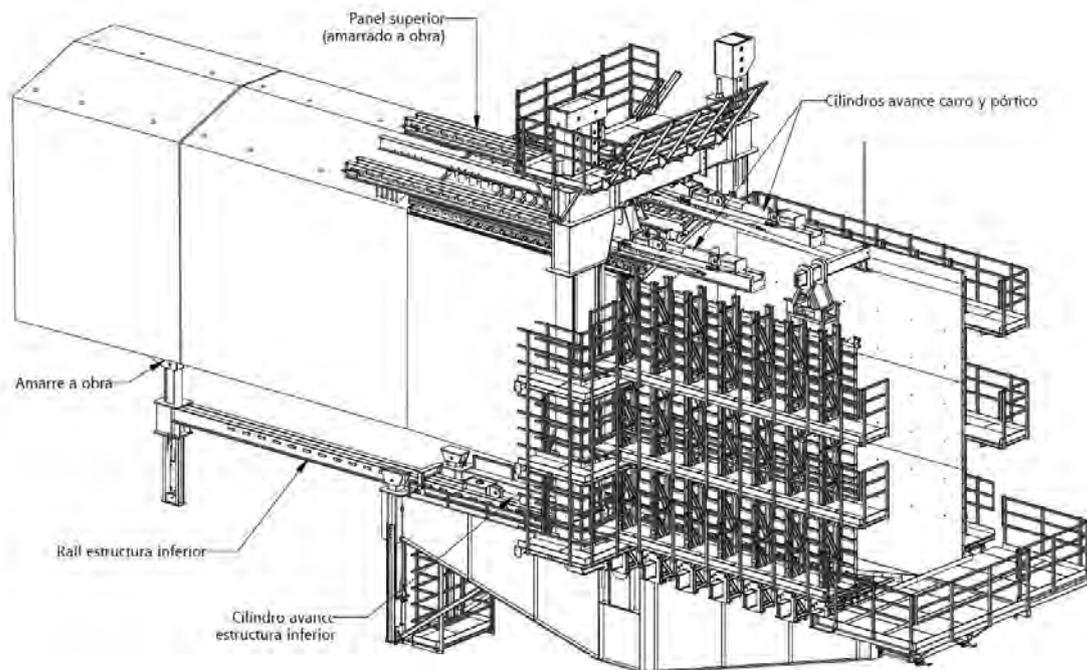


Figura 17. Avance y tesado del carro de avance en voladizo en la dovela n-1.

- 5) Destesado de las barras Macalloy del amarre trasero, anclado en la dovela n-3 (siendo la dovela n la dovela en ejecución y la dovela n-1 la hormigonada anteriormente).
- 6) Recogida de la cola del carro y tesado de las barras de acero activo del amarre trasero en la dovela n-2, de forma que el tope metálico situado en la cola esté en contacto con el hormigón, y de esta forma puedan transmitirse compresiones.
- 7) Posicionamiento topográfico de los carros de avance en voladizo según el procedimiento constructivo y teniendo

en cuenta contraflecha necesaria por deformabilidad de los carros y condicionantes térmicos en arco y tirantes. Para que este posicionamiento se viera afectado lo menos posible por el gradiente térmico en el hormigón del arco se intentó realizar el posicionamiento de los carros a primera de la mañana, momento en el que el gradiente térmico en el arco sería muy próximo a cero. Para el posicionamiento topográfico de los carros se emplearon 4 prismas situados en el frente de hormigonado de cada carro, los cuales se encontraban perfectamente referencia-

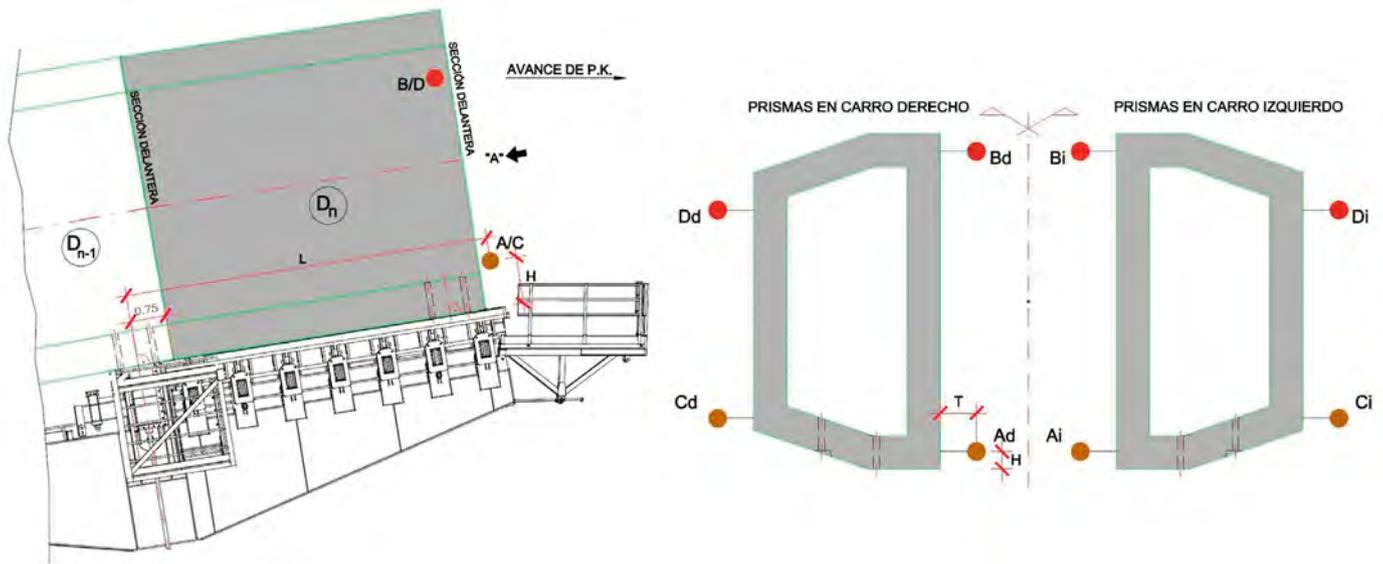


Figura 18. Prismas empleados en el posicionamiento de los carros de avance.

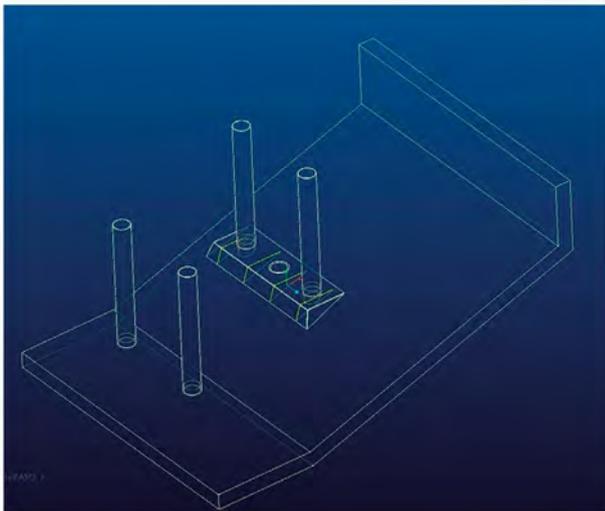


Figura 19. Plantilla para el anclaje del amarre principal de los carros.

dos a los vértices exteriores de la sección transversal (figura 18). Estos prismas se posicionaban mediante una estación total situada en terreno firme.

Para controlar los movimientos del voladizo durante la ejecución de una dovela, se analizaba la posición de los prismas del frente del carro en 4 momentos distintos del ciclo, pudiendo corregir en todo momento la contraflecha del carro en el caso de que los movimientos durante el ciclo se desviaran de los teóricos.

- Posicionamiento inicial del carro, una vez avanzado, con este en vacío.
- Posicionamiento del carro tras el ferrallado y el encofrado de la dovela.
- Posicionamiento del carro tras el tesado de la familia de tirantes de la dovela n-1
- Posicionamiento del carro tras el hormigonado de la dovela.

La posición de los prismas debía compararse con la posición teórica de cada fase corregida con las temperaturas registradas por la instrumentación en hormigón y tirantes.

- 8) **Montaje de la plantilla de barras Macalloy del amarre principal del carro.** Consiste en el montaje de un bastidor de posicionamiento de los 5 pasatubos necesarios para realizar el anclaje de cada uno de los dos carros una vez avanzados estos para ejecutar la dovela n+1 (figura 19). Esta estructura siempre estaba referida al tape de la losa inferior.
- 9) **Izado y montaje de la armadura y tape de los hastiales de la dovela,** previamente premontado el conjunto en las penínsulas de trabajo. Este premontaje permitió una optimización del ciclo y la reducción considerable de los trabajos en altura dentro de la dovela (figura 20). En las dovelas de rama única las barras de anclaje de los tirantes iban embebidas en los hastiales, por lo que fue preciso

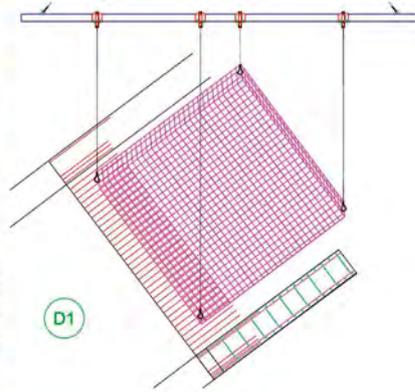


Figura 20. Izado y montaje de un módulo de armadura de hastial.

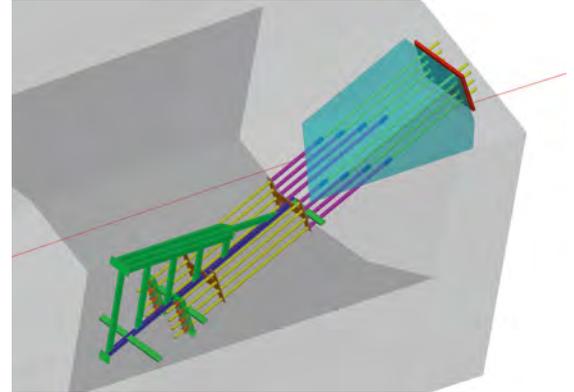


Figura 21. Bastidor de barras Macalloy en hastiales en dovelas de sección única.

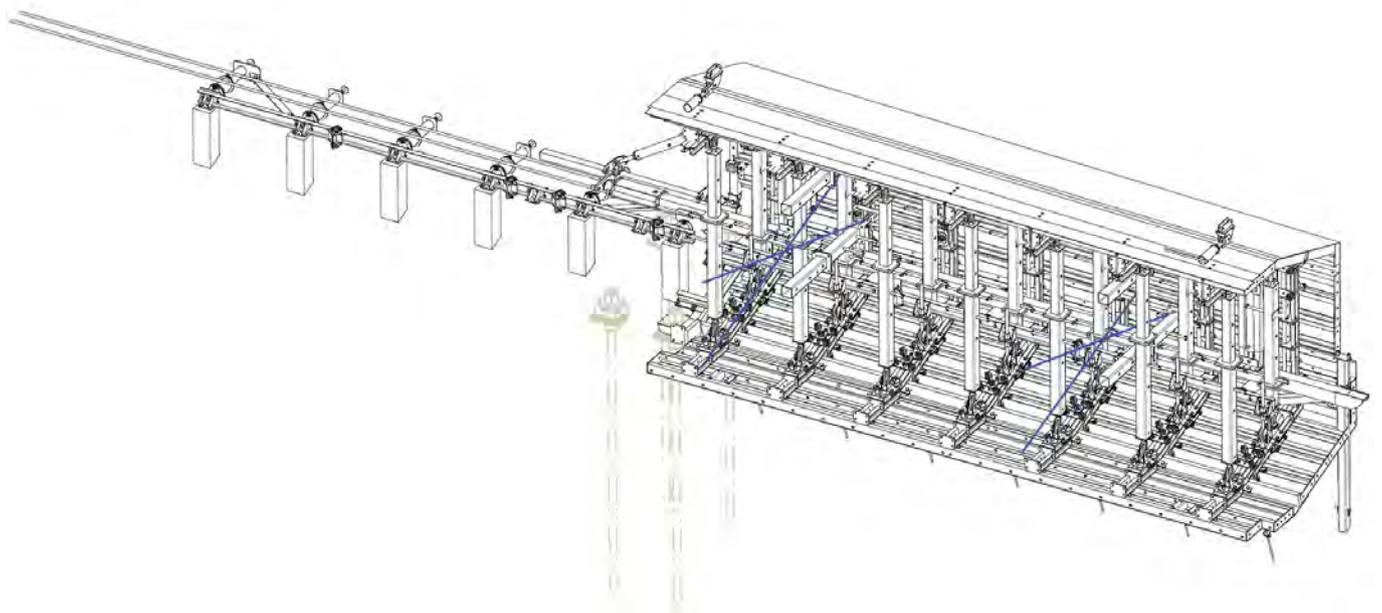


Figura 22. Avance hidráulico del encofrado interior.

diseñar una estructura de posicionamiento de las barras referida al tape e individual para cada tirante, que asegurara el ángulo de inclinación y de azimut de cada tirante, así como la posición relativa en la dovela. Para ello se realizaron modelos 3D de cada estructura de posicionamiento (figura 21). El premontaje de la ferralla del hastial se realizaba ya con la estructura de posicionamiento montada.

Estos bastidores consistían básicamente en una estructura tubular referenciada respecto de la estructura del tape del hastial, que constaba de sendas plantillas separadas una cierta distancia para permitir disponer las barras Macalloy en un determinado azimut y una determinada inclinación.

10) **Ferrallado *in situ* de la losa inferior.** Esta armadura no podía premontarse como consecuencia de la interferencia con la plantilla de amarre de los carros cuya ubicación era muy importante respetar, ya que un error superior a los dos centímetros podía imposibilitar el anclaje de los carros en la dovela en ejecución, una vez avanzados los carros.

11) **Montaje de la parte inferior del encofrado interior** con la ayuda de medios de elevación. Una vez aprobado el montaje de la ferralla se procedía a la limpieza del interior y al posterior encofrado de la parte superior de la losa inferior. Este encofrado se premontaba a la medida correcta en el suelo y se colocaba en la dovela en ejecución con ayuda de medios de elevación (fundamentalmente las grúas sobre el arco). Una vez montado, se procedía al cosido de la pieza de encofrado contra el fondo por medio de barras dywidag.

12) **Avance hidráulico de los laterales y de la parte superior del encofrado interior.** Cuando se montaba el encofrado de la parte superior y se preparaban los rodillos de avance de los paneles laterales interiores del encofrado interior se procedía al avance de este a través de los patines dispuestos para este fin (figura 22). Finalizado el avance del encofrado interior se procedía al montaje de espadines de cosido entre los paneles exteriores del encofrado y el encofrado interior.

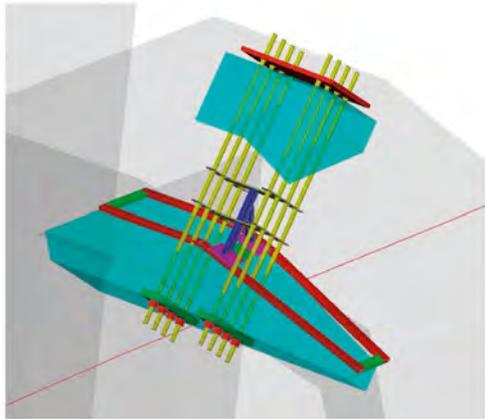


Figura 23. Bastidor de barras Macalloy en losa superior en dovelas de sección doble.



Figura 24. Ejecución de un mogote exterior y ejecución de un mogote interior.

13) **Montaje de plantilla y estructura de posicionamiento de las barras de anclaje de los tirantes** en la losa superior de la dovela, en el caso de las dovelas hexagonales de ramas separadas. En este caso, el tirante era necesario anclarlo en la losa superior de la dovela para lo que era preciso dejar una serie de pasatubos con la inclinación y azimut adecuados que permitieran el anclaje del tirante por medio de unas barras de acero activo que fueran hormigonadas posteriormente conjunto a una pieza de hormigón interior y otra exterior a la dovela. De la misma forma que en el caso de los bastidores en hastiales, se realizaron modelos 3D de la estructura de posicionamiento de los pasatubos, la cual era única para cada dovela (figura 23).

Para conseguir una superficie intencionadamente rugosa en la zona de salida de las barras de anclaje, necesaria para transmitir el rasante del tirante a la dovela, se disponía una membrana huevera de HDPE contra las superficies encofradas, de forma que se consiguiera el acabado requerido.

14) **Ferrallado *in situ* de la losa superior.** Este ferrallado tampoco era susceptible de ser premontado, por la unión con los hastiales y la existencia de plantillas, de forma que tenía que realizarse *in situ*.

15) **Avance hidráulico del encofrado de la losa superior.** De la misma forma que con la losa inferior, finalizado el montaje de ferralla, se procedía a la limpieza y posterior encofrado

de la losa. Para posicionar la parte superior del encofrado de la losa superior se utilizaba un sistema hidráulico implementado en el propio encofrado, el cual se avanzaba desde la dovela n-1 hasta la dovela en ejecución, utilizando para ello unos patines anclados al pórtico.

16) **Ejecución de mogotes en la dovela n-1.** Una vez realizado el avance del encofrado de la losa superior se procede a la ejecución de los mogotes exteriores e interiores (en el caso de dovelas hexagonales de ramas separadas), los cuales se construyen contra el hormigón de la dovela (figura 24). Un mogote es una pieza prismática de hormigón armado adherida a la dovela que permite el anclaje y tesado del tirante contra el arco. La ejecución de estos mogotes se realiza con la ayuda de plataformas trepantes ancladas al hastial del arco (en el caso de los mogotes exteriores) y de plataformas interiores portantes (en el caso de los mogotes interiores), siendo hormigonados con medios auxiliares de elevación.

Cabe reseñar que no se podían ejecutar los mogotes hasta que no se procedía al avance del encofrado superior, una vez realizado el ferrallado de la losa superior de la dovela. Si avanzaba el encofrado superior, este tapaba completamente la superficie de anclaje de los mogotes. Este hecho motivó que el ciclo durara entre 2 y 3 días más.

17) **Posicionamiento y tesado del bastidor de anclaje del tirante al mogote exterior del arco.** Para realizar dicho

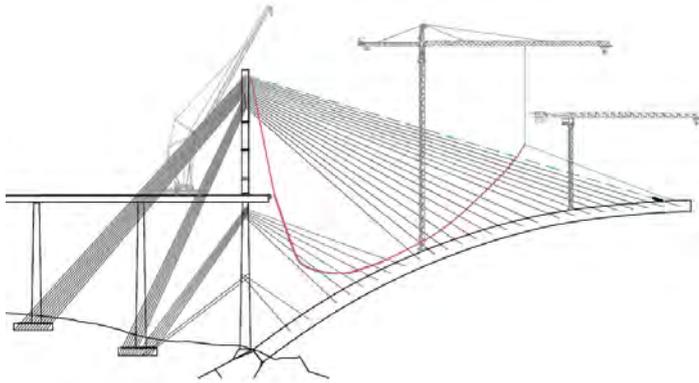


Figura 25. Montaje de un tirante de tiro una vez anclado el terminal en el pilono metálico.



Figura 26. Izado de un tirante para su anclaje en el pilono.



Figura 27. Tesado de un tirante.

posicionamiento se analizaba exclusivamente el ángulo de inclinación del bastidor así como su azimut, verificando que el error en ambos ángulos era inferior a $0,5^\circ$ centesimales. Una vez posicionado el bastidor se procedía al relleno de la capa de nivelación con un mortero de alta resistencia inicial, que permitiera el tesado del bastidor a las 3 h de haber vertido el *grout*.

18) **Montaje y tesado de la familia de tirantes de la dovela n-1.** Para el montaje de los tirantes de tiro ya premontados (los tirantes de retenida se solían montar unos días antes, para no interferir en el ciclo) se precisaba de las grúas torre sobre el arco, además de una o dos grúas automóvil ubicadas en la península de trabajo (en el caso de las familias de tirantes que iban a la pila) o por detrás del pilono metálico sobre el tablero (en el caso de las familias de tirantes que iban al pilono metálico). La aproximación de la cabeza de anclaje del tirante al bastidor de anclaje tesado en el arco se hacía por medio de un cabrestante eléctrico anclado en el propio bastidor (figura 25).

Para manipular los tirantes se hacía uso de útiles de

elevación que permitieran una curva suave en los cables durante el izado de estos, evitando la plastificación de los cables como consecuencia de deformaciones puntuales excesivas por una manipulación incorrecta (figura 26).

El tesado del tirante se realiza mediante el empleo de 2 o 4 gatos huecos actuando en las barras de acero activo que unen una estructura fija reaccionando contra el hormigón (bastidor) con una parte rotulada para permitir un giro longitudinal en el plano del tirante (balancín). Con el empleo de estas estructuras auxiliares de atirantamiento es posible tesar todos los cordones de un mismo tirante a la misma fuerza de tesado, pudiendo realizarse un retesado posterior de una manera sencilla y rápida. El tesado de una familia de tirantes debía realizarse de una manera sincronizada para los 4 tirantes que componen una familia (2 tiros y 2 retenidas). Para ello se utilizaban dos centrales de tesado distintas montadas en el arco y en la zapata de retenida respectivamente que sincronizaran los gatos de tiro o retenida. El desvío en fuerza entre tiro y retenida no podía superar nunca el 10% para evitar un



Figura 28. Hormigonado con autobomba de una dovela.

desequilibrio de fuerzas que podría afectar a pila o pilono, por lo que el tesado de la familia se realizaba en escalones del 10%, no comenzando el siguiente escalón hasta que los 4 tirantes se encontraran tesados a la misma fuerza.

Una vez realizado el tesado de la familia de tirantes ubicada en la dovela n-1 era necesario realizar una comprobación topográfica para determinar cómo se encontraba la dovela después del tesado. Si tras el tesado la dovela se encontraba fuera de su posición en cota (con una tolerancia aproximada de 3 cm), se procedía a modificar la contraflecha de los carros para corregir en la medida de lo posible el frente de la dovela en ejecución.

19) **Hormigonado de la dovela.** Dependiendo de la dovela a hormigonar, este se realizaba bien por medio de autobombas con plumas de hasta 63 m para las primeras dovelas del arco o bien por medio de dos bombas estáticas ubicadas en la península de trabajo y conectadas a sendas líneas de tubería que discurrían por la parte superior del arco, cuando la distancia del frente de la dovela a la península de trabajo era muy grande. El hormigonado se hacía a través de una serie de ventanas ubicadas en el encofrado de la losa superior así como a través de unas ventanas dejadas expreso en el tape frontal.

Antes de dar comienzo el hormigonado, cabe reseñar la importancia de un buen sellado del encofrado, al tratarse de hormigón autocompactante. Todas las juntas y todos los taladros realizados en el frente para la salida de las esperas de la siguiente dovela debían ser sellados con espuma de poliuretano, para evitar la salida del hormigón, ya que una fuga podía llegar a ser muy complicada de detener.

Todas estas actividades conformaban el ciclo de ejecución de una dovela tipo del arco del viaducto de Almonte. Como en la

ejecución de cualquier actividad cíclica, la duración del ciclo fue función de una curva de aprendizaje. En las primeras dovelas la duración del ciclo llegaba a ser de hasta 4 semanas, mientras que en las últimas dovelas se consiguieron rendimientos de hasta 10 días (si bien es cierto que el volumen de hormigón y de acero era bastante menor en estas últimas dovelas que en el arranque, como es lógico por otra parte). La duración media del ciclo fue de aproximadamente 2 semanas, trabajando 24 horas y 7 días a la semana. La mano de obra media que trabajó en cada uno de los dos márgenes para conseguir dicho rendimiento fue la siguiente:

- 1 Encargado por turno, 7 días a la semana
- 3 Mecánicos en turno de día, 7 días a la semana
- 9 Oficiales Encofradores en turno de día y 6 oficiales en turno de noche, 7 días a la semana
- 1 Soldador por turno, 7 días a la semana

6.

EJECUCIÓN DE LOS DIAFRAGMAS DEL ARCO

En aquellos puntos en los que se produce el arranque de una pilastra encargada de sustentar el tablero, se precisa de un macizado de la sección para permitir que las cargas procedentes del tablero se transmitan más eficazmente al arco, sin condicionar la flexión transversal de la sección del arco, materializándose un mecanismo de bielas y tirantes capaz de transformar las cargas verticales de la pilastra en axiles en el arco.

El arco consta por tanto de tantos diafragmas como pilasstras nacen del arco y dos diafragmas adicionales en la zona del arco en que este se funde con el tablero en una única sección, lo que hacen un total de 10 diafragmas. Por sus formas y condicionantes distinguimos tres tipos de diafragmas:

6.1. Diafragmas de pilasstras 7 y 14

Las primeras pilasstras ubicadas sobre el arco en cada margen son la pilastra 7 en la margen norte y la pilastra 14 en la margen sur. Ambas pilasstras nacen de las dovelas 9 y 10 de cada margen, en una zona en la que el arco aún no tiene sección única. Por esta razón, el diafragma de esta pilastra no solo debe macizar parte de la sección hueca de las dovelas del arco, sino que debe unir ambas ramas, materializándose de esta forma la base de la pilastra.



Figura 29. Vistas 3D del diafragma de pilasstras 7 y 14.

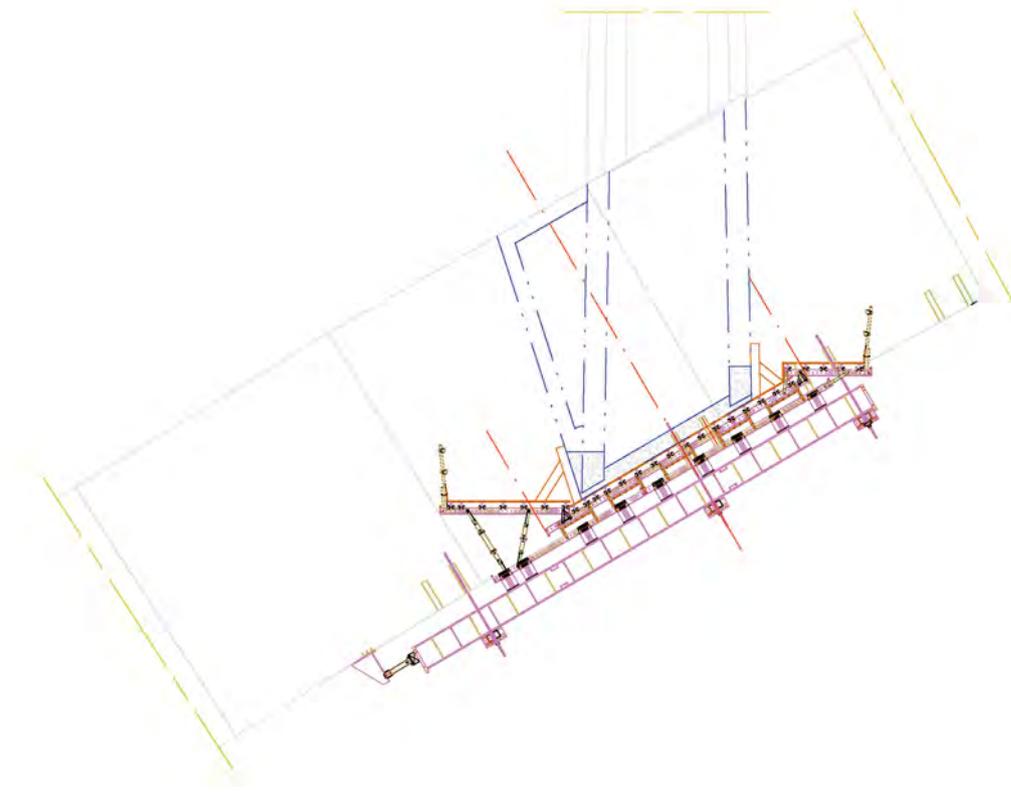


Figura 30. Plataforma auxiliar empleada en la ejecución del diafragma de las pilastras 7 y 14.



Figura 31. Ejecución del diafragma de la pilastra 14.

Previamente a la ejecución del diafragma en sí, fue necesario dejar previsto en las dovelas en las que iba ubicado el diafragma superficies de contacto intencionadamente rugosas, en las que se dispusieron plantillas para la colocación de acopladores mecánicos que dieran continuidad a la armadura pasiva de conexión entre la pilastra y el arco.

Para ejecutar estos diafragmas de unión entre ambas ramas se precisó de una plataforma auxiliar con las debidas protecciones colectivas, anclada al arco, sobre la que se ejecutó la losa inferior del diafragma y sobre la que se dispusieron posteriormente los encofrados necesarios para ejecutar los muros de unión entre ambas ramas (figura 30). Esta plataforma auxiliar se ancló al arco por medio de barras de acero pretensado, a través de los pasatubos dejados en las dovelas para el anclaje de los carros de avance en voladizo.

Esta plataforma se montó en el suelo y se subió al arco mediante dos grúas, una de ellas la grúa torre ubicada en la península de trabajo y otra grúa sobre ruedas ubicada también en la península.

El ferrallado y hormigonado de estos diafragmas se realizaba por fases. En primer lugar se ejecutó la losa inferior de unión de las dos ramas, recreciendo ligeramente los zunchos extremos, encargados de soportar el peso de los muros verticales. En segundo lugar se hormigonaron los muros verticales, dejando las esperas necesarias para el arranque de la pilastra. Y por último se hormigonó el muro inclinado y su cierre ubicado hacia los arranques del arco junto con los diafragmas interiores a realizar en las dovelas 9 y 10.

6.2. Diafragmas de pilastras 8 y 13

Los diafragmas de las pilastras 8 y 13 están ubicados en la zona del arco en que este pasa de tener dos ramas a tener una sección única (entre las dovelas 15 y 16). Por este motivo, la geometría tridimensional de la pieza es algo más complicada de lo normal, ya que el diafragma será el encargado, no solo de transmitir las cargas que bajen por las pilastras, sino también de bifurcar los axiles provenientes del arco en su tramo central a las dos ramas del arco en su zona de arranque.

Todas las superficies del diafragma en contacto con el arco son intencionadamente rugosas, acabado para el cual hubo que dejar plantillas forradas con huevera HDPE en el momento en que se ejecutaron las dovelas 15 y 16. Por otro lado, estas plantillas se utilizaron para posicionar todos los manguitos acopladores de armadura pasiva, necesarios para dar continui-

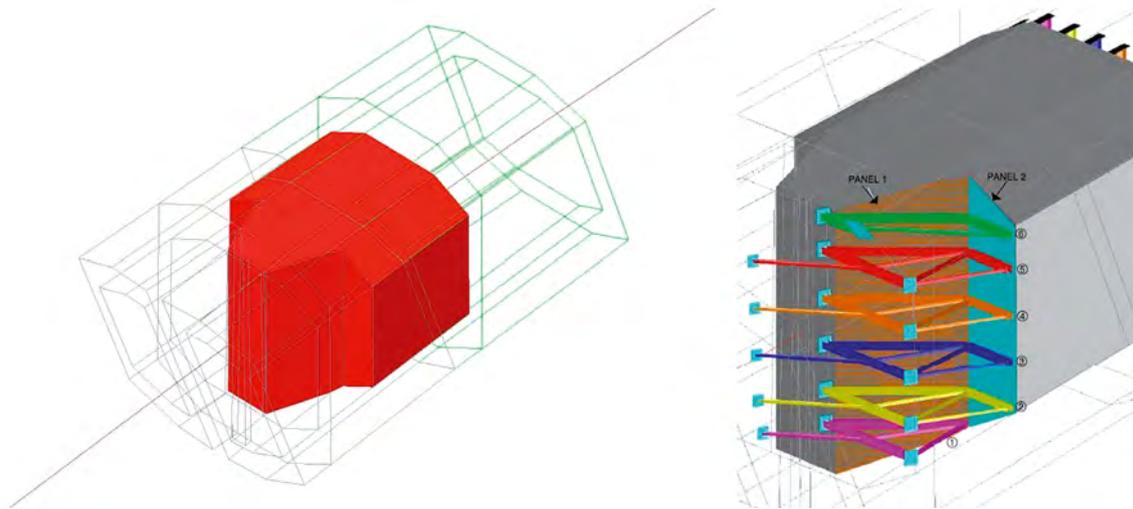


Figura 32. Modelo 3D del diafragma de las pilastras 8 y 13 y vista 3D del encofrado empleado.

dad a la armadura del diafragma dentro de los paramentos de las dovelas.

Para ejecutar estos diafragmas se tuvo que diseñar y construir un encofrado que se adaptara a las formas del diafragma en el interior del arco, resistiendo además los empujes hidrostáticos del hormigón autocompactante. Además ese encofrado tenía que ser montado *in situ* pieza a pieza, ya que el acarreo de grandes piezas dentro del arco no era posible. Este encofrado se componía fundamentalmente de perfiles metálicos anclados a las paredes interiores del arco y de tablonces de madera de 50 mm de espesor, dispuestos de forma similar a las entibaciones. Para evitar las fugas del hormigón autocompactante, los tablonces de madera se forraban posteriormente con un panel de cartón – pluma, y se realizaba un sellado meticuloso de todas las juntas con espuma de poliuretano.

Para hormigonar los diafragmas se dejaron una serie de pasatubos en la losa superior de las dovelas 15 y 16, por los que se realizaba el vertido del hormigón desde la parte superior del arco.

6.3. Diafragmas de pilastras 9, 10, 11 y 12 y diafragmas de clave

La geometría del resto de diafragmas a ejecutar en el arco (pilastras 9, 10, 11, 12 y diafragmas de clave) es muy parecida en todos los casos, tratándose cada diafragma únicamente de dos tabiques transversales interiores de espesor variable dependiente del diafragma considerado, coincidentes con los tabiques de la pilastra.

Al igual que en el caso anterior, todas las superficies del diafragma en contacto con el arco son intencionadamente rugosas, acabado conseguido con plantillas forradas con huevera HDPE cuando se ejecutaron las dovelas pertinentes. Y de la misma forma que en el caso anterior, estas plantillas se usaron para posicionar todos los acopladores de armadura pasiva, necesarios para dar continuidad a la armadura del diafragma dentro de los paramentos de las dovelas.

Por otro lado, también fue necesario diseñar y construir un encofrado que se adaptara a las formas interiores del arco, aunque esta vez las formas eran mucho más fáciles que en el



Figura 33. Ferrallado del diafragma de la pilastra 13.



Figura 34. Ferrallado y encofrado del diafragma de la pilastra 9.

diafragma de las pilastras 8 y 13. Este encofrado, compuesto de la misma forma que en el caso anterior de perfiles metálicos anclados a las paredes interiores del arco y de tablonces de madera (para poder ser montado *in situ* pieza a pieza), pudo ser adaptado de unos diafragmas a otros, optimizándose de esta manera el material empleado.

El hormigonado de estos diafragmas se ejecutaba también a través de pasatubos dejados en la losa superior del arco, de forma que pudiera salir el aire por unos, mientras se realizaba el hormigonado por otros.

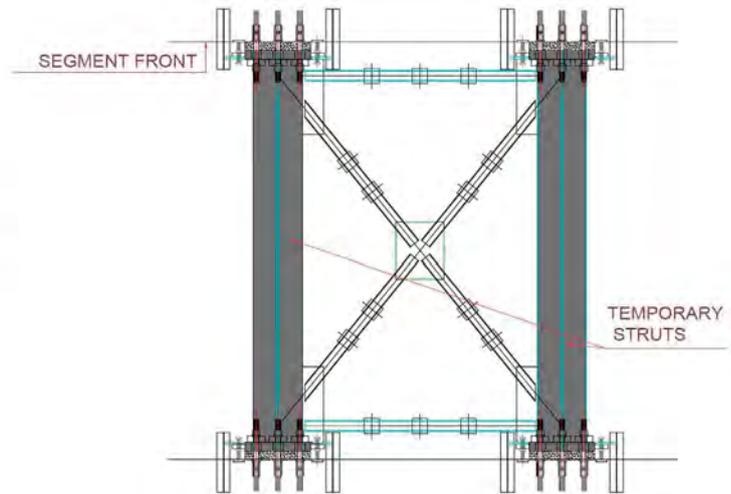
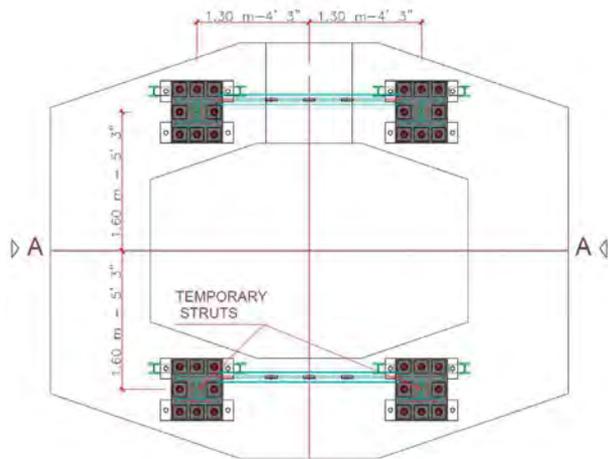


Figura 35. Estructura de bloqueo para el cierre del arco.

7. CIERRE DEL ARCO

Una de las operaciones más complicadas en la ejecución del arco fue el cierre de este, operación clave de cara a la geometría final de su directriz. La misión fundamental de este tipo de operaciones en los puentes de hormigón ejecutados por voladizos sucesivos es anular los movimientos relativos entre ambos voladizos durante el hormigonado para evitar la fisuración de la dovela de cierre.

La estructura diseñada para intentar anular estos movimientos consistía en 4 perfiles armados (2 en la parte superior de la dovela y 2 en la parte inferior de esta) arriostrados en el plano horizontal para evitar el pandeo transversal de los perfiles (figura 35).

Para agilizar el proceso de cierre del arco se montaron los perfiles metálicos el día antes del día del bloqueo, procediendo en ese mismo momento a la nivelación y tesado de las barras de acero activo al frente de uno de los dos voladizos, dejando en la otra margen una cierta holgura de cara a los posibles movimientos que se pudieran producir en 24 h. De esta forma, los 4 perfiles se quedaron trabajando en ménsula bajo su peso propio hasta el día siguiente.

El momento elegido para realizar el bloqueo entre ambos voladizos fue el momento del día con menor recorrido térmico, estimado entre las 6:30 y las 9:30. En ese lapso de tiempo se procedió a rellenar con *grout* de fraguado rápido el espacio entre el frente de la dovela y las placas de los perfiles y posteriormente a tesar las barras de conexión dejadas en el frente libre contra dichas placas, finalizando el tesado de las barras antes de las 14:00. La operación fue un rotundo éxito consiguiendo anular casi completamente el movimiento vertical del arco y reduciendo considerablemente el movimiento transversal. El error en cota entre ambos márgenes fue inferior a 10 mm.

Una vez realizado el bloqueo de ambos voladizos se procedió al ferrallado y hormigonado de la dovela de cierre, la cual se rellenó enteramente a través de ventanas dejadas en el encofrado de la cara superior. El bloqueo se realizó el 6 de agosto de 2015 y el hormigonado de la dovela de cierre se llevó a cabo el 8 de agosto de 2015. Ya con el arco cerrado comenzó

el desmontaje del sistema de atirantamiento provisional y la ejecución de pilastras, entrando el arco en carga.

8. GRÚAS AUTOESTABLES SOBRE EL ARCO

Para la ejecución del arco fue necesario disponer de grúas torre sobre el propio arco para el traslado de materiales hasta el frente. Estas grúas han sido ancladas al arco por medio de barras de acero activo postesadas. Analizando profundamente el procedimiento constructivo del arco se decidieron una serie de variables, a partir de las cuales realizar un replanteo de las grúas necesarias en la ejecución del arco:

- Numero de grúas torre sobre el arco.
- Posición absoluta de cada grúa torre en el arco.
- Alcance y carga máxima de cada grúa torre.

Una vez estudiado el procedimiento constructivo del arco se decidió disponer de dos grúas torre por margen (figura 37) La primera de ellas se instaló inicialmente en la plataforma de trabajo situada en el arranque del arco. Esta primera grúa torre debía tener un mástil de más de 140 m para que la flecha de la grúa fuera capaz de pasar por encima del pilono metálico. En el caso de la margen sur, esta grúa se montó con un arriostramiento a la pila 15, trabajando de esta forma con un apoyo a 45 m de altura; sin embargo en el caso de la margen norte, al no tener disponibilidad de ese tipo de grúas la empresa adjudataria del alquiler de las grúas torre, fue preciso montar una grúa autoestable de más de 140 m, cuya cimentación duplicó en dimensiones a la de la margen sur. El alcance máximo de estas grúas era de 81 m y su capacidad de carga a esa distancia era de 5.5 toneladas.

Una vez ejecutada la dovela 16, se trasladó dicha grúa a una posición distante 70 m del arranque del arco (entre las dovelas 14 y 15), por lo que el alcance y la capacidad máxima de carga de la grúa seguía siendo la misma que en el caso anterior. El anclaje de esta grúa al arco se hizo mediante un conjunto de barras de acero de pretensar embebidas en el arco y mediante una estructura metálica cuya finalidad era conseguir un plano



Figura 36. Grúa torre sobre las dovelas 14-15 y estructura metálica empleada en la base.

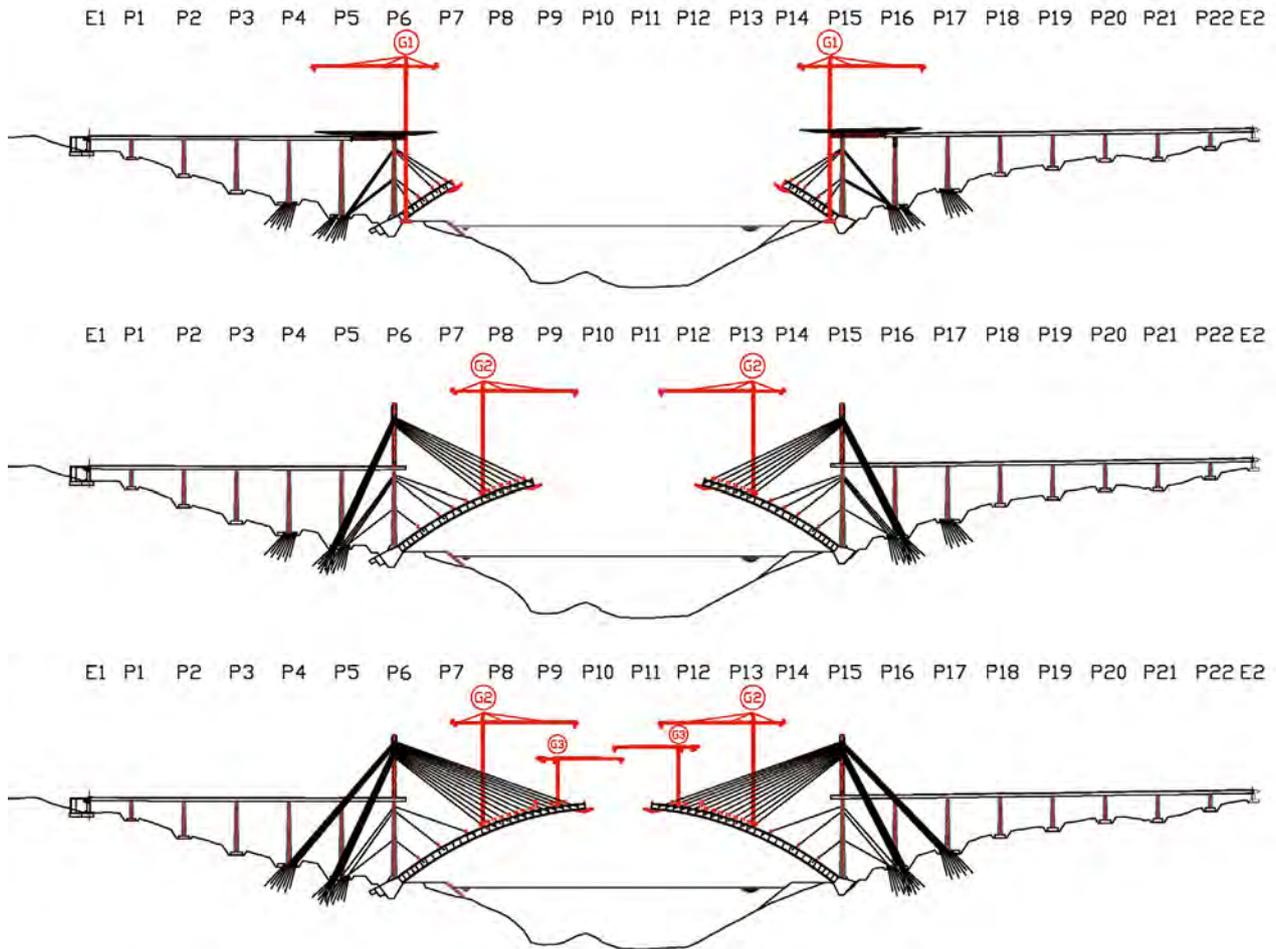


Figura 37. Configuración de grúas torre empleadas en la ejecución del arco del viaducto de Almonte.

horizontal en la base de la grúa, arriostrando las 4 patas de la grúa y transmitiendo los esfuerzos provenientes de esta al arco. Para el apoyo de esta estructura en el arco se ejecutaron dos muretes apoyados en el hastial interior de ambas ramas a través de los cuales se dispusieron barras Macalloy para el tesado de la estructura metálica al arco (figura 36).

Cuando el alcance de esta grúa no fue suficiente para abastecer el frente, se instaló una segunda grúa sobre el arco, distan-

te 140 m del arranque de este (en la dovela 24). De esta forma se pudo abastecer el frente de materiales en todo momento. Esta grúa ya se pudo anclar directamente al arco, sin necesidad de una estructura auxiliar como en el caso de la primera grúa situada sobre el arco. Lo que si fue necesario diseñar, fue una plataforma ubicada entre las grúas sobre el arco para poder realizar el intercambio de materiales entre una grúa y otra. El alcance de estas grúas era un poco inferior que en el caso an-

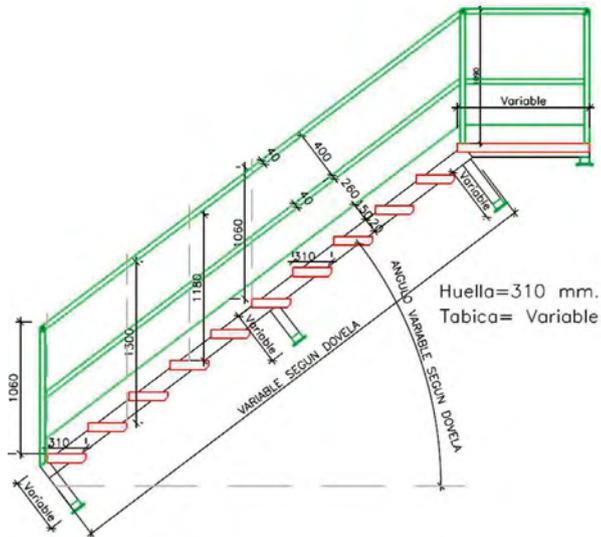


Figura 38. Escaleras de acceso del arco del viaducto de Almonte.

terior y su capacidad de carga a máximo alcance era de 4.5 toneladas.

Las reacciones transmitidas por estas grúas al arco tuvieron que ser tenidas en cuenta, no solo para el dimensionamiento del arco, sino también en el control geométrico del voladizo, ya que hubo que modificar las contraflechas de construcción para tener en cuenta el montaje y desmontaje de las grúas torre.

9. OTROS MEDIOS AUXILIARES EMPLEADOS EN LA EJECUCIÓN DEL ARCO

9.1. Escaleras de acceso

Uno de los problemas que plantea la ejecución de un arco es el acceso desde el arranque hasta el frente de trabajo, dado que la gran inclinación en el arranque hace intransitable la losa superior. Para tener acceso en todo momento al frente de trabajo se diseñaron y fabricaron tramos de escalera metálica, cuya longitud era la de una dovela, de forma que cuando se realizaba el avance de los carros a la siguiente dovela se montaban estos tramos de escalera metálica, la cual se anclaba a la losa superior del arco por medio de anclajes mecánicos de expansión. De esta forma se garantizaba el acceso a los carros en todo momento (figura 38).

También fue necesario realizar una serie de plataformas auxiliares con acceso desde las escaleras anteriormente referidas para poder ejecutar ciertas unidades y salvar ciertos obstáculos que de otra forma hubieran impedido el acceso al frente. Estas plataformas fueron las siguientes:

- Plataformas *bypass* de la escalera en los alrededores de las pilastras P9, P10, P11 y P12: Debido a la existencia de las pilastras, fue necesario plantear una serie de plataformas *bypass* que sortearan las pilastras (ya que estas ocupan la

mayor parte de la losa superior del arco en su arranque) por el lateral del arco, trabajando anclada a este en voladizo

- Plataformas de unión entre ramas para garantizar el acceso a la grúa torre ubicada en las dovelas 14 y 15.
- Plataforma de acceso al diafragma interior de las pilastras 8 y 13, por el lateral interior del arco en la zona de dovelas dobles. Fue necesario plantear un acceso al encofrado de la cara del lado del arranque del arco en el diafragma de las pilastras 8 y 13, ya que el arco no es visitable en esa zona y era preciso tener un acceso para realizar el encofrado y desencofrado de esa cara.
- Plataformas para la disposición de compresores de gran volumen.

El diseño y ejecución de estructuras metálicas auxiliares para garantizar el acceso a todos los frentes de trabajo del arco fue clave en la ejecución del arco del viaducto de Almonte. La disposición de un taller de estructura metálica a pie de obra garantizó que la obra nunca se parara por no existir un acceso adecuado y seguro para la ejecución de una determinada unidad elemental del arco.

9.2. Instalaciones de energía, agua, aire comprimido y hormigón

De la misma manera que era necesario garantizar un correcto acceso al frente de trabajo, fue necesario también suministrar energía, agua, aire comprimido y por supuesto hormigón, sin los que hubiera sido imposible ejecutar el arco del viaducto de Almonte.

- ENERGÍA:** Para garantizar el suministro de energía al frente de trabajo, necesaria para el funcionamiento de muchos mecanismos del carro, así como para el funcionamiento de las grúas torre y de la pequeña



Figura 39. Bomba de hormigón e instalación de tubería a lo largo del arco del viaducto de Almonte.

maquinaria necesaria durante el ciclo de trabajo, se dispuso de una acometida eléctrica desde una red de Alta tensión (45KV) existente en la zona. Para ello fue necesario disponer de dos transformadores en ambos márgenes del río, que pasaran el alto voltaje a 380V, voltaje requerido para el funcionamiento de la maquinaria anteriormente referida. Para llevar la energía hasta el frente se dispusieron una serie de mangueras eléctricas hasta el frente de trabajo (o hasta la máquina en cuestión), discurriendo por la parte superior del arco, en zonas accesibles, para permitir posibles reparaciones, distribuyendo esta a la distinta maquinaria a través de cuadros eléctricos.

También se precisaba de energía en la planta de hormigón montada ex profeso a pie de obra, para lo cual se condujo la acometida eléctrica también a la planta. Para evitar un posible corte de energía durante el hormigonado de una dovela, se dispuso de un grupo electrógeno de 300 Kvas en *Stand-by* capaz de suministrar energía a la planta de hormigón durante la fabricación de este.

- b) **AIRE COMPRIMIDO:** Como se ha comentado anteriormente, se dispusieron en el arco compresores de aire de gran volumen para una serie de actividades en las que se requería de un gran caudal de aire comprimido:
- Apriete de tornillos y barras de acero activo en el carro.
 - Movimiento de avance del carro.
 - Demolición controlada por rotopercusión para el desencofrado de los tapes y para la detección de acopladores de armadura pasiva tapados por hormigón.
 - Aproximación y tesado de tirantes.

Para evitar las pérdidas de carga, se dispuso de dos plataformas a lo largo del voladizo en cada margen, para la ubicación de compresores de gran volumen capaces de suministrar un gran caudal de aire comprimido en el frente. Desde el compresor hasta el frente de trabajo se condujo el aire comprimido por mangueras reforzadas flexibles, las cuales discurrían, al igual que las mangueras eléctricas, por la losa superior del arco, de forma que fueran accesibles en caso de avería.

- c) **AGUA:** El agua se utilizaba fundamentalmente para el correcto fraguado de las dovelas y como remedio en caso de incendio en el frente. Para conseguir disponer de agua

en el frente de trabajo se diseñó un sistema de bombeo con captación autorizada del embalse hasta un depósito situado en la plataforma de trabajo, y desde el depósito, a través de tuberías, hasta el frente de trabajo. Estas tuberías discurrían paralelas a las de aire comprimido y energía, siendo accesibles desde las escaleras y plataformas auxiliares en caso de avería.

- d) **HORMIGÓN:** Debido a la lejanía de las plantas de fabricación de hormigón más próximas (situadas a casi 50 km del viaducto de Almonte) fue necesario disponer de una planta de hormigón a pie de obra que asegurara el suministro de hormigón de las dovelas en plazos relativamente cortos de tiempo, que permitieran un vertido lento del hormigón sin que este perdiera sus propiedades de bombeo. La velocidad de vertido tenía que ser lenta para evitar posibles fugas del hormigón y para no sobrecargar en exceso los encofrados (que aunque diseñados para hormigón autocompactante era preferible no llevar a sus límites).

Para bombear el hormigón de una dovela desde la plataforma de trabajo (a donde llega en camiones hormigonera desde la planta) hasta el frente del voladizo se emplearon grupos estáticos de bombeo conectados a tuberías metálicas que discurrían por la parte superior de las dovelas (figura 39). Para evitar posibles atrancos en la tubería (algo muy común en los hormigonados por tubería) se realizaba un exhaustivo mantenimiento y limpieza de estas, realizando una lubricación previa al hormigonado de una dovela con lechada de cemento que era recogida en contenedores en el frente.

9.3. Plataformas de trasiego de materiales

Como se ha comentado anteriormente, en el momento en que fue preciso disponer de una segunda grúa sobre el arco, fue totalmente imprescindible la ejecución de una plataforma horizontal sobre el arco en un punto intermedio entre las dos grúas de una misma margen, de forma que se permitiera el trasiego de materiales entre una grúa y otra, para que los materiales puedan llegar al frente. Esta plataforma tenía que tener unas dimensiones considerables, de forma que se pudiera acopiar un hastial de ferralla premontado. Esta plataforma se ubicó entre los dos planos de tirantes, teniendo la mayor dimensión posible en anchura que permitieron ambos planos (figura 40).

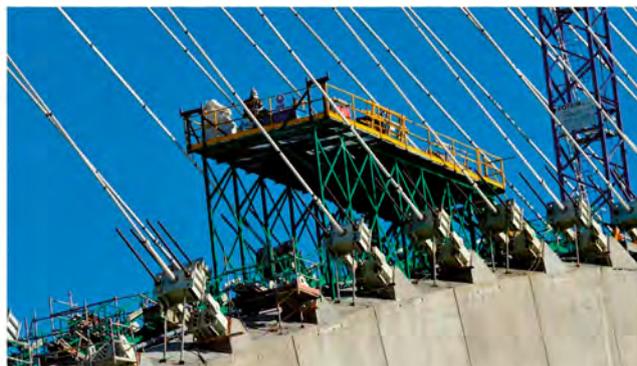
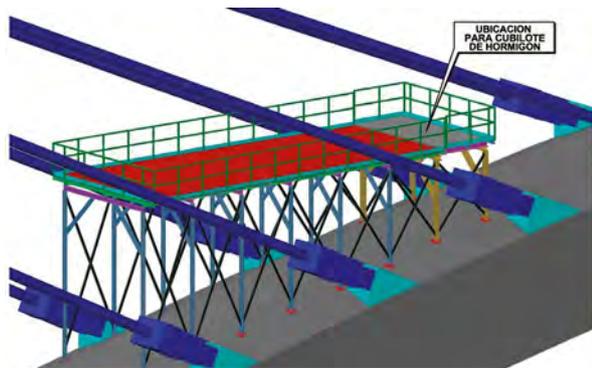


Figura 40. Plataforma auxiliar para trasiego de materiales.

Por otro lado, fue necesario reforzar una zona de la plataforma para permitir el acopio de un cubilote de hormigón lleno (casi 9 ton puntuales), necesario para el hormigonado de los mogotes de anclaje de los tirantes.

9.4. Instalaciones de instrumentación

Un puente con la complejidad en el proceso constructivo y la magnitud del viaducto de Almonte requiere de un control exhaustivo de una serie de parámetros que nos puedan informar de cómo está siendo el comportamiento estructural durante la construcción del puente y una vez finalizado, y especialmente durante la ejecución del arco en voladizo, momento en el cual muchos de los elementos resistentes estarán sometidos a los máximos esfuerzos de su vida estructural.

Estos parámetros se miden a través de una serie de sensores instalados en los distintos elementos resistentes del viaducto y se registran y se transmiten mediante un sistema informático de comunicaciones a un servidor, desde donde se procesan los datos, que pueden ser posteriormente consultados en una página web diseñada ex profeso. Si dichos datos superan unos umbrales preestablecidos en función de los resultados del modelo, automáticamente se envía una alarma a las personas responsables de la ejecución del viaducto.

Estos sensores dispuestos a lo largo del arco (en hormigón, acero estructural y tirantes) estaban conectados por cable a la estación remota satélite de envío por ondas más cercana. Dichos cables discurrían por canaletas situadas en la losa superior del arco, de forma que hubiera acceso en caso de avería, y asegurando una cierta distancia de los cables de energía que pudiera causar una cierta interferencia. Cuando los datos eran recogidos por la estación receptora eran enviados a un servidor remoto de forma inalámbrica, de forma que podían ser consultados en tiempo real, a través de una web realizada ex profeso.

Los sensores dispuestos en el viaducto de Almonte fueron los siguientes:

a) **Sensores de control geométrico:** Eran de dos tipos: Por un lado aquellos cuya lectura no era automática siendo necesario su registro en momentos puntuales. Estos sensores eran fundamentalmente prismas y dianas ubicados en arco, pilastras y pilonos. Por otro lado se dispusieron clinómetros en pilas, pilastras y pilonos que registraban automáticamente cada diez minutos inclinaciones en los elementos en los que estaban dispuestos.

- b) **Sensores de control térmico y meteorológico:** Se dispusieron estaciones meteorológicas para registrar datos ambientales y termómetros para registrar temperaturas en dovelas, pilas y tirantes y así obtener variaciones térmicas y gradientes en los principales elementos implicados.
- c) **Sensores de tensión y deformación:** Se utilizaron fundamentalmente bandas extensométricas dispuestas en acero pasivo, tirantes o acero estructural (en el caso del pilono) para registrar deformaciones y tensiones en estos elementos, y de células de carga para registrar las variaciones en la carga los anclajes al terreno dispuestos en las zapatas de retenida.
- d) **Sensores de movimiento del terreno:** Extensómetros de varilla e inclinómetros para el cálculo de asentamientos en las cimentaciones y en las penínsulas de trabajo

10. CONCLUSIONES

La construcción de uno de los arcos de hormigón de puente ferroviario de mayor luz del mundo ha sido realizada por el sistema tradicional de avance en voladizo, por medio de unos carros de encofrado lo suficientemente versátiles para ir adaptándose a las formas cambiantes del arco en su desarrollo y realizando un atirantamiento provisional de este hasta su cierre.

Su ejecución ha supuesto un gran reto técnico para todos los trabajadores implicados en su construcción.

Referencias

- [1] VII CONGRESO ACHE 2017. 103 Viaducto de Almonte. Proceso Constructivo
- [2] VII CONGRESO ACHE 2017. 107 Viaducto de Almonte. Diseño de detalle
- [3] ROSIGNOLI, M. "Bridge Construction Equipment" published by ICE Publishing, Thomas Telford Limited 2013, p. 245-248.
- [4] E-Mosty. Issue 4 December 2016. Arch Bridges
- [5] ACHE. MONOGRAFÍA 25. Recomendaciones para el movimiento de grandes pesos, editado por CINTER y realizado por el grupo de trabajo 3/8 de la comisión 3, p.43 – 55.
- [6] IBC 16-13. 107 Almonte Viaduct Construction Process.

Carros de encofrado para la ejecución del arco del puente sobre el río Almonte

Formwork travellers for construction of the Almonte arch

Tomasz Smich^{a,*} y Enrique Bordó Bujalance^b

^a Departamento Técnico, Rubrica Ingeniería y Arquitectura S.L., Castellón, España

^b Departamento de Estructuras, IDEAM, S.A., Madrid, España

Recibido el 17 de octubre de 2017; aceptado el 30 de enero de 2018

RESUMEN

Descripción de los carros de encofrado para la ejecución del arco del puente sobre el río Almonte. Diseño, cinemática y maniobras especiales.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: puente arco; puente río Almonte; carros de voladizos; encofrados especiales

ABSTRACT

Description of the travellers formwork used for construction of the arch of the river Almonte bridge. Design, kinematics and special manoeuvres.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: arch bridge; Almonte river bridge; cantilever carriage; special formworks

1.

CONSIDERACIONES PREVIAS AL DISEÑO DE LOS CARROS DE ENCOFRADO

Durante la fase inicial del estudio de los carros de encofrado para la ejecución del arco por voladizos sucesivos se presentaron una serie de dificultades y condicionantes a nivel geométrico y estructural:

- Geometría variable del arco.
- Limitación del peso de los equipos.
- Presiones de hormigonado por utilización de hormigón auto-compactante.
- Transmisión de las reacciones de los carros a la estructura del arco en distintas fases de trabajo.

Geoméricamente el arco es una estructura compuesta por 33 segmentos diferentes de cuatro tipos: 1 dovela de sección única en la base del arco, 14 dovelas de sección doble, 1 dovela de

transición (unión) y 17 dovelas de sección única. El ancho exterior de la dovela nº 3 a realizar con los carros fue de 17.95 m, pasando a escasos 6 m de la dovela nº 29 en adelante, y en alturas medidas fueron desde 6.90 m en el arranque hasta 4.80 m enclave. Las variaciones entre las secciones contiguas se produjeron prácticamente en todas las medidas, como la altura, el ancho, los espesores de las paredes y la separación entre los ramales iniciales. Las dovelas nº 1 y nº 2 se realizaron con cimbra tradicional formando el arranque del arco, y las 31 dovelas restantes fueron hormigonadas con los carros de encofrado. En la [figura 1](#) se han marcado las únicas zonas de la sección que conservaron su geometría a lo largo de todo el arco; por consiguiente, fueron elegidas como las zonas de interacción de los carros con la estructura para la transmisión de las cargas en las fases de vertido de hormigón y en el avance de los equipos.

Por debajo del chaflán inferior se situó la estructura principal portante del carro, compuesta por dos vigas armadas de canto variable arriostradas entre sí, referenciando su posición fija respecto a la cara vertical exterior de la sección. Este hecho

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: tsmich@rubricaingenieria.es,
tomeksmich@gmail.com (Tomasz Smich)

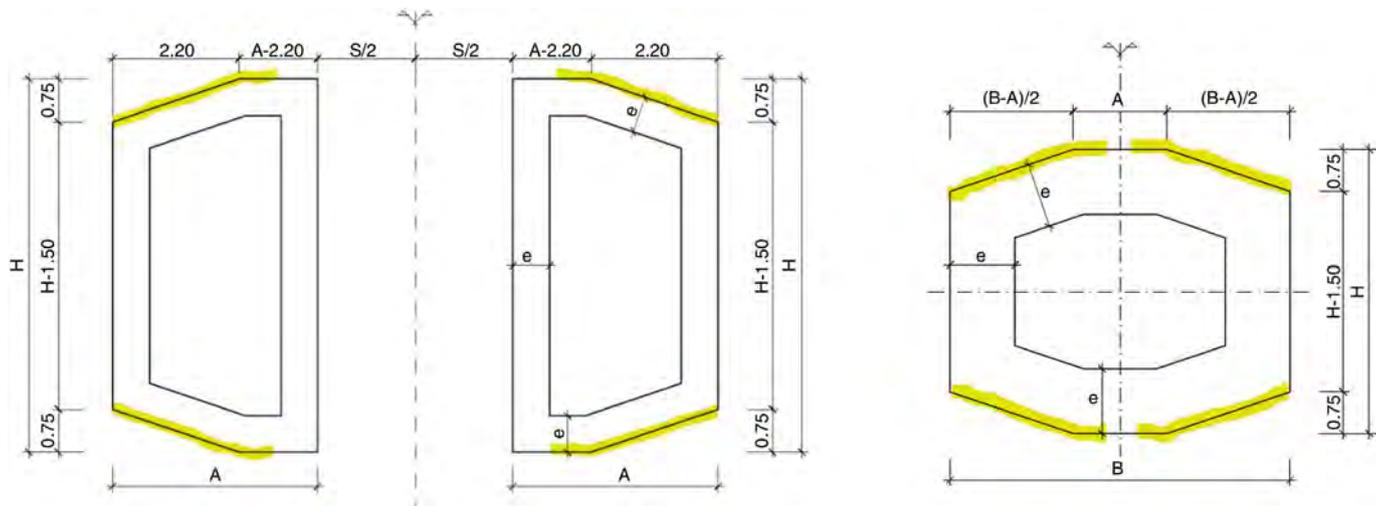


Figura 1. Caras de la sección del arco que conservaron su geometría

introdujo una dificultad añadida por el importante desplazamiento transversal del centro de gravedad comparando las secciones iniciales y finales.

La limitación en peso del carro debido a los esfuerzos sobre el arco en la fase de ejecución exigió la optimización del equipo, conservando el cumplimiento de normativas estructurales, funcionalidad y seguridad de los equipos. Una importante reducción de peso del sistema de encofrados fue derivada de la limitación de la presión máxima de hormigón fresco, basándose en los ensayos realizados en la obra con el hormigón auto-compactante [1] a utilizar en la construcción del arco.

Para transmitir las cargas del carro a la estructura en la fase de hormigonado se optó por un sistema de amarre mediante barras roscadas pretensadas atadas a la losa inferior. La reacción negativa de la cola del carro se transfirió a la estructura mediante un cilindro hidráulico con tuerca de bloqueo. Durante el avance del carro, el peso se transfería al arco mediante un pórtico apoyado sobre el chaflán superior. Dicho pórtico en la fase inicial envolvía toda la sección, pero una vez realizada la unión de los carros, estos quedaban abiertos en la cara interior teniendo la forma de C. Las fuerzas debidas al empuje del sistema de avance se repartían entre la cara inferior y la superior de la sección.

La idea de arrancar con un equipo único en cada lado fue descartada para evitar complejas reconfiguraciones del carro a lo largo del proceso constructivo y por las limitaciones en el peso del equipo. La opción elegida fue la de arrancar en cada estribo con 2 carros separados (figura 2) y unirlos una vez alcanzada la dovela n° 15.

La solución final del sistema de encofrado para la ejecución del arco fue resultado de un estudio previo de la solución técnica presentada por Rubrica Ingeniería a FCC y la posterior estrecha colaboración entre la Oficina Técnica de Rubrica y FCC [2]. En la fase inicial del desarrollo del proyecto, el trabajo conjunto con los Servicios Técnicos de FCC se centró en la definición de la estructura principal, los puntos de amarre del carro a la estructura y las interferencias con los cables provisionales de retenida. Una vez definida la estructura principal de los carros, quedaban por definir los aspectos funcionales del mismo. En esta fase se desarrolló el diseño de los sistemas hi-

dráulicos, los encofrados, los elementos de seguridad, los accesos y las plataformas de trabajo. Las aportaciones del equipo de obra de la UTE Alcántara permitieron crear un diseño óptimo en cuanto a la productividad, a la seguridad de los operarios y a las necesidades particulares del proyecto, verificado según la normativa [3] de aplicación.

La comprobación y la validación externa de la estructura principal fueron realizadas por IDEAM.

2. DESCRIPCIÓN DE LOS CARROS DE ENCOFRADO

Para la construcción del arco se suministraron 4 equipos de encofrado, compuestos cada uno con dos sistemas independientes:

- Carro de encofrado exterior.
- Sistema de encofrado interior.

2.1. Carro de encofrado exterior

2.1.1. Descripción de general del carro exterior

Funcionalmente, en el carro de encofrado exterior podemos diferenciar 4 partes, indicadas en la figura 3:

Empezando por la parte inferior del carro, tenemos la estructura principal con los encofrados laterales y el panel de fondo. Dicha estructura sirve de apoyo del peso propio de los encofrados exteriores y peso del hormigón fresco en la fase de vertido y fraguado de la mezcla. En la siguiente imagen (figura 4) podemos observar las dos estructuras principales montadas sobre el arranque, las plataformas de trabajo, el panel de fondo y las vigas transversales de guiado de los paneles laterales.

La vía inferior, junto con el amarre trasero, cumplía varias funciones dependiendo de la fase de trabajo. Durante el hormigonado, el amarre trasero era un elemento intermedio entre la estructura del arco y el cilindro hidráulico de cola del carro. En la fase de avance del carro, el amarre trasero permanecía fijado al arco y la vía inferior permitía lanzar y guiar el carro desde abajo.

El pórtico de avance, en la posición de hormigonado, estaba conectado a la estructura mediante 4 barras Macalloy preten-



Figura 2. Carros de encofrado montados sobre el arranque.

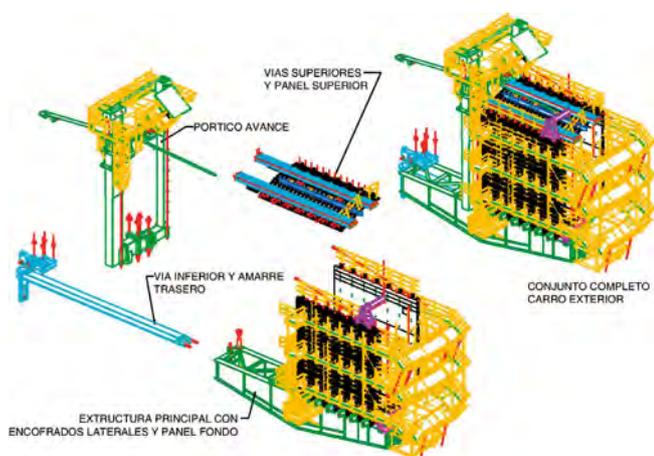


Figura 3. Partes principales del carro exterior.

sadas a 2500 kN cada una (figura 3: elementos de color rojo en la parte inferior del pórtico). Dichas barras creaban un punto «fijo» donde colgaba la estructura principal por medio de una articulación, permitiendo la inclinación longitudinal de esta para controlar el trazado del arco y la contraflecha del carro. Durante el avance del carro, las 4 barras Macalloy se retiraban para poder desencofrar el panel fondo. De esta manera se transmitía el peso del carro a las vías superiores, y a continuación a la cara superior de la dovela recién hormigonada.

El dimensionamiento de las barras Macalloy venía condicionado por la necesidad de resistir el peso del carro, de los encofrados y del hormigón de la dovela (en fase de hormigonado) sin destesar la unión con la dovela. A esta última hay que añadirle la necesidad de resistir por rozamiento la componente tangencial a la dovela del peso propio del carro y encofrados. A la hora de evaluar con más margen de seguridad las fuerzas de las barras, cubriendo posibles incertidumbres por posibles errores de tarado del gato y ajustes del apriete de las tuercas, se tuvo en cuenta una fuerza efectiva remanente de 2500 kN por barra, algo inferior a los 2900 kN de fuerza nominal teórica de tesado. Para el rozamiento [4,5] considerado para la interfaz hormigón-acero se tomó un valor minorado de 0.30.

El pórtico se diseñó como un conjunto rígido de vigas ar-



Figura 4. Estructuras principales en la fase de montaje inicial.

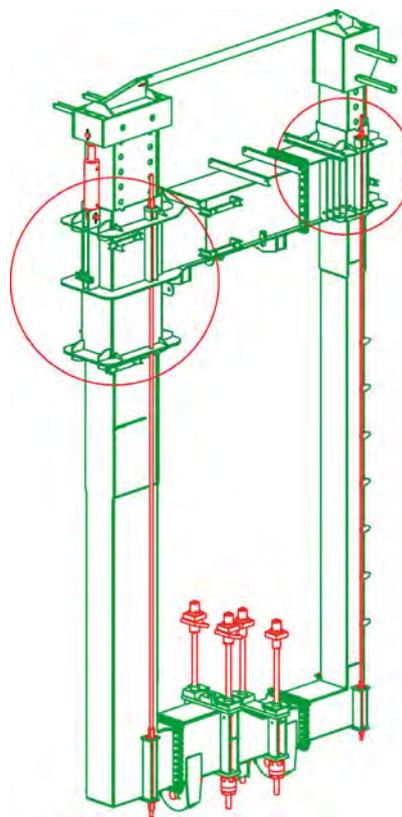


Figura 5. Vista del pórtico de vance indicando las partes deslizantes.

madas tipo cajón compuestas por la viga transversal inferior, la viga vertical exterior y la viga vertical interior (desmontable antes de la unión de las secciones). La estructura principal resistente a flexión se configuraba en forma de C, de tal modo que al unirse los dos pórticos más adelante resultase un único marco cerrado.

La viga transversal superior estaba unida a las vigas verticales mediante una deslizadora perpendicular para facilitar el ajuste de la geometría del pórtico por el cambio de altura de sección y para poder desencofrar el panel del fondo. El diseño del nudo de la viga estaba preparado para poder pasar los esfuerzos de flexión y, a la vez, permitir el deslizamiento del brazo vertical del pórtico (figura 5). La flexión se transmitía por apalancamiento a través de la aplicación de un par de fuerzas

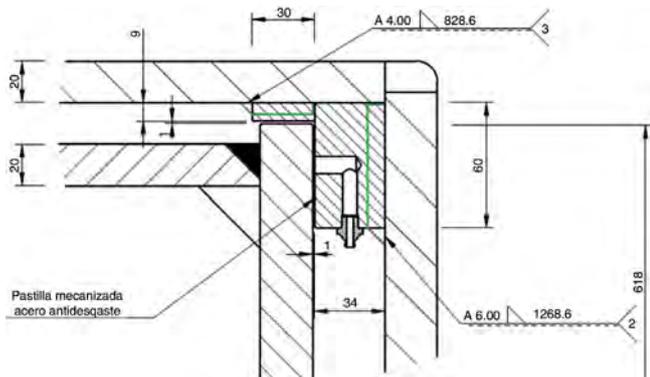


Figura 6. Detalle de contacto en pieza deslizante

a compresión, localizadas en los laterales del marco y aplicadas puntualmente sobre unas placas de acero con alta resistencia al desgaste, convenientemente lubricadas para minimizar el rozamiento (figura 6). La carga vertical se resistía por medio de una unión embulonada en el telescópico y de un cuelgue redundante con barras por el exterior.

Por el uso del hormigón autocompactante, por el trazado y por la geometría del arco fue necesario emplear un panel exterior superior que cerraba completamente el encofrado exterior y generaba un contorno estanco. Dicho panel y las vías superiores sobresalían ligeramente por la parte trasera para poder apoyar el pórtico en el inicio del avance. Esta solución permitió reducir la ocupación del espacio en la cara superior de la sección por parte del carro, permitiendo la instalación de los cables de retenida antes de lanzar el carro.

2.1.2. Esquema estático de trabajo del carro exterior en fase de hormigonado

En la figura 7 se muestra el esquema estático del carro durante la fase de hormigonado en la dovela inicial. Como se puede observar, se trataba de un voladizo empotrado en la estructura del arco por medio de un par de apoyos articulados, de los cuales el apoyo delantero era una articulación fija y el apoyo trasero permitía el desplazamiento longitudinal. Simplificando, el dintel inferior del pórtico quedaba unido a la estructura del arco generando un punto fijo. Las cargas laterales debidas al viento transversal generaban sobre la estructura un empuje lateral y una torsión debida a la descompensación de las superficies de exposición. Para el empuje lateral se dispuso un tope lateral (ver figura 7, sección C-C), y la torsión se convertía en un par de fuerzas paralelas a la directriz del arco, transmitidas al pórtico por las orejetas de cuelgue (ver figura 7, sección C-C) situadas sobre cada una de las vigas armadas de la estructura principal.

2.1.3. Esquema estático y cinemática en la fase de avance del carro

Durante la fase de avance, la estructura del carro estaba formada básicamente por un sistema de dos vigas articuladas entre sí. La primera se encontraba en el pórtico con sus telescopajes internos, y la segunda estaba formada por la estructura principal y la vía inferior (figura 8, esquema del lado derecho). El pórtico entraba en carga al desmontar las 4 barras Macalloy de amarre principal. Las cargas de peso propio normales a la directriz del

arco se transmitían a la estructura a través de dos puntos: en la parte delantera, a través el pórtico de avance y del patín superior a las vías superiores hasta la dovela hormigonada; y en la parte trasera, a través del amarre trasero como reacción hacia al arco. Debido a la inclinación del carro, cercana a 36 grados respecto a la horizontal, la componente del peso propio paralela a la directriz del arco era importante. Al estar el centro de gravedad del carro muy bajo, cercano a la articulación central, la componente de peso paralela a la directriz del arco se transmitía principalmente a través de la vía inferior hasta el amarre trasero, y de este a la estructura. No obstante, un pequeño porcentaje de esta componente se transmite a la parte superior del arco a través del patín y las vías superiores. El movimiento del carro se producía al actuar sobre las barras de avance (inferior y superior) mediante los cilindros hidráulicos de avance. El movimiento se realizaba en avances cortos iguales a la carrera de los cilindros hidráulicos, y durante el retroceso de los cilindros la estructura quedaba retenida mediante un sistema de tuercas de bloqueo. El sistema de avance propuesto se caracterizaba por su simplicidad y alto nivel de seguridad debido a redundancias en los elementos sensibles y al esquema estático. Este último era estable incluso en caso de fallo de uno de los sistemas de avance, produciéndose un enclavamiento del carro sobre las dovelas anteriormente ejecutadas.

2.1.4. Transformación de la pareja de carros en uno

La maniobra de unión de los carros en uno presentó uno de los mayores retos técnicos del proyecto, dado que se produjo a una distancia y altura considerables, encima del embalse. Por otro lado, se requería una elevada precisión en ejecución de los dos ramales del arco para garantizar la posición prácticamente exacta de los carros en la zona de encuentro. El objetivo fue alcanzado por el equipo de obra, ya que las dos maniobras de conexión se realizaron sin dificultades. A partir de la dovela nº 12, los carros han tenido que realizar las últimas puestas con un desfase debido a la reducida distancia entre los ramales. Dicha distancia reducida impedía la colocación de los dos carros en el mismo segmento por interferencias entre los dos equipos. En la figura 9 (vista en planta) se puede observar la secuencia de avance de los carros. En la figura 9a los dos carros están posicionados en la dovela nº 12, en la figura 9b el carro 1 avanza a la dovela nº 13. El carro nº 2 no puede avanzar a la siguiente dovela hasta que el carro 1 no alcance la dovela nº 15, situación reflejada en la figura 9c. Una vez el carro 1 hubo realizado la dovela nº 15, se procedió al desmontaje del panel vertical interior (figura 9d, en la que se observa el carro 2 realizando la dovela nº 14. En la figura 9e los dos carros están posicionados en la dovela nº 15, donde se produce la unión de los carros.

En la fotografía de la figura 10 puede observarse la situación reflejada esquemáticamente en la figura 9c, donde se aprecia la interferencia entre los paneles de encofrado verticales interiores.

La conexión entre los dos equipos se realizó uniendo las vigas transversales telescópicas situadas debajo de los paneles de fondo. En la figura 11a podemos observar la vista en planta de los dos carros antes de la conexión, y en la figura 11b podemos ver las vigas transversales unidas mediante una unión articulada que permitía girar los carros a medida que avanzan hasta quedarse las estructuras principales paralelas entre sí. En esta maniobra fue necesario reconfigurar el panel de fondo para cubrir el hueco entre los dos carros.

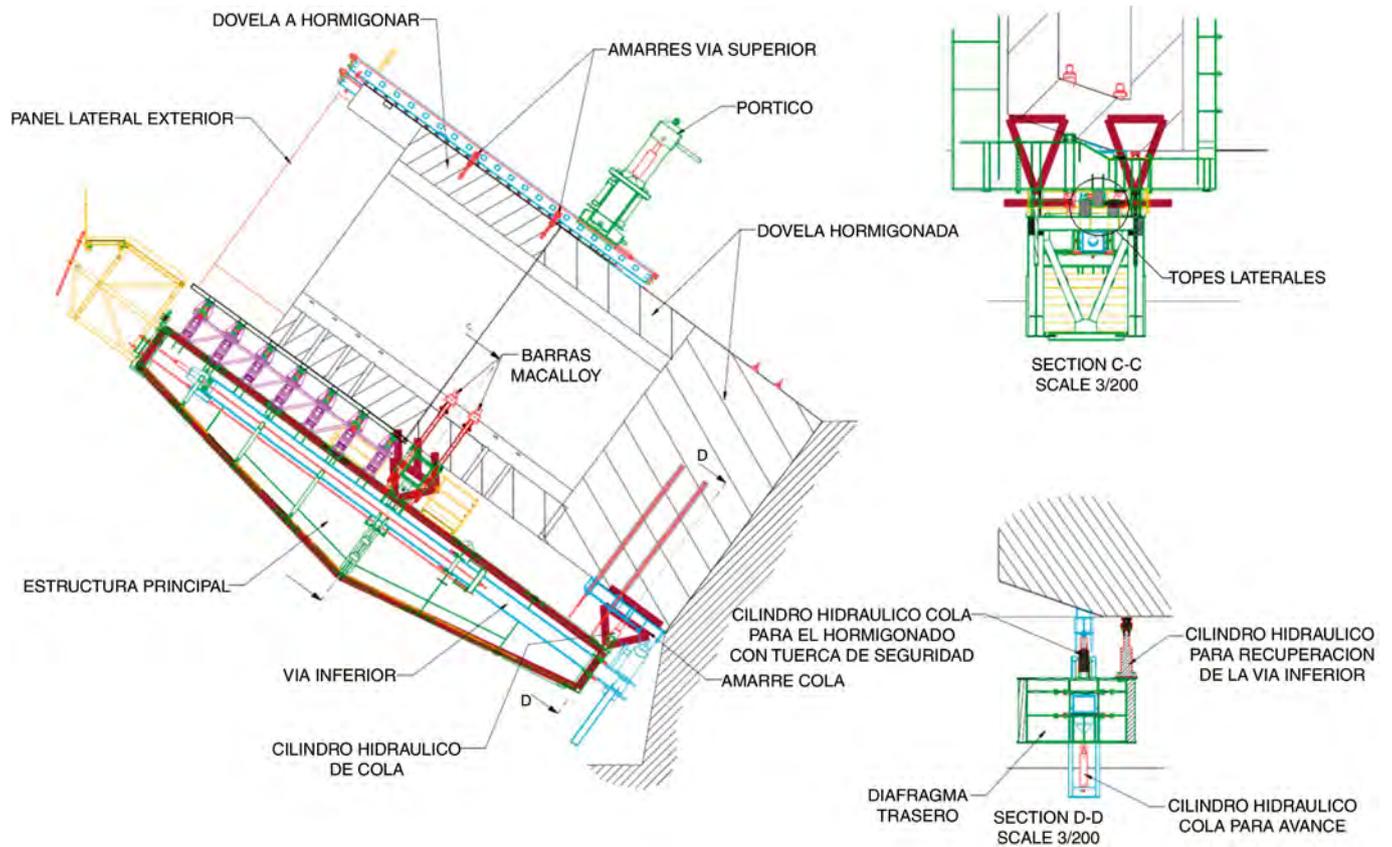


Figura 7. Esquema estático: fase de hormigonado.

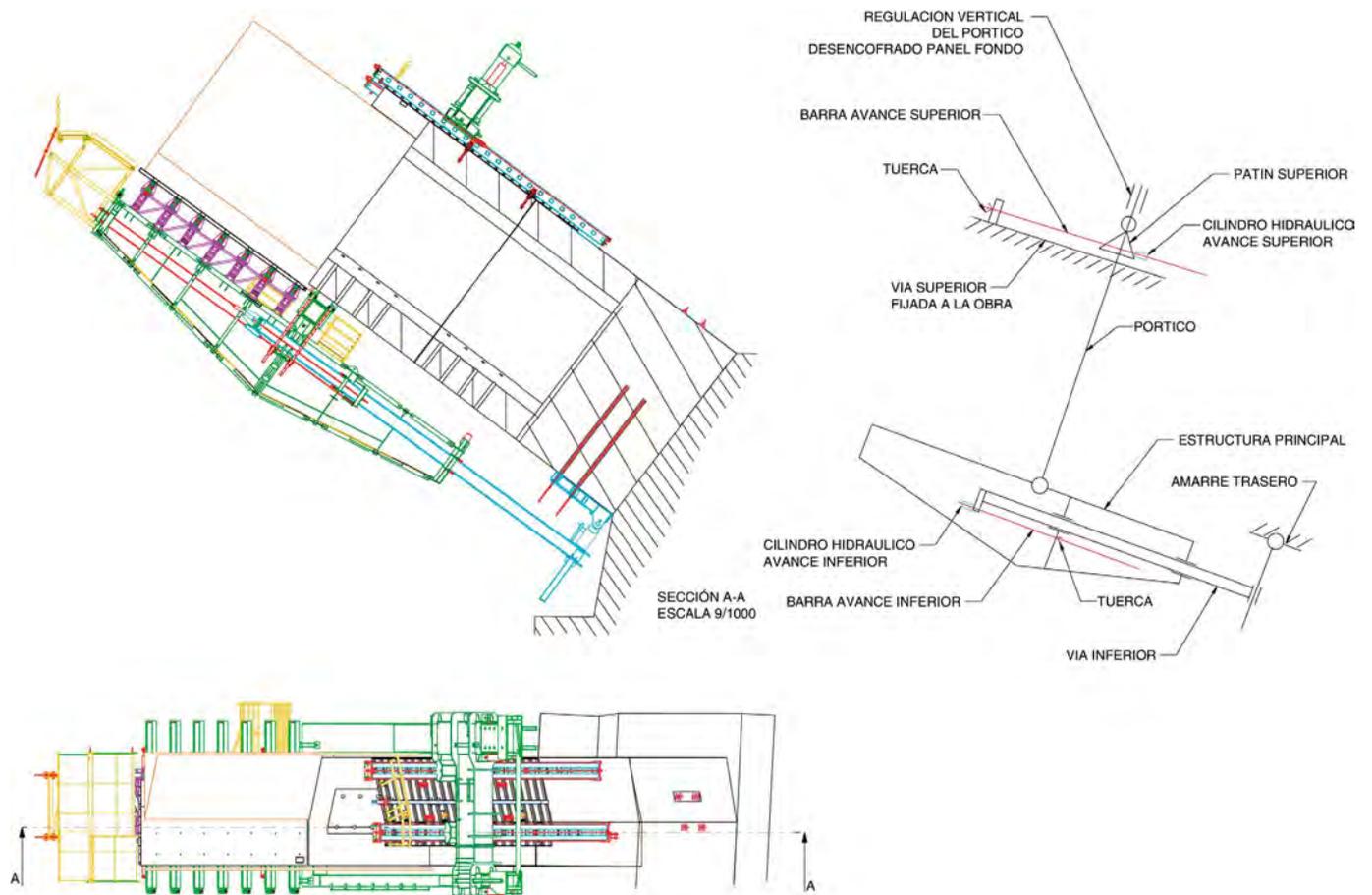


Figura 8. Esquema estático: fase de avance.

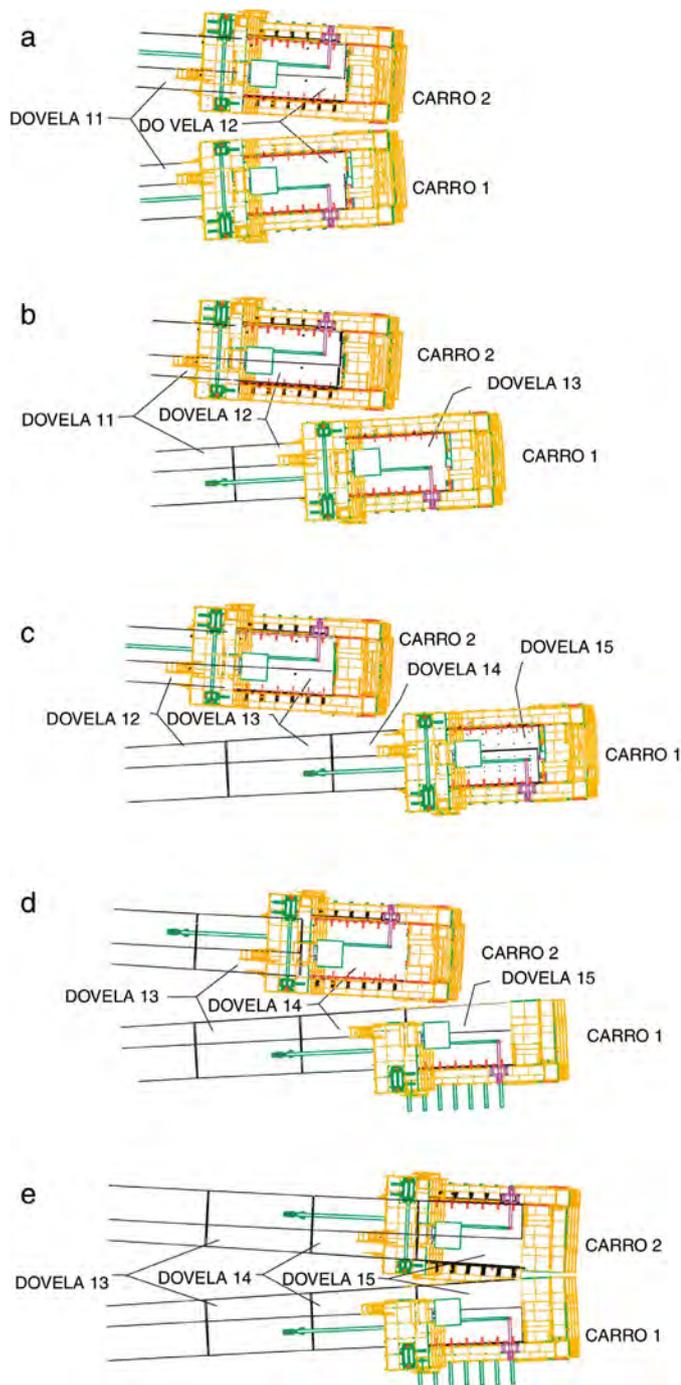


Figura 9. Pasos de aproximación de carros a la dovela n° 15.

La fotografía de la figura 12 es una imagen tomada en la obra desde el estribo lado sur una vez realizada la maniobra de unión de los carros. En el carro derecho podemos ver que el pórtico seguía completo y en el carro izquierdo habrían sido desmontados el elemento vertical y parte del dintel superior.

A partir de este momento los dos carros avanzaron conjuntamente, requiriendo una perfecta coordinación de avance entre los dos lados. El hecho de no estar aún las vías de avance paralelas hizo necesario corregir la separación de los carros mediante ajuste de las vigas transversales para compensar el efecto de convergencia entre los dos ramales. Para tal fin, se prepararon tablas con valores de compensaciones necesarios a aplicar en cada paso durante las maniobras de avance.

2.1.5. Dovela de cierre y desmontaje de carros

Para realizar la dovela de cierre del arco, se realizaron las dovelas en el lado sur hasta el segmento número 32. Dicho carro se desmontó mediante las grúas torre situadas sobre la estructura del arco, dejando únicamente las dos estructuras principales situadas debajo del arco. El descenso de las estructuras principales se realizó utilizando el sistema de gatos hidráulicos tipo *heavy lifting* [6] y una barcaza modular para recoger la carga en el embalse. El carro lado norte ha sido utilizado para realizar el segmento de clave. Para realizar esta puesta, se colocaron dispositivos entre los dos semiarcos para absorber los movimientos debidos a efectos térmicos. El carro fue amarrado en ambos lados, trabajando estáticamente como una viga biapoyada. En la figura 13 podemos ver el carro en la dovela de cierre con los amarres delanteros situados en la parte delantera de las estructuras principales.

Una vez realizada la dovela de cierre, se desmontó el carro del mismo modo en el que se hizo con el otro equipo. En la imagen (figura 14) vemos el descenso del equipo y la barcaza en medio del embalse.

2.2. Sistema de encofrado interior

El sistema de encofrado interior se diseñó como un conjunto de paneles metálicos, dotados de sistemas hidráulico-mecánicos para poder realizar ajustes y cambios de geometría para las cerca de 30 diferentes secciones a realizar. De igual forma que en el carro exterior, los encofrados interiores se unieron. La unión se realizó en la dovela n° 17, a diferencia del encofrado exterior, que se realizó en la dovela n° 15. El avance de los encofrados interiores se realizaba en tres fases. Antes de lanzar el carro exterior se retiraba el panel de fondo del encofrado interior para dar acceso a los amarres del carro en la siguiente puesta. A continuación se realizaba el avance, amarre y posicionamiento del carro exterior. Una vez colocadas las barras de armado de la losa de fondo y de los hastiales, se volvía a colocar el panel de fondo del encofrado interior. Dicho panel, y una serie de rodillos amarrados a las caras interiores de las paredes de la puesta recién hecha, servían de soporte para poder realizar el lanzamiento del resto del encofrado interior. En la figura 15 podemos observar los encofrados interiores sin el panel de la losa de fondo. Debajo de los paneles se encuentran los rodillos de lanzamiento (elementos de color rojo). Los paneles del encofrado interior iban dotados de un sistema hidráulico para realizar el lanzamiento a la siguiente posición. En la figura 15, el encofrado exterior se encuentra en la fase de avance.

En las imágenes de la figura 16, a modo de comparación, vemos la transformación del encofrado interior. La imagen a la izquierda fue tomada durante la instalación del encofrado interior en la primera puesta. La imagen de la derecha se tomó en una de las últimas dovelas antes de la clave.

Técnicamente, en el diseño se presentaron varios problemas a resolver, de los que destacan la complicada geometría, el sistema de avance y el problema de la flotación de los paneles de fondo. En el sentido vertical la posición del encofrado interior y exterior era muy variable debido a los continuos cambios de espesores de la losa inferior, obligando a disponer cerca de 900 taladros en cada encofrado para el paso de las barras de atado en todas las situaciones. Cada uno de los taladros incor-



Figura 10. Detalle de posición de los carros en desfase debido a la interferencia entre los dos carros.

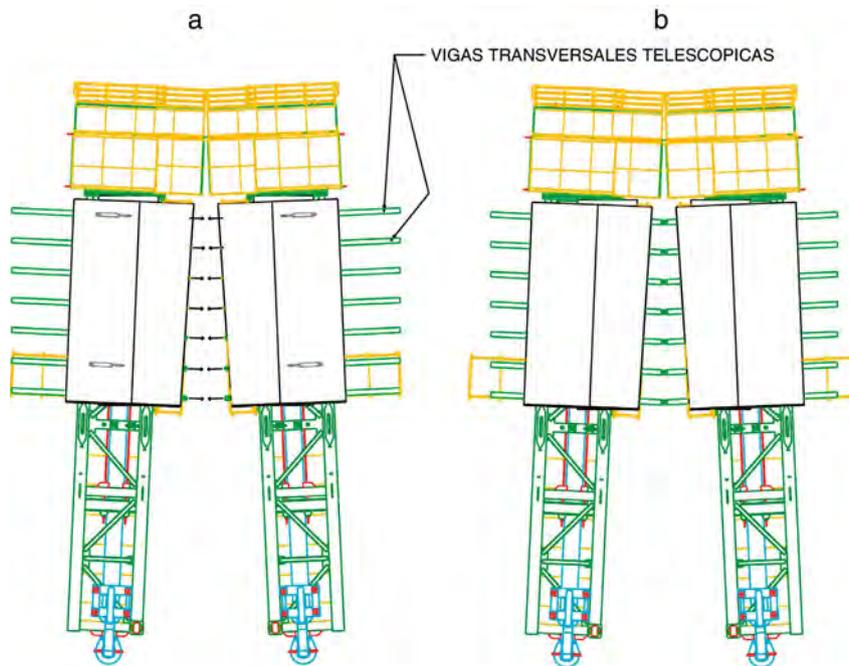


Figura 11. Detalle de la unión de carros.



Figura 12. Vista trasera desde el estribo de los carros una vez realizada la maniobra de unión de carros.



Figura 13. Detalle de carro norte en el segmento de cierre del arco visto desde el lado sur.



Figura 14. Descenso del carro lado norte.

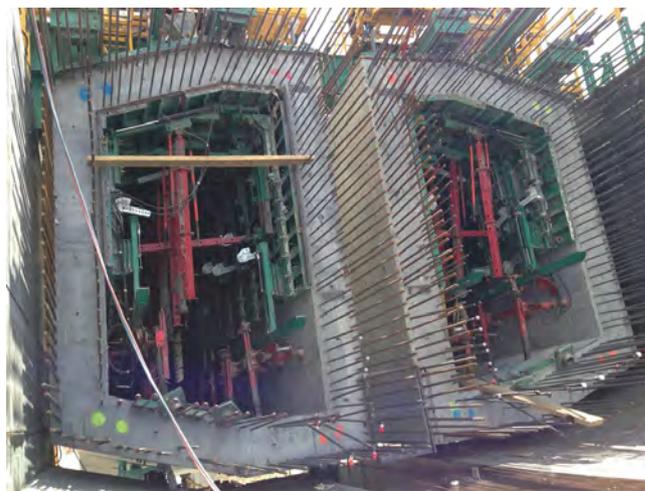


Figura 15. Detalle de paneles de encofrado interior.

poraba un tapón mecanizado para garantizar un buen acabado del hormigón.

3. AGRADECIMIENTOS

Para la empresa Rubrica Ingeniería y Arquitectura y todo su equipo técnico, el proyecto del puente sobre el río Almonte fue uno de los retos más importantes en su historia y ha sido un honor poder participar en el proyecto aportando sus soluciones.

Primero nos gustaría agradecer a la UTE Alcántara-Garrovilas, compuesta por FCC Construcción y Conduril, la confianza depositada en nuestra empresa para el desarrollo del diseño y suministro de los equipos para ejecución del arco.

Durante la fase de desarrollo del diseño el equipo SSTT de FCC ha participado activamente aportando ideas y soluciones para numerosos problemas que se presentaban durante el proceso. Desde la empresa IDEAM hemos recibido gran apoyo en la fase de verificaciones del diseño y aportes en la definición de detalles estructurales.

Por último, a todo el equipo de obra, empezando por el jefe de obra, jefe de maquinaria, jefes de producción, los encargados y operarios que han trabajado con nuestros equipos.

Referencias

- [1] ACHE. Hormigón autocompactante: Diseño y Aplicación. Monografía M-13. 2008.
- [2] Sánchez de Muniáin J.M. Meeting point. Bridge design & Engineering. 2015, n° 79, 2.º Q.
- [3] Ministerio de Fomento, Instrucción de acero estructural (EAE), Ministerio de Fomento, Madrid, 2011.
- [4] CTN 76. Apoyos estructurales. Parte 1: Reglas generales de diseño. UNE-EN 1337-1:2001. Madrid. AENOR. 2001.
- [5] CEN. Cimbras. Requisitos para el comportamiento y diseño general. UNE-EN 12812:2008. Madrid. AENOR. 2008.
- [6] ACHE. Recomendaciones para el movimiento de grandes pesos. Monografía M-25. 2015.



Figura 16. Detalle de paneles de encofrado interior.

Izado de torres provisionales de atirantamiento viaducto de Almonte

Lifting of the provisional staying towers of the Almonte Viaduct

José Marínez Salcedo^a, Santiago del Río Rodríguez^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Servicio Obras Especiales FCC Construcción, S.A. (Madrid, España).

Recibido el 19 de enero de 2018; aceptado el 30 de julio de 2018

RESUMEN

Para el izado de las torres provisionales de atirantamiento del viaducto de Almonte se ha utilizado un mecanismo de 4 barras más conocido como biela-deslizadera mediante el cual únicamente con la disposición de dos gatos de *heavy lifting* que accionan el mecanismo se pudo pasar de la torre en posición horizontal sobre el tablero a la torre en posición vertical sobre la pila. El fundamento de este mecanismo es conocido desde la antigüedad y básicamente consiste en una deslizadera que mediante una acción exterior va desplazándose por un carril y a la que se une una biela biarticulada en sus dos extremos que es la que hace elevarse a la torre a la que está conectada.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Izado torre provisional, mecanismo de 4 barras, biela-deslizadera, biela biarticulada, deslizadera desplazándose sobre carril, rótulas, torre en posición horizontal sobre tablero, 2 gatos de *heavy lifting*.

ABSTRACT

For the lifting of the provisional staying towers of the Almonte Viaduct, a 4-bar mechanism has been used, more commonly known as a slider-crank mechanism. It allows, with the arrangement of two heavy lifting jacks which activate the mechanism, to move the tower from an horizontal position on the deck to vertical position above the pier. The basis of this mechanism is known since antiquity and basically consists of a slipper that by means of an external action is moving on a rail and to which is attached a biarticulated rod at its two ends. This rod rotates and makes the tower rise to the vertical position.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Lifting provisional tower, 4 bar mechanism, slider-crank mechanism, biarticulated rod, slipper moving on a rail, bearings, tower in horizontal position on the deck, 2 heavy lifting strand jacks.

1. INTRODUCCIÓN

El izado de las torres de atirantamiento constituyó por sí mismo un proyecto muy interesante. Cada torre de 54.0 m de altura y con un peso de 5 000KN, ha de montarse sobre el tablero en correspondencia con cada pila extrema del arco a una altura del orden de 70.0 m sobre el suelo.

Como suele suceder en estas situaciones no se planteó una única solución desde el principio. Analizaremos en primer lu-

gar las opciones planteadas por diferentes empresas para el taller responsable de la fabricación y montaje.

A continuación se describirá el proceso que lleva al sistema propuesto por el Servicio de Obras Especiales de FCC, empezando por los antecedentes históricos y continuando con el análisis del mecanismo de cuatro barras subyacente.

Finalmente describiremos los elementos más significativos del sistema y terminaremos con una descripción del procedimiento de izado.

* Persona de contacto / *Corresponding author*.
Correo-e / email: jmartinez@fcc.es (José Martínez Salcedo)

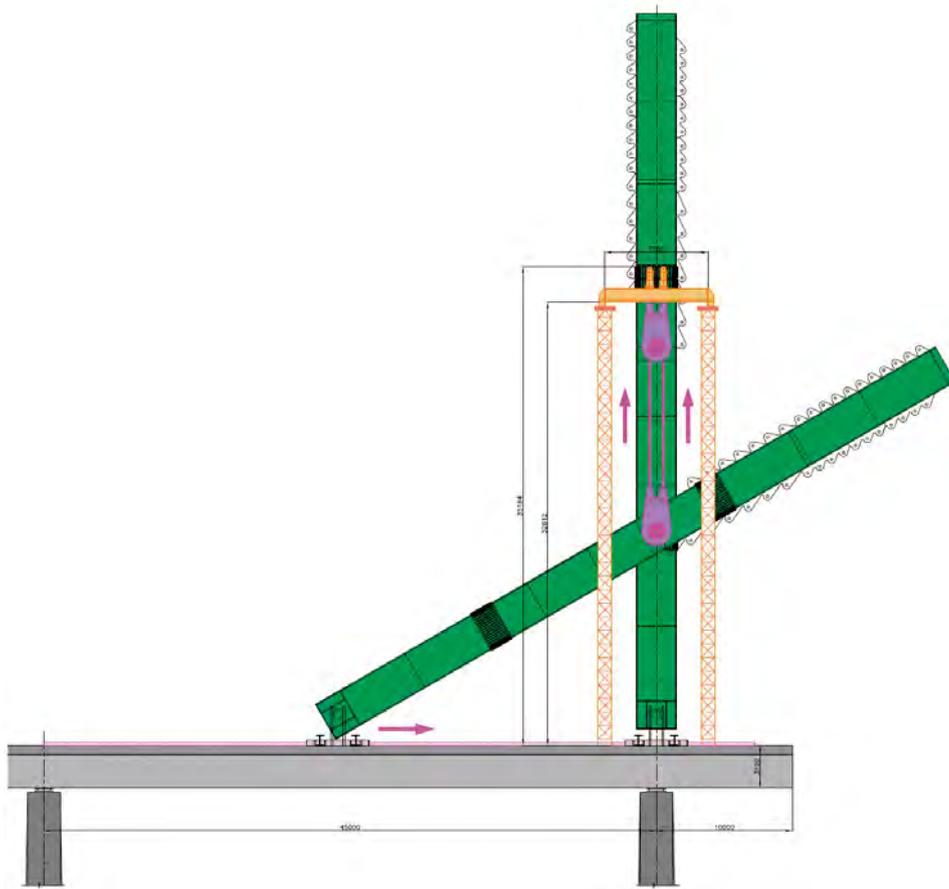


Figura 1. Proceso de montaje alternativa 2.

2. PROPUESTAS PREVIAS DEL TALLER

2.1 Montaje mediante grúas colocadas sobre el tablero

Para el montaje mediante grúas pronto se descartó el montaje de la torre completa, bien por el tamaño de los medios involucrados si se intenta desde el terreno o por la capacidad del propio tablero si se hace desde el mismo, tan solo se manejó la posibilidad de montaje por dovelas desde una grúa dispuesta sobre el tablero. Lógicamente para evitar el efectuar uniones soldadas de chapas de 80 mm en S460 en obra y en altura las uniones serían atornilladas.

Dada la importancia de los esfuerzos (cada lateral de la torre tiene una sección de 3840 cm², con un axil de 140000kN se requieren 2 x 182 tornillos M36 (10.9) en cada empalme) debe existir un compromiso entre número de dovelas y medio de elevación.

El problema de una solución como esta que pretende montar la torre directamente en posición vertical es que implica un gran plazo para su ejecución y la necesidad de tener medios de elevación importantes disponibles en el tablero durante todo el proceso.

2.2 Montaje torre completa mediante heavy lifting desde torres auxiliares dispuestas sobre el tablero

Se trata de un procedimiento muy utilizado en el montaje de chimeneas en la industria petroquímica. Permite el montaje

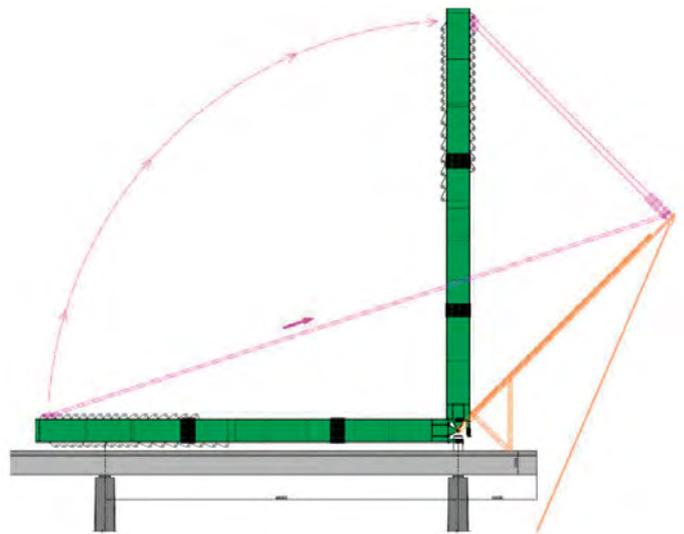


Figura 2. Proceso de montaje alternativa 3.

previo de la torre en posición horizontal utilizando medios de elevación mucho más pequeños para ello. Esto facilita mucho al taller el montaje de la torre al ser en posición horizontal. Una vez montada la torre horizontalmente es cuando se usan las torres provisionales para el izado definitivo. El principal problema radica en la ubicación de las torres en el borde del tablero, y la capacidad del mismo.

2.3 Montaje torre completa mediante giro tirando desde mástil auxiliar

Se realiza el montaje de la torre mediante giro, tirando desde un mástil auxiliar.

Al igual que en el caso anterior, la torre se monta horizontalmente primero sobre el tablero mediante medios auxiliares pequeños.

Esta solución tiene la pega de que la estructura provisional queda muy por delante de la torre por lo que tanto su montaje inicial como su desmontaje una vez acabada la operación resultan muy complicados.

Por otra parte, los gatos hidráulicos de *heavy lifting* que permiten el izado se sitúan en altura por lo que complica más la operación. También la longitud de cable necesaria para esta solución es muy superior a la de la solución finalmente adoptada.

3. PREDISEÑO DE LA SOLUCIÓN

A continuación vamos a describir sucintamente el proceso seguido para el prediseño de la torre propuesta. Como se va a ver a continuación, la solución prevista permitirá montar la torre en posición horizontal facilitando el trabajo al taller y resolverá las principales pegas que tenían las propuestas anteriores en lo que al sistema de izado se refiere.

3.1 Antecedentes lejanos

Cualquier referencia al volteo de piezas pesadas debe empezar por tratar el problema no resuelto de los obeliscos.

Son varias las teorías sobre cómo se extraían y levantaban estos elementos monolíticos con pesos que llegaron a alcanzar las 8 000 KN (el obelisco frustrado de Aswan del entorno del 1500 BC pesa 11 700 KN) sin que exista una conclusión definitiva pues no entendieron necesario documentarlo.

Sin entrar en estas especulaciones, sí podemos recordar cómo se montaron ya en épocas más recientes los del Vaticano o el de París de 3 600 KN y 2 800 KN respectivamente.

El de París que estaba en Luxor, en su ubicación original, se levantó en la Plaza de la Concordia en 1836 utilizando la disposición adjunta que se basa en un mástil auxiliar y poleas.

El obelisco del Vaticano mucho más pesado estaba en el circo de Nerón y fue trasladado a la Plaza de S. Pedro y levantado en 1536 por Domenico La Fontana, en una operación que combina izado desde torre con apuntalamiento deslizante desde abajo una vez se ha alcanzado una cierta altura. Vemos pues ya el mecanismo biela deslizadera. Para su izado se utilizaron 800 hombres y de 70 a 140 caballos.

3.2 Mecanismo de cuatro barras biela-deslizadera

El mecanismo básico con un grado de libertad, es el mecanismo de cuatro barras con cuatro nudos articulados, una variante elemental y muy frecuente del mismo es el mecanismo biela-deslizadera. Este sistema no transmite cargas horizontales a sus apoyos, que por lo tanto están sometidos únicamente a reacciones verticales.

OBELISK.	BASE (feet).	PYRAMIDION BASE (feet).	PYRAMIDION HEIGHT (feet).	TOTAL HEIGHT (feet).	TAPER (see foot-note 2).	WEIGHT IN TONS.
Aswan	13·8	8·2	14·8	137	24·3	1,168
Aswan (later project)	10·3	6·6	17·4	105	23·7	507
Lateran ¹	9·8	6·2*	14·8*	105·6	29·3	455
Hatshepsōwet	7·9	5·8	9·7	97	42·8	323
Vatican	8·8	5·9	4·4	83	26·9	331
Luxor	8·2	5·1*	6·4*	82*	28·2	254
Paris	8·0	5·1	6·4	74	26·5	227
New York ¹	7·7	5·3*	5·4*	69·6	29·0	193
London ¹	7·8	5·3*	5·4*	68·5	27·4	187
Mataria ¹	6·2	4·0*	6·6*	67	27·5	121
Tuthmōsis I	7·0	4·6	7·8	64	24·2	143

Figura 3. Tabla mayores obeliscos [1].



Figura 4. Montaje obelisco de Paris (1836) [1].

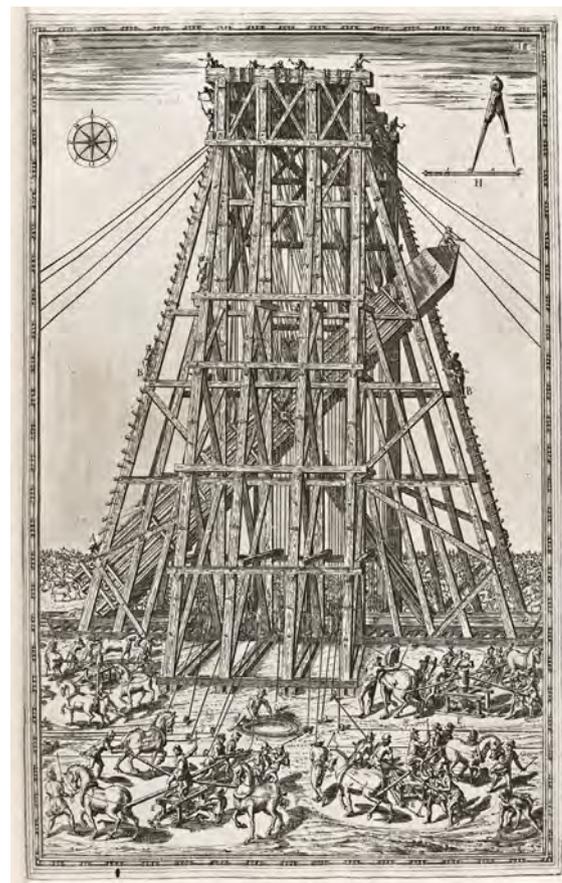


Figura 5. Montaje obelisco del Vaticano (1536) [1].

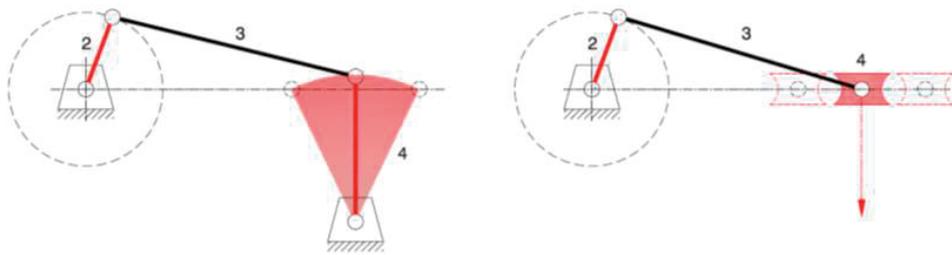


Figura 6. Mecanismo de cuatro barras.

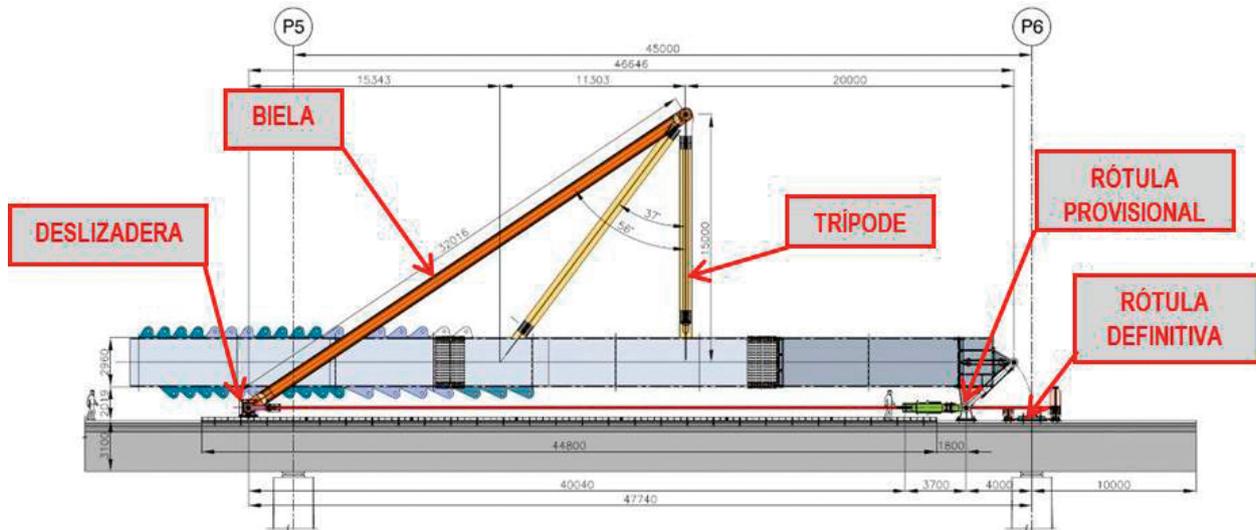


Figura 7. Mecanismo de cuatro barras.

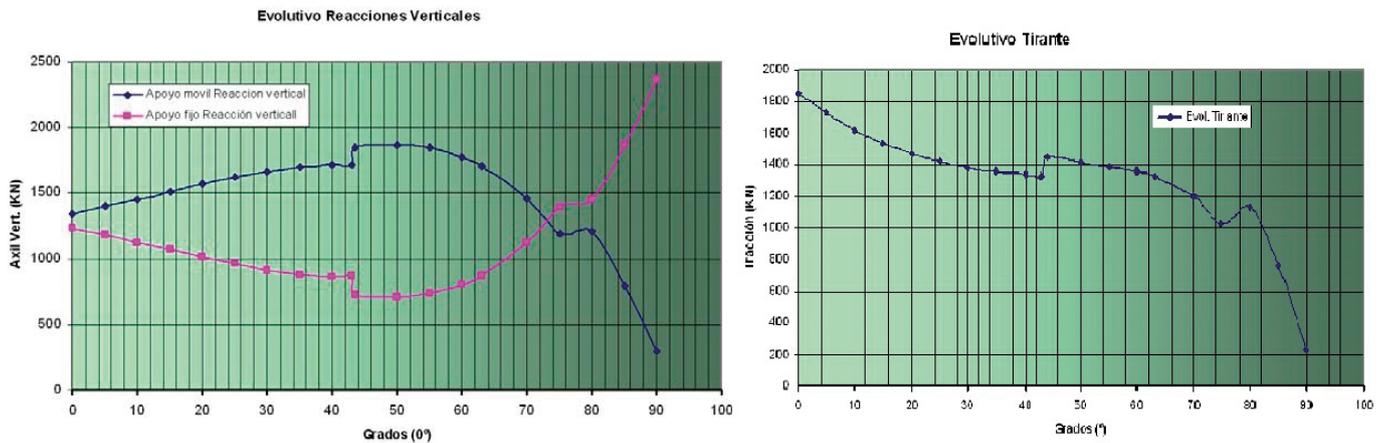


Figura 8. Gráficos esfuerzos distintos elementos.

El mecanismo biela-deslizadera no puede emplearse desde el principio si el punto de acción de la biela no se dispone por encima de la torre, pues de otro modo el ángulo inicial es demasiado reducido y se incrementan los esfuerzos en exceso, por ello se dispone un elemento que se denominará trípode rigidamente unido a la torre que cumple la función de elevar el punto de acción.

El análisis de los esfuerzos en los elementos básicos a lo largo de todo el recorrido, (90° en nuestro caso) es sin duda el punto de partida para el estudio de los distintos componentes. En los siguientes gráficos se pueden ver tanto las variaciones de reacciones verticales en los apoyos como el axil en los tirantes a lo largo del proceso.

En una fase posterior, en las posiciones más características y utilizando un programa convencional de cálculo de estructuras se estudia la “estructura” fija bajo la acción de todas las cargas que se considere conveniente.

3.3 Bases de partida

En cuanto a las bases de partida para el cálculo de la operación, está claro que el dato principal es el peso total de la estructura y la posición de su centro de gravedad.

Gracias a los programas de modelación del taller y a diversas comprobaciones efectuadas en las piezas se consiguió

obtener un peso muy aproximado de la estructura completa. En este peso se incluía tanto las chapas metálicas, como las soldaduras y los tornillos. También se obtuvo muy fielmente la posición del centro de gravedad de cada uno de los elementos (necesario para el premontaje de la estructura sobre el tablero) y del conjunto de la estructura que es la que va a tener influencia en el cálculo.

Con estos datos se pudo comprobar y refinar los modelos de cálculo que se habían realizado. Además, como comprobación final, el día antes de la operación, se produjo una puesta en carga de todos los mecanismos despegando ligeramente la torre de sus apoyos. Los datos de las reacciones obtenidos en esta prueba confirmaron los valores de cálculo con lo que se autorizó la operación.

Como coeficientes de seguridad para el peso se empleó un valor de 1.35 acorde con la normativa europea. Para los cables de tiro se utilizó un coeficiente de seguridad de 2 frente a la carga de rotura.

La otra carga que más influencia tenía en la operación es el viento. Sin embargo, sobre esta carga sí que se podía actuar al poder elegir el momento de la operación. Se estableció una correspondencia entre las mediciones de viento de las estaciones más cercanas a la obra y los equipos de medición que se habían instalado sobre el tablero de tal modo que se pudiese conocer como evolucionaba la intensidad del viento y se pudiesen utilizar las previsiones de viento de las distintas estaciones para planificar la fecha de la operación.

La carga de viento se definió para una máxima velocidad de viento de 10 m/s a la altura del tablero. Esta carga se mayoró por 1.35 para poder tener cierta holgura en caso de aumento del viento durante la operación que en ningún caso podía tener una duración superior a 24 horas.

3.4 Implementación práctica del mecanismo

Para un correcto funcionamiento del mecanismo, es esencial la correcta materialización de las articulaciones y la deslizadera: se han utilizado rótulas radiales libres de mantenimiento y carriles metálicos de deslizamiento con almohadillas de neopreno-teflón lubricadas con silicona.

El accionamiento del mecanismo se realiza mediante dos equipos de *heavy lifting* que conectan la deslizadera con la articulación, de modo que las únicas reacciones externas son cargas verticales en la propia articulación y en el carril de deslizamiento. Las pequeñas reacciones horizontales debidas al rozamiento de los elementos de la deslizadera se han tratado de minimizar con el uso de lubricantes y son directamente transmitidas al tablero mediante anclajes de los carriles.

Por otra parte, y como se ha indicado en el artículo sobre la torre, el taller efectúa el montaje atornillado de los tramos de la misma sobre el tablero en posición horizontal, por lo que inicialmente no podemos utilizar la rótula definitiva como punto de giro.

En las fases iniciales hasta que se alcanzan los 43° el giro ha de producirse en torno a una articulación auxiliar, posteriormente se realiza una transferencia de esta rótula auxiliar a la rótula definitiva y se completa el giro en torno a ella.

Como evidentemente no todos los elementos pueden estar en el mismo plano, surge la necesidad de elementos transversales con rigidez que trasladen las cargas entre los planos en

los que se disponen los distintos elementos: vigas transversal superior e inferior.

En las fases finales del giro, se hace necesaria la disposición de un sistema de retenida, y en la posición final es preciso la disposición de un sistema de bloqueo de la articulación que permita el montaje de los primeros tirantes de retenida aún sin tirantes en el vano principal.

Surgen pues de modo natural las funciones de los distintos componentes a desarrollar, todo a partir de un sistema sencillo de mecanismo de cuatro barras.

4. DEFINICIÓN ELEMENTOS DEL IZADO

A continuación se detallan los principales elementos que formaron parte del mecanismo de elevación de la torre. Todos estos elementos se diseñaron con uniones atornilladas en sus extremos que facilitaban el montaje y desmontaje en obra así como su reutilización en las dos torres.

4.1 Biela + Deslizadera

Son los elementos más representativos de este tipo de mecanismo de cuatro barras y de que se consiga materializar correctamente su funcionamiento dependerá el éxito de la operación. Las dos funciones básicas que tienen que cumplir estos elementos son rotar y deslizarse.

Para garantizar el giro y asegurar que no se produce ningún esfuerzo secundario durante la operación, se han dispuesto en los extremos de estos elementos rótulas radiales libres de mantenimiento tipo GE200 UK-2RS. Estas rótulas proporcionan una articulación perfecta en las conexiones de las bielas con el resto de elementos.

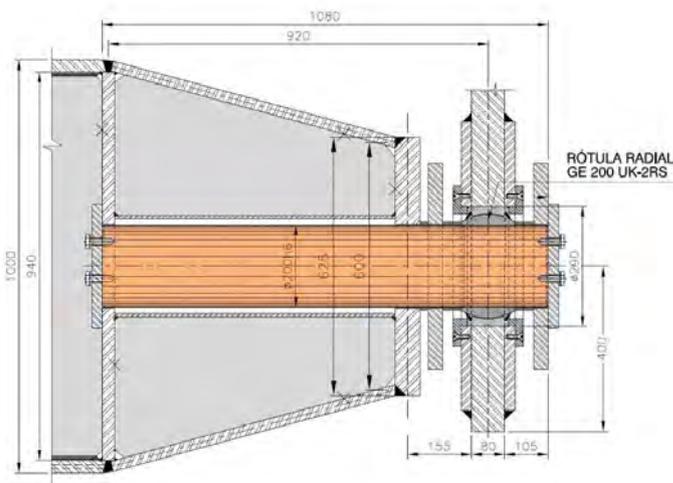
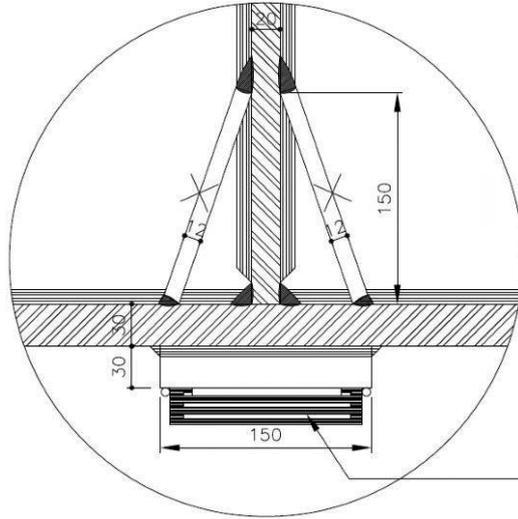


Figura 9. Detalle rótula GE200 UK-2RS.

En cuanto al movimiento de la deslizadera se ha dispuesto una almohadilla de neopreno-teflón de 25 mm de espesor bajo cada alma y se utilizará grasa de silicona para facilitar el deslizamiento por el carril. El objeto es minimizar las fuerzas



**ALMOHADILLA NEOPRENO
TEFLÓN e=25mm**

**1x3mm. NEOPRENO
3x3mm. ACERO
2x5mm. NEOPRENO
1x3mm. NEOPRENO**

Figura 10. Detalle almohadilla neopreno-teflón.



Figura 11. Detalle carril amolado y rueda de guiado de deslizadera.



Figura 12. Detalle de deslizadera.



Figura 13. Detalle de biela.

de rozamiento horizontales y que en este punto únicamente se produzcan reacciones verticales.

A su vez tanto la cara superior del alma del carril como las caras laterales están amoladas para evitar cualquier enganche con la almohadilla o con la rueda de guiado horizontal.

En cuanto a los elementos propiamente dichos, la deslizadera está compuesta por una pareja de vigas en I separadas 800 mm unidas entre sí por presillas cada 2 500 mm y que confluyen en sus extremos en las rótulas que conectan con las bielas y los cables de tiro. Las vigas carril están formadas por perfiles HEM200 anclados al tablero cada 1 600 mm. Para asegurar el correcto guiado de la deslizadera sobre el carril se han dispuesto rodillos guías fijados a la deslizadera y que ruedan contra el canto de las alas de las vigas carril.

Por su parte, la biela es un elemento tubular que une el punto de acción de la fuerza con la deslizadera. Desde el punto de vista estructural es el elemento más sencillo ya que únicamente se trata de un tubo de $\text{Ø}800 \times 15$ y 32 m de longitud articulado en sus dos extremos mediante las rótulas que hemos mencionado anteriormente y que conecta la deslizadera con el trípode anclado a la torre. En la biela se dispuso una unión atornillada intermedia con chapas de testa para facilitar su transporte y montaje.

4.2 Trípode

Está formado por una estructura en forma de triángulo. Es una estructura rigidamente unida a la torre y su objeto es elevar el punto de acción de la biela para reducir los esfuerzos que se



Figura 14. Detalle de trípode.

producen. En este caso, con esta estructura se consigue elevar dicho punto 15 m con respecto al eje de la torre. Está formado por barras con sección en cruz y con uniones atornilladas en cada uno de sus extremos para facilitar el transporte y el montaje.

Todos estos elementos junto con sus conexiones fueron diseñados para poder ser desmontados y reutilizados en las dos torres de atirantamiento.

4.3 Articulaciones y elementos de bloqueo

Sobre estos puntos se fija y gira el resto del mecanismo. Dado que por facilidad de montaje, la torre se monta en posición horizontal sobre el tablero no es posible realizar todo el giro directamente sobre una única rótula. Por este motivo debe disponerse una rótula provisional intermedia para realizar esa primera parte del movimiento para posteriormente traspasar la carga a la rótula definitiva para terminar la operación.

Rótula provisional: Es la primera rótula a la que está conectado el mecanismo. Se encuentra situada a 4 m de la definitiva y realiza el movimiento desde los 0° iniciales hasta los 43° . Esta rótula está formada por un bulón de 200 mm de diámetro y 1.5 m de longitud de material 36CrNiMo16+QT en el que se disponen casquillos de deslizamiento de 5 mm de espesor y 75 mm de ancho cada uno para facilitar el movimiento. Está fijada al tablero mediante 6 barras $\text{Ø}32$ de alta resistencia.

Rótula definitiva: Este elemento forma parte del esquema estructural de la torre en su fase definitiva por lo que ya ha sido descrita en el artículo anterior. Sin embargo, también tiene un papel fundamental durante la fase de izado ya que gracias a ella se puede realizar la segunda parte del giro hasta la posición vertical. Al contrario que con la rótula provisional, la definitiva no se fija al tablero hasta que no se comprueba al llegar a la fase de transferencia a los 43° que su posición es correcta, si no lo es, todavía hay una cierta holgura para realizar pequeños ajustes. Una vez asegurada su correcta posición se hormigona

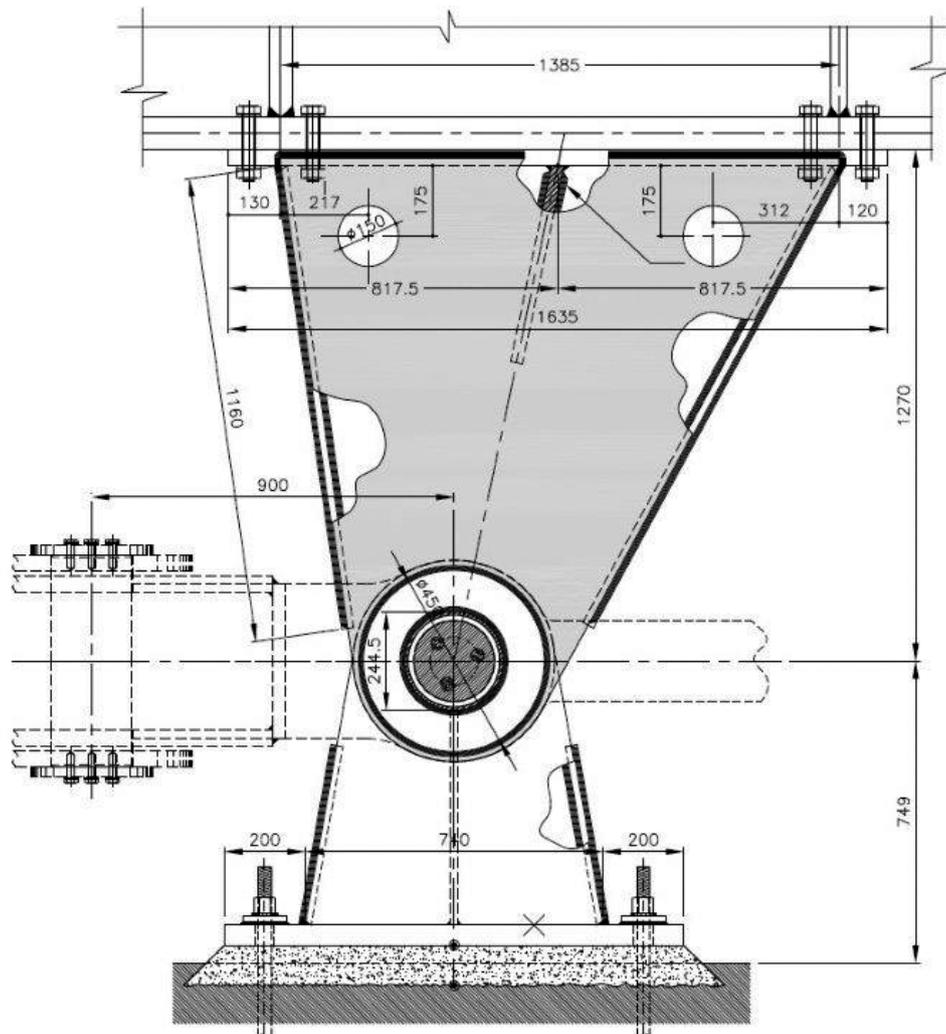


Figura 15. Detalle rótula provisional.

al tablero y queda fija a él mediante 8 barras $\text{Ø}40$ de alta resistencia.

Las piezas que alojan al bulón son de acero S690 y su geometría se ha adaptado para permitir la conexión inicial con la torre en la posición inclinada 43° .

Al contrario que la rótula provisional, dado que la rótula definitiva es necesaria para la maniobra, pero también forma parte del esquema definitivo de la torre, en el que se va a someter a grandes tensiones teniendo que mantener su capacidad de giro, se ha aplicado a todas las superficies de contacto con el bulón, así como al propio bulón un lubricante sólido capaz de cumplir con estos requisitos durante todas las fases del funcionamiento.

Los elementos de bloqueo: Son necesarios al alcanzar la posición definitiva mientras se colocan los primeros cables de atirantamiento. Se trata de unos puntales en forma de cruz con uniones atornilladas en sus extremos que se colocan a ambos lados de la rótula bloqueando su giro temporalmente. Una vez dispuestos los primeros cables de atirantamiento, se retiran los tornillos y las chapas de calce, liberando la articulación. También serán necesarios para el desmontaje de la torre al tenerla que volver a bloquearla cuando se suelten los últimos cables.

Con su colocación se da por finalizada la maniobra de izado.



Figura 16. Detalle rótula provisional.



Figura 17. Detalle rótula definitiva.



Figura 18. Gatos de tiro HL 19Ø06.

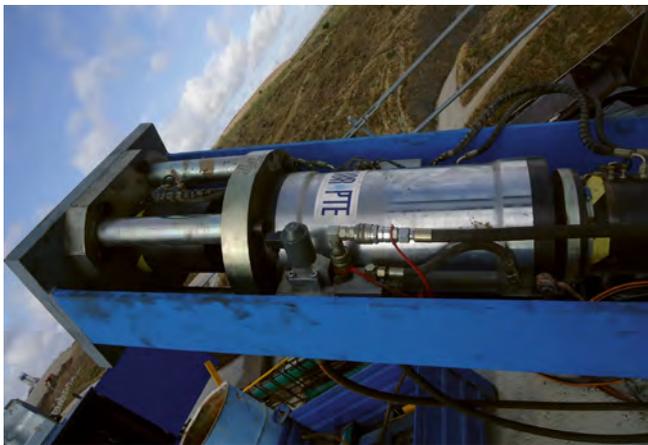


Figura 19. Gatos de retenida HL 7Ø06.

4.4 Equipos hidráulicos de tiro y retenida

Gatos de tiro: El accionamiento de todo el sistema se realiza mediante dos gatos hidráulicos de *heavy lifting* H.L.1906 con una carga máxima de 2 300 kN y una carrera de 300 mm. El cable de tiro está formado por 19 torones de Ø0.6". Los dos gatos están montados uno en cada alineación de la estructura y conectados hidráulicamente mediante una central que controla el movimiento simultaneo entre ellos. Este sistema de montaje permite que los gatos estén estáticos y dispuestos a la altura del tablero lo que facilita en gran medida su manipulación y control y por lo tanto la operativa de la maniobra.

Gatos de retenida: Durante las fases finales del movimiento es necesario asegurar el control sobre la estructura por lo que se disponen unos elementos capaces de retenerla. Este sistema se activa cuando el ángulo de la torre con la horizontal supera los 80°. Está formado por dos gatos hidráulicos de *heavy lifting* H.L. 706 con una carga máxima de 850 kN y una carrera de 400 mm, anclados a tablero y torre que proporcionan un tiro constante de 150 kN cada uno durante esta última fase del proceso. Esto garantiza una carga mínima constante en todos los elementos durante esta última fase. Una vez colocados los elementos de bloqueo de la articulación definitiva, se desconectan estos elementos de retenida

4.5 Vigas transversales superior e inferior

Debido a que no es posible que todos los elementos estén dispuestos en el mismo plano es necesario contar con elementos transversales que unan los dos planos en los que se ha separado el mecanismo y que aseguren un reparto equitativo entre ambos planos.

Viga transversal superior: es la que une los dos planos que forman los trípodes y las bielas a la altura del punto de acción de la biela. Se trata de un tubo de Ø800x25 y de 10 m de longitud que alberga las rótulas y contra el que se unen los distintos elementos del mecanismo. Está situado 15 m por encima del eje de la torre.

Cercha transversal inferior: es la encargada de unir los dos planos de la deslizadera hasta llegar a las rótulas. Está compuesta por perfiles abiertos de 500 mm de canto. Es la encargada de acomodar los distintos anchos entre los planos de

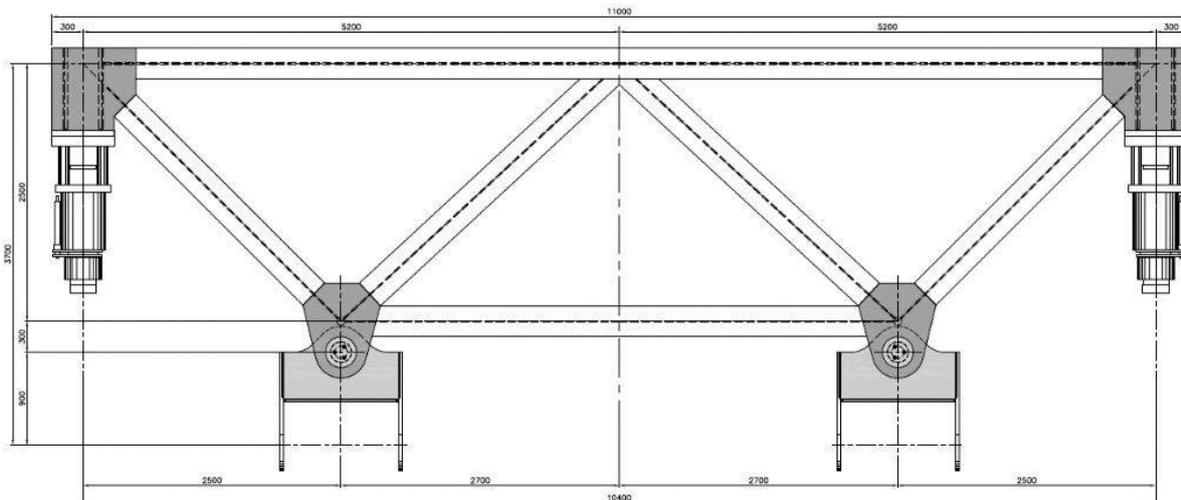


Figura 20. Detalle cercha transversal inferior.

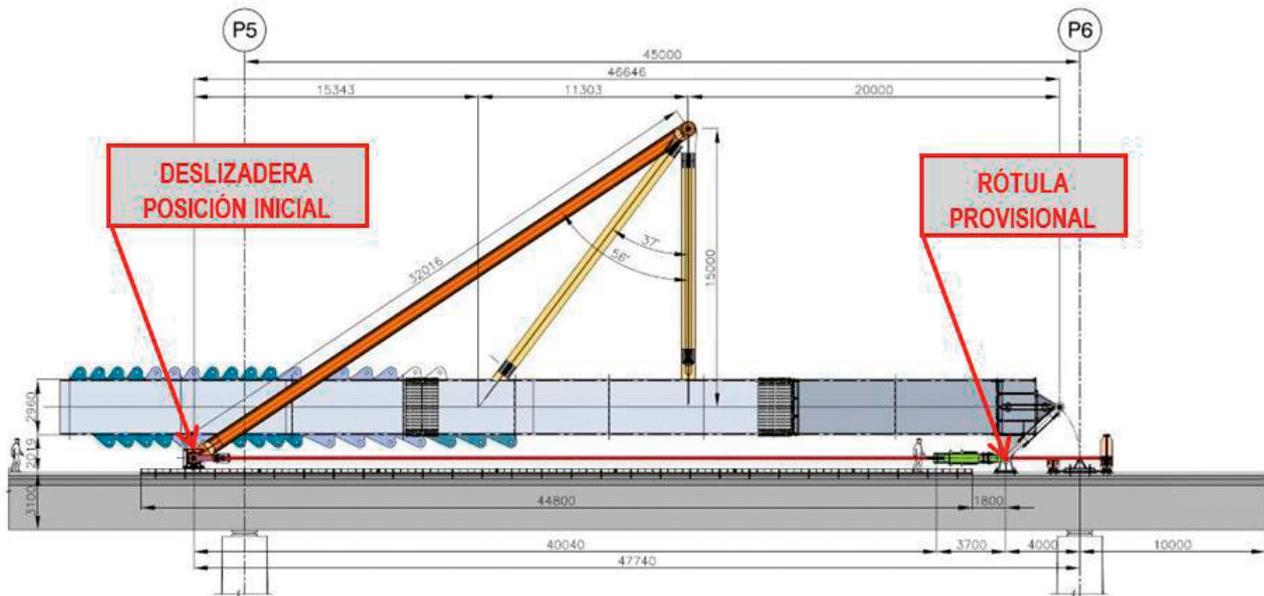


Figura 21. Detalle torre en posición horizontal preparada para el inicio de la operación.

las deslizaderas (10.4 m) y los anchos que están separadas las rótulas provisionales (5.4 m). Sirven también como soporte de los gatos de tiro.

5. DESCRIPCIÓN PROCEDIMIENTO

5.1 Montaje de torre en posición horizontal

Durante esta primera fase, el taller monta la torre en posición horizontal sobre el tablero uniendo los diferentes módulos mediante uniones atornilladas. Esto permite al taller realizar un montaje mucho más sencillo de la torre, simplemente los camiones de transporte llegan hasta la zona de la torre donde las piezas son directamente conectadas unas con otras. La torre queda a su cota provisional de despegue apoyada en unas torres de apeo provisionales. Debido al canto de la torre y a que se monta en posición horizontal, no es posible comenzar la operación utilizando la rótula definitiva, por este motivo se diseñó una rótula provisional a 4 m de la definitiva para poder realizar la primera parte de la operación.

5.2 Primera fase de izado: de 0° a 43°

Esta primera parte del izado se realiza girando sobre la rótula provisional. Los gatos actúan sobre los cables que van desplazando la deslizadera hacia la rótula provisional acortando la longitud de los cables de tiro. De esta manera se consigue que la torre gire desde los 0° hasta los 43° punto en el que la rótula definitiva ya estaría en posición de empezar a funcionar. Durante esta primera fase los cables de retenida están conectados a la torre pero no están tesados.

Transferencia de rótula provisional a rótula definitiva

Al alcanzar la torre el ángulo de 43° respecto a la horizontal, la parte de la rótula definitiva que va unida a la torre llega a



Figura 22. Fotografía torre en posición horizontal preparada para el inicio de la operación.

tocar con la parte de la rótula definitiva unida al tablero. En ese momento es cuando hay que transferir la carga de la rótula provisional a la rótula definitiva. Para este proceso se utiliza un prolongador activo formado por unas barras de alta resistencia conectadas tanto a la rótula provisional como a la definitiva. Es sin duda la etapa más complicada de todo el proceso.

Se divide en las siguientes etapas:

Etapa 1: el principal objetivo de esta etapa es ajustar la posición de la rótula definitiva para garantizar un contacto perfecto entre la parte de la rótula que está esperando sobre el tablero y la parte de la rótula que viene con la torre.

- Al alcanzar la posición de transferencia se detiene el izado.
- La articulación definitiva se ajusta mediante cuñas al bulón de la torre.
- Se ajusta la unión de las barras horizontales (prolongador activo) que sirven de unión entre la rótula definitiva y la deslizadera y se realiza un primer tesado en ellas.
- Tras verificar la geometría, se rellena de *grout* de alta resistencia la base de la rótula definitiva y la de las piezas de bloqueo.

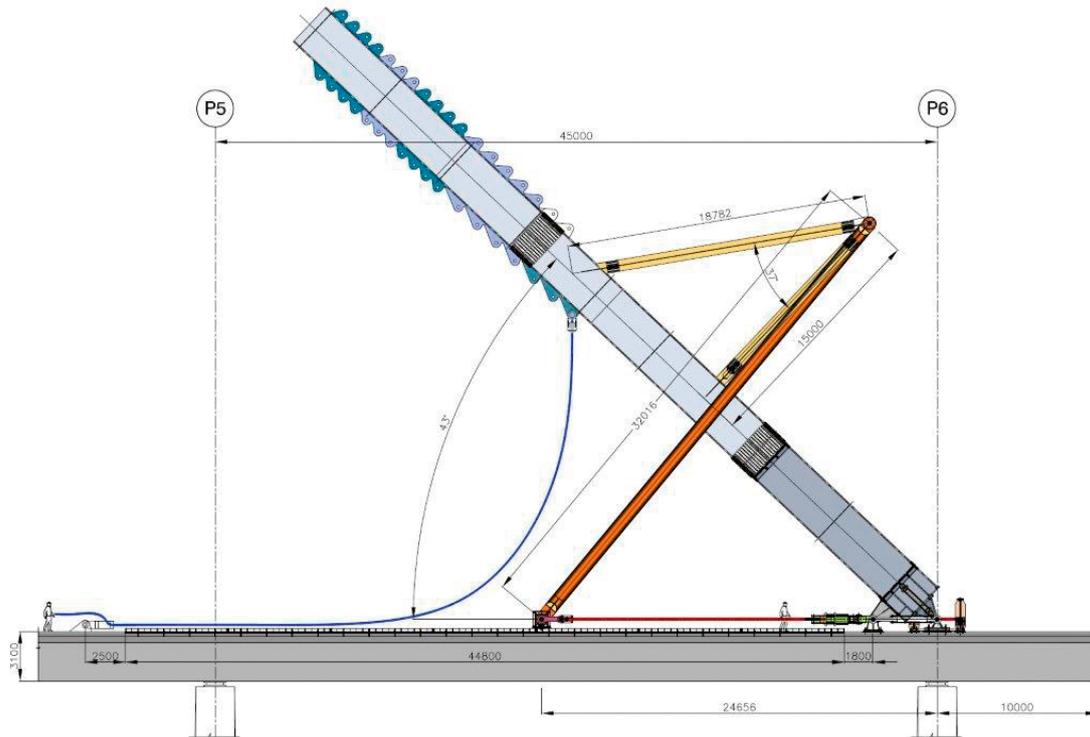


Figura 23. Detalle torre en transición 0-43°.



Figura 24. Fotografía torre en transición 0-43°.

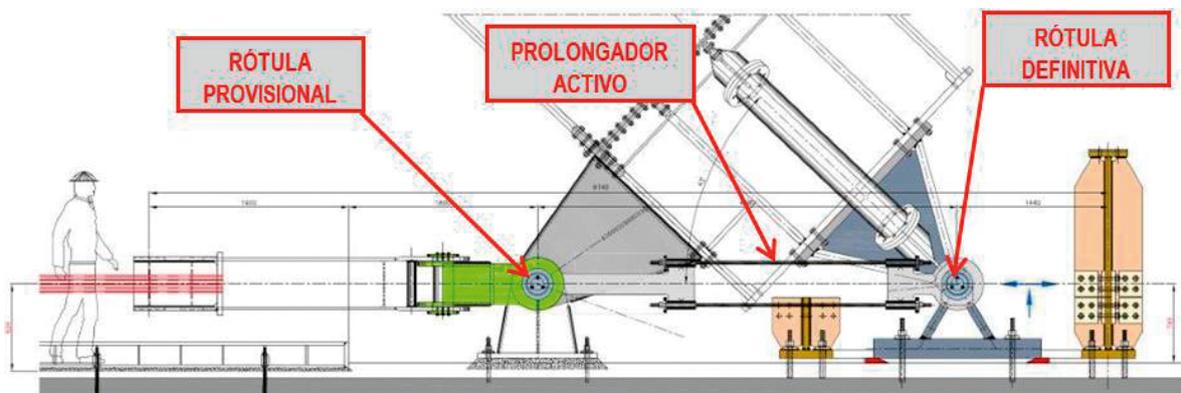


Figura 25. Esquema etapa 1.

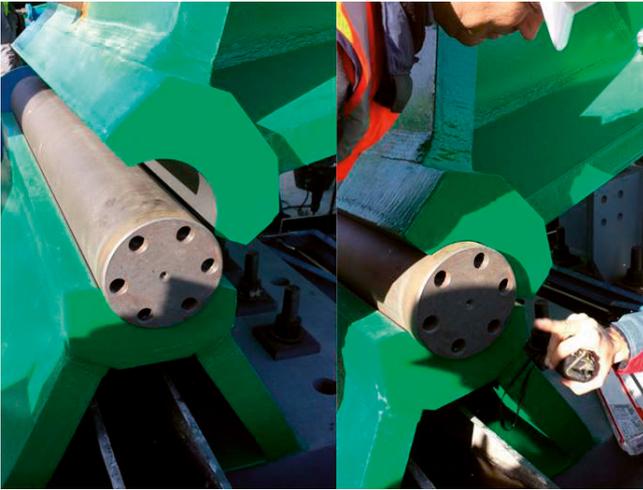


Figura 26. Detalle llegada de rótula definitiva.

Etapa 2: en esta fase el objetivo es transferir la carga de la rótula provisional a la rótula definitiva. Esto se consigue mediante lo que se ha denominado “prolongador activo” que mediante el tesado de unas barras de alta resistencia que conectan la rótula provisional con la definitiva, prolongan el tiro de los gatos desde la rótula provisional donde estaban anclados ahora hasta la rótula definitiva. Al ir tesando dichas barras, la carga va a ir pasando desde una rótula a la otra. Al alcanzar la carga que tienen los cables de tiro, se prosigue ligeramente con el tiro de los cables hasta que se consigue descargar completamente la rótula provisional.

- Se realiza un segundo tesado de las barras (prolongador activo) que unen la rótula definitiva con la deslizadera.
- Se liberan las tuercas de la placa de anclaje al tablero de la rótula provisional para asegurar que la carga horizontal no se transmita al tablero.
- Se incrementa el tesado de los cables de izado hasta descargar la rótula provisional.

Etapa 3: Al traspasar la carga a la rótula definitiva en la fase anterior, ahora ya se pueden retirar fácilmente los tornillos que unen la rótula provisional a la torre (esto confirma que se ha traspasado la carga completamente) y se está en disposición de proseguir con el izado.

- Se liberan los tornillos de la rótula provisional con la torre.
- Se prosigue el izado.

5.3 Segunda fase de izado: de 43° a 80° y activación sistema de retenida

Una vez en funcionamiento la rótula definitiva, se prosigue con el izado desde los 43° hasta los 80°. Esta fase no tiene ninguna variación con respecto a la primera de 0° a 43° actuando del mismo modo sobre los gatos de *heavy lifting* que van reduciendo la distancia entre la deslizadera y la rótula definitiva disminuyendo la longitud de los cables de tesado. Al alcanzar esos 80° es cuando tienen que empezar a trabajar los elementos de la retenida. Se trata de dos cables que mediante dos gatos se mantendrán a una carga constante de 150 kN cada uno. De este modo se puede controlar la fase final de izado.

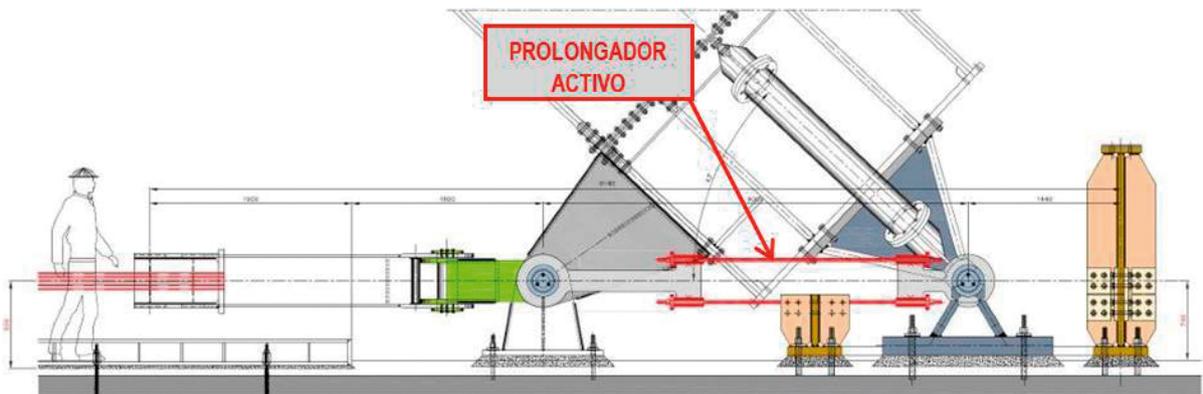


Figura 27. Esquema etapa 2.



Figura 28. Sistema transferencia de carga.



Figura 29. Separación rótula provisional.



Figura 30. Vista torre en transferencia de carga.



Figura 31. Detalle torre en transición 43-80°.

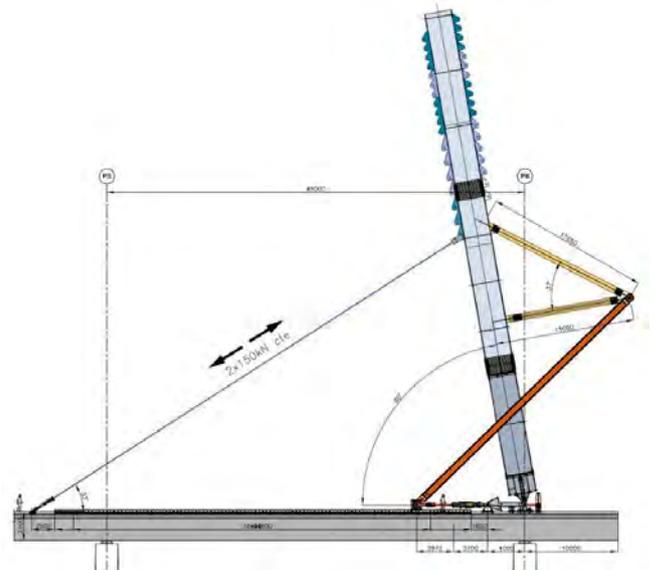


Figura 32. Esquema torre en transición 43-80°.

5.4 Última fase de izado: de 80° a 90° y colocación de bloqueo provisional

Se prosigue con el tiro de los gatos que va acercando la deslizadera a las rótulas hasta llegar a los 90°. Ya se ha dispuesto en este momento el bloqueo de la rótula que está del lado del centro de vano. Al llegar a este punto el ala de la torre se apoya en dicho bloqueo sobre la chapa de testa que servirá para unir el bloqueo a la torre y de este modo se fijan ambas partes mediante una unión atornillada. Posteriormente se coloca el bloqueo de la otra ala que hasta este momento no se podía introducir, fijándolo también con una unión atornillada. Con esta operación se da por terminado el izado de la torre.

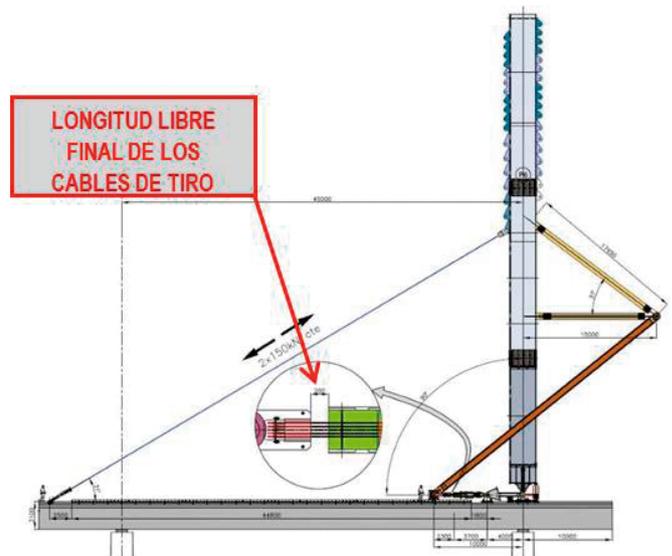


Figura 33. Detalle torre en posición vertical.

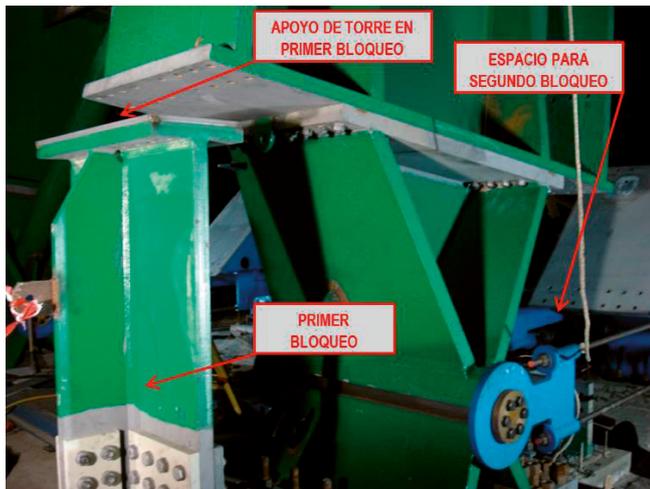


Figura 34. Detalle llegada torre a posición de bloqueo.

Al finalizar la operación, la longitud libre de los cables de tiro habrá quedado en 200 mm desde los 39 m iniciales.

Una vez colocados los primeros tirantes y tesados se podrán retirar los bloqueos provisionales gracias a las uniones atornilladas y a la disposición de chapas de calce que se retiran para facilitar el desmontaje de estos bloqueos.

Todas las estructuras auxiliares se desmontan para volver a ser utilizadas en el izado de la segunda torre.

Referencias

- [1] R.ENGELBACH. "The problem of the obelisk". T.Fisher Unwin Limited. 1923.



Figura 35. Torre en posición vertical.

Seguimiento de la instrumentación del viaducto de Almonte

Monitoring of the Almonte Viaduct during construction

José Luis Martínez Martínez^a y Pedro Niño García^a

^aDr. Ingeniero de Caminos, C. y P. Ines Ingenieros Consultores

Recibido el 25 de mayo de 2018; aceptado el 25 de octubre de 2018

RESUMEN

Se expone el procedimiento del seguimiento de la instrumentación del viaducto sobre el río Almonte junto con algunos resultados relevantes. La asistencia técnica y tratamiento de datos de instrumentación se desarrollan a la vez en los dos grandes arcos de hormigón ferroviarios de la LAV a Extremadura: viaducto de Almonte y del Tajo. Se describe el contenido de las variables instrumentadas y el procedimiento para integrar los datos de las distintas fuentes y su procesado periódico, coincidiendo con las fases cíclicas de la obra. Se presentan algunos resultados representativos con particular atención en la instrumentación del viento por su incidencia en la construcción, especialmente en los tirantes provisionales, de gran longitud en las fases finales. El artículo termina con algunas reflexiones sobre la normalización de la instrumentación de grandes infraestructuras y su continuidad en la fase de explotación y mantenimiento de la construcción.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Arco de hormigón, instrumentación.

ABSTRACT

The procedure for monitoring the construction process of the viaduct over the Almonte River is presented together with some relevant results. The technical assistance and data processing of instrumentation is developed at the same time in the viaducts of Almonte and Tajo, both large concrete railway arches. The nature of the monitored variables and the procedure to integrate the data from different sources and their periodic processing are described, coinciding with the cyclic stages of the construction. Some representative results are presented with particular attention in wind response for its incidence in the provisional cables which were very long in the final phases. The paper ends with some reflections on the standardization of the monitoring of large infrastructures and its continuity in the exploitation and maintenance stage.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Concrete arch, structural monitoring.

1. INTRODUCCIÓN

La construcción del viaducto sobre el río Almonte se desarrolló en paralelo con la del viaducto sobre el río Tajo, un pariente cercano en lo tipológico y en lo geográfico ya que está situado en la misma línea a menos de 4 km de distancia (figura 1).

En vista de esta circunstancia, Adif decide incorporar una asistencia técnica complementaria a la ACO en materia de estructuras a ambas obras. El objetivo de esta asistencia es aprovechar mutuamente las experiencias de las dos obras y unificar

en lo posible criterios y procedimientos. Las tareas principales que se desarrollan son las siguientes:

- Seguimiento del comportamiento de las estructuras. Para ello se hace una revisión continua de la instrumentación, que se hacía, como se ha explicado en otro artículo, por duplicado por parte de la constructora y de las asistencias técnicas a la Dirección de Obra.
- Estudio de los medios auxiliares en ambas obras: control de proyecto y puesta en obra
- Incidencia de las variables climáticas, en particular de los

* Persona de contacto / Corresponding author.
Correo-e / email: jmartinez@fcc.es (José Martínez Salcedo)



Figura 1. Imagen aérea de la línea LAV Madrid-Extremadura en el entorno del embalse de Alcántara.

efectos del viento sobre las estructuras durante la construcción.

La asistencia y control (ACO) fue ejercida por la UTE Idom-Arenas y la asistencia complementaria por Ines Ingenieros. En este artículo se presenta un resumen de los trabajos desarrollados y las conclusiones obtenidas.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS INSTRUMENTACIONES UTILIZADAS

El sistema de instrumentación está en realidad compuesto por dos sistemas, el del arco norte y el del sur, cada uno de ellos con un gran número de variables cambiantes a lo largo de la construcción. Es por tanto un conjunto de datos complejo y voluminoso con orígenes diferentes. Concretamente, en cada uno de los dos arcos se tienen las siguientes variables:

- Topografía
 - o Clavos de nivelación topográfica de cimentaciones, 30 uds.
 - o Prismas topográficos en pilas, tablero y torres provisionales, 24 uds.
 - o Dianas topográficas en dovelas, 192 uds.
- Instrumentación de Empírica-Metiri
 - o Clinómetros en zapatas, pilas y torres provisionales, 10 uds.
 - o Galgas extensométricas en dovelas y torres, 92 uds.
 - o Termopares en pilas, dovelas, tirantes, y ambiente, 42 uds.
 - o Extensómetros de varillas enterrados, 6 uds.
 - o Células de carga en anclajes al terreno, 8 uds.
 - o Velocidad y dirección del viento, 1 ud.

Figura 2. Entrada de datos para la generación de un informe de instrumentación automatizado en la aplicación desarrollada.

De esta forma, el número de variables recogidas entre ambos semarcos alcanza los 800. Estos datos provienen de fuentes distintas y se recogen con distinta frecuencia, desde una lectura cada hora hasta una lectura a la semana. Si bien es cierto que los datos de la instrumentación electrónica están accesibles en línea de forma inmediata, también lo es que estos datos se descargan en bruto y que es necesario ordenarlos temporalmente, relacionarlos entre sí y compararlos con los umbrales de aviso y alerta prefijados.

Antes y después de cada operación de hormigonado y de avance de carro es necesario revisar toda la instrumentación para comprobar que todos los parámetros están en el rango esperado. Por estas razones se hace imprescindible disponer de una herramienta informática que permita recopilar instantáneamente el historial de todas las variables entre dos fechas o fases de obra y presentar un informe automatizado que detecte además cualquier valor que haya sobrepasado un umbral prefijado. En la obra del viaducto de Almonte se empleó una aplicación desarrollada exprofeso para las obras de este viaducto y para las del vecino viaducto del Tajo (figura 2).

3. VARIABLES INSTRUMENTADAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Durante las obras existía un seguimiento de la geometría del viaducto por medio de topografía clásica manual que proporcionaba la geometría del puente en un momento determinado. Normalmente, se realizaba una lectura periódica semanal a primera hora de la mañana para evitar los efectos de los gradientes térmicos y lecturas especiales relativas a movimientos originados por alguna actividad que produjese una carga en la estructura (tesado de tirantes, hormigonado de dovelas, etc.). Para estas lecturas especiales se hacía una medición justo antes y otra justo después de la actividad en cuestión. Por este motivo, no era posible eliminar los efectos térmicos de las lecturas tomadas sino que era necesario tenerlos en cuenta a través del modelo de cálculo evolutivo del viaducto.

Las variables que se medían con topografía eran las siguientes:

- Movimiento en zapatas de retenida. A través de clavos de nivelación ubicados en las esquinas de la cara superior de las zapatas. De esta forma, se podía obtener la deformación y giro de las zapatas.
- Movimiento de cimentación del arco. Mediante extensómetros de varillas insertados en el trasdós de los cimientos del arco introducidos a tres profundidades diferentes (7, 17 y 27 m) que permitían conocer el asentamiento del terreno bajo el arco.
- Movimiento de pilas de retenida y pilastras. Mediante prismas topográficos que se ubicaban en diferentes alturas de las pilas de retenida. De esa forma, se obtenía el movimiento y giro de dichas pilas tanto en sentido longitudinal como en transversal.
- Movimiento de torres de atirantamiento. El proceso era similar al de las pilas de retenida.
- Movimiento de dovelas. A través de dianas topográficas emplazadas en algunos vértices de las mismas permitiendo la obtención del movimiento y giro de cada dovela.

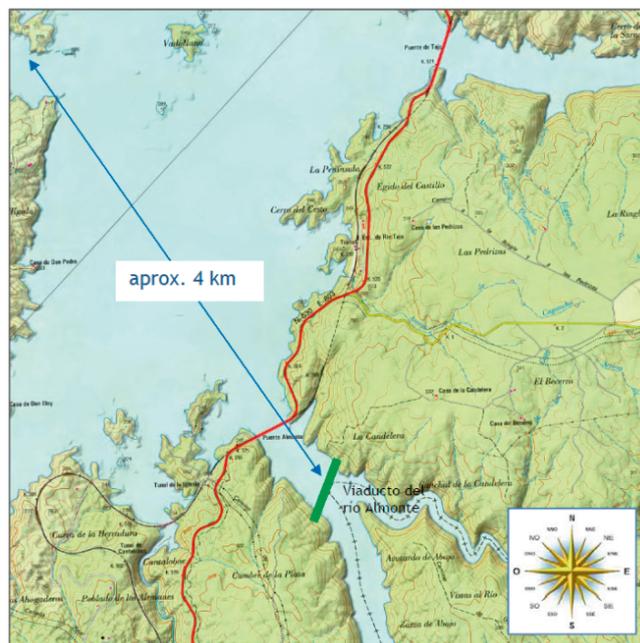


Figura 3. Situación del viaducto en el embalse de Alcántara.

Además de topografía clásica se colocó una instrumentación robotizada que obtenía medidas instantáneas de los diferentes sensores obteniéndose lecturas de las variables cada 10 minutos.

Los diferentes sensores colocados en la estructura fueron los siguientes:

- Sensores climáticos: compuestos por una estación meteorológica y un anemómetro que miden las variables de humedad relativa, temperatura del aire, radiación solar y velocidad y dirección del viento.
- Células de carga en anclajes al terreno.
- Clinómetros en pilas y torres de atirantamiento.
- Termopares en dovelas, tirantes y torres de atirantamiento.
- Bandas extensométricas en armaduras de dovelas.
- Bandas extensométricas en barras de anclaje de tirantes.

4. ALGUNAS CONCLUSIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEL ARCO A TRAVÉS DE LA INSTRUMENTACIÓN

Análisis de la instrumentación relativa al viento

El viaducto sobre el río Almonte se emplaza próximo a la desembocadura de dicho río con el embalse de Alcántara con una orientación aproximada NE-SO (figura 3). La rasante del tablero se encuentra aproximadamente a unos 80 m de altura con respecto al río Almonte y la coronación de las torres de atirantamiento provisionales a unos 135 m. Debido a esta situación y a sus características geométricas, esta estructura se encuentra muy expuesta a un viento muy laminar y con poca turbulencia al tener una longitud de fetch próxima a los 4 km.

Este tipo de régimen de viento es un buen candidato para causar ciertos tipos de inestabilidades aeroelásticas como el ga-



Figura 4. Fotograma de un video tomado en obra durante un episodio de vibraciones con amplitudes de unos 500 mm en el tirante situado a la izquierda de la imagen.

lope, especialmente en cables de gran longitud no protegidos por una vaina circular [1]. De hecho durante la construcción se observaron y documentaron varios episodios de vibración a velocidades del viento relativamente bajas (figura 4).

Todos estos condicionantes hacen que sea fundamental una instrumentación que permita conocer las variables de intensidad y dirección del viento en cada momento. En paralelo a las medidas automatizadas, se hicieron análisis numéricos, medidas de frecuencia y amortiguamiento en tirantes, se proporcionaron elementos de apoyo auxiliares a los bastidores de anclaje de los cables y se prepararon e instalaron amortiguadores de masa sintonizada para prevenir vibraciones excesivas en los cables.

Se realizó un análisis de los registros de viento obtenidos a través de un anemómetro con veleta. Con objeto de obtener las medidas lo menos influenciadas posible por la cercanía de la estructura y medios auxiliares, esta instrumentación fue ubicada en el mástil de una grúa torre a unos 15 m de altura sobre el tablero.

El anemómetro recogía 20 lecturas por minuto pero en el proceso de monitorización solo se proporcionaba una lectura cada 10 minutos, valor promedio en todo el intervalo, siendo este un dato muy representativo del estado de viento en cada fase de obra. Los datos que se medían eran la velocidad y la dirección del viento.

Analizando un amplio rango de medidas se realizó un estudio estadístico agrupando los datos según diferentes filtros: hora del día, estación del año, rango de velocidades y dirección del viento (figuras 5, 6 y 7).

Además, se realizó un análisis de los registros de viento obtenidos y de la velocidad crítica teórica del viento que podían producir oscilaciones en los tirantes debido al fenómeno de desprendimiento de remolinos, recogida en el Eurocódigo 1 en su Anexo E (figura 8).

Según el gráfico del porcentaje de tiempo que sopla el viento por rango de velocidad, se observaba que el 30% del tiempo el viento tenía una velocidad menor de 5 km/h y por tanto posible de excitar a los tirantes de las familias 9 a 26, el 23% del tiempo tenía una velocidad de entre 5 y 10 km/h que podría excitar a las familias de la 3 a la 8 y aproximadamente un 14% del tiempo el viento soplaría entre 15 y 20 km/h lo que podría excitar a los tirantes de tiro 1 y 2 de ambas ramas

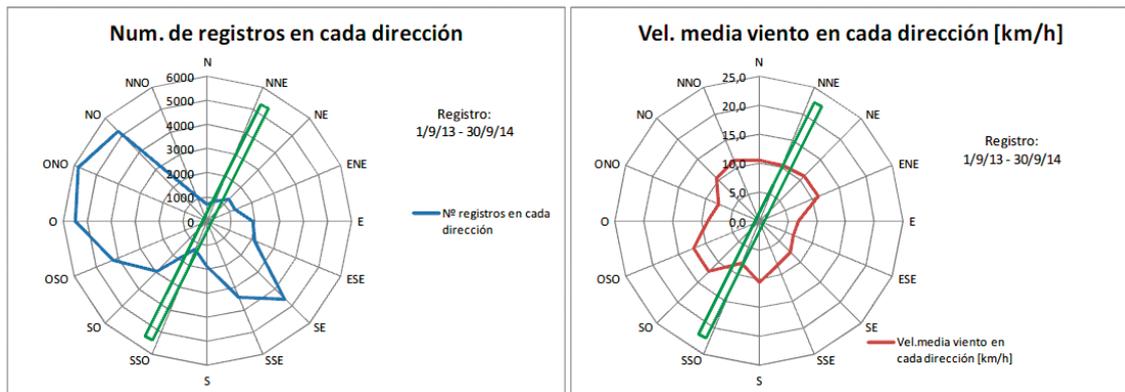


Figura 5. Gráficos de registros de viento eliminando las calmas ($v < 1$ km/h). El viaducto, en planta, se representa por un rectángulo de color verde.

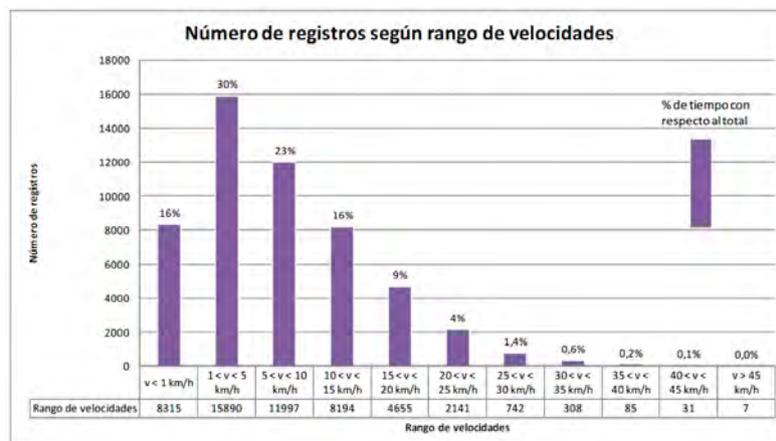


Figura 6. Distribución de registros por velocidades del viento.



Figura 7. Frecuencia de direcciones del viento. Se aprecia la prevalencia de la dirección perpendicular al plano del arco.

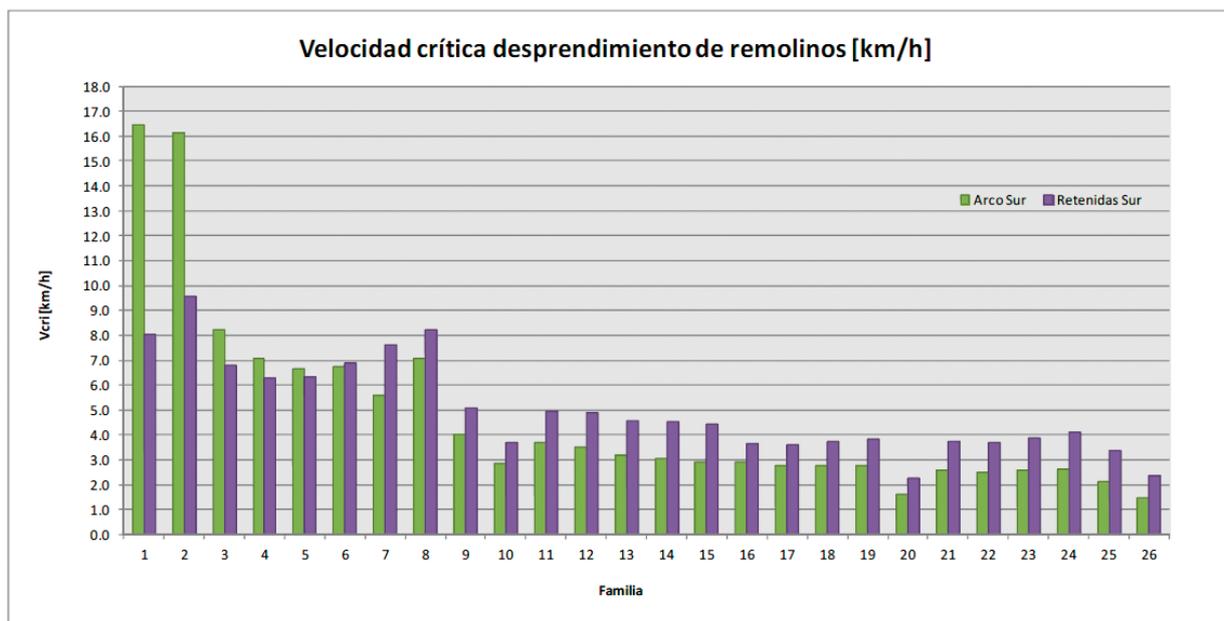


Figura 8. Velocidad crítica teórica de desprendimiento de remolinos para los 26 familias de tirantes del arco y de retenida.

Principales conclusiones generales del análisis de los registros de viento

- **Datos totales:** el número de registros total casi se concentra en la dirección principal (ONO – ESE) coincidente con la del río al desembocar en el embalse y que es perpendicular al viaducto. Además se observa que existe un mayor número de registros de viento que sopla desde el lado del embalse que desde el opuesto. La velocidad media es mayor cuando sopla desde el lado del embalse que desde el río.
- **Día/Noche:** por el día sopla más desde el lado del embalse y por la noche desde el lado contrario aunque la velocidad es mayor por el día.
- **Estaciones:** el viento sopla diferente según la estación en la que nos encontramos. En otoño, primavera y verano

sopla con mayor frecuencia desde el lado del embalse y en invierno desde el lado contrario.

- **Rango de velocidades:** se observa que en la dirección principal del lado del embalse el rango de velocidades con las que el viento sopla es mayor.
- **Dirección de incidencia:** la dirección más predominante con la que sopla el viento es la perpendicular al arco con un 48% del tiempo total. En la dirección que incide casi paralela al arco solo sopla un 17% del tiempo.

Análisis del comportamiento de la estructura tras el tesado previo y hormigonado de cada dovela

El proceso constructivo tipo en cada fase constaba de las siguientes tareas:

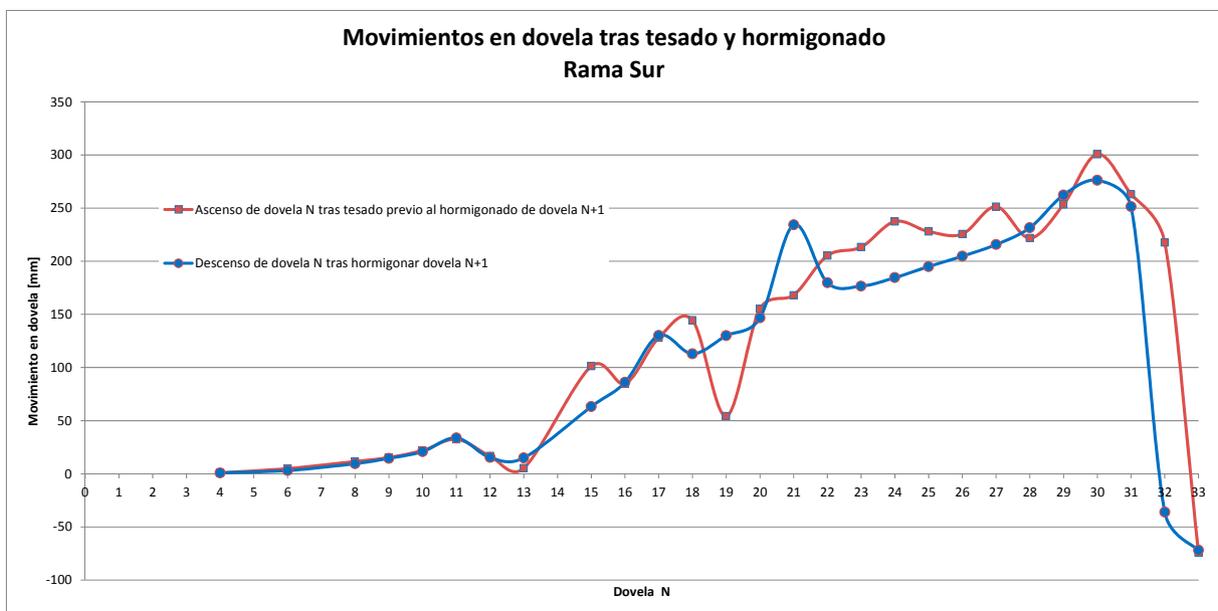
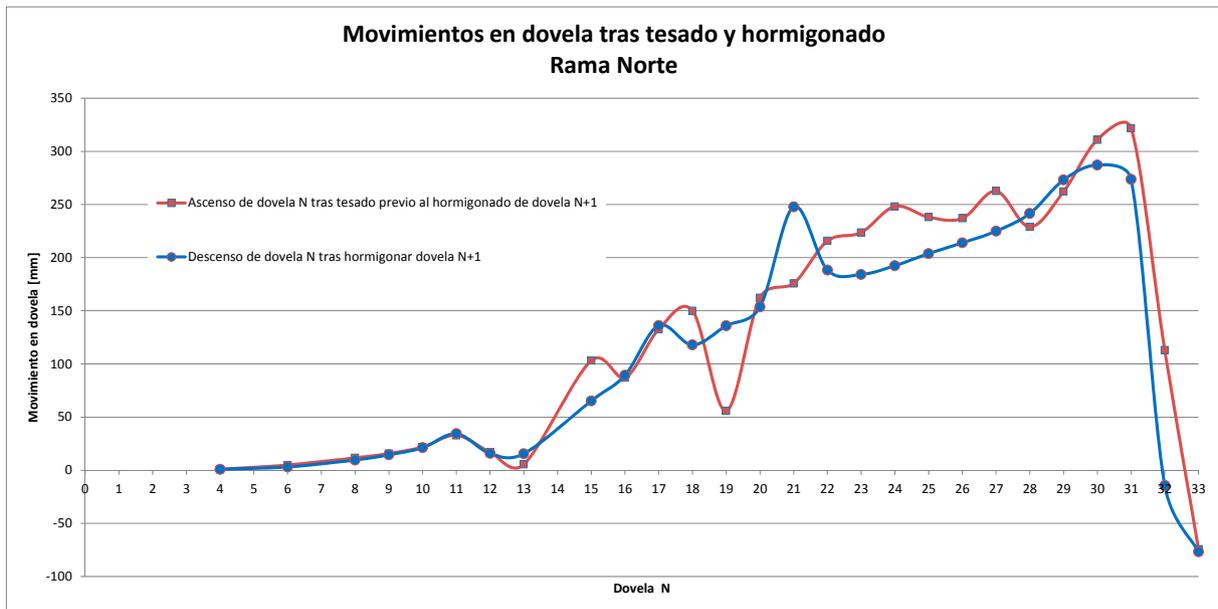


Figura 9. Movimientos en la dovela tras las fases de tesado (ascenso) y tras el hormigonado (descenso) en las ramas norte y sur.

- Avance del carro de hormigonado y posicionamiento para hormigonado en la dovela N.
- Trabajos de ferralla de dovela N.
- Tesado del tirante de la última dovela hormigonada N-1.
- Hormigonado de dovela N.

Atendiendo al valor absoluto del movimiento de cada dovela en estas mismas fases (sin tener en cuenta los efectos térmicos) se observa como en la fase de tesado previo a un hormigonado y la fase posterior de hormigonado, la dovela anterior a la recién hormigonada sufre un ascenso tras el tesado muy similar al descenso que se produce con el hormigonado tal como se puede ver en la [figura 9](#).

Los datos de la dovela 33 son tras el destesado de tirantes y retirada de grúas sobre el arco.

La [figura 10](#) muestra las temperaturas en el interior del arco en el instante de hormigonar cada dovela. La temperatura que se tomó de referencia para el cálculo de los efectos térmicos fue 16°C. Las diferencias entre esta temperatura y la teórica se medían e introducían en el procedimiento corrector de la posición del carro de hormigonado.

Análisis del comportamiento de la estructura en tesados y retesados

Tras el tesado de cada tirante, se procedía al análisis de las lecturas de los sensores que *a priori* se podían ver afectados por el tesado para comprobar que se comportaban según lo esperado teóricamente.

Primeramente, se comprobaba que la relación entre las car-

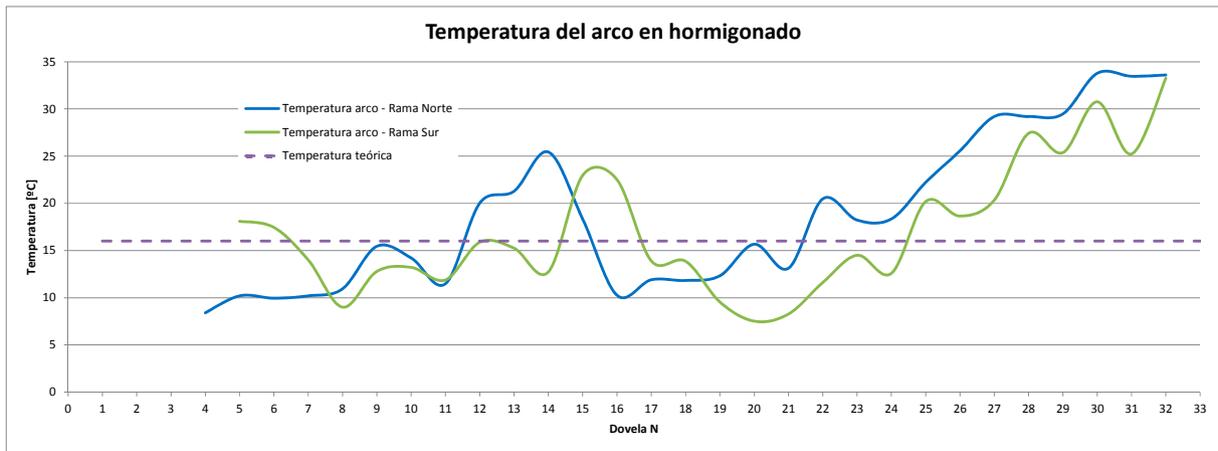


Figura 10. Temperaturas interiores del arco en ramas norte y sur durante los hormigonados de las dovelas comparadas con la temperatura teórica considerada en proyecto.

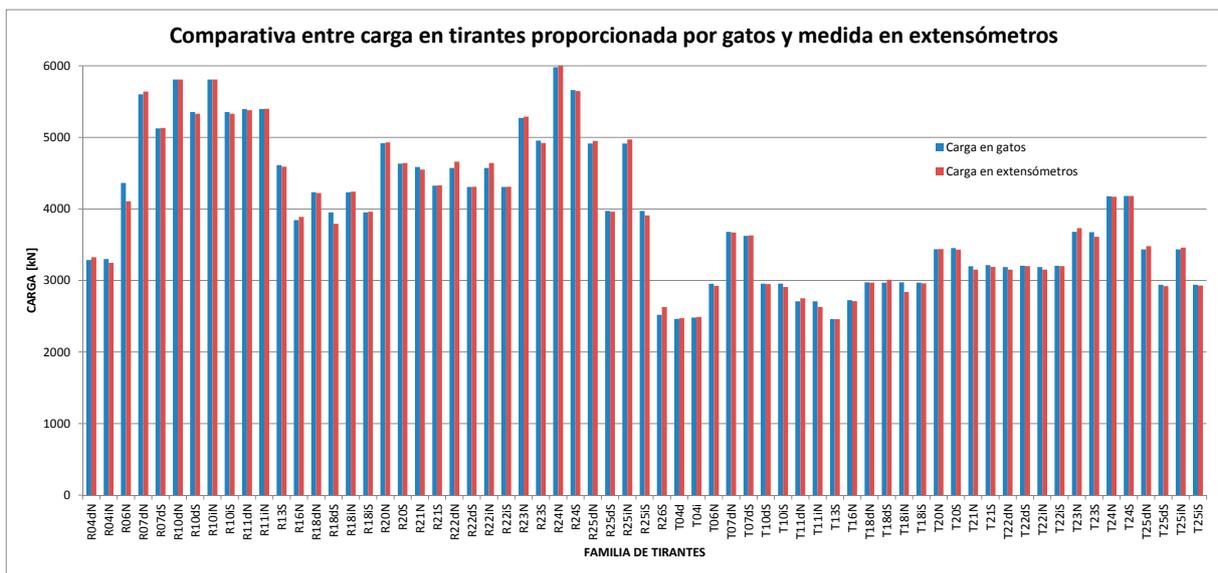


Figura 11. Carga de tesado de los tirantes [kN]. Medida en gatos y en los extensómetros.

gas aplicadas a los tirantes a través de los gatos y la que medían los extensómetros colocados en barras roscadas de acero de alto límite elástico de los bastidores no fuera muy diferente. De esta forma, se podía confirmar si la evolución de las cargas en tirantes era conforme a proyecto. Además, se hacía un análisis de los elementos constructivos afectados por cada tesado (torres de atirantamiento, pilas de atirantamiento y retenida y sus cimentaciones) que estaban instrumentados o de los que se tomaba su topografía periódicamente.

La figura 11 muestra la carga aplicada con gatos hidráulicos para el tesado de los tirantes y la lectura que tomaron los extensómetros colocados en ese momento. Se observa que el desfase de la medida que obtenían los extensómetros con la aplicada por los gatos era muy reducido en todos los casos.

Resumen del análisis realizado tras tesados de tirantes:

- La carga aplicada a los gatos de tesado coincide en líneas generales con la lectura obtenida de los extensómetros ubicados en las barras roscadas de los bastidores.

- Las células de carga colocadas en los anclajes al terreno de las zapatas de retenida no mostraban cambios apreciables tras los hormigonados y tesados.
- Las pilas de atirantamiento y retenida no sufren movimientos apreciables tras el tesado de tirantes.
- La torre de atirantamiento sí que experimentaba movimientos considerables durante el hormigonado y tesado de los tirantes al ser un elemento mucho menos rígido (con rótula en su base). Cuando se tesaba, la torre se inclinaba hacia el tablero y después del hormigonado de la dovela volvía a quedarse en situación similar a como estaba antes.

La figura 12 muestra la evolución temporal en un periodo de 13 días de los clinómetros longitudinal y transversal y su relación con los umbrales prefijados. El clinómetro longitudinal muestra pequeñas variaciones diarias debidas al incremento uniforme de temperatura. Los valores registrados están contenidos entre los umbrales de estudio y parada por lo que esta

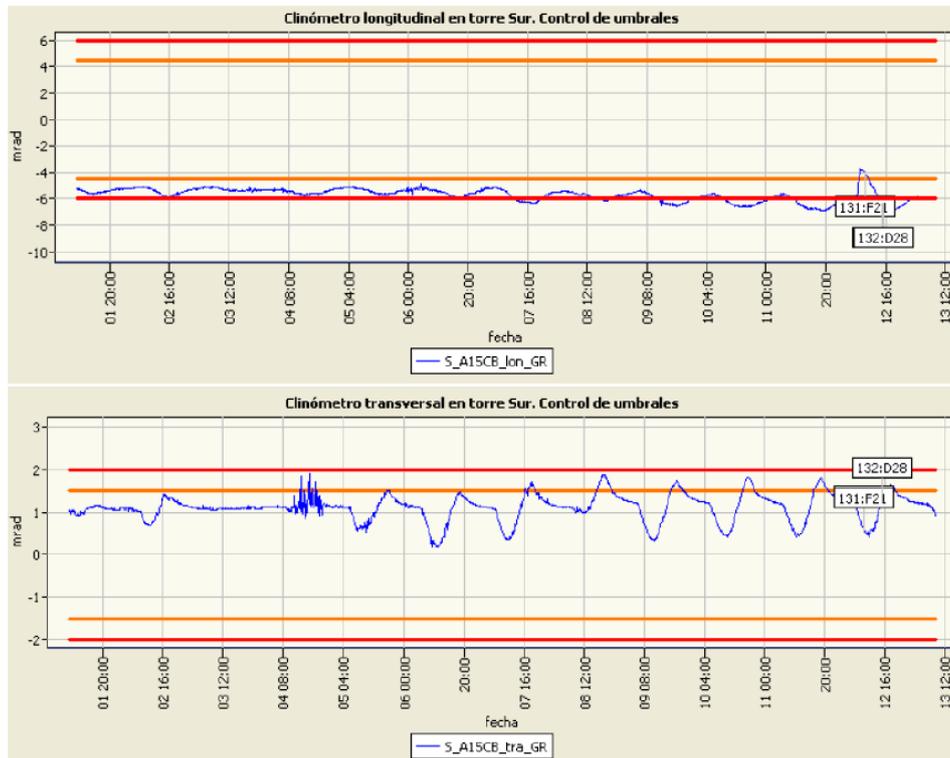


Figura 12. Extracto de informe automático con la evolución de lecturas en clinómetros longitudinal y transversal en la torre sur y valores umbral.

variable fue seguida con atención durante todo el proceso. El gráfico de la parte inferior de la figura muestra la evolución del clinómetro transversal en el mismo periodo. Aquí las variaciones diarias son más acusadas en términos relativos y acusan la variación de la insolación a lo largo del día. Aparte de las variaciones térmicas, la [figura 12](#) muestra un incremento de inclinación longitudinal (hacia el final del periodo, cuando se produce un tesado). El clinómetro transversal no se ve afectado.

Lecturas de fuerzas en tirantes. Pesaje de tirantes

Durante la construcción hubo algunas diferencias apreciables entre la carga que marcaban los sensores ubicados en los tirantes (extensómetros colocados en barras roscadas de alto límite elástico en los bastidores) y la que deberían tener según la carga a la que se tesaban. Por ejemplo, la [figura 13](#) muestra un extracto de un informe automatizado de instrumentación en el que la lectura en células de un determinado tirante se desvía un 23% del valor teórico. En tales casos, se procedía a hacer un pesaje de tirantes que consistía en volver a tesar con gatos hidráulicos las barras hasta comprobar que las tuercas de bloqueo se despegaban, marcando en ese instante la carga que tiene el tirante. Como se ve, la comprobación tras el pesado muestra que el desfase real es de solo el 1%, siendo el resto de la desviación imputable al dispositivo de medida.

Se estipuló un 15% como valor admisible de desfase entre carga teórica y la medida debido a que estos extensómetros tienen una deriva a largo plazo atribuible al propio sensor. La [figura 14](#) muestra la evolución de los tirantes con extensómetros que tuvieron una deriva mayor de la admisible. Se colocaron 76 extensómetros en diferentes tirantes de los cuales solo 9 superaron el umbral admitido como máxima deriva de medida con el paso del tiempo.

Comportamiento de las torres de atirantamiento

La instrumentación que se colocó a las torres de atirantamiento consistió en los siguientes elementos:

- Clinómetro longitudinal y transversal en cabeza de torre para medir la inclinación.
- Extensómetros en patas de torre y bajo los bulones de rótulas (controlar bloqueo de rótulas) para medir indirectamente tensiones.
- Termómetros.
- Dianas y prismas para control topográfico.

Tras cada operación de tesado y hormigonado de dovelas, se procedía al análisis de las lecturas obtenidas tanto a través de la instrumentación dispuesta como por medios topográficos. El objeto era comprobar que la torre de atirantamiento tenía desplazamientos dentro del rango esperable en cada fase de construcción. La [figura 15](#) muestra un ejemplo de registro de clinómetros.

Análisis de termómetros en los dos arcos

Se analizaron las lecturas en ambos arcos durante una semana obteniendo como conclusión que los termómetros ubicados en torres y tirantes daban lecturas similares en ambos arcos, pero en los ubicados en dovelas de hormigón existía gran disparidad de lecturas. Estas diferencias podían ser debidas a diferentes factores: termómetros más expuestos a la radiación solar, sensores despegados de su superficie, sensores cercanos a elementos recién hormigonados con altas temperaturas de fraguado o sensores con un funcionamiento anómalo.

Extensómetros en barras de anclaje de tirantes. N.				
T02 Arco Derecha.Barra N. der. [kN]	4272	2014/05/13 9:00	(4143)	(2014/05/01 9:00)
T02 Arco Derecha.Barra N. izq. [kN]	4034	2014/05/13 9:00	(3945)	(2014/05/01 9:00)
T02 Arco Derecha.Barra S. der. [kN]	4033	2014/05/13 9:00	(3976)	(2014/05/01 9:00)
T02 Arco Derecha.Barra S. izq. [kN]	4632	2014/05/13 9:00	(4543)	(2014/05/01 9:00)
T02 Retenida Derecha.Barra N. der. [kN]	4362	2014/05/13 9:00	(4369)	(2014/05/01 9:00)
T04 Arco Derecha.Barra N. der. [kN]	2415	2014/05/13 9:00	(2337)	(2014/05/01 9:00)
T04 Arco Izquierda.Barra N. der. [kN]	2420	2014/05/13 9:00	(2341)	(2014/05/01 9:00)
T04 Retenida Derecha Barra N. der. [kN]	2580	2014/05/13 9:00	(2711)	(2014/05/01 9:00)
T04 Retenida Izquierda.Barra N. der. [kN]	3108	2014/05/13 9:00	(3151)	(2014/05/01 9:00)
T06 Arco Derecha.Barra N. der. [kN]	3030	2014/05/13 9:00	(2999)	(2014/05/01 9:00)
T06 Retenida Derecha.Barra N. der. [kN]	4190	2014/05/13 9:00	(4234)	(2014/05/01 9:00)
T07 Arco Derecha.Barra N. der. [kN]	3496	2014/05/13 9:00	(3674)	(2014/05/01 9:00)
T07 Retenida Derecha.Barra N. der. [kN]	5650	2014/05/13 9:00	(5701)	(2014/05/01 9:00)

TIRANTE	Valor sensor [kN]	Carga teórica en fase actual [kN] (*)	Diferencia entre carga teórica y real [kN]	Relación carga real / teórica
R04dN	2580	3402	822	76 %

Tirante	Valor sensor [kN]	Carga en gato [kN]	Carga teórica[kN]	Sensor-teórica [kN]	Gato-teórica [kN]	Error sensor [%]	Desfase tras comprobación [%]
R04dN	2588	3341	3380	-792	-39	-23%	-1%

Figura 13. Informe de instrumentación sobre fuerzas en tirantes y comprobaciones en un caso cuya desviación supera el umbral admitido.

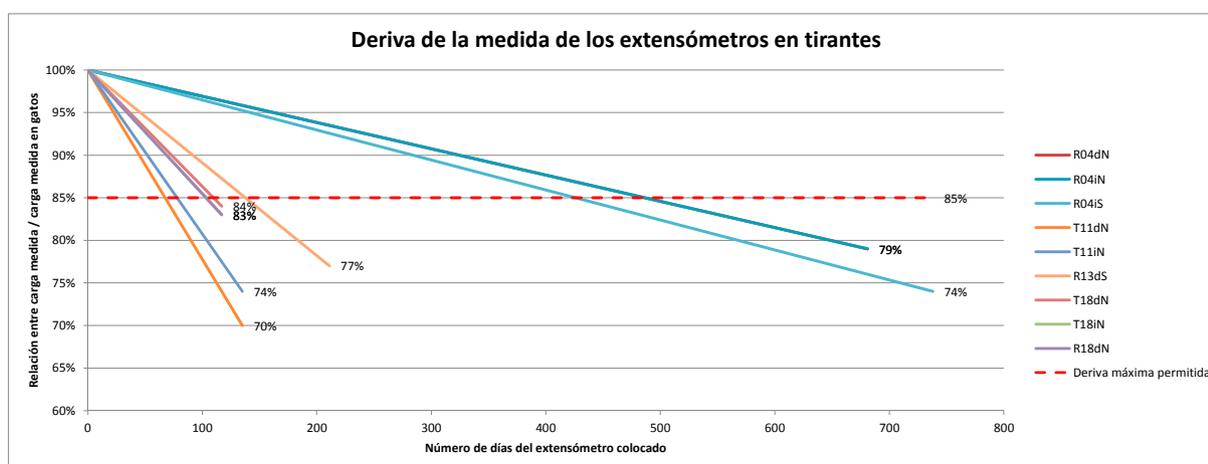


Figura 14. Evolución con el tiempo de la medida extensométrica de fuerzas en tirantes respecto al valor teórico y umbral que marca la necesidad de hacer un pesaje.

5. CONSIDERACIONES SOBRE INSTRUMENTACIÓN Y NORMATIVA

En las dos obras, viaducto del Almonte y del Tajo se implantaron sistemas de instrumentación y control geométrico que, en líneas generales, fueron muy útiles y ofrecieron los resultados esperados. La tarea de la asistencia conjunta a ambas direcciones

de obra se encaminó a unificar en lo posible la intensidad y el uso de los sistemas de instrumentación. Sin embargo, es un hecho que no existe un consenso ni mucho menos una estandarización en el diseño y en la operativa de los sistemas de medida y control de estructuras en construcción.

Cabe preguntarse si es posible, y deseable, la implantación de recomendaciones de buenas prácticas y contenidos mínimos de los proyectos de instrumentación y control de gran-

Sensores de la torre de atirantamiento Sur

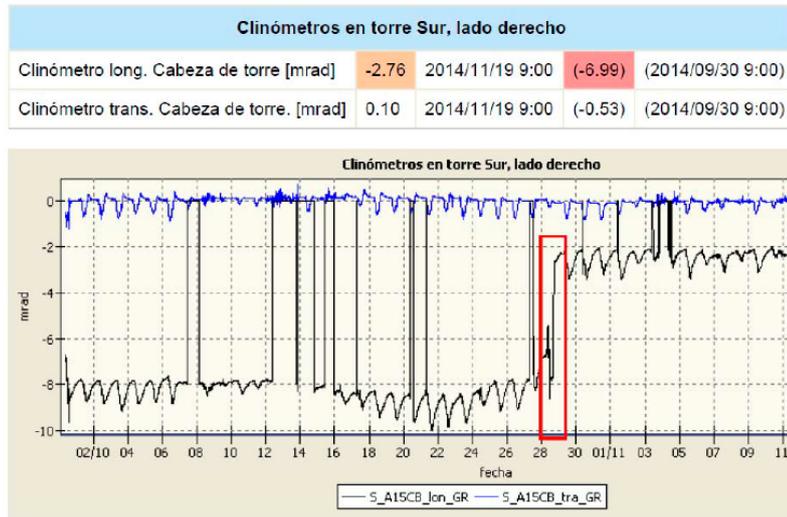


Figura 15. Muestra de registros de sensores con variaciones diarias, ruido eléctrico y la huella de etapas constructivas.

des estructuras. La referencia [2] repasa las recomendaciones sobre instrumentación de estructuras aparecidas en distintos países desde la guía publicada por la agencia FHWA estadounidense en 2002 [3] hasta la norma rusa GOSTR 53778 de 2010 [4] pasando por la guía de 2006 de la agencia SAMCO de la Unión Europea [5]. Recientemente, China ha publicado el código técnico GB 50982-2014 de instrumentación de edificios y puentes [6] que contiene prescripciones de obligado cumplimiento sobre requisitos mínimos y parámetros de la instrumentación para distintas estructuras durante la construcción y también en explotación.

Son desarrollos normativos que merece la pena tener en cuenta en la fase de diseño del sistema de instrumentación y control geométrico de una estructura de gran magnitud, como el viaducto sobre el río Almonte. Sin embargo, hay que hacer notar que la literatura especializada se centra en la monitorización durante la explotación y dedica mucha menos atención a la instrumentación durante la obra [7].

6. CONCLUSIONES

Se hacen a continuación unas consideraciones finales sobre la experiencia con los distintos sensores y sobre la unificación de criterios en el diseño y uso de la instrumentación de grandes obras para la toma de decisiones sobre el proceso constructivo y sobre la continuidad de la toma y uso de datos en la explotación de la infraestructura.

Sobre la fiabilidad y durabilidad de los distintos sensores

- Extensómetros en tirantes: se constató que existía una cierta deriva a largo plazo y se definió como rango admisible un 15% del valor teórico. Cuando se sobrepasaba este

valor, se hacía un pesaje de los tirantes con gatos hidráulicos dando en la mayoría de los casos valores próximos a los teóricos y no a los expresados por los sensores.

- Extensómetros en barras corrugadas: han dado muchos problemas de lecturas que han llevado a tenerlas en cuenta solo cualitativamente (ver tendencias e incrementos) y no cuantitativamente. Ejemplos de incoherencias: dar valores de tracción en zonas donde claramente tiene que estar comprimido, etc. Todo esto ha llevado a tener en cuenta solo su tendencia y no sus valores.
- Extensómetros de varillas en terreno: problemas con cableado.
- Células de carga en anclajes: al principio hubo dudas de la fiabilidad pero se demostró que el problema era intrínseco del propio sistema de tesado y de anclaje de cuñas.
- Termómetros: existe una variedad de factores que pueden dar lugar a lecturas erróneas como son: ubicación cercana a hormigón recién vertido y por tanto con alto calor de fraguado, problemas con roturas de cableado, despegue de termómetros fijados en superficie, termómetros más expuestos a la incidencia directa de los rayos del sol...
- Clinómetros: comportamiento afectado por la incidencia directa del sol (protegerlos con sombreretes) y por posibles golpes durante la construcción.

Instrumentación de obra e instrumentación durante la explotación

En las etapas finales de la construcción del viaducto se han planteado distintas variantes para aprovechar parte de la instrumentación y sus infraestructuras (escaleras y accesos al arco y al tablero, iluminación, etc.) para su empleo durante la explotación. De igual modo, es de gran interés la continuidad de los datos del control geométrico desde el fin de la construcción hasta el comienzo de la explotación y mantenimiento de la obra. Planificar desde etapas tempranas este aprovechamiento

y relevo (tanto del encargado de la toma de datos como de la sección de la Administración que gestiona la obra) ofrece a la Administración una importante utilidad añadida a un coste relativamente reducido.

Referencias

- [1] *Wind Effects on Cable-supported Bridges*. You-Lin Xu. Wiley. 2013
- [2] *Specifications and applications of the technical code for monitoring of building and bridge structures in China*. Y. Yang, QS. Li, B.W. Yan. *Advances in Mechanical Engineering*. 2017
- [3] *Development of a Model Health Monitoring Guide for Major Bridges*. Aktan AE, Catbas FN. FHWA research and Development. 2003
- [4] *Building and structures, technical inspections and monitoring regulations*. GOST R 53778:2010
- [5] *Guideline for Structural Health Monitoring, Final Report. Structural Assessment Monitoring and Control Network (SAMCO)*. Berlin, 2006
- [6] *Technical Specifications of Structural Health Monitoring for Highway Bridges: New Chinese Structural Health Monitoring Code*. Moreu F, Li X., Li S., Zhang D. *Frontiers in Built Environment*, volume 4. 2018. <https://www.frontiersin.org/article/10.3389/fbuil.2018.00010>
- [7] *Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems*. Ed. V. M. Karbhari, F. Ansari. CRC Press, 2009



VIADUCTO DE ALMONTE

LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD MADRID-EXTREMADURA

IDOM

www.idom.com



Arenas & Asociados

www.arenasing.com



III PREMIO DE INGENIERÍA
acésit categoría puentes



GUSTAV LINDENTHAL MEDAL



OUTSTANDING STRUCTURE AWARD
finalist



OUTSTANDING CONCRETE STRUCTURE
special mention



American Concrete Institute
Always advancing
EXCELLENCE IN CONCRETE CONSTRUCTION AWARD
Infrastructures winner
overall winner



GLOBAL BEST PROJECTS AWARD
bridges & tunnels winner

Supervisión a la construcción del viaducto de Almonte

Construction supervision of the Almonte Viaduct

Guillermo Capellán Miguel^a, Javier Martínez Aparicio^b,
 Emilio Merino Rasillo^b y Pascual García Arias^c

^aDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados, Santander, España

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Arenas & Asociados, Madrid, España

^cIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Idom Consulting, Engineering, Architecture, Madrid, España

Recibido el 18 de diciembre de 2017; aceptado el 8 de octubre de 2018

RESUMEN

La nueva línea ferroviaria de Alta Velocidad Madrid-Extremadura/Talayuela-Cáceres salva, en el subtramo Embalse de Alcántara-Garrovilleas, el río Almonte a su llegada al embalse de Alcántara mediante un arco de hormigón de tablero superior, con una luz de 384 m. Esta gran estructura constituye un reto constructivo de primera magnitud para los trabajos de supervisión de obra, dada la necesaria calidad en la ejecución que se requiere para el éxito de la obra.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Publicado por Cinter Divulgación Técnica S.L.L. Todos los derechos reservados.

PALABRAS CLAVE: Arco, hormigón, supervisión, control, geometría, monitorización, gestión de datos.

ABSTRACT

The new Madrid-Extremadura/Talayuela-Cáceres high-speed rail line, in its reservoir of Alcántara-Garrovilleas sub-section, saves River Almonte on its arrival to the reservoir by means of a concrete arch with a 384-m span. This great structure is a first-rate construction challenge for site control works, given the necessary quality required in its execution for the success of the work.

© 2020 Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE). Published by Cinter Divulgación Técnica S.L.L. All rights reserved.

KEYWORDS: Arch, concrete, site control, geometry, monitoring, data management.

1.

INTRODUCCIÓN

El subtramo Embalse de Alcántara-Garrovilleas de la nueva línea ferroviaria de Alta Velocidad Madrid-Extremadura/Talayuela-Cáceres, con tráfico mixto para pasajeros y mercancías, y una velocidad máxima de 350 km/hora comprende, además de tres viaductos de tipología y luces estándar y varias estructuras de paso menores, el paso sobre el río Almonte a su llegada al embalse de Alcántara. Este viaducto de hormigón incluye un gran arco de tablero superior, con una luz de 384 m, el cual es objeto de esta monografía.

Para la construcción de esta estructura tan singular, ADIF ha considerado la complejidad y trascendencia de una supervisión que comprenda, tanto las actividades habituales en la ejecución de un viaducto de alta velocidad, como todas aquellas a las que obligan las peculiaridades del puente.

En este artículo se exponen genéricamente las actividades de supervisión más normales que han de realizarse en un viaducto, desde los puntos 2 al 3.

Posteriormente, se entra en detalles en aquellos apartados que han resultado ser más específicos de esta estructura. Estos puntos son:

- En el punto 4, se trata de la gestión de la enorme cantidad de información recogida en los diversos sistemas de auscultación y en su explotación productiva para la obra.
- En el punto 5, se muestra cómo se ha hecho el control geométrico del arco durante su evolución constructiva.
- En el punto 6, se exponen todas las actividades especiales para el control del hormigón de altas prestaciones HA-80.

Se entresacan esos tres puntos por ser los que, de forma sobresaliente, han constituido el núcleo de las preocupaciones

* Persona de contacto / Corresponding author.
 Correo-e / email: jmartinez@arenasing.com (Javier Martínez Aparicio)

principales de supervisión a la construcción del viaducto de Almonte.

2. MISIÓN DE LA SUPERVISIÓN

El objetivo mínimo de la supervisión y control de esta obra incluye todas las actuaciones necesarias para asegurar la correcta ejecución del contrato, de acuerdo con la normativa de ADIF recogida en el Sistema de Gestión de la Dirección General de grandes proyectos de Alta Velocidad, así como el cumplimiento de las condiciones impuestas en el proyecto y demás normativa vigente. El núcleo de dicho trabajo fue contratado por ADIF a la Asistencia al Control de Obra (ACO) constituida por la UTE de Arenas & Asociados e Idom Consulting, Engineering, Architecture.

Esta supervisión de la ejecución cubría no solo la vigilancia durante la construcción, sino también las actuaciones previas e inmediatamente posteriores.

Las actividades desarrolladas en esas fases fueron genéricamente las especificadas en los párrafos siguientes.

Antes de la construcción el control consistía en:

- Confirmación de la calidad de los elementos a poner en obra de acuerdo con las especificaciones.
- Adecuación a normas de todos los medios y elementos auxiliares previstos para la ejecución.
- Datos para el control y la medición posterior.

Durante la construcción el control se centraba en:

- Asegurar que la puesta en obra se realizase con arreglo a las especificaciones aprobadas en el Plan de Aseguramiento de la Calidad (PAC).
- Que el elemento recién ejecutado se encontrase protegido de cualquier fenómeno que alterase sus características finales.

En cambio, el control después de la ejecución consistía en:

- Verificación de que las características del elemento se ajustasen a las esperadas en el proyecto.
- Realización satisfactoria de todos los ensayos y pruebas finales exigidas en los pliegos.

Este planteamiento patrón se ha visto excedido en varios puntos, con el fin de lograr una respuesta proporcionada a los retos que añaden los pormenores de esta obra.

Como ejemplo más señalado de estos pasos se puede hacer mención del propio arco para el que ha sido necesario determinar, entre otras muchas cosas:

- La fórmula necesaria para el hormigón autocompactable de alta resistencia.
- Los carros de avance del arco (proyecto especial de construcción, pruebas de carga *in situ*, funcionamiento electromecánico).
- Posición del encofrado, es decir, del carro de avance, antes de hormigonar.
- Asegurar el completo relleno del espacio de cada dovela del arco desde las únicas ventanas de hormigonado que se

hallaban en la cara superior de la pieza.

- Verificación de que la evolución de las temperaturas de fraguado de la masa de hormigón de las dovelas no es perjudicial.
- Ensayos de resistencia del hormigón autocompactable de alta resistencia.
- Controles de fuerza en tirantes para que, limitando su exceso o defecto de forma efectiva, las dovelas previamente hormigonadas no se vean perjudicadas.

Se puede decir que debido a la luz del arco las comprobaciones se han debido multiplicar, no solamente porque la obra sea mayor y, por ejemplo, el número de muestras a recoger sea más grande, sino que la misma variedad de controles a poner en práctica es más numerosa y su grado de exigencia mucho más estricto. Un ejemplo es el control topográfico durante la ejecución de las dovelas del arco: se multiplican las tomas de datos ya que la situación del arco varía de forma muy rápida y, además, se requiere una alta precisión que permita verificar que los movimientos del puente se ajustan a los previstos en los cálculos teóricos.

Además, ha de señalarse que los equipos de control han debido responder con inmediatez suficiente para minimizar las alteraciones en el ritmo de ejecución, ya que la mayor parte de la obra transcurre por una especie de camino crítico (una dovela se ejecuta sobre la anterior) en donde los errores son de difícil corrección y donde la definición de tolerancias y su verificación juega un papel fundamental.

3. CONTEXTO DE LAS ACTIVIDADES DE SUPERVISIÓN

3.1. Características generales

El procedimiento de montaje se ha desarrollado con el objetivo de respetar al máximo el embalse de Alcántara, que en este punto tiene una profundidad de casi 60 m. El cumplimiento de este objetivo se logra con tramos de tablero, en ambos extremos del puente, con luces moderadas de 36 a 45 m. Estos vanos tienen la misma constitución y geometría en los tramos sobre el arco de forma que es posible utilizar el mismo sistema de cimbras autolanzables que en el resto. Además, todo el tablero se construye sin juntas a lo largo de sus 996 metros de desarrollo. Por tanto, el sistema de construcción es estándar como igualmente debe ser la supervisión que, para este tablero, tenía escasas particularidades.

Por otro lado, el arco se levanta con el método de los voladizos sucesivos. La longitud total del arco se divide en 65 segmentos ejecutados *in situ*, 32 en cada lado más un segmento clave.

Para asegurar que los segmentos se mantengan dentro de las tensiones admisibles y mantener la geometría óptima, los segmentos se cuelgan de un sistema de cables de atirantamiento durante la construcción. La familia de cables tiene 26 pares de cables de soporte. Los cables 1 a 8 están anclados a las pilas que se elevan en ambas márgenes del río. Los anclajes para los cables 9 a 26 se fijan en las torres provisionales que se prolongan en altura más allá del tablero. Las fuerzas de los cables se ajustan, paso a paso, durante la construcción, mientras que se



Figura 1. Célula de carga en anclaje al terreno.



Figura 2. Control geométrico de encofrado.

destesan algunos cables en las etapas intermedias de la construcción para evitar esfuerzos excesivos.

Una vez cerrado el arco y los pilares sobre el arco, se construyen los últimos tramos de tablero y finalmente se hormigona el pequeño tramo de cierre con uno de los sistemas de cimbra autolanzable. No existe apertura en clave, de forma que la única precompresión del arco es la proporcionada por los tirantes.

Existen algunas otras particularidades que conviene reseñar:

- Las cimentaciones del arco son enormes macizos de 7400 y 6300 m³ de hormigón armado cada uno, que se empotran en el lecho rocoso. La roca circundante se inyecta con lechada de cemento para rellenar todas las fisuras y discontinuidades.
- El equilibrio global del voladizo de 192 m que constituye cada una de las mitades del arco, se logra anclándolo a las cimentaciones de las pilas adyacentes. Para ello se anclan al subsuelo con unidades de 22-26 metros de longitud pretensadas a 2000 kN (figura 1). Cada cimentación dispone de 60 de estas unidades más una pequeña reserva.
- El hormigonado del arco se hace a través de dovelas, segmento a segmento, por medio de un encofrado en voladizo que se ajusta a todas las posibles geometrías del arco: desde la dovela 1 a la 15 el arco está formado por una doble sección que varía en canto, y desde el 16 al 33 el arco es una pieza única que varía en anchura y canto (figura 2).
- Las torres de acero que conforman los pilonos auxiliares se izan desde la posición horizontal sobre el tablero, donde son construidos, hasta la vertical, gracias a una articulación.



Figura 3. Doble control de fuerzas en tirantes: extensómetros y pesaje con gatos.

- Los tirantes son cables compuestos por cordones paralelos individualmente protegidos contra la corrosión. El número de cordones varía desde 15 a 53 Φ 15.2 mm dependiendo del tirante. Se trata de cordones no galvanizados, ya que se logra suficiente protección con las fundas de polietileno extruido sobre ellos, más la cera de los intersticios. El anclaje de sus extremos se ejecutaba normalmente por medio de una articulación en dirección vertical para facilitar el montaje (figura 3).
- Existe una serie de operaciones de cambio del punto fijo del tablero. Al inicio de la obra se establece en ambos estribos

y, posteriormente, se debe trasladar a las pilas-pilono del sistema de atirantamiento. Finalmente, ese punto fijo se traslada a la posición definitiva, en la clave del arco.

4. GESTIÓN DEL SEGUIMIENTO

La construcción de un puente con características constructivas tan particulares como el viaducto de Almonte requiere un control estructural permanente que comienza en la ejecución y debe comprender toda su vida útil. Por esta razón se implementó un programa de medición exhaustivo con casi 200 puntos de registro de datos (véanse los capítulos correspondientes de este monográfico). Estos datos tienen fundamentalmente tres orígenes:

- Sistema de instrumentación.
- Seguimiento topográfico clásico (figura 4).
- Registro de fuerzas por medio de gatos en tirantes.

Se trata de una enorme cantidad de datos que deben gestionarse adecuadamente para obtener resultados aptos para tomar, en cualquier momento, decisiones operativas correctas.

La organización global de todos estos equipos de trabajo en paralelo, el proceso de los datos, su interpretación y la inclusión de los mismos dentro de la información operativa de la obra, es compleja, debido tanto a la cantidad de los mismos como a su variedad.

4.1. Necesidad de una gestión global del control

Generalmente, en las obras el uso de todos los datos registrados es difícil por exigir un trabajo intensivo. Por eso muchas veces, no se saca un aprovechamiento profundo, el cual, por otro lado, en general tampoco se necesita. Se suele hacer un uso más intenso, pero puntual de estos datos cuando se llega a operaciones críticas y limitadas en el tiempo, o cuando hay un problema real que se quiere identificar. Para ese proceder basta con disponer de uno o dos parámetros de seguimiento, que son los que se controlan de forma periódica. Las desviaciones de esos escasos parámetros respecto a las esperadas, al sobrepasar cierto nivel de alerta, obligan a la toma de decisiones operativas después de un proceso de análisis de mayor o menor complejidad.

Por ejemplo, en un puente construido por segmentos grandes de vano, habitualmente por medio de cimbra o autocimbra, el seguimiento normal es topográfico. Muchas veces el control se reduce a tomar coordenadas de la autocimbra antes de hormigonar y, si se desea verificar el acierto de lo ejecutado, comprobar después si el resultado es el esperado. Dado el caso, se propondrían correcciones para vanos siguientes, asumiendo lo ya construido, salvo que sea totalmente inaceptable. En este caso el éxito corresponde a la evaluación correcta de la rigidez de la autocimbra desde un primer momento. Al tratarse de elementos de muchos usos se suele conocer a la perfección como se han comportado con anterioridad y, si son nuevos, se tiene un conocimiento suficientemente acertado por similitud con otros semejantes.

En un puente arco construido sobre cimbra también se toma topográficamente la posición de la cimbra antes del hormigonado y se intenta prever cuanto va a descender. Si el



Figura 4. Toma de datos de posición del arco.

puente es grande, la cimbra es una estructura con entidad propia, con elementos totalmente definidos, de acero o madera, y es posible hacer los estudios necesarios para estimar con acierto su comportamiento al recibir el peso del hormigón fresco.

En un viaducto de tablero cajón ejecutado con carro de avance por dovelas sucesivas se va a controlar la obra de forma prioritariamente topográfica, tomando las coordenadas de secciones seleccionadas. Si se detecta una desviación respecto a la prevista, se asume lo construido con anterioridad y los segmentos que restan se ejecutan con una geometría corregida para minimizar el error final.

Si, además, se trata de un puente con el tablero empotrado en los estribos, su estabilidad dependerá de que no vuelquen. Habrá que añadir, como parámetro de seguimiento básico de seguridad global, si existe alguna movilización tipo vuelco de los estribos de tipo topográfico o instrumental, pero siempre contenido dentro de los datos de estudio periódico.

En un puente atirantado, por ejemplo, se debe sumar al seguimiento topográfico del tablero, el de los pilonos que podrían inclinarse. En ese caso el control de la fuerza en tirantes no suele ser principal, ya que su variabilidad no suele ser relevante, de tal manera que no suele existir la necesidad de plantear retesados a la mitad del proceso constructivo del tablero dada la estabilidad y regularidad de las cargas. Ocasionalmente se puede plantear un retesado al final para corregir todos los errores acumulados. Esto se hace así ya que la trascendencia sobre la modificación de esfuerzos en el tablero suele ser moderada.

El viaducto de Almonte alberga características de todos estos tipos de puentes (puente ejecutado con autocimbra, puente arco sobre cimbra, puente ejecutado con carro de avance,

punto empotrado en los estribos y ejecutado como un voladizo puro, puente atirantado) por lo que en su construcción han debido controlarse, como parte de su programa básico de seguimiento, todos esos parámetros. Se ha considerado que no era prudente distinguir entre esos parámetros cuál debía controlarse, relegando el resto a las tinieblas. Todos esos parámetros han sido juzgados relevantes y, por tanto, se ha considerado que debían constituir un cuerpo completo a analizar con periodicidad, frecuencia alta y profundidad suficiente.

Adicionalmente, el viaducto tiene otras particularidades que sustentan la importancia del amplio programa de seguimiento adoptado:

- El arco se construye con una forma antifunicular que no corresponde con la que realmente le conviene durante la ejecución, más propia de un atirantado, el cual sería recto y no introduciría efectos de forma relevantes. No es el caso, por lo que mantener su forma con precisión es un requisito elemental: si existe un exceso de esfuerzos de flexión negativos o positivos, se fisura y, por tanto, se degenera la rigidez del arco durante su explotación posterior.
- Se ha considerado esencial limitar las tracciones que originan la fisuración dentro de parámetros aceptables que fijen la profundidad y amplitud de las zonas fisuradas a zonas muy localizadas. Lograr esta limitación se ha encargado a los tirantes, que deben mantener el eje antifunicular futuro del puente y, además, limitar sus tracciones durante la obra. Estas dos necesidades son, en cierto grado, contradictorias, por lo que el rango de movimientos admisibles en el arco durante su construcción es una banda relativamente estrecha. Se justifica así la necesidad de un control intenso de los parámetros siguientes: tracciones en secciones del arco, fuerzas en tirantes, posición del eje del arco. Se trata de parámetros correlacionados, pero que dado el estrecho margen admitido de variación pueden todos dar un aviso o alerta durante la evolución de la estructura.

4.2. El control monitorizado del viaducto

El objetivo de las labores de supervisión se plantea como un seguimiento monitorizado dirigido a cumplimentar los siguientes puntos:

- Asegurar unos errores constructivos mínimos lo que asegura esfuerzos de segundo orden menores tanto en el arco como en las pilas.
- Establecer un sistema de alerta inmediata ante incidencias que puedan tener que ver con la seguridad de la estructura durante alguna de las fases constructivas.
- Garantizar que el arco no sufre ninguna merma de su capacidad de servicio durante la fase constructiva.

Se puede decir, sin embargo, que además de esos objetivos concretos, como supervisores tenemos el convencimiento de que el conocimiento real en cada momento del estado de una estructura altamente evolutiva como es el viaducto de Almonte es prácticamente la única forma de asegurar el buen fin de la obra.

En consideración a todos estos razonamientos los parámetros básicos que se ha considerado necesario controlar y analizar para la toma de decisiones periódicas son:

- Deformada del arco.
- Deformada de los pilonos.
- Posición del carro de avance en varias subfases de cada fase de ejecución de cada dovela.
- Movimientos de los macizos de cimentación del arco.
- Movimientos de las zapatas de retenida.
- Fuerzas en tirantes.
- Temperaturas uniformes y gradientes.

La medición de dichos parámetros, junto con la definición de unos criterios de seguimiento para cada uno de ellos, permite dar paso a varios mecanismos de corrección.

Por ejemplo, en relación a la geometría del arco, para lograr un rendimiento estructural óptimo, la directriz del arco debe coincidir lo mejor posible con la línea de empujes para todas las combinaciones de carga. Para esto se ha desarrollado un procedimiento de control y corrección que se expone en el apartado 5 en donde se tiene en cuenta tanto las cargas permanentes como la influencia de las cargas térmicas, especialmente la radiación solar, la cual es decisiva para el posicionamiento de cada dovela.

4.3. Coordinación de los trabajos de gestión de la construcción del arco

En esta obra, debido a su propia naturaleza, se ha considerado necesario establecer un trabajo coordinado de todos los participantes que se hallan bajo la jerarquía de la Dirección de Obra.

Se ha establecido una notable interdependencia entre los participantes: contratista principal y sus colaboradores internos y externos, asistencia al control de obra y sus equipos de obra y gabinete, y dirección de obra con sus auxiliares. El motivo de esta conexión coordinada es que todas las partes tienen una función y algo que aportar para definir, dentro del ritmo marcado por la obra, las decisiones operativas que regularmente y de forma ineludible, debían tomarse para el buen fin de la construcción.

Esta coordinación tiene su mejor materialización en el tratamiento que debe darse a los datos procedentes de múltiples medios, los cuales deben interpretarse para su transformación en recomendaciones de actuación.

Después de una primera etapa para decidir qué factores deben analizarse, bajo qué condiciones, qué sistema de monitoreo debe instalarse y cuál es el método, la frecuencia y la precisión de la medición, el personal fue organizado en tres niveles que se influyen mutuamente e interactúan continuamente (figura 5):

- Nivel 1: Registro, mantenimiento y presentación sectorial de los datos del comportamiento de la estructura. Estaría compuesto por los siguientes especialistas:
 - a. Topógrafos, los cuales hacen mediciones periódicas.
 - b. Especialistas en auscultación por medio de sensores, que aportan un registro continuo y automatizado vía internet.
 - c. Operarios de tesado de tirantes, los cuales hacen pesaje de la tracción por medio de gatos previa petición del nivel 2 o 3.

Cada uno de ellos aporta, de forma periódica predefinida, un informe con los datos registrados en el periodo de evaluación establecido dado el ritmo de evolución de la obra, es decir, la frecuencia con la que se ejecutaba una dovela de arco, en una

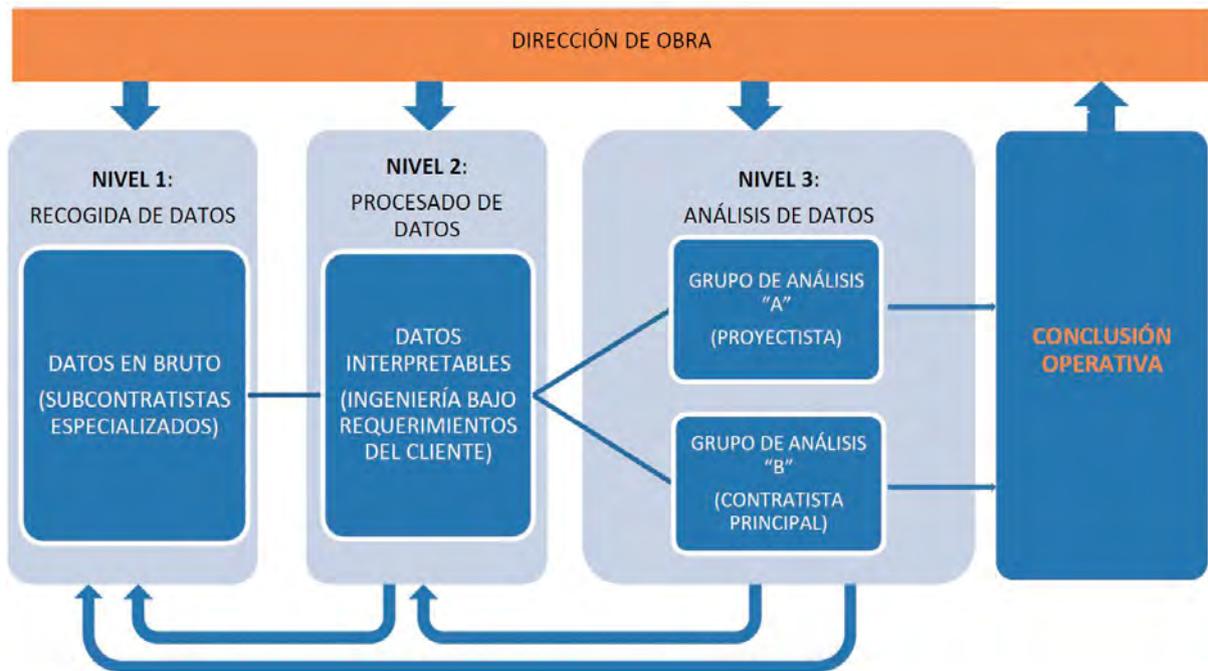


Figura 5. Diagrama de organización del tratamiento de datos para su uso efectivo en la ejecución del arco.

semana. El resultado de este nivel son varios conjuntos de datos inconexos pero ordenados de forma cronológica.

Cabe mencionar que los datos obtenidos por los sensores unidos a un sistema de adquisición de datos se han transformado automáticamente en unidades de ingeniería *in situ* y se presentan, a los tres niveles del seguimiento, vía internet, de forma esencialmente instantánea.

- Nivel 2: Es un análisis primario que elabora una evaluación inmediata de la coherencia de los datos de los tres informes antes descritos con las predicciones teóricas proporcionadas por el calculista y evalúa simultáneamente la perfección de los registros.

En este nivel se compila la medición de la estación total del topógrafo con mediciones automáticas del sistema de adquisición de datos y, cuando hay medición de tesado de tirantes, se incorpora el valor medido con los gatos de tesado. Este análisis primario fue realizado por un equipo de ingenieros independientes. El resultado final del trabajo de este grupo es una compilación de los datos que se comparan con los valores esperados, más una serie de observaciones sobre posibles mejoras en los resultados del nivel 1.

- Nivel 3: Es un análisis secundario que evalúa en profundidad la correlación con las predicciones teóricas y hace correcciones a los cálculos del modelo para mejorar la precisión de las predicciones y evaluar el origen y las consecuencias de las divergencias.

Este análisis secundario fue realizado por dos equipos de ingenieros independientes entre sí y sin relación con los otros niveles. Uno de estos equipos lo formaban los diseñadores del puente. El resultado final del trabajo de este doble equipo son recomendaciones operativas para el órgano director de la obra y, dado el caso, observaciones sobre posibles mejoras en los resultados de los niveles 1 y 2.

Al existir dos equipos de ingenieros independientes dentro del nivel 3, con herramientas de cálculo puestas a punto, contrastadas y validadas paralelamente con antelación, se ha considerado que la posibilidad de error se minimiza pues en todo momento los resultados deben ser esencialmente idénticos. En este nivel 3 se debían explicar las incidencias y aportar la consecuente recomendación, siempre de forma consensuada.

Lo habitual en una estructura de cierta complejidad es que el sistema disponga al menos, y de forma más o menos explícita, de los niveles 1 y 3, prescindiendo del análisis intermedio. Se ha comprobado, sin embargo, que al añadir el nivel intermedio se logran mejoras en la celeridad y en la calidad de los análisis. Se trata de mejoras asociadas a la inclusión de un equipo de ingenieros adicional y de la posibilidad de hacer comprobaciones directas o indirectas de forma jerárquica.

4.4. Calidad y agilidad de los datos operativos

Cada uno de los niveles debe asegurar la calidad dentro de su ámbito. Por ejemplo, el equipo especialista de la auscultación con sensores debe encargarse de que todos ellos funcionen correctamente dentro de lo esperable, de forma que si hay una medida anormal deba quedar purgada y el sensor afectado reparado. Sin embargo, el nivel 1 no entra en comparación con los valores teóricos. Esta misión se reserva en exclusiva al nivel 2, que dispone de los valores esperados proporcionados por los calculistas del nivel 3. Ellos hacen el análisis comparativo que no hacen los otros niveles y alertan con inmediatez de divergencias respecto a lo esperado. Este nivel 2 también observa si los sensores están funcionando adecuadamente o si están ocultando alguna deriva. En caso de defecto en la medición, lo pone en común con los niveles 1 y 3 y, dado el caso, se corrige.

El nivel 3 toma los datos perfeccionados por el nivel 2 y saca conclusiones que pueden conducir, una vez analizados, a una modificación de los modelos de cálculo para ajustarlos a la realidad del puente en construcción o, alternativamente, a una reafirmación de los resultados teóricos establecidos hasta ese momento y, por tanto, de su previsión de evolución futura. Esto tiene como resultado una decisión operativa clara que afecta a la obra.

Esta segmentación del trabajo se hace para alcanzar una alta especialización, lo que redundará en la calidad obtenida, dado que en cada nivel queda revisado el trabajo de los inmediatamente inferiores. Además, al tratarse de un trabajo repetitivo y como la exigencia de prontitud ha sido determinante, después de un período inicial de programación específica y de puesta a punto de las distintas piezas de software, la emisión de datos desde los niveles 1 y 2 se ha acelerado, ganando en tiempo de interpretación el nivel 3.

Con este sistema se ha conseguido una gran agilidad en la toma de decisiones; de esa forma se ha logrado que la influencia en el ritmo de la obra de estos trabajos fuera de tajo sea nula, salvo cuando de forma fundamentada se ha debido proponer alguna modificación para resolver las incidencias sobrevenidas para las que el sistema de control ha sido concebido.

4.5. Valores de aviso y alarma

La necesaria rapidez de respuesta ante incidencias que pueden ser relevantes y que puede requerir acción inmediata, obliga a establecer una serie de valores de aviso y alarma. Se ha buscado que estos valores queden incluidos dentro del sistema automatizado de registro de los sensores del puente. Como resultado, cualquier incidencia además de ser expuesta ante todos los agentes que participan en la obra vía internet, es enviada automáticamente a miembros concretos de los equipos a través de correo electrónico para que sea atendida a la mayor brevedad.

4.6. Duplicidad en las verificaciones

Desde el inicio de la fase constructiva del proyecto se ha seguido la directriz de ADIF de que los cálculos debían llevarse de forma paralela por dos equipos. La materialización de este criterio ha dado lugar a la creación de dos grupos, uno constituido por ingenieros asociados a la Asistencia al Control de Obra de ADIF liderados por los diseñadores del viaducto (Arenas & Asociados + Idom) y otro por la Asistencia Técnica del propio contratista (FCC). En un primer momento de la obra ambos grupos han trabajado independientemente para poner en marcha dos modelos evolutivos globales del puente para hacer predicción de su comportamiento. Los programas de cálculo utilizados han sido diferentes, así como los criterios para la representación modelizada de la realidad futura del puente aún no construido.

Los resultados de ambos modelos se han comparado, de forma que las diferencias de resultados en movimientos y esfuerzos han sido contrastadas, discutidas y resueltas. Una vez que los resultados han convergido, se ha considerado que los dos equipos disponían de la herramienta mutuamente validada que sirve para hacer el seguimiento de la ejecución paso a paso del puente. Posteriormente, durante la obra se han recibido resultados del comportamiento realmente medido de la estructura, además de resultados de largo plazo de probetas de

retracción y fluencia del hormigón constituyente del puente. Con todos esos nuevos datos los modelos se han podido refinar, siempre de forma paralela, hasta alcanzar gran precisión en las previsiones.

La misma duplicidad de comprobaciones se ha seguido en el desarrollo de todos los elementos que han requerido verificación analítica: detalles adaptados a los medios realmente utilizados, estudio de contraflechas, torres provisionales, elementos auxiliares de los tirantes y de cualquier otro elemento relevante para la seguridad del puente en explotación o en construcción.

5. CONTROL GEOMÉTRICO DE LA CONSTRUCCIÓN DEL ARCO

5.1. Exposición del problema

Para obtener un rendimiento estructural óptimo, la geometría de eje del arco debe coincidir lo más posible con la línea de presiones en todas las combinaciones de carga. Este problema de proyecto, se resuelve, desde el origen, diseñando un arco de canto suficiente. De esa forma se logra mantener la línea de empuje dentro del núcleo central de inercia y evitar tensiones de tracción para las combinaciones de carga de servicio y construcción.

Sin embargo, el arco no está rígidamente soportado durante la construcción. Es notoriamente un voladizo atirantado y, además, toda la estructura se ve afectada por la temperatura, que es un parámetro determinante de construcción: en el momento de ejecutar cada dovela del arco la estructura ha sufrido un cambio de temperatura uniforme y, adicionalmente, un gradiente. Por ejemplo, no es lo mismo hacer el hormigonado de una dovela a primera hora de la mañana, cuando el sol acaba de salir, que por la tarde cuando el soleamiento alcanza su máximo. Es decir, cada segmento del arco se hormigona a diferentes temperaturas respecto a la de cálculo de proyecto, lo que debe tener un tratamiento durante la ejecución.

5.2. Procedimiento de control geométrico

Se concluye que la mejor filosofía y práctica de construcción es hacer el control geométrico completo de la estructura registrando las temperaturas realmente existentes en la estructura e introducir las correcciones necesarias en las fuerzas de tirantes y en las coordenadas de posicionamiento del encofrado del carro de avance con un grado de precisión meticuloso. Naturalmente luego se ha de confiar en que el control geométrico previo al hormigonado produzca una estructura acabada con la geometría deseada, la cual será, en todo caso, comprobada posteriormente.

Por tanto, este ha sido el procedimiento general de construcción:

- Determinar el contorno geométrico de la estructura final bajo temperatura normal (fijada en 16°C en esta estructura) basado en pesos exactos para todas las partes.
- Determinar la posición sin carga de cada componente. Esto implica determinar el cambio de forma de cada

componente desde la geometría de carga muerta con la temperatura normal y corregirla con la temperatura de hormigonado en cada etapa.

- Colocación de carros de encofrado en voladizo, con la debida precisión, en cada etapa de construcción específica. Ajuste, al mismo tiempo, de las fuerzas del cable de suspensión en caso necesario.
- Verificación de la geometría resultante en cada etapa y determinación de las correcciones de la próxima colocación del encofrado o ajuste adicional de las fuerzas de apoyo.

En cualquier caso, es necesario realizar estudios continuos y exhaustivos de la estructura en construcción en cada etapa, determinando los datos geométricos y tensionales correspondientes, para preparar el plan, paso a paso, del procedimiento de montaje. Cabe señalar que, bajo ciertas condiciones de carga de construcción, sobre todo hipótesis que incluyen viento y temperatura, el puente ve expuesta la integridad estructural de alguno de sus elementos (arco, tirantes, pilonos y cimientos) y que, por tanto, debe ser convenientemente verificada. Y dichas conclusiones deben ser incluidas dentro del plan de obra concretando, por ejemplo, operaciones de retesado de tirantes para variar la fuerza que realmente se debe introducir en el arco.

La colocación del carro de encofrado en voladizo se controla mediante cuatro prismas reflectores fijados en el extremo del encofrado. De este modo, es posible determinar la posición del extremo del arco en voladizo en cualquier etapa y compararla con los cálculos teóricos. También hay puntos de medición para determinar la posición del eje del arco en cada segmento materializados en forma de prismas y dianas. De esta manera se puede controlar la estructura a lo largo de toda su longitud y en cualquier momento durante el montaje.

A medida que el arco crece, aumenta la influencia de las cargas térmicas, especialmente la radiación solar, y se hace decisiva para el posicionamiento del encofrado de dovela. Para tenerlo en cuenta se llevan a cabo todas las mediciones de posicionamiento a primera hora de la mañana cuando su influencia, en forma de gradiente, es mínima. Este requisito se prescribe obligatoriamente en el caso del control del posicionamiento del encofrado del carro de avance antes de la ejecución de la estructura de hormigonado y, también, durante su control posterior.

5.3. Tolerancias de construcción

Para actuar a tiempo, de manera que los valores máximos de tolerancia se alcancen y sea imposible la corrección de errores futuros adicionales, se ajustan los valores de prealarma. Estos valores están muy alejados de los que definirían el límite de integridad estructural en la construcción o de la capacidad de servicio futura y dependen de la precisión de la medición y de los movimientos esperados en el arco en construcción; dado que dichos movimientos aumentan a medida que crece el voladizo que supone el semiarco, y que el sistema se vuelve más flexible y por lo tanto más susceptible a cualquier efecto (por ejemplo, la temperatura en los cables de atirantamiento), las alarmas se definen según la dovela de la que se trate. Estas eran las tolerancias permitidas: las dovelas 1 a 15 (± 50 mm), las dovelas 16 a 13 (± 100 mm) y las dovelas 24 a 32 (± 180 mm).

Cabe señalar que los errores finales de construcción nunca fueron superiores.

6. CONTROL DEL HORMIGÓN DE ALTAS PRESTACIONES

El hormigón autocompactable de alta resistencia HA-80 ha requerido un proceso de validación por medio de ensayos (figura 6). Se exponen sus particularidades con detalle en otro capítulo de este monográfico, por lo que en este apartado solo se van a mostrar una serie de puntos relacionados con la supervisión de obra.

6.1. Resultados de resistencia a compresión

Se muestran en este apartado los resultados de la resistencia a compresión de las más de 3 500 probetas elaboradas y ensayadas por la ACO durante el curso de la obra.

- Resultados a 7 días:
Resistencia mínima: 66 MPa
Resistencia máxima: 104 MPa
Media: 84.48 MPa
Desviación estándar: 7.52 MPa
Percentil del 5%: 72 MPa
- Resultados a 28 días:
Resistencia mínima: 80 MPa
Resistencia máxima: 124 MPa
Media: 95.49 MPa
Desviación estándar: 6.90 MPa
Percentil del 5%: 83.5 MPa
- Resultados a 56 días:
Resistencia mínima: 82.5 MPa
Resistencia máxima: 128.2 MPa
Media: 101.2 MPa
Desviación estándar: 7.56 MPa
Percentil del 5%: 87.5 MPa



Figura 6. Comprobación de fluidez del hormigón.



Figura 7. Toma de temperaturas de fraguado de hormigón fresco.

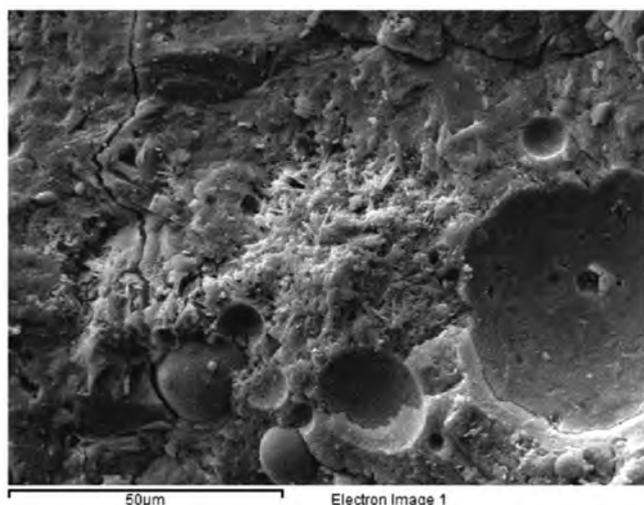


Figura 8. Escaso sulfato, en el centro, de formato no tubular. Se observa fisura atribuible al método de extracción de la muestra.

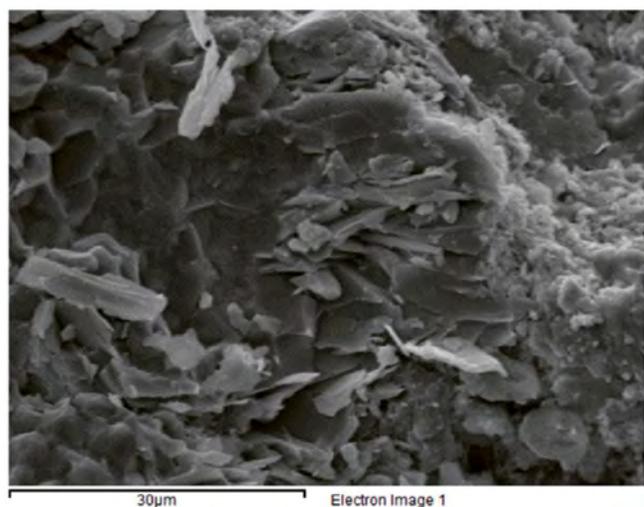


Figura 9. Reacción puzolánica de una ceniza volante.

Se observa que una vez acabada la obra se tiene garantizada una resistencia característica de más de 87.5 MPa, cuando todas las verificaciones resistentes del arco se han efectuado con 80 MPa. Esto quiere decir que la resistencia característica real del hormigón del arco es, en el conjunto de la pieza, un 9% mayor que la requerida. Se señala, sin embargo, que hay dovelas en donde la resistencia es menos holgada, aunque siempre sea mayor que la resistencia característica de 80 MPa predefinida en el proyecto.

También se constatan las altas resistencias iniciales, necesarias por proceso constructivo, en donde usualmente las últimas una o dos dovelas hormigonadas forman un voladizo libre apoyado en el último tirante instalado. Eso da lugar a compresiones importantes en las placas de anclaje de los tirantes. Adicionalmente, también se dan unas tensiones de tracción inevitables en la cara superior de la dovela en donde se halla en cuelgue del tirante, por el propio funcionamiento como voladizo libre. Cumpliendo con la exigencia de una alta resistencia a compresión del hormigón inicial, se plasma igualmente una alta resistencia a tracción, con lo que se soslaya la fisuración prematura del arco que, como se ha indicado en apartados anteriores, degenera la rigidez de la estructura para su vida futura.

6.2. Verificación de ausencia de formación diferida de etringita

El fenómeno de la formación diferida de etringita (DEF por sus siglas en inglés) es una forma de ataque por sulfatos que pone en riesgo la durabilidad a medio y largo plazo de las estructuras cuyo fraguado se produce a temperaturas mayores de 75°C (figura 7). En esas condiciones la etringita, denominada primaria, no se forma o, de haberse formado, se descompone.

Si el hormigón tiene un aporte de humedad suficiente la etringita se forma posteriormente dentro de los huecos de la matriz de pasta de cemento con el riesgo de romperlo debido a su expansividad.

Para evitar este riesgo se ha hecho uso de cemento con muy bajo contenido de sulfatos y aluminatos que adicionalmente tiene un calor de hidratación bajo. En caso contrario hubiera sido ineludible fijar una temperatura máxima de fraguado necesariamente menor de 75°C; conseguir este valor en condiciones de alta temperatura ambiente, de secciones masivas y del uso de cementos de alta resistencia inicial, lo que hubiera obligado a implementar un sistema totalmente garantizado de pre y post enfriamiento del hormigón.

Aun así, una vez descartada de raíz la posibilidad de formación diferida de etringita, se ha creído necesario hacer una investigación allí donde, por incidencias de la obra, pudiera existir riesgo.

Para esa determinación se han realizado observaciones microscópicas y análisis químicos elementales por medio de microscopio electrónico de barrido (figuras 8 y 9). Se verificó que los testigos tenían siempre una pasta de cemento hidratada densa y compacta confirmando la baja presencia de compuestos de azufre, de morfología no tubular, la cual es la habitual en la etringita. Además, se constató siempre la ausencia de compuestos expansivos.

TABLA 1
Análisis químico de una muestra de la pasta de cemento

Elemento	% Peso	% Atómico	% Compuesto	Fórmula
Na K	2.12	2.16	2.86	Na ₂ O
Mg K	3.30	3.19	5.48	Al ₂ O ₃
Al K	4.91	4.27	9.27	SiO ₂
Si K	16.12	13.47	34.48	
K K	3.49	2.10	4.21	K ₂ O
Ca K	29.45	17.25	41.20	CaO
Fe K	1.95	0.82	2.50	FeO
O	38.66	56.74		
Total	100.00			

TABLA 2
Análisis químico del árido ofítico

Elemento	% Peso	% Atómico	% Compuesto	Fórmula
Na K	3.69	3.68	4.97	Na ₂ O
Al K	8.15	6.93	15.40	Al ₂ O ₃
Si K	22.71	18.56	48.57	SiO ₂
Cl K	1.93	1.25	0.00	
K K	1.29	0.76	1.56	K ₂ O
Ca K	5.87	3.36	8.21	CaO
Fe K	15.05	6.19	19.36	FeO
O	41.32	59.28		
Total	100.00			

TABLA 3
Análisis químico de la arena silíceá

Elemento	% Peso	% Atómico	% Compuesto	Fórmula
Si K	46.74	33.33	100.00	SiO ₂
O	53.26	66.67		
Total	100.00			

TABLA 4
Análisis químico de ceniza volante en consolidación

Elemento	% Peso	% Atómico	% Compuesto	Fórmula
Al K	13.73	10.73	25.93	Al ₂ O ₃
Si K	28.26	21.23	60.46	SiO ₂
K K	7.82	4.22	9.42	K ₂ O
Ca K	3.00	1.58	4.19	CaO
O	47.20	62.24		
Total	100.00			

6.3. Elaboración y puesta en obra del hormigón. Dovela de prueba.

Las labores de supervisión a la construcción durante la elaboración y puesta en obra del hormigón han sido las que indica la normativa EHE-2008.

Sin embargo, durante la puesta en obra se ha establecido una presencia constante de vigilancia durante todo el proceso para control del vertido y colocación del hormigón de todas las dovelas. Se han cuidado especialmente los hormigonados en tiempo frío y caluroso, condiciones ambas que se dan frecuentemente en el emplazamiento del puente.

Dentro de los trabajos previos, antes de la ejecución del arco, se ha construido una dovela de prueba con los procedimientos planificados para la pieza real y con geometría y armadura muy similar (figura 10). El objeto de esta prueba ha sido:

- Detectar problemas en la puesta en obra del hormigón autocompactante HA-80, especialmente diseñado para la obra.
- Investigar posibilidades de ejecución del arco que mejoren en alguna medida los procesos constructivos.

La armadura colocada fue representativa, tanto en cuantía como en posición, de la que se colocaría en el arco real; las barras de acero pasivo fueron dispuestas de un diámetro similar a la situación más desfavorable que se iba a dar en el arco; y su posición, sobre todo la separación entre barras, era igual a la definida en planos de ejecución.

6.4. Juntas de hormigonado

La formación de juntas de hormigonado dentro de una dovela se ha identificado, desde el principio de la obra, como uno de los principales riesgos: solo se han considerado admisibles juntas perpendiculares a la línea de presiones del arco, es decir, a su eje longitudinal. Cualquier desviación de la prescripción, no garantiza una resistencia rasante suficiente para las cargas para las que el puente se proyecta durante su explotación.

En este sentido, se ha controlado que las aparentes juntas de hormigonado subhorizontales que se visualizan en las paredes verticales de las dovelas no constituyen una verdadera junta. Se ha comprobado que se trata de un fenómeno propio de los hormigones autocompactantes, en los que el vertido se hace en un punto y debe extenderse, por su propia fluidez, en horizontal, hasta ocupar toda la planta del hueco a hormigonar. Esto da lugar a sucesivas lenguas de hormigonado que se van superponiendo, con un cierto intervalo temporal y una cierta componente caótica debido a la viscosidad del fluido, pero que siempre se mantienen en la parte superior mientras el suministro de hormigón sea constante. Para controlar este fenómeno, que posee potencialmente la capacidad de formación de una junta, se han anulado los lapsos de interrupción del suministro de hormigón. El proceso de llenado fue continuo y sin interrupción, puesto que ayudaba a mantener el flujo, y reducía las juntas frías en la superficie y las variaciones de color.

El fenómeno de formación de lenguas superpuestas de hormigonado, que se da casi únicamente en el hormigón autocompactable, ya que en hormigón vibrado se rompe siempre la barrera entre capas horizontales al introducir el vibrador, está poco descrito en la literatura técnica y es recomendable plantear de forma sistemática su control. Este control deberá ajustarse de acuerdo con las características propias del hormigón a colocar y, también, de la geometría a rellenar. Después de un estudio inicial, materializado originalmente en la dovela de prueba, se ha considerado recomendable aumentar el número de ventanas de entrada de hormigón, e ir alternado entre ellas.

Se ha de mencionar que la velocidad de descarga del hormigón en el encofrado estará relacionada con la densidad de armado, las características de fluidez del hormigón y el posible efecto de oclusión de aire en el vertido. Por tanto, un elevado ritmo de colocación en vertical no dará tiempo suficiente al aire para subir a la superficie y poder salir, con el consecuente



Figura 10. Dovela de prueba desencofrada.

aumento del número de huecos y coqueras de aire atrapado en el hormigón y burbujas superficiales. También se limitó el recorrido del flujo a menos de 10 metros para evitar el riesgo de segregación dinámica.

Por otro lado, las juntas normales de separación entre dove-las no se han vigilado especialmente, ya que su resistencia a rasante es suficiente para, en conjunción con las altas tensiones de compresión, descartar cualquier posibilidad de deslizamiento.

Sí que se dispuso, en cambio, la conveniencia de disponer juntas con llaves, en forma de rehundidos, allí donde la carga principal no se direccionaba de forma claramente perpendicular a la interfase entre hormigón nuevo y antiguo, por ejemplo, en la unión entre tablero y arco y en los mogotes provisionales que reciben los tirantes en el dorso del arco.

7. CONCLUSIONES

En este artículo se presentan algunos puntos que debidamente controlados durante la obra, permiten, dentro de la necesaria complejidad de la ejecución de un viaducto de gran luz, soportar una parte del éxito de una obra como la que se expone en este monográfico.

Estos puntos son, en esencia, dos:

- Asegurar una definición completa y detallada del procedimiento de construcción antes de la ejecución.
- Hacer un seguimiento estrecho con control geométrico y de materiales estricto para verificar el grado de ajuste a lo previsto.

De esta forma, utilizando las herramientas tecnológicas que ya existen, hoy en día es posible construir estructuras singulares y difíciles, en donde el mayor problema puede venir de la gestión del seguimiento. Para ello es necesaria la ayuda de una estricta planificación y una amplia previsión de las diferentes situaciones que pueden darse en la construcción según la experiencia acumulada y el estado de los conocimientos tecnológicos actuales.

Referencias

- [1] CAPELLÁN, G., MARTÍNEZ, J., MERINO, E., GARCÍA, P. y JIMÉNEZ, P., "Viaducto de Almonte. Diseño y Control de Construcción". VII Congreso de ACHE. La Coruña, ACHE Asociación Científico-Técnica de Hormigón Estructural, pon 318.
- [2] CAPELLÁN, G., MARTÍNEZ, J., MERINO, E., GARCÍA, P. y JIMÉNEZ, P., "Viaduct over River Almonte. Site Control and Supervision". 19th Congress of IABSE. Stockholm, "Challenges in Design and Construction of an Innovative and Sustainable Built Environment", pg. 1855.
- [3] FU Y., 1996. "Delayed Ettringite Formation in Portland cements Products". Thesis (Ph.D.).Dept. Civil Engineering, University of Ottawa
- [4] MATOS, L., SILVA, A.S., SOARES, D. y CANDEIAS, A., "The Application of Fluorescence Microscopy and Scanning Electron Microscopy in the Detection of Delayed Ettringite Formation in Concrete". Materials Science Forum Vols. 636-637 (2010) pp 1266-1271.
- [5] BANFILL, P.F.G., "The rheology of fresh cement and concrete – A review" Proceedings 11th International Cement Chemistry Congress, Durban, May 2003
- [6] MIDDLETON, C., FIDLER, P y VARDANEGA, P. (2016). "Bridge Monitoring: A Practical Guide." Cambridge Centre for Smart Infrastructure & Construction. ICE Publishing
- [7] GAUTE, A., (2017). "Monitorización de estructuras, criterios de diseño y aplicación a la construcción y verificación del comportamiento de puentes". Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.

