

Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara («Arcos de Alconétar»)

Bridge over the river Tagus at Alcántara Reservoir («Arcos de Alconétar»)

♦
José Antonio Llobart Jaques
Ingeniero de Caminos

♦
Jordi Revoltós Fort
Ingeniero de Caminos

♦
Sergio Couto Wörner
Ingeniero de Caminos

Estudio de Ingeniería y Proyectos, EIPSA

RESUMEN

El puente sobre el río Tajo, en el Embalse de Alcántara, denominado “Arcos de Alconétar”, pertenece a la Autovía de la Plata. Está constituido por dos estructuras gemelas de 400 m de longitud, cuyo vano principal es un arco metálico de tablero superior, de 220 m de luz.

El sistema constructivo desarrollado se ha caracterizado por su rapidez y singularidad, basado en la construcción de piezas de grandes dimensiones fuera de su emplazamiento definitivo, su manipulación y montaje mediante el empleo de elementos auxiliares especiales.

Entre las fases de construcción cabe destacar, por su espectacularidad, el montaje de dos semiarcos en posición vertical y posterior abatimiento hasta su cierre en clave. Hasta el momento se trata del arco de mayor luz construido en el mundo con este procedimiento.

El presente artículo describe las características más importantes de la estructura y las peculiaridades del proceso constructivo.

1. INTRODUCCIÓN. DESCRIPCIÓN GENERAL

La Autovía de La Plata (A-66), en su tramo Cañaveral-Hinojal recientemente

inaugurado, cruza el Embalse de Alcántara mediante dos estructuras gemelas, cada una de las cuales está constituida por un arco metálico de tablero superior con una luz de 220 metros y 42,50 m de flecha (Figura 1). Cada uno de los arcos está formado por dos piezas longitudinales con sección cajón, arriostradas entre sí.

El tablero se apoya en un conjunto de pilares, dispuestos de forma que se mantiene un ritmo uniforme en el conjunto de la obra. La luz de los vanos, de 26 metros, es idéntica tanto en los tramos de acceso con pilares de hormigón, como en el tramo principal, con pilares metálicos apoyados rígidamente sobre el arco (Figura 2).

Las formas de las pilas son sencillas, claras y congruentes con los demás elementos estructurales (piezas principales del arco, arriostramientos y tablero), con objeto de crear una unidad arquitectónica que combina e integra el hormigón armado con el acero estructural.

El tablero está formado por un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón, simplemente apoyada sobre los pilares metálicos que descansan sobre el arco y las pilas de hormigón armado pertenecientes a los tramos de acceso.

El acero que constituye la totalidad de

EXTRACT

Called “Arcos de Alconétar”, the bridge over the river Tagus at Alcántara Reservoir is part of La Plata dual carriageway. Formed by two twin 400 m long structures, its 220 m main span is a metal deck arch bridge.

The construction system used was characterised by its speed and uniqueness, based on building large sized parts outside their final siting, their handling and their erecting using special auxiliary resources.

Amongst the construction phases involved, lifting the two semi-arches into a vertical position and subsequently swivel lowering them for their crown closure is worthy of particular mention for its spectacular nature. This is the arch with the longest span built with this procedure in the world up to now.

This article describes the structure’s major features and the peculiarities involved in the construction process.

1. INTRODUCTION. GENERAL DESCRIPTION

The recently opened Cañaveral-Hinojal stretch of La Plata dual carriageway (A-66) crosses Alcántara



Figura 1. Vista general.
 Figure 1. General view.

reservoir over twin structures, each of which is formed by a metal deck arch bridge with a 220 m span and 42.50 m rise (Figure 1). Each of the arches is formed by two longitudinal, box sectioned parts braced to each other.

The deck is supported on a set of pillars spaced in an even fashion so that the uniform distance between them is kept to over the whole of the construction thus providing a pleasing-to-the-

eye overall appearance. The length of the spans, 26 metres, is the same both in the approach stretches with concrete pillars and in the main stretch, with rigidly arch supported metal pillars (Figure 2).

The shapes of the piers are simple, clear and congruent with the remaining structural elements (main parts of the arch, bracing and deck), with the purpose of creating an architectural unit

la estructura metálica (arcos, vigas del tablero y pilares sobre arcos) es del tipo CORTEN, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.

**2. PROYECTO.
 PLANTEAMIENTO GENERAL**

La consideración conjunta de la morfología del valle del río Tajo por donde

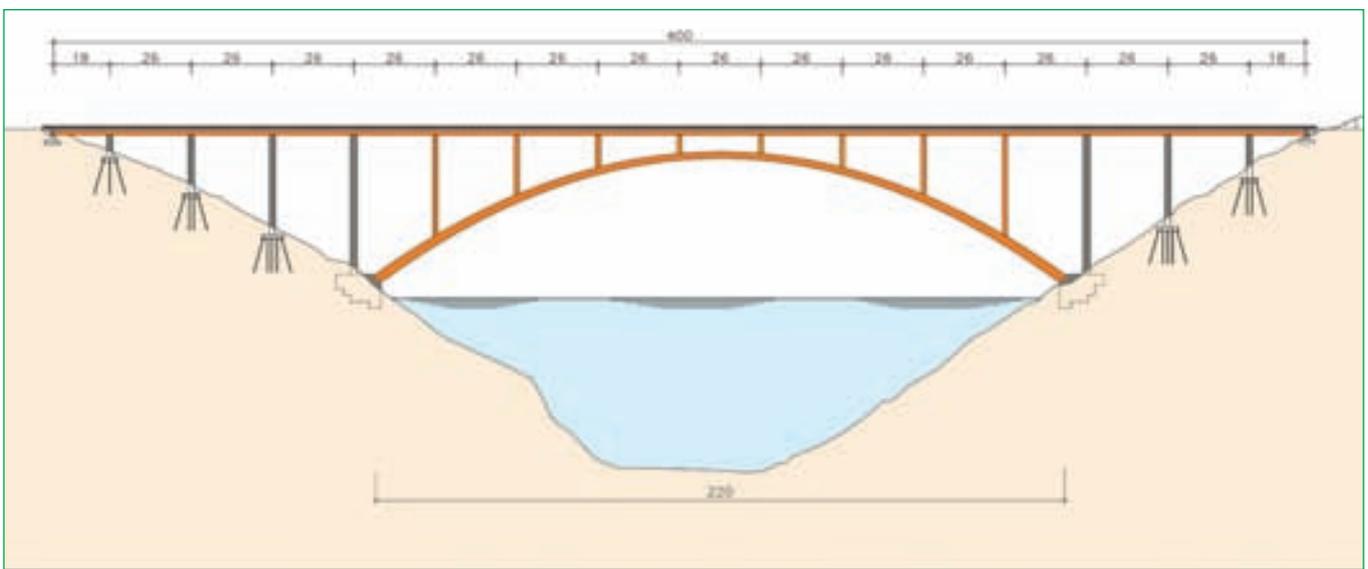


Figura 2. Alzado. Dimensiones generales.
 Figure 2. Elevation. General dimensions.

crucza la Autovía y la gran anchura del Embalse en la situación de máximo nivel determinó la conveniencia de adoptar una tipología estructural mediante un arco de tablero superior de 220 metros de luz. La solución adoptada se consideró idónea para este caso, debido a las favorables condiciones de apoyo de los estribos del arco sobre las laderas, así como por las formas fundamentales adoptadas, capaces de ofrecer un aspecto favorable para su integración en el entorno natural.

Tras el inicio de la obra del tramo Cañaveral-Hinojal de la Autovía de la Plata se suscitó la necesidad de acortar su plazo de ejecución previsto para conseguir la continuidad entre varios tramos adyacentes ya ejecutados con anterioridad. Resultaba especialmente crítica la construcción del puente destinado al cruce sobre el Embalse, por constituir un punto singular de paso obligado. Dadas las características de la estructura y su magnitud, el empleo de cualquier procedimiento clásico de construcción de puentes de arco de gran luz hubiese requerido un considerable espacio de tiempo, incompatible con una solución satisfactoria del problema planteado.

Tras el análisis de la situación, el Constructor tomó la iniciativa de promover el desarrollo de un sistema constructivo no convencional, encaminado a reducir el tiempo necesario para la ejecución de la obra.

La idea general básica consistió en montar la mayor parte de la estructura en tierra firme, para situarla posteriormente en su posición definitiva utilizando procedimientos y medios especiales. Este concepto ofrecía no solamente grandes posibilidades de una rápida ejecución, sino también las ventajas derivadas de la garantía de un control de calidad en condiciones favorables de accesibilidad. La constitución de grandes piezas en tierra firme, su manipulación con medios potentes y la reducción a un mínimo de las operaciones de montaje en el aire ofrecía una expectativa favorable acerca del tiempo necesario para la culminación de la obra.

Los conceptos antedichos motivaron la propuesta del montaje de un semiarco completo en posición vertical en cada una de las dos márgenes del Embalse para abatirlo posteriormente, girándolo sobre su base y proceder a continuación al cierre en clave en una sola operación.

Existen actualmente escasos precedentes de grandes puentes construidos mediante abatimiento de semiarcos. Hasta el momento, el mayor de ellos es el de Argentobel, en Alemania (1), con un arco de hormigón de 143 metros de luz. En cuanto a la magnitud, le sigue el puente Kobaru Keikoku, en Japón (2), con un arco de 135 metros. Cabe destacar, también en Japón, el puente Shimotabaru (3), en que se ha construido por abatimiento un arco metálico de 125 metros de luz, utilizado como auto-cimbra, quedando posteriormente envuelto por un arco de hormigón.

El desarrollo del proyecto de un arco de 220 metros de luz a construir por abatimiento representaba, por tanto, un importante reto habida cuenta de su magnitud, que sobrepasaba ampliamente la de los mayores puentes existentes en que se había utilizado tal procedimiento.

Se abordó la propuesta, sin ánimo de establecer un "record", persiguiendo únicamente la idea de resolver un problema real mediante la aplicación de una solución técnicamente posible, considerada como la más adecuada para construir con la máxima rapidez y seguridad un puente sobre un Embalse, donde la magnitud de la luz estaba determinada previamente por la anchura del cauce existente.

El proyecto se llevó a cabo integrando el diseño estructural del conjunto con el estudio del proceso constructivo y el desarrollo de una serie de detalles especiales, algunos de los cuales considerados de mayor interés, se describen más adelante.

3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONSTITUYEN EL PUENTE

3.1. Tablero

El tablero de cada una de las estructuras gemelas está constituido por un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón y tiene una longitud de 400 m. La parte metálica del tablero está formada por dos vigas de 1,60 m de canto con sección en cajón, conectadas superiormente a la losa superior de hormigón, de 13,50 m de ancho, cuyo espesor varía de 0,25 a 0,365 m. No existen

combining and integrating reinforced concrete with structural steel.

The deck is formed by a continuous, composite steel-concrete structure simply supported on metal pillars resting on the arch and the reinforced concrete piers belonging to the approach stretches.

The steel making up the whole of the metal structure (arches, deck beams and pillars on arches) is the Cor-Ten (weathering) type with improved atmospheric corrosion resistance.

2. PROJECT. GENERAL APPROACH

In considering the morphology of the river Tagus valley which the Dual Carriageway crosses, together with the great width of the Reservoir at its maximum level situation, it was deemed advisable to adopt a 220 metre span deck arch bridge structure. This solution was considered to be ideal for this case in particular, due to the favourable arch abutment support conditions on the hill-sides, and also because of the fundamental shapes adopted, the appearance of which blends well with the natural environment.

After commencing work on the Cañaveral – Hinojal stretch of La Plata dual carriageway, it then became necessary to shorten the construction term planned in order to achieve continuity between several adjacent stretches already built beforehand. Building the bridge crossing the Reservoir proved particularly critical as it was a singular, compulsory crossing point. In view of the structure's characteristics and its size, any traditional large span arch bridge building procedure would have called for a considerable length of time which was incompatible with a satisfactory solution to the problem raised.

After analysing the situation, the Contractor took the initiative in promoting the development of an unconventional construction system, directed towards cutting down the time required for performing the work.

The general basic idea consisted in assembling most of the structure on land to then subsequently locate it in its final position using special procedures and resources. This concept not only offered great rapid performance possibil-

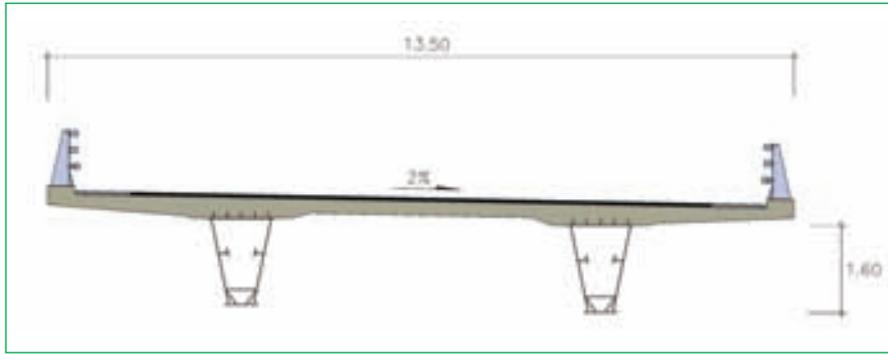


Figura 3. Tablero. Sección.
Figure 3. Deck. Section.

ities but also advantages deriving from a quality control guarantee under favourable accessibility conditions. Building large parts on land and handling them with powerful equipment whilst reducing overhead assembly operations to a minimum led to great expectations as to the time involved in culminating the work.

The foregoing concepts led to proposing the assembly of a complete semi-arch in a vertical position on each bank of the Reservoir to then lower it down whilst turning it on its base and then crown closing in a single operation.

There are currently few precedents of large bridges built by the swivel lowering of semi-arches. Up to the present time, the largest is the Argentobel (1), in Germany, with a 143 metre span concrete arch. As far as size goes, it is followed by

the Kobaru Keikoku bridge (2) in Japan with a 135 metre arch. The Shimotabaru bridge (3) also in Japan is worthy of mention. This bridge was built by swivel lowering a 125 metre span metal arch, used as a scaffolding truss which was then enveloped by a concrete arch.

Drawing up the design of a 220 metre span arch to be built by swivel lowering therefore represented a major challenge bearing in mind its size which far exceeded that of most bridges where this procedure had been used.

The proposal was approached with no mind to set any records, just pursuing the idea of solving an actual problem by applying a technically possible solution considered as the most suitable for building a bridge over a Reservoir with maximum speed and safety, where the size of its span was previously determined by the width of bed existing.



Figura 4. Tablero. Vista por la parte inferior.
Figure 4. Deck. Underneath view.

riostras de unión entre las vigas metálicas, salvo en la zona situada sobre las pilas de los arranques del arco (Figura 3).

El conjunto formado por las vigas metálicas, con sección cerrada, combinadas con la losa de tablero y la ausencia de diafragmas transversales, ofrece un agradable aspecto caracterizado por la limpieza de líneas, que puede apreciarse en la fotografía de la Figura 4.

El esquema de tipo bijácena adoptado se deriva no sólo de las condiciones de servicio propias de un puente de carretera y de los criterios de tipo estético, sino también de la consideración de situaciones relativas al proceso constructivo:

Una vez constituido el tablero y situado sobre las pilas de los tramos de acceso se precisaba llevar a cabo una maniobra especial para el montaje del arco, consistente en el paso de una grúa de gran tonelaje sobre orugas, circulando sobre el tablero con la carga suspendida de la pluma. La suma del peso propio previsto de la grúa, más la carga soportada ascendía a 4500 kN. La posición de las vigas metálicas se estableció de acuerdo con el camino de rodadura de la grúa sobre la losa de tablero y las características de la sección cerrada en forma de cajón con las almas inclinadas, respondían a las exigencias estructurales derivadas de la acción de las orugas sobre el tablero (Figura 5).

El estado tensional del acero de las vigas durante el paso de la grúa sobre el tablero, desprovisto de la capa de rodadura, resultó ser similar al calculado con las acciones previstas propias del puente en servicio, sumando el pavimento y las sobrecargas de tráfico.

En las Figuras 24, 25 y 26 del capítulo dedicado al proceso constructivo se muestran imágenes de la grúa de orugas sobre el tablero.

En la parte interior de las viga-cajón, sobre la chapa de fondo, se dispusieron unas chapas transversales en toda la longitud del tablero, destinadas a limitar las tensiones determinadas por la flexión local debidas a la acción de los apoyos durante el proceso de lanzamiento del tablero (Figura 6). Al mismo tiempo, proporcionan un alto grado de seguridad frente a la inestabilidad de las almas debida a la acción de cargas con-

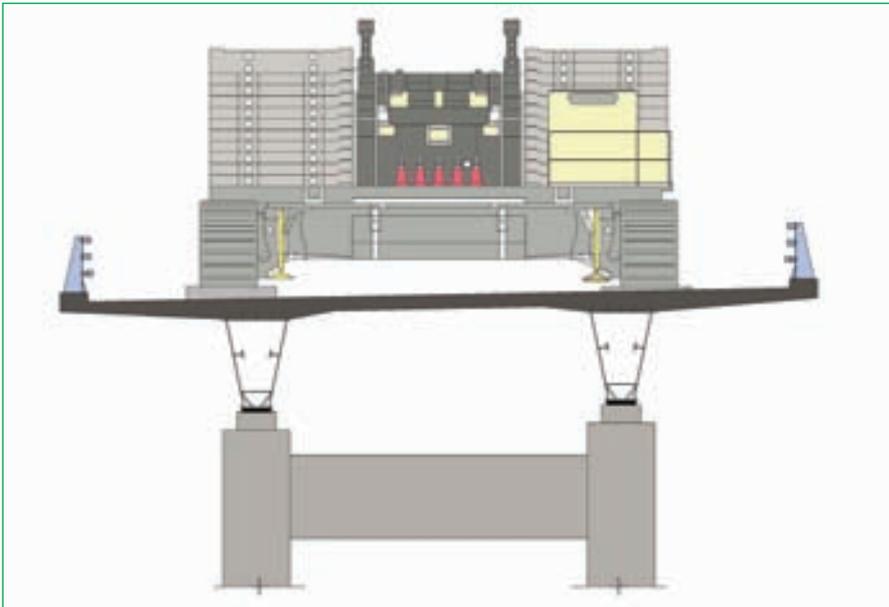


Figura 5. Grúa sobre tablero. Sección.
Figure 5. Crane on deck. Section.

centradas, conocida como “patch-loading”.

3.2. Arco

El arco de cada una de las dos estructuras gemelas que cruzan el Embalse está formado por dos piezas paralelas con sección cerrada en cajón, arriostradas entre sí mediante una sucesión de módulos formados también por piezas ce-

rradas con sección en cajón, con disposición en “X” (Figura 7). Las pilas están vinculadas al arco mediante una unión rígida (Figura 8). Los arcos están empotrados en arranques y el perfil varía de 3,20 m en la base hasta 2,20 m en la clave (Figura 9).

Se ha cuidado especialmente el detalle de unión de los arriostramientos con el arco, habiéndose evitado la disposición de cartelas metálicas vistas en el

The project was undertaken by integrating the overall structural design with the study of the construction process and the development of a number of special details, some of which are described later as they are deemed to be of major interest.

3. STRUCTURAL ELEMENTS FORMING THE BRIDGE

3.1. Deck

The deck of each of the twin structures is formed by continuous composite steel-concrete structure and is 400 m long. The deck's metal part is formed by two 1.60 m deep, box sectioned beams, connected at the top to the upper 13.50 m wide concrete slab varying in thickness from 0.25 to 0.365 m. There are no joining braces between the metal beams, except in the area on the arch springing piers (Figure 3).

Combined with the deck slab and in the absence of transversal diaphragms, the unit formed by the metal beams with a closed cross section, gives a pleasant appearance characterised by its clean lines, as the photograph in Figure 4 shows.

The twin girder type scheme adopted derives not only from the service conditions of a road bridge themselves and from aesthetic type criteria but also from considering construction process related considerations:

Once the deck had been built and positioned on the piers of the approach stretches, a special operation for assembling the arch had to be undertaken, consisting in a large tonnage crawler type crane travelling over the deck with the load hanging from the jib. The sum of the crane's own weight as calculated plus the hanging load came to 4500 kN. The position of the metal beams was established in accordance with the crane's wide lane on the deck's slab, whilst the characteristics of the closed, box shaped cross section with the sloping webs responded to the structural requirements deriving from the crawlers action on the deck (Figure 5).

Whilst the crane was travelling over the deck, freed of the rolling skin, the beam steel's stress status proved to be



Figura 6. Tablero. Vigas – cajón metálicas. Rigidez en la parte inferior, apropiada para la situación de apoyo durante el empuje del tablero
Figure 6. Deck. Metal box - beams.
Stiffening at bottom suited to the support situation during deck pushing



Figura 7. Esquema del conjunto formado por arco, pilas metálicas y tablero.
Figure 7. Diagram of the whole unit formed by arch, metal piers and deck.

similar to that calculated with the forces envisaged, typical of the bridge in service, adding on the pavement and traffic live loads.

The crawler crane on the deck is pictured in figures 23, 24 and 25 of the chapter devoted to the construction process.

Cross plates over the whole length of the deck were fitted on the inside of the box beam on the bottom plate, whose purpose was to limit the tensions produced by local bending due to the action of the supports during the deck launching process (Figure 6). At the

same time, they give a high degree of safety against instability of the webs due to the action of concentrated loads, known as "patch-loading".

3.2. Arch

The arch of each of the twin structures crossing the Reservoir is formed by two parallel parts with a closed box section braced to each other by means of a succession of modules also formed by closed box section parts in a "X" arrangement (Figure 7). The piers are linked to the arch by a rigid joint (Figure 8). The arches are embedded in-

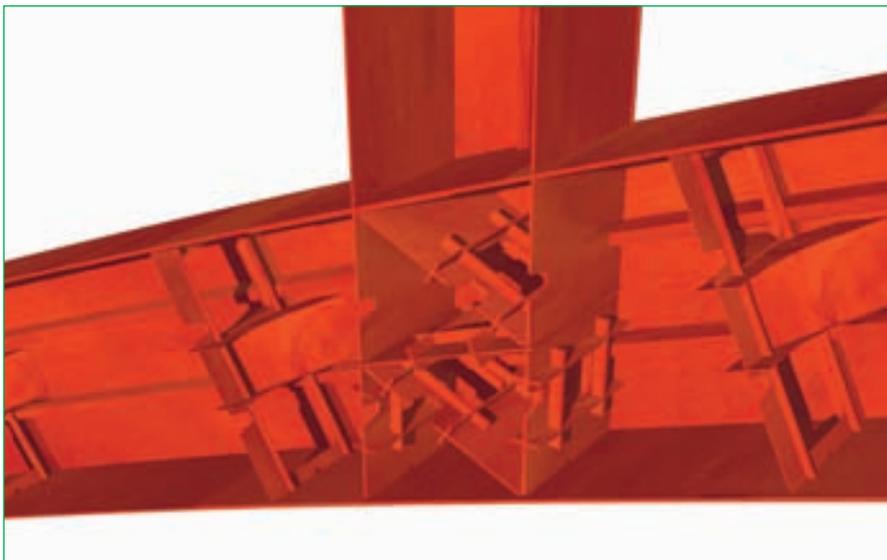


Figura 8. Interior de la pieza de arco con sección en cajón.
Detalle de unión rígida pila metálica – arco.
Figure 8. Inside of arch part with box section.
Detail of rigid metal pier-arch connection.

exterior, con el fin de proporcionar un aspecto limpio y destacar únicamente las líneas fundamentales de las piezas principales.

El diseño de los mamparos y elementos de rigidización del arco se ha realizado de forma que sea posible visitarlo en el interior y recorrerlo en todo su desarrollo, durante las futuras operaciones de mantenimiento. Para ello se han dispuesto 4 orificios de acceso en cada una de las piezas principales en forma de viga-cajón.

Cada arco se apoya en sus extremos en un macizo de hormigón armado de 11 metros de anchura, 14 metros de longitud y 10 metros de altura máxima. En los arranques, cada una de las dos piezas que forman el arco metálico está vinculada rígidamente a los macizos de cimentación, mediante una unión pretensada formada por 28 barras de 50 mm de diámetro y 1820 kN de carga unitaria de rotura (Figura 10).

3.3. Tramos de acceso. Pilas

En las laderas contiguas al embalse, el tablero está soportado por pilas de hormigón, constituidas por dos fustes de sección rectangular unidos por un dintel en su coronación (Figura 11).

Las pilas más altas, situadas en la proximidad del embalse, tienen una altura de 48 metros. En su parte superior disponen de un sistema destinado a coaccionar transversalmente al tablero, constituyéndose un apoyo frente a la acción del viento lateral y al mismo tiempo permitiendo el libre desplazamiento del tablero en dirección longitudinal (Figura 12). Este elemento dispuesto proporciona una gran rigidez transversal al conjunto de la estructura, de tal forma que la acción del viento sobre el arco es transmitida al tablero, de 13,50 m de ancho, que actúa como una gran viga horizontal. La transmisión del esfuerzo transversal a la coronación de la pila se realiza a través de unos diafragmas de unión entre las vigas metálicas, cuya posición coincide con el eje de las citadas pilas.

La cimentación de las pilas se realiza mediante micropilotes, que además de transmitir las cargas verticales al terreno contribuyen a mejorar la estabilidad de las laderas formadas por pizarras.

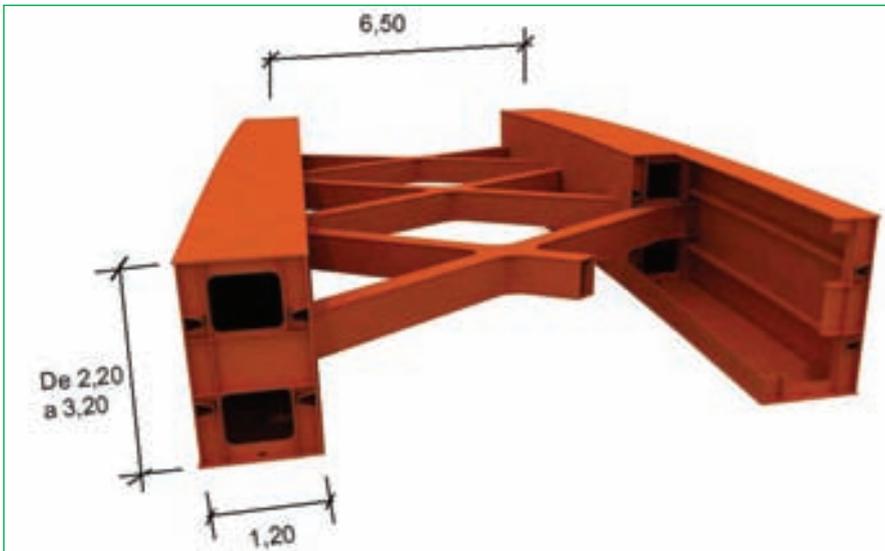


Figura 9. Arco. Esquema.
Figure 9. Arch. Diagram.

to springings and the profile varies from 3.20 m at the base to 2.20 m at the crown (Figure 9).

Special care has been taken with the detail of the braces joining with the arch and metal brackets visible from the outside were avoided with the aim of giving a clean appearance and only stressing the fundamental lines of the main parts.

The arch's inner diaphragms and stiffening elements were designed so it can be man visited inside and travelled around its whole length during future maintenance operations. This is the reason for the 4 access orifices provided in each of the main parts in a box-beam shape.

Each arch is supported at its ends on an 11 metre wide, 14 metre long and 10 metre maximum height reinforced concrete block. Each of the two parts forming the metal arch is rigidly linked at the springings to the foundation blocks by a prestressed joint formed by twenty eight 50 mm diameter, 1820 kN unit ultimate strength bars (Figure 10).

3.3. Approach stretches. Piers

The deck is supported by concrete piers made up of rectangular sectioned shafts joined by a lintel beam at their crown, on the hillsides next to the reservoir (Figure 11).

Located in the proximity of the reservoir, the highest piers rise to 48 metres. They have a system at the top for transversally constraining the deck, becoming a support against lateral wind forces whilst at the same time allowing the deck to freely move in a longitudinal direction (Figure 12). This element gives high transversal rigidity to the overall structure in such a way that wind force on the arch is transmitted to the 13.50 m wide deck which acts as a large horizontal beam. The force transversal to the pier's crown is transmitted through connection diaphragms between the metal beams, the position of which coincides with the centre line of the aforementioned piers.

The piers' foundations are formed with micropiles which, apart from transmitting vertical loads to the ground, contribute towards improving the stability of the shale hillsides.



Figura 10. Empotramiento del arco.
Figure 10. Arch fixing.



Figura 11. Tramo de acceso.
Figure 11. Approach stretch.

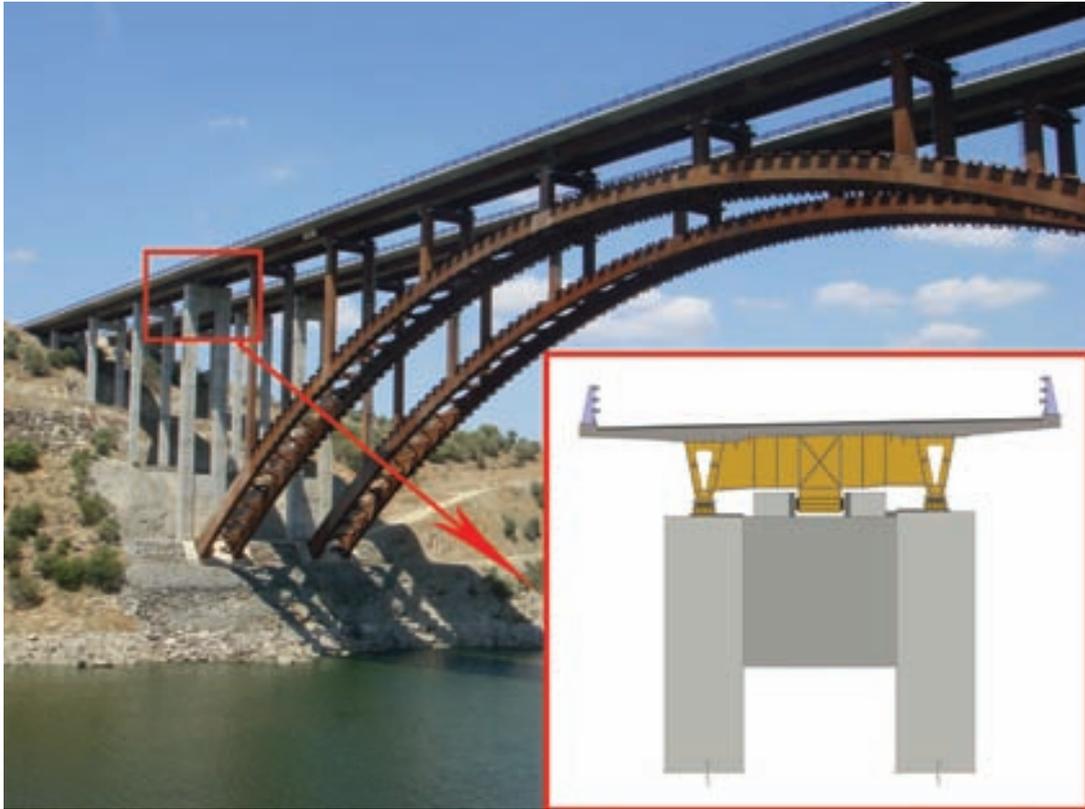


Figura 12. Diafragma para fijación transversal del tablero a la pila de arranque del arco
Figure 12. Diaphragm for transversal fixing deck to arch springing pier.

The arch springings are formed by large blocks of rock embedded concrete. The abutments rest on direct foundations and are fitted with anchorages able to support the forces deriving from the arch construction process.

The support devices of the area located on the arch are conventional, hooped neoprene plates arranged on the metal pillars. The supports in the arch approach stretches slide in a longitudinal direction with elastic transversal constraint.

4. STRUCTURAL CHARACTERISTICS. ASPECTS DERIVING FROM CALCULATION RESULTS

Developing the structure's design, integrated with the construction process, called for intense engineering work in which both the special detail design and the calculation process used, which comprised verifying the in-service bridge and checking the different construction process phases, taking into account the typical peculiarities of an evolutionary structure in the assembly process, played a major role.

The structural analysis was undertaken using a 3D calculation model of the complete bridge. Identical criteria were used in analysing each of the different construction phases, and partial models of the structure in the actual situation being found at all times were built.

The Viaduct's structure was analysed in a Limit Service State in a linear regime as per the directives laid down by the current Standards and Recommendations in force (IAP, RPX, RPM, EHE and Eurocodes). All sections of the arch and deck were checked in the Ultimate Limit State as per the criteria of elastoplasticity defined by RPX and RPM recommendations.

Non linear analyses of the structure were also carried out, the results of which do not noticeably differ in relation to those worked out in the linear calculation.

The arch enjoys a high degree of safety against instability. The buckling load is 5 times that worked out for the Limit Service State. An additional safety check to buckling was also made taking into account equivalent geometric imperfections and it was seen that their influence is irrelevant.

Los arranques del arco están formados por unos grandes macizos de hormigón empotrados en la roca. Los estribos tienen cimentación directa y están provistos de unos anclajes capacitados para soportar los esfuerzos derivados del proceso constructivo del arco.

Los aparatos de apoyo de la zona situada sobre el arco son placas convencionales de neopreno zunchado dispuestas sobre los pilares metálicos. En los tramos de acceso al arco, los apoyos son deslizantes en sentido longitudinal con coacción elástica transversal.

4. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES. ASPECTOS DERIVADOS DE LOS RESULTADOS DEL CÁLCULO

El desarrollo del proyecto de la estructura, integrado con el proceso constructivo, ha precisado una intensa labor de ingeniería en la que ha tenido un lugar importante, tanto el diseño de detalles especiales, como el proceso de cálculo seguido que ha comprendido la verificación del puente en servicio y la comprobación de las distintas fases del proceso constructivo, teniendo en cuenta las pe-

cularidades propias de una estructura evolutiva en proceso de montaje.

El análisis estructural se ha realizado mediante un modelo de cálculo en 3D del puente completo. En el análisis de cada una de las distintas fases de construcción se han seguido idénticos criterios, constituyendo modelos parciales de la estructura en la situación real que se ha ido encontrando en cada momento.

La estructura del Viaducto se ha analizado en Estado Límite de Servicio en

régimen lineal de acuerdo con las directrices establecidas por las Normas y Recomendaciones vigentes (IAP, RPX, RPM, EHE y Eurocódigos). Todas las secciones del arco y tablero se han comprobado en Estado Límite Último según los criterios de elastoplasticidad definidos por las Recomendaciones RPX y RPM.

Se han realizado también análisis no lineales de la estructura, cuyos resultados no difieren de forma sensible de los deducidos del cálculo lineal.

Metal sections and plate thicknesses were sized using an optimisation criterion, laying down the condition consisting in making the tension level of all points analysed equal to the maximum possible as well as providing a similar degree of ultimate safety strength.

The remaining structure elements (composite deck, metal piers, concrete piers, abutments, arch springings, diaphragms, stiffeners, etc.) were checked with the usual structural calculation

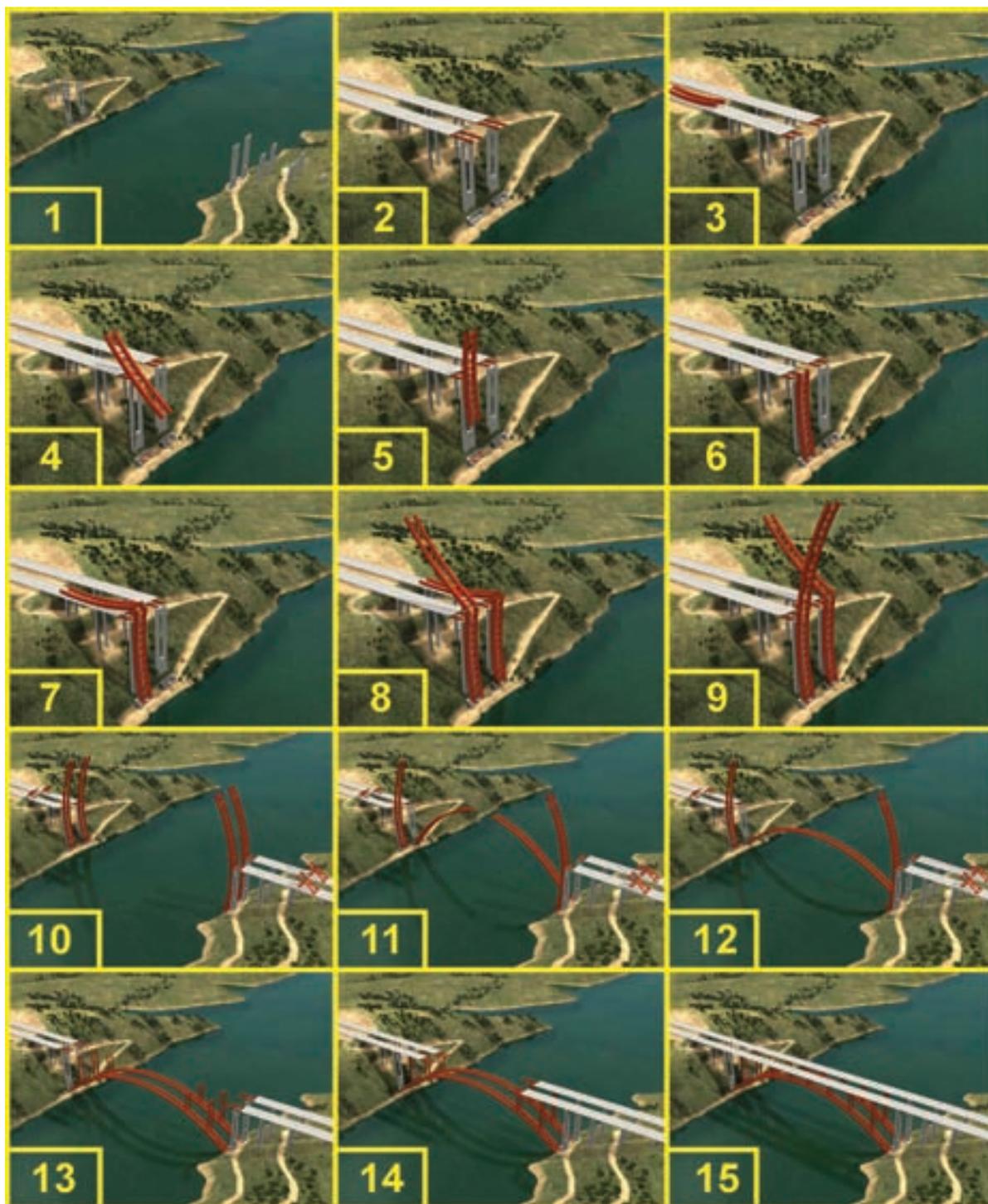


Figura 13. Fases del proceso constructivo.
Figure 13. Construction process phases.



Figura 14. Construcción de macizos de arranque de arcos, pilas de hormigón y estribos.
Figure 14. Construction of springing blocks of arches, concrete piers and abutments.

methods with no particular aspects arising worthy of mention.

5. GENERAL DESCRIPTION OF THE CONSTRUCTION PHASES

Figure 13 schematically shows the main phases of the construction process, as described below:

1. Construction of the infrastructure: Foundations, piers, abutments and arch springing blocks.

2. On-land construction of complete decks. Pushing until reaching piers close to the reservoir.

3. Dismantling the front 13 m of the metal beams. Fitting the first quarter arch on the deck and moving to the front.

4. Tilting the first quarter arch.

5. Descending in vertical position.

6. Assembly of bottom end to the arch support part.

7. Mounting the second quarter arch on the deck and joining to the first in an area fitted with a hinge.

8. Tilting the second quarter an arch

9. End of tilting until the semi-arch is in the vertical position

10. Semi-arches in vertical position

11. Semi-arch lowering

12. Crown closure

13. Placing metal piers on arch

14. Several phases involving deck pushing and pier placing on arch.

15. Finishing off work

Some of the most significant details and peculiarities of the construction system undertaken are described below with illustrations of actual pictures of the work:

5.1. Infrastructure. Piers and abutments (Figure 14)

The pier foundations of the approach stretches were built with micropiles. Due to the shale, supplementary consolidation work had to be undertaken on one of the hillsides to excavate cappings, using anchorings and passive bolts.

5.2. On-land building of the complete deck

Once the infrastructure had been built, the whole of the deck was assembled on dry land in the preparation yard behind the abutments where small foundation blocks had been previously built provided on their top with suitable support devices to allow for pushing in a later phase.

Half of each deck was built behind each abutment to be later moved to its final position with the pushing method. Once the 2 continuous, V-shaped Cor-Ten steel beams were mounted, the top

Existe un alto grado de seguridad del arco frente a la inestabilidad. La carga de pandeo tiene un valor equivalente a 5 veces la deducida para el Estado Límite de Servicio. Se ha realizado también una verificación adicional de la seguridad frente al pandeo teniendo en cuenta imperfecciones geométricas equivalentes, habiéndose comprobado que su influencia es irrelevante.

El dimensionamiento de secciones metálicas y espesores de chapa se ha realizado siguiendo un criterio de optimización, estableciendo una condición consistente en igualar al máximo posible el nivel tensional de todos los puntos analizados, así como un grado de seguridad a la rotura similar.

El resto de los elementos de la estructura (tablero mixto, pilas metálicas, pilas de hormigón, estribos, arranques del arco, diafragmas, rigidizadores, etc.) se han verificado con los métodos habituales del cálculo estructural, sin que existan aspectos especiales dignos de mención.

5. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN

En la Figura 13 se representan esquemáticamente las principales fases del proceso constructivo, que corresponden a la siguiente descripción:

1. Construcción de la infraestructura: Cimentaciones, pilas, estribos y macizos de arranque de arcos.

2. Construcción de tableros completos en tierra firme. Empuje hasta alcanzar pilas cercanas al embalse.

3. Desmontaje de los 13 m frontales de las vigas metálicas. Montaje del primer cuarto de arco sobre el tablero y desplazamiento hasta la parte frontal.

4. Basculamiento del primer cuarto de arco.

5. Descenso en posición vertical.

6. Ensamblaje del extremo inferior con la pieza de soporte del arco.

7. Montaje del segundo cuarto de arco sobre el tablero y unión con el primero en una zona provista de rótula.

8. Basculamiento del segundo cuarto de arco

9. Fin del basculamiento hasta completar la posición vertical del semiarco

10. Semiarcos en posición vertical
11. Abatimiento de semiarcos
12. Cierre en clave
13. Colocación de pilas metálicas sobre el arco
14. Fases varias de empuje de tablero y colocación de pilas sobre el arco.
15. Trabajos de finalización

A continuación se describen, con ilustraciones mediante imágenes reales de la obra, algunos de los detalles y peculiaridades más significativas del sistema constructivo desarrollado:

5.1. Infraestructura. Pilas y estribos (Figura 14)

La cimentación de las pilas de los tramos de acceso se ha realizado con micropilotes. Debido a la existencia de pizarras, en una de las laderas ha sido necesario realizar unos trabajos de consolidación complementarios para llevar a cabo las excavaciones de los encepados, mediante ejecución de anclajes y bulones pasivos.

5.2. Construcción del tablero completo en tierra firme

Una vez ejecutada la infraestructura se procede al montaje de la totalidad del tablero en tierra firme, en la explanada dispuesta detrás de los estribos, donde previamente se han construido unos pequeños macizos de cimentación provistos en su parte superior de unos aparatos



Figura 15. Construcción de tableros en tierra firme.
En primer plano, construcción de losa superior, de uno de los tableros.
Al fondo un tablero totalmente construido, incluida barrera de seguridad. Sobre el tablero, pieza correspondiente al primer cuarto de arco.
Figure 15. On land deck construction.
In the foreground, one of the decks' top slab construction. In the background, a completely built deck, including safety barrier.
On the deck, part of the first quarter arch.

de apoyo adecuados para permitir el empuje en una fase posterior.

Detrás de cada estribo se construye la mitad de cada tablero, que posteriormente será desplazado hasta su posición definitiva mediante el método del empuje. Una vez montadas las 2 vigas continuas en forma de V de acero CORTEN, se procede a la construcción de la losa superior sobre un encofrado de 26 metros de longitud cimbrado sobre el terreno, que se desplaza a un ritmo de un módulo completo por semana hasta completar la longitud total del tablero (Figura 15).

La construcción en tierra firme se ha realizado con sencillez y ha permitido asegurar una buena ejecución del tablero en óptimas condiciones de accesibilidad.

slab was built on 26 metres long formwork centred on the ground, which moved at a rate of one complete module per week until completing the deck's total length (Figure 15).

The on-land construction was undertaken with simplicity and enabled the deck to be well made in optimum accessibility conditions.

5.3. Deck pushing until reaching the piers close to the reservoir

Pushing the deck formed by a complete composite structure (steel and concrete in its entirety) is a singular deed forming part of the construction system developed. The possibility of availing of a top concrete platform of the deck from the beginning did not only provide notable advantages to the overall unit by needing a minimum of overhead operations to be carried out in subsequent phases but also enabled the deck itself to be used as an auxiliary work item for moving and handling large parts of the arch structure, mounting machinery and running large tonnage cranes. Special care was taken in monitoring deck slab concrete cracking in areas where states of tensile stress existed during pushing operations.

A transversal beam was used to push each deck at its back (Figure 16), in which cables for transmitting the horizontal thrust force were applied. The operation was carried out by sliding the



Figura 16. Empuje de un tablero. En la parte trasera, viga metálica transversal de empuje.
Figure 16. Pushing a deck. At the back, metal cross pushing beam.



Figura 17. Gato y cable de tracción
Figure 17. Jack and traction cable.



Figura 18. Zona frontal del tablero en fase de empuje.
Figure 18. Deck's front area in the pushing phase.

deck over Teflon supports on the concrete blocks located 15 metres from each other.

The overall deck traction cables were operated at their opposite end by horizontally, concrete block supported hydraulic jacks (Figure 17).

The pushing operation stopped when the deck exceeded the pier closest to the reservoir.

The first 22 metres of top slab were not concreted so as to reduce stresses in the deck in situations where it was cantilevered or overhanging during the advance operation.. This area of metal beams acted in the fashion of a classical "launching nose", with hydraulic jacks having been fitted at the front end with

a skid underneath for recovering the deck's elastic deflection before reaching each of the piers (Figure 18).

5.4. Dismantling the front 13 m of the metal beams

Once pushing had stopped, a crane was used to dismantle the front 13 metres of metal beams, joined to the rest of the structure with a bolted connection, with the purpose of not hindering the future arch mounting operations.

5.5. Mounting the first quarter arch on the deck and transport

Each arch was divided into 4 parts about 60 metres long weighing 200

5.3. Empuje de tableros hasta alcanzar las pilas cercanas al embalse

El empuje del tablero formado por una estructura mixta completa (acero y hormigón en su totalidad) constituye un hecho singular que forma parte del sistema constructivo desarrollado. La posibilidad de disponer desde un principio de una plataforma superior de hormigón del tablero, no solamente ha aportado notables ventajas para el conjunto por el hecho de precisar en fases posteriores un mínimo de operaciones a realizar en trabajos de altura, sino que ha permitido utilizar el propio tablero como elemento auxiliar de obra para el traslado y manipulación de grandes piezas de la estructura del arco, montaje de maquinaria y paso de grúas de gran tonelaje. Se ha cuidado especialmente el control de la fisuración del hormigón de la losa de tablero en las zonas en que han existido estados de tracción durante las maniobras de empuje.

Para empujar cada tablero se dispone una viga transversal en su parte trasera (Figura 16), en la que se aplican unos cables destinados a transmitir la fuerza horizontal de empuje. La maniobra se realiza deslizando el tablero sobre apoyos de teflón colocados sobre los macizos de hormigón situados a 15 metros entre sí.

Los cables de tracción del conjunto del tablero están accionados en su extremo opuesto por unos gatos hidráulicos apoyados en unos macizos de hormigón (Figura 17).

La maniobra de empuje se detiene cuando el tablero sobrepasa la pila más próxima al embalse.

Se han dejado sin hormigonar los primeros 22 metros de losa superior, para disminuir los esfuerzos del tablero en las situaciones en que se encuentra en voladizo durante el avance. Esta zona de las vigas metálicas ha actuado a la manera de un clásica "nariz de lanzamiento", habiéndose montado en su extremo frontal unos gatos hidráulicos que tienen un patín en su parte inferior para recuperar la flecha elástica del tablero antes de alcanzar cada una de las pilas (Figura 18).

5.4. Desmontaje de los 13 m frontales de las vigas metálicas

Una vez detenido el empuje se procede, mediante la ayuda de una grúa, a

desmontar los 13 metros frontales de las vigas metálicas, unidas al resto de la estructura con una unión atornillada, a fin de no entorpecer las futuras operaciones de montaje del arco.

5.5. Montaje del primer cuarto de arco sobre el tablero y transporte

Cada arco se divide en 4 piezas de unos 60 metros de longitud y 200 toneladas de peso. La primera de las piezas, correspondiente a la parte inferior, se monta sobre el tablero y se desplaza sobre patines deslizantes hasta la parte frontal.

5.6. Montaje, mediante grúas, del extremo inferior sobre las rótulas situadas sobre el macizo de cimentación

La parte inferior del arco está constituida por una pieza dotada de un potente sistema de rigidización. Dispone de unos orificios, preparados para el montaje de las barras de anclaje a la cimentación, una vez se haya concluido el abatimiento. El extremo inferior de la pieza está formado por unas cartelas donde se alojan las rótulas que permiten el giro durante la maniobra de abatimiento.

5.7. Basculamiento y descenso del primer cuarto de arco (Figura 19)

En la zona frontal del tablero se ha montado un pórtico (Figura 20) dotado



Figura 19. Basculamiento del primer cuarto de arco (1).
Figure 19. Tilting the first quarter arch (1).

de unos mecanismos móviles de elevación y retenida, formados por gatos hidráulicos (Figura 21) que accionan unos cables dispuestos verticalmente.

tonnes. The bottom part, the first, was mounted onto the deck and moved on skids to the front.

5.6. Crane mounting of the bottom end on hinges located on the foundation block

The bottom of the arch was formed by a part provided with a powerful stiffening system. It had orifices prepared for fitting anchor bars to the foundations, once the swivel lowering operation had finished. The bottom end of the part was formed by brackets where hinges were housed allowing rotation during the lowering manoeuvre.

5.7. Tilting and vertical lowering of the first quarter arch (Figure 19)

A portal frame was set up at the deck's front area (Figure 20) provided with mo-

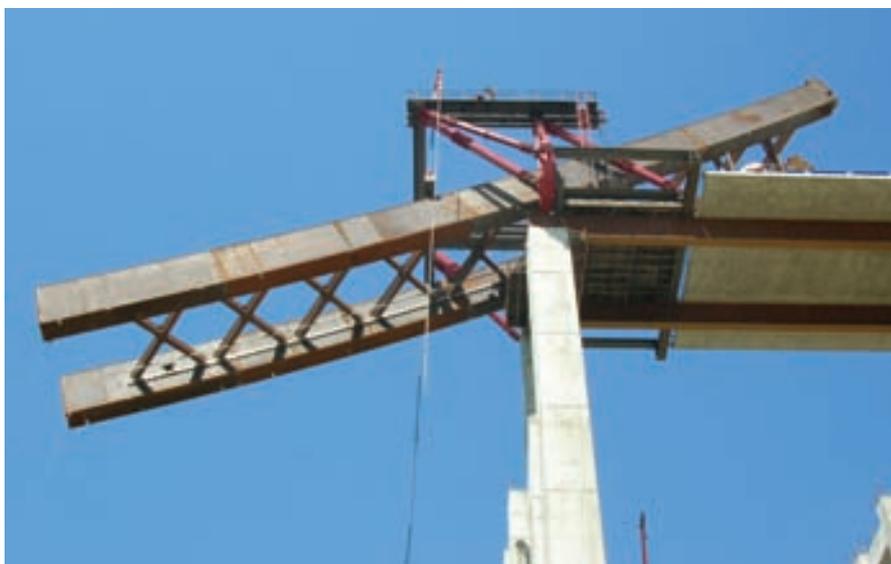


Figura 20. Basculamiento del primer cuarto de arco (2).
Figure 20. Tilting the first quarter arch (2).



Figura 21. Pórtico de basculamiento. Detalle de un gato hidráulico.
Figure 21. Tilting truss. Detail of a hydraulic jack.



Figura 22. Descenso de primer cuarto de arco.
Figure 22. Vertical lowering of first quarter arch.

Una vez concluido el descenso (Figura 22), se procede al ensamble y soldadura del extremo inferior con la pieza de soporte del arco, previamente montada en la zona de apoyo sobre el macizo de cimentación.

5.8. Montaje del segundo cuarto de arco sobre el tablero y transporte

Se realiza la maniobra de montaje y transporte de forma similar a la efectuada anteriormente. Se completa el desplazamiento hasta conectarlo con la pieza anterior en una zona provista de rótulas (Figura 23).

5.9. Basculamiento con grúa del segundo cuarto de arco

Seguidamente y mediante la ayuda de una grúa sobre orugas (Figura 24) se procede al izado de la fracción superior del arco pivotando la base en la rótula intermedia (Figura 25). La maniobra se ha realizado manteniendo fija la posición de la pluma y simultaneando el mecanismo de elevación con el desplazamiento de la grúa sobre el tablero. Cabe destacar la magnitud de las cargas verticales que han gravitado sobre el tablero durante la operación: Peso de la grúa en vacío, 3500 kN., soportando una carga bajo gancho de 1000 kN.

La maniobra de izado se detiene cuando la vertical del centro de gravedad de la pieza superior queda a 4 metros del eje de la rótula intermedia (Figura 26). A partir de este momento, el resto de la maniobra debe completarse mediante la acción conjunta de gatos hidráulicos montados sobre unas estructuras auxiliares y unos cables de retención que evitan el movimiento inverso.

5.10. Fase final de basculamiento hasta completar la posición vertical del semiarco

Montaje de una estructura auxiliar sobre el tablero (Figura 27). El apoyo de la parte superior sobre la rótula intermedia está complementado con una ménsula auxiliar, provista de unos gatos hidráulicos.

Accionamiento de los gatos hidráulicos montados sobre la estructura auxiliar, hasta que se completa el bascula-



Figura 23. Segundo cuarto de arco conectado en una zona provista de rótulas.
Figure 23. Second quarter arch connected in an area provided with hinges.

...bile lifting and retaining mechanisms formed by hydraulic jacks (Figure 21) operating vertically arranged cables.

Once vertical lowering had concluded (Figure 22), the bottom end was assembled and welded to the arch support piece previously fitted in the support area on the foundation block.

5.8. Mounting the second quarter arch on the deck and transport

The mounting and transport operation was carried out in a similar fashion to the previous one. The moving operation was undertaken until connecting to the previous part at a hinge fitted area (Figure 23).



Figura 24. Grúa sobre tablero.
Figure 24. Crane on deck.

5.9. Crane swivelling of the second quarter arch

With the aid of a crawler crane (Figure 24), the top fraction of the arch was immediately hoisted up, pivoting the base in the intermediate hinge (Figure 25). The manoeuvre was performed whilst keeping the jib position fixed and making the lifting operation simultaneous with the crane's movement on the deck. The size of the vertical loads gravitating on the deck during the operation must be stressed: Crane's dead weight, 3500 kN, carrying a load on its hook of 1000 kN.

The hoisting operation was detained when the vertical of the centre of gravity of the top part was 4 metres from the intermediate hinge's axis (Figure 26). As from that moment, the rest of the manoeuvre was to be completed by the joint action of hydraulic jacks mounted on auxiliary structures and guy cables preventing reverse movement.

5.10. Final swivelling phase until completing the half-arch's vertical position

Erecting an auxiliary structure on the deck (Figure 27). The support of the top part on the intermediate hinge was supplemented with an auxiliary corbel provided with hydraulic jacks.

Operating the hydraulic jacks mounted on the auxiliary structure until the top part of the semi-arch had been completely lowered. This mechanism was



Figura 25. Izado de segundo cuarto de arco con grúa.
Figure 25. Crane hoisting a second quarter arch.



Figura 26. Posición final de izado de tablero con grúa.
 Figure 26. Final crane deck hoisting position.



Figura 27. Estructura auxiliar sobre tablero.
 Figure 27. Auxiliary structure on deck.

used to perform the operation until the second quarter arch was in its final position (Figure 28). The centre of gravity of the second quarter arch passed over the vertical and was located on the opposite side. Metal stops ensured that the unit formed by the two parts mounted was stable.

The arch section was subsequently

completed by welding on plates with which the hinges were locked.

5.11. Semi-arches in the vertical position

Each semi-arch in this situation was composed of a 120 metre high part, in a vertical position and ready for the swiv-

miento de la parte superior del semiarco. Mediante este mecanismo se efectúa la maniobra hasta conseguir la posición definitiva del segundo cuarto de arco (Figura 28). El centro de gravedad del segundo cuarto de arco ha pasado sobre la vertical y se encuentra en el lado opuesto. Dada la existencia de unos topes metálicos, el conjunto de las dos piezas montadas es estable.

Posteriormente, se completa la sección de arco, mediante soldadura de chapas, con lo que las rótulas quedan bloqueadas.

5.11. Semiarcos en posición vertical

En esta situación, cada semiarco está compuesto por una pieza de 120 metros de altura, dispuesta en posición vertical y lista para las operaciones de abatimiento (Figura 29). El centro de gravedad de cada semiarco está situado sobre la vertical de las rótulas existentes en la base de arco. Existen unos elementos provisionales de fijación del semiarco al nivel del tablero, frente a acciones horizontales.

Para realizar las siguientes operaciones se montan sobre el tablero unas estructuras metálicas que están unidas a los semiarcos mediante unos cables de retención.

5.12. Abatimiento de semiarcos y cierre en clave

La maniobra de abatimiento se inicia empujando el semiarco hacia el embalse mediante unos gatos telescópicos montados sobre el tablero (Figura 30). El movimiento del semiarco es controlado mediante la acción conjunta del empuje de los gatos y los cables de retención, actuando en sentido opuesto. La longitud máxima del vástago extendido de los gatos es de 8 metros.

A partir de la situación en que los gatos alcanzan la máxima extensión, el descenso del arco se produce únicamente por gravedad, estando controlado el movimiento por los cables de retención (Figuras 31 y 32).

En la parte inferior de los arcos existe una pieza especial de soporte (Figura 33), cuya base posee un sistema de desli-



Figura 28. Posición final de basculamiento del segundo cuarto de arco.
Figure 28. Final tilting position of the second quarter arch.



Figura 29. Semiarcos en posición vertical. Altura: 120 metros.
Figure 29. Semi-arches in vertical position. Height: 120 metres.

el lowering operations (Figure 29). Each semi-arch's centre of gravity was located over the vertical of the hinges at the arch base. Provisional semi-arch securing elements were fitted at deck level, to oppose horizontal forces.

Metal structures were fitted on the deck to perform the next operations, connected to the semi-arches with guy cables.

5.12. Swivel lowering the semi-arches and crown closure

The swivel lowering operation commenced by pushing the semi-arch towards the reservoir with telescopic jacks fitted on the deck (Figure 30). The semi-arch's movement was controlled by the joint action of the jack push and the guy cables, acting in the opposite direction. The maximum length of the jacks' extended rods is 8 metres.

The arch descended only under gravity from the situation where the jacks reached their maximum extension, and this movement was guy cable controlled (Figures 31 and 32).

There was a special support part at the bottom of the arches (Figure 33), the base of which has a sliding system in a longitudinal direction along the bridge's axis. A battery of jacks was located in a horizontal position so that, by means of a differential drive, it was possible to control the cross movement of the end of the semi-arches in the swivel lowering situation to adjust the closure position in the crown area to the maximum possible.

This special part also had an adjustable retaining system in the longitudinal direction, formed by bars anchored to the concrete and another vertical retaining system to prevent lifting that could occur under exceptional cross wind conditions.

The hinge support structure was connected to a system of horizontal bars and jacks controlling movement towards the reservoir and each semi-arch's guidance with the purpose of facilitating the two semi-arches to be joined coinciding at the front.

There was a guide system at the front of each semi-arch to achieve the two semi-arches' fitting together and aligning (Figure 34).



Figura 30. Inicio de la operación de abatimiento, mediante empuje de semiarco con gatos telescópicos.
Figure 30. Start of swivel lowering operation by telescopic jack semi-arch pushing.



Figura 31. Abatimiento de semiarcos (1).
Figure 31. Swivel lowering semi-arches (1).



Figura 32. Abatimiento de semiarcos (2).
Figure 32. Swivel lowering semi-arches (2).

zamiento en dirección longitudinal según el eje del puente. Se ha dispuesto una batería de gatos en posición horizontal, de tal forma que mediante una accionamiento diferencial es posible controlar el movimiento transversal del extremo de los semiarcos en situación de abatimiento para ajustar al máximo la posición de encuentro en la zona de clave.

Esta pieza especial dispone además de un sistema regulable de retención en dirección longitudinal, formado por barras ancladas al hormigón y otro sistema de retención vertical, para evitar el levantamiento que podría producirse en situaciones excepcionales de viento transversal.

La estructura de soporte de las rótulas está conectada a un sistema de barras y gatos horizontales que controlan el movimiento de traslación hacia el embalse y la orientación de cada semiarco, con el fin de facilitar la coincidencia en la parte frontal de los dos semiarcos a unir.

En la parte frontal de cada semiarco existe un sistema de guiado para conseguir el encaje y la alineación de los dos semiarcos (Figura 34).

En el frente de los semiarcos se dispone un sistema de enclavamiento automático consistente en unos topes provistos de rótula esférica para materializar un arco triarticulado, constituyendo una estructura estable, independiente de los cables de retenida. El detalle del sistema de cierre en clave se muestra en un capítulo aparte.

Cierre en clave. Se constituye un arco triarticulado

Posteriormente se completan las secciones del arco en la zona de clave mediante chapas soldadas, quedando bloqueada la articulación (Figura 35).

5.13. Bloqueo de rótulas en arranques del arco

Una vez finalizado el abatimiento se bloquean las rótulas mediante la colocación de barras de anclaje y armaduras más la posterior ejecución de hormigonado de la zona donde se han alojado los mecanismos de giro (Figura 36).

Posteriormente al hormigonado se procede al tesado de barras. El dimensionamiento de este pretensado se ha realizado estableciendo la condición de inexistencia de estados de decompresión del hormigón frente a las situaciones de flexión compuesta en la base del arco durante las futuras etapas del puente en estado de servicio.

Todos los procesos indicados anteriormente se repiten en la estructura gemela (Figura 37 y 38).

5.14. Colocación de pilas metálicas y empuje del tablero sobre el arco hasta completar el cierre en el centro de la estructura

Con la ayuda de grúas situadas en el frente del tablero se montan las pilas situadas a 26 metros por delante de cada posición (Figura 39). Estas maniobras se alternan con los empujes efectuados con simultaneidad desde ambas márgenes para evitar asimetrías de cargas en el arco debidas al peso propio de los tableros (Figuras 40, 41 y 42).

Cabe destacar el hecho de que este conjunto de maniobras ha resultado ser crítico debido al nivel de tensiones alcanzadas en el arco, por lo que ha sido necesario llevar a cabo un exhaustivo estudio, con el correspondiente análisis detallado de cada fase. Se han estudiado 26 fases en total, teniendo cuenta contraflechas del arco y tablero, peso propio de los elementos y cargas reales de grúas en todas las maniobras. Cada una de las fases se ha estudiado, con la consiguiente verificación de tensiones y deformaciones, cotejándose dichos valores con la realidad mediante topografía, sondas térmicas y extensómetros.

A título de ejemplo se muestran los resultados correspondientes a la evolución de flechas y tensiones en una de las secciones de riñones del arco (Figuras 43 y 44).

En muchas de las fases se han tomado varias lecturas a distintas horas, para estudiar la influencia de la temperatura en la estructura. Debido a que estas maniobras se han realizado en verano, la influencia de la temperatura ha sido notable, registrándose diferencias de cotas altimétricas en algunas zonas del arco



Figura 33. Pieza inferior de semiarco.
Figure 33. Bottom semi-arch piece.



Figura 34. Maniobra de aproximación de semiarcos.
Figure 34. Semi-arch approach manoeuvre.

An automatic locking system was provided at the front of the semi-arches consisting in stops fitted with an axial spherical plain bearing to materialise a three-hinged arch, forming a stable structure independent of the guy cables. The crown closure operation is detailed in a separate chapter.

Crown closure. A three hinged arch is formed

The arch sections in the crown area were subsequently completed by means of welded plates and the hinging was thus locked (Figure 35).

5.13. Hinge locking at arch springings

Once the swivel lowering operation had ended, the hinges were locked by fitting anchor bars and reinforcements plus concreting the area where the rotation mechanisms were housed (Figure 36). The bars were then tightened after concreting. This prestressing was sized by establishing the condition that there were no concrete decompression states as against axial load plus bending situations at the base of the arch during future stages of the in-service bridge.

All the above processes were repeated in the twin structure (Figures 37 and 38).

5.14. Placing metal piers and deck pushing over the arch until completing closure in the centre of the structure

The piers located 26 metres ahead of each position are mounted with the aid of cranes at the front of the deck (Figure 39). These operations alternate with simultaneously pushing from both banks to avoid load asymmetries in the arch due to the deck's own weights (Figures 40, 41 and 42).

The fact must be stressed that these manoeuvres proved critical due to the level of stresses reached in the arch which led to performing a thorough study, with a pertinent detailed analysis of each phase. In all, 26 phases were examined, taking into account arch and deck cambers, dead weight of elements and actual loads of cranes in all operations. Each of the phases was studied



Figura 35. Cierre en clave.
 Figure 35. Crown closure.



Figura 36. Empotramiento del arco en su base.
 Figure 36. Fixing the arch in its base.



Figura 37. Semiarcos del segundo puente en posición vertical
 Figure 37. Semi-arches of the second bridge in a vertical position.



Figura 38. Cierre en clave de arco del segundo puente.
Figure 38. Crown closure of second bridge's arch.



Figura 40. Empuje de tablero sobre arco (1).
Figure 40. Deck pushing over arch (1).



Figura 39. Montaje de pilas metálicas con grúa sobre tablero.
Figure 39. Crane mounting metal piers on deck.



Figura 41. Empuje de tablero sobre arco (2).
Figure 41. Deck pushing over arch (2).



Figura 42. Empuje de tablero sobre arco (3).
Figure 42. Deck pushing over arch (3).

de la mañana a la noche del orden de 10 centímetros. Si bien estos valores no son grandes en comparación con las dimensiones generales de una estructura de 220 de luz, sin embargo debían tenerse en cuenta para efectuar debidamente las correcciones geométricas y conseguir el deseado ajuste de la rasante de la calzada una vez concluida la obra (Figura 45).

6. ELEMENTOS ESPECIALES

6.1. Retención del tablero en sentido longitudinal

Durante las fases de abatimiento del arco, se dispuso un sistema de fijación provisional del tablero al estribo (Figura 46), formado por un conjunto de 8 barras de 1300 kN de carga unitaria de ro-

with the consequent verification of stresses and displacements whilst contrasting such figures with reality using topography, thermal probes and strain gauges.

The results for the evolution of deflections and stresses in one of the arch spandrel sections are given as an example (Figures 43 and 44).

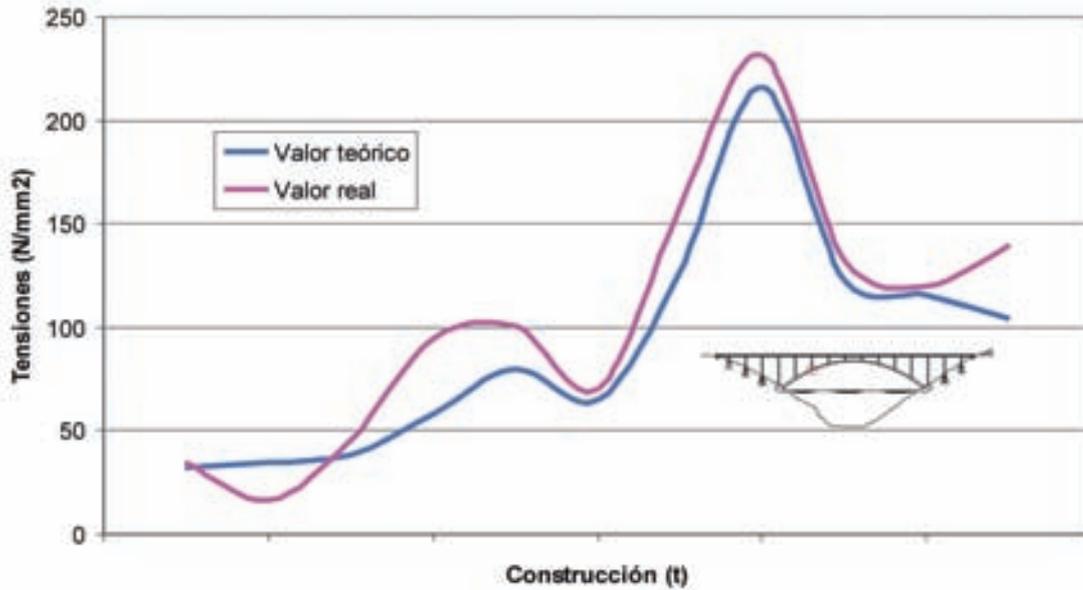


Figura 43. Evolución de tensiones en sección de riñones, durante las maniobras de montaje del tablero sobre arco.
 Figure 43. Evolution of stresses in spandrel section during operations for mounting deck on arch.

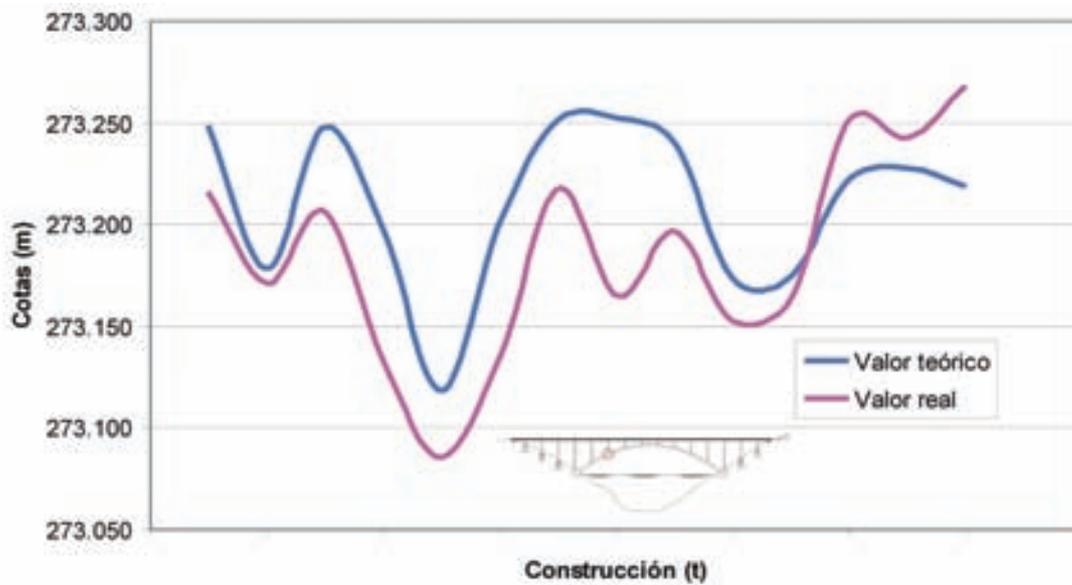


Figura 44. Evolución de flechas en sección de riñones, durante las maniobras de montaje del tablero sobre arco.
 Figure 44. Evolution of deflections in spandrel section during operations for mounting deck on arch.

Several readings were made at different times in many of the phases to study the influence of temperature on the structure. Due to the fact that these operations were carried out in summer, the influence of temperature was remarkable, with differences in the order of 10 centimetres being recorded from day to night in heights in some areas of the arch. Whilst these figures are not large in comparison with the general dimensions of a 220 metres span structure, nevertheless, they had to be taken into account in order to make the due geometrical corrections and achieve the required adjustment in the roadway's grade level once the work was finished (Figure 45).



Figura 45. Cierre de tablero en el centro.
 Figure 45. Deck closure at centre.

tura. A su vez, el estribo estaba provisto de un potente sistema de anclaje al terreno.

6.2. Base del arco

6.2.1. Sistema de rótulas y gatos de regulación

El sistema que permite el giro de cada uno de los semiarcos en su parte inferior está formado por cuatro rótulas (dos en cada viga – cajón), situadas en el eje de las almas (Figura 47), a fin de no producir estados de flexión local en la estructura. Para evitar los efectos de una posible falta de alineación del eje de giro en proceso de montaje, las rotulas son esféricas (Figura 48).

Cada uno de los semiarcos reposa sobre una base que permite el deslizamiento de los mismos en la dirección del eje longitudinal del puente (Figura 49). El movimiento está controlado mediante cuatro gatos hidráulicos dispuestos horizontalmente y apoyados contra el paramento vertical del arranque, de tal forma que una vez concluido el proceso de abatimiento existe la posibilidad de regular la posición, no solamente en sentido longitudinal mediante el accionamiento sincronizado de los gatos, sino también provocar un desplazamiento lateral en la zona de clave mediante una actuación diferencial en el recorrido de los citados gatos. Con ello existe la posibilidad de regulación, en todas las direcciones posibles, de la posición del extremo de cada uno de los semiarcos en la zona de clave para lograr el ensamble en la posición prevista.

6.2.2. Sistemas de retención frente al efecto del viento transversal

Durante el proceso de abatimiento de los semiarcos y en la posición previa al encuentro en la zona de clave, la consideración del efecto de viento lateral de gran intensidad resulta crítica en lo referente a la seguridad frente al vuelco del conjunto y al deslizamiento.

Las reacciones verticales de apoyo en la base del arco son asimilables a un par de fuerzas, cada una de ellas aplicadas en la base de las dos vigas – cajón metálicas (Figura 50). La magnitud de la reacción en sentido ascendente, calculada de



Figura 46. Sistema de fijación horizontal del tablero al estribo
Figure 46. Horizontal deck to abutment securing system.



Figura 47. Zona inferior del arco
Figure 47. Bottom arch area.



Figura 48. Rótula esférica de bulón pasante, antes de su montaje en la zona inferior del arco
Figure 48. Radial spherical plain bearing, before fitting in bottom arch area.

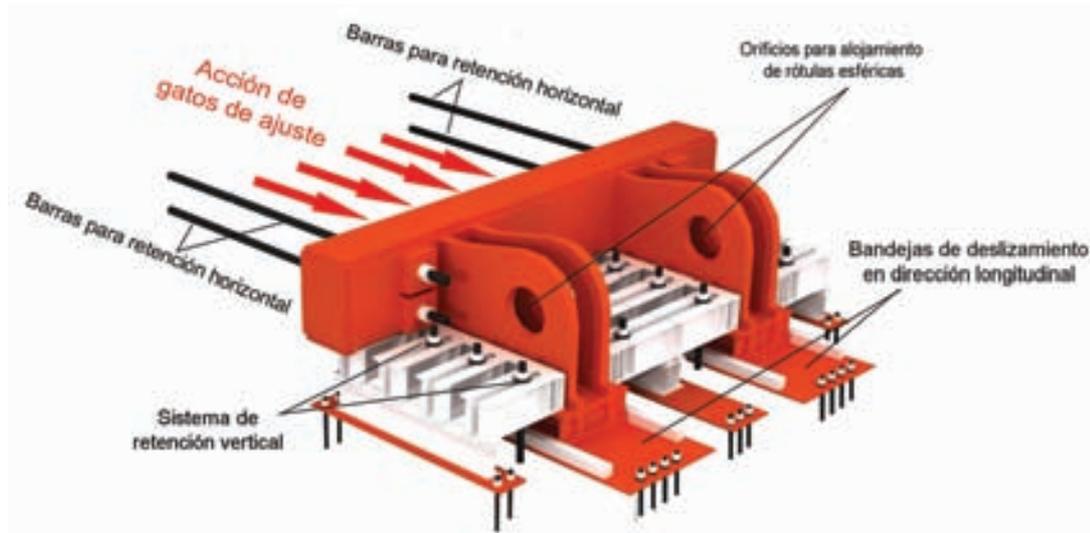


Figura 49. Zona inferior del arco. Esquema.
 Figure 49. Bottom arch area. Diagram.

6. SPECIAL ELEMENTS

6.1. Holding the deck in a longitudinal direction

During arch swivel lowering phases, a provisional system was used for securing the deck to the abutment (Figure 46), formed by a set of 8 bars of 1300 kN unit breaking load. In turn, the abutment was provided with a powerful ground anchorage system.

6.2. Arch base

6.2.1. System of hinges and regulating jacks

The system allowing each of the semi-arches to rotate at the bottom was formed by four hinges (two in each box-beam), located on the axis of the webs (Figure 47), in order not to cause local bending conditions in the structure. The hinges were of radial spherical plain bearing type in order to avoid the effects of a possible failure in alignment of the rotation axis in the mounting process (Figure 48).

Each of the semi-arches rests on a base that allows them to slide in the direction of the bridge's longitudinal axis (Figure 49). The movement was controlled by four hydraulic jacks arranged horizontally and supported against the vertical springing wall such that once the swivel lowering process had finished, it was possible to adjust the position not only in the longitudinal direction by synchronised jack operation but



Figura 50. Efecto del viento lateral sobre un semiarco durante la maniobra de abatimiento.
 Figure 50. Side wind effect on one semi-arch during the swivel lowering operation.

also by causing a lateral movement in the crown area by a differential operation in the said jacks' run. This made adjustment of the end position of each of the semi-arches in the crown area possible in all possible directions in order to assemble in the position provided for.

6.2.2. Holding systems against the cross wind effect

During the semi-arch swivel lowering process in the position prior to meeting at the crown area, it proved critical to consider the effect of a highly intense lateral wind as regards safety against the overall unit's overturning and sliding.

acuerdo con la consideración de un viento excepcional deducido a partir de las especificaciones de la Norma IAP es superior a la reacción debida al peso propio del arco. Para evitar todo riesgo de levantamiento de los apoyos y la consiguiente inestabilidad del conjunto por un efecto de vuelco, se ha dispuesto un potente sistema de retención vertical de los mecanismos de apoyo, que es compatible con el movimiento de deslizamiento horizontal en sentido longitudinal.

De la misma forma, la componente horizontal de las reacciones de apoyo producidas por el efecto del viento lateral es asimilable a un par de fuerzas, cuyo valor en magnitud también podría ser



Figura 51. Extremo frontal de semiarcos en posición previa al cierre en clave.
Figure 51. Front end of semi-arches prior to crown closure.

superior a la reacción debida al peso propio, materializada en una fuerza aplicada sobre los gatos. Para evitar el deslizamiento incontrolado de uno de los dos apoyos en sentido hacia el embalse, se ha dispuesto un sistema de retención horizontal formado por unos toques que impiden el movimiento hacia las laderas y barras regulables que actúan en sentido contrario y que se pueden desbloquear durante las maniobras de ajuste de la posición de los semiarcos en la fase previa al cierre en clave.

6.3. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave

Para facilitar el ensamblaje de los dos semiarcos en la zona de clave, existen

unos elementos de guía con paramentos formados por chapas inclinadas, de forma que una vez establecido el contacto entre los dos extremos, la regulación hasta la posición final es automática. El contacto frontal entre los dos semiarcos se produce a través de una rótula esférica axial situada en cada una de dos las vigas – cajón (Figuras 51, 52 y 53).

Una vez finalizado el proceso de abatimiento y con los semiarcos en contacto, se monta un pequeño sistema de bloqueo vertical de seguridad y se descargan los cables de retención. En este momento, la estructura responde a un esquema de arco triarticulado, que dado su condición de isostático, permite la regulación en altura de la zona de clave mediante la actuación de los gatos horizontales situa-

The vertical bearing reactions in the arch base may be likened to a couple of forces each applied at the base of the two metal box-beams (Figure 50). Calculated according to the consideration of an exceptional wind worked out from the IAP Standard's specifications, the size of the reaction in an upward direction was higher than the reaction due to the arch's dead weight. A powerful support mechanism holding system compatible with the horizontal sliding movement in the longitudinal direction was provided to prevent any risk of the supports lifting and the consequent overall instability from an overturning effect.

In the same way, the horizontal component of the support reactions caused by lateral wind force can be likened to a couple of forces, the magnitude of which could be higher than the reaction due to dead weight, materialising in a force applied on the jacks. A horizontal retaining system formed by stops preventing movement towards the hillsides and adjustable bars acting in the opposite direction, which can be unlocked during operations for adjusting the position of the semi-arches in the phase prior to crown closure, was provided to prevent one of the two supports uncontrollably sliding towards the reservoir.

6.3. Automatic interlocking system in the crown area

To facilitate the two semi-arches joining in the crown area, there were guide elements with facings formed by sloping plates so that once contact was made between the two ends, adjustment to the final position was automatic. The two semi-arches made contact through an axial spherical plain bearing located in each of the two box-beams (Figures 51, 52 and 53).

Once the swivel lowering process had finished and with the semi-arches in contact, a small vertical safety locking system was fitted and load was removed from the guy cables. The structure responded at that time to a three-hinged arch layout which, given its isostatic condition, allowed the crown area to be height adjusted by operating the horizontal jacks located at the springing. Varying the piston run in these jacks caused the crown area to move vertical-

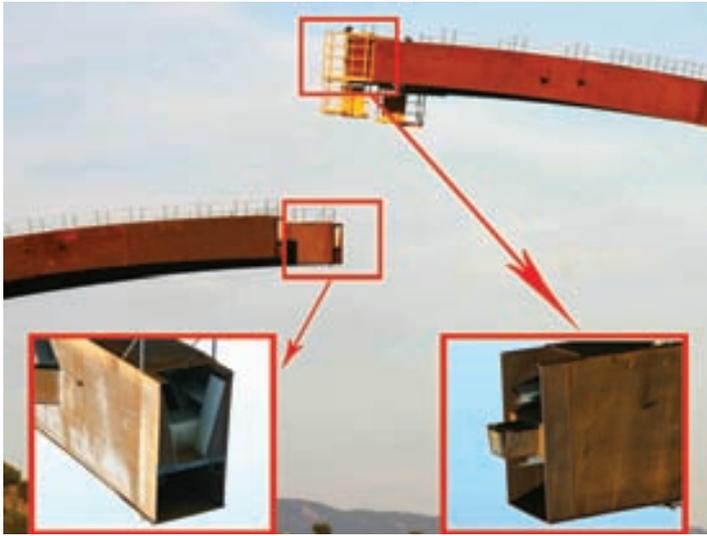


Figura 52. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave. Esquema 1.
 Figure 52. Automatic interlocking system in crown area. Diagram 1..

ly with no change in either the arch stresses or the support reactions.

7. ARCH IN THE CONSTRUCTION PHASE. CROSS WIND VIBRATIONS

7.1. Description

An unexpected phenomenon occurred on 10 January, 2006, during a construction phase in which one of the arches, after structural continuity at the crown area and embedding in the springings had been completed and the metal piers were waiting to be fitted on that arch.

In a situation of apparent calm, with a constant wind and speed of 5.5 m/sec (20 km/h) measured by an on-land wind gauge, heavy harmonic oscillations suddenly commenced and the arch went into resonance with a period of 1.4 seconds and vertical movements which reached amplitudes in the spandrel area in the order of ± 80 centimetres, seen by the naked eye. This situation continued for approximately one hour.

The movements were solely vertical. No cross movements occurred (in a direction parallel to the reservoir's bed), and neither did torsion rotation in the structure.

dos en el arranque. Una variación en el recorrido del émbolo de dichos gatos provoca el movimiento vertical de la zona de clave sin que exista variación en los esfuerzos del arco, así como tampoco en las reacciones de apoyo.

7. ARCO EXENTO EN FASE DE CONSTRUCCIÓN. VIBRACIONES DEBIDAS AL VIENTO TRANSVERSAL

7.1. Descripción

Un inesperado fenómeno tuvo lugar el 10 de enero de 2006, durante una etapa de construcción en que uno de los arcos se encontraba exento, habiéndose completado la continuidad estructural en la zona de clave y el empotramiento en los arranques, a la espera de montar sobre él las pilas metálicas.

En una situación de aparente calma, con un viento constante y una velocidad de 5,5 m/s (20 km/h) medida en un anemómetro situado en tierra firme, súbitamente se iniciaron unas fuertes oscilaciones armónicas, entrando el arco en resonancia con un período de 1,4 segundos y desplazamientos verticales que en la zona de riñones alcanzaron unas amplitudes del orden de ± 80 centímetros, determinados simplemente mediante apreciación a simple vista. Esta situación se mantuvo durante una hora, aproximadamente.

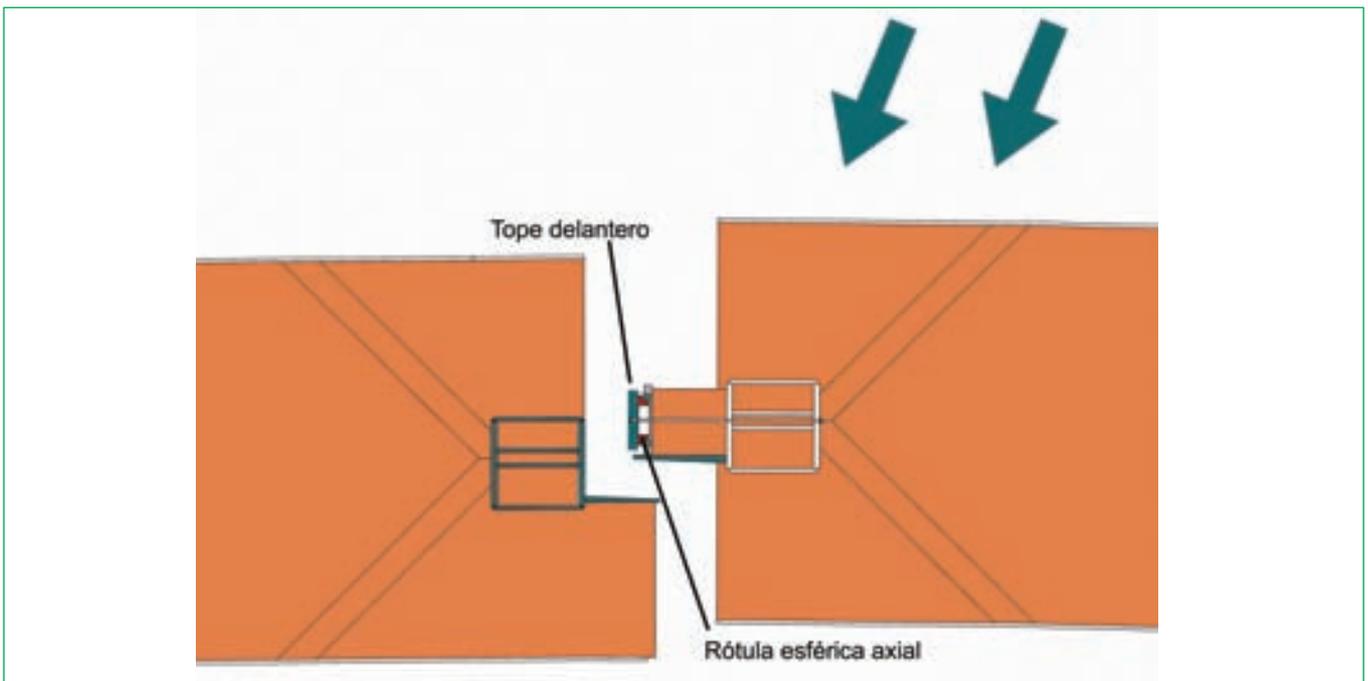


Figura 53. Sistema de enclavamiento automático en zona de clave. Esquema 2.
 Figure 53. Automatic interlocking system in crown area. Diagram 2.

Los movimientos fueron exclusivamente verticales. No se produjeron desplazamientos transversales (en dirección paralela al cauce del Embalse), así como tampoco giros de torsión en la estructura.

Posteriormente se repitió el mismo fenómeno, que se prolongó durante varias horas en los días 24, 25 y 29 de enero de 2006.

7.2. Características de las vibraciones

La vibración observada consistió en movimientos armónicos exclusivamente verticales coincidentes con el 2º modo característico de la estructura, en la forma mostrada en la Figura 54, extraída del cálculo modal realizado con ordenador. Se trata de una vibración de tipo antimétrico, cuyo período es 1,4 segundos. El período y forma del fenómeno observado es del todo coincidente con la citada figura.

Tal como pudo confirmarse posteriormente, tras los estudios y ensayos realizados, la vibración fue producida por la actuación de torbellinos alternados, cuyo período era coincidente con el 2º modo propio de la estructura. Este desprendimiento de torbellinos, denominado estela de vórtices de von Karman, generó sobre la estructura fuerzas periódicas en dirección vertical, que la hicieron oscilar, habiéndose originado un fenómeno de resonancia con la consiguiente amplificación de deformaciones.

El fenómeno ocurrido, si bien es conocido conceptualmente, constituye un hecho insólito en un puente de arco, habida cuenta de la necesaria concurrencia de factores ambientales y de parámetros físicos que rara vez pueden coincidir en una construcción de este tipo.

Para que pueda llegar a producirse, necesariamente deben concurrir las siguientes circunstancias:

— *Viento uniforme* y de baja velocidad.

Los torbellinos que actúan en la parte superior e inferior del arco se mantienen exclusivamente en tal situación desfavorable para la estructura en el caso de que la velocidad del viento sea persistente, sin ráfagas.

Las condiciones meteorológicas propias de la zona donde está situado el

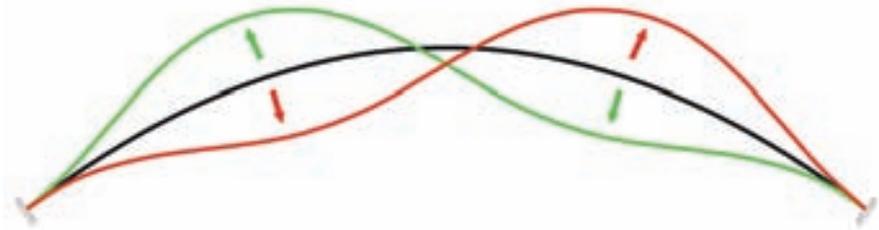


Figura 54. Segundo modo característico del arco.
(En la representación se ha amplificado la amplitud, para mayor claridad).
Figure 54. Second characteristic arch mode.
(The amplitude has been enlarged in the representation for greater clarity).

puente y concretamente, en contados días al año, son propicias para que se produzcan unos vientos con una determinada componente y una intensidad que se mantiene constante durante un largo período de tiempo. La orografía de la zona (véase fotografía de la Figura 55) y la ausencia de desniveles no causa alteración alguna en el flujo de aire. A ello hay que añadir, además, otro efecto: Debido a la configuración del valle del río Tajo, la corriente de aire queda canalizada de tal forma que en situaciones similares a las de los episodios citados, apenas hay diferencia entre la velocidad del viento a nivel de la lámina de agua y a la altura del tablero del puente, lo que se denomina viento “entablado”, en términos meteorológicos. Ha podido constatarse, además, que la situación de estabilidad ambiental descrita se produce únicamente con velocidades cercanas a los 20 km/h (Figura 56). Con vientos de mayor intensidad, se producen ráfagas y

The same phenomenon repeated later and lasted for several hours on 24, 25 and 29 January, 2006.

7.2. Characteristics of the vibrations

The vibration observed consisted in solely vertical harmonic movements coinciding with the structure's 2nd characteristic mode in the form as shown in Figure 54, taken from the computer performed modal calculation. It was an antinormic type vibration whose period was 1.4 seconds. The period and form of the phenomenon observed coincides with the said figure in everything.

As studies and tests carried out later confirmed, the vibration was caused by vortex shedding whose period coincided with the structure's own 2nd mode. This eddy shedding, called von Karman's vortex street, generated peri-



Figura 55. Embalse de Alcántara. Perspectiva general de la zona
Situación de la obra con semiarcos en posición vertical.
Figure 55. Alcántara Reservoir. General perspective of the area.
Location of the construction with semi-arches in vertical position.

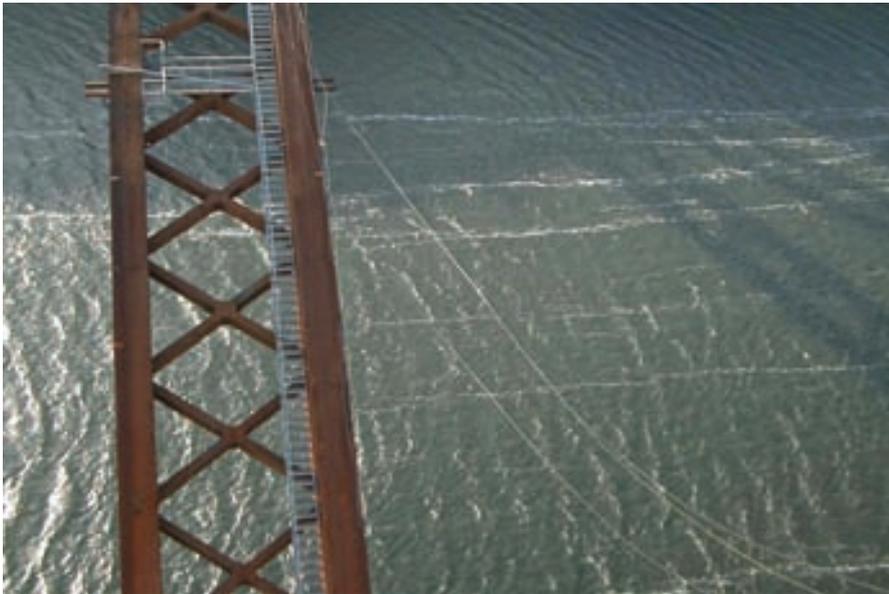


Figura 56. Estelas sobre la superficie del agua del embalse provocadas por viento estacionario
 Figure 56. Wakes on the reservoir's water surface caused by stationary wind.

variaciones locales en intensidad y componente, que eliminan la formación de vórtices y por tanto, la causa de las grandes oscilaciones.

Durante las situaciones de resonancia, el propio movimiento oscilatorio de la estructura controla la frecuencia de los torbellinos, existiendo un intervalo de la velocidad del aire en que la frecuencia de desprendimiento permanece constante, denominado zona de bloqueo (o lock-in, en inglés) (Figura 57).

Si bien existe una posibilidad de producirse resonancia en una determinada estructura para un rango de velocidades, en la práctica las situaciones de riesgo dependen en gran manera de las condiciones meteorológicas y de la probabilidad de que la corriente de aire se mantenga constante, sin formación de ráfagas, que alteran el flujo de aire e impiden la formación de torbellinos.

— *Geometría uniforme* del obstáculo sobre el que incide el viento, como es el caso del arco exento, que permite la generación de torbellinos de forma regular en todo su desarrollo.

— *Coincidencia* entre el período de alternancia de los torbellinos, con el período propio de uno de los modos principales de la estructura. De los ensayos posteriores realizados, ha podido comprobarse que el período de la formación de vórtices era 1,4 segundos, coincidente con el 2º modo de vibración calculado en el arco.

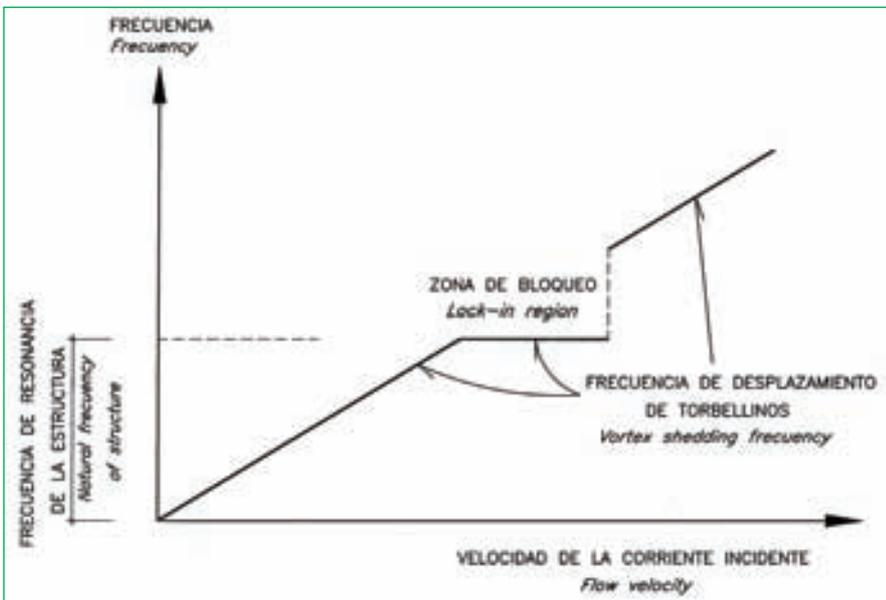


Figura 57. Gráfico frecuencia – Velocidad de la corriente incidente. Zona de bloqueo.
 Figure 57. Frequency-Speed graph of the incident flow. Locking area.

odical forces on the structure in a vertical direction, which made it oscillate, and caused a resonance phenomenon with a consequent amplification of amplitudes.

Although conceptually known, the phenomenon occurring was an unusual occurrence in an arch bridge, bearing in mind the need for environmental factors and physical parameters to concur which can rarely coincide in a construction of this type.

The following circumstances must necessarily occur for this to happen:

— *Uniform, low speed wind.*

Vortex acting on the top and bottom of the arch only remain in this situation unfavourable to the structure if the wind speed is persistent without gusting.

Weather conditions typical of the area where the bridge is located and, specifically, on a rare number of days a year, are propitious for winds to arise with a certain component and a strength kept constant for a long period of time. The area's orography (see photograph in Figure 55) and the absence of undulations in the land does not cause any al-

7.3. Solución adoptada

Tras la observación del primer episodio de oscilaciones, se inició una serie de actuaciones inmediatas, encaminadas a evitar los riesgos derivados de nuevos casos de vibración, permitir la continuación de la obra en condiciones de seguridad y finalmente, controlar la situación de la estructura en estado de servicio con las garantías exigibles propias de todo puente importante de carretera.

Para ello se solicitó la colaboración especial del Prof. M.A. Astiz (4), que intervino directamente en el análisis del problema aeroelástico con la determinación y verificación de la solución finalmente adoptada.

Como primera medida, se estudiaron diversas soluciones destinadas a dismi-

nuir a corto plazo la intensidad de las oscilaciones. La solución escogida y puesta en práctica consistió en la colocación de unos dispositivos aerodinámicos sobre el arco, en forma de deflectores (Figura 58), capaces de alterar la trayectoria de la corriente de aire y a canalizarla adecuadamente para impedir la formación de torbellinos.

Para determinar la efectividad de tal solución con el adecuado rigor técnico, era imprescindible la realización de un estudio en túnel de viento. Las especiales circunstancias de urgencia aconsejaron montar los deflectores diseñados previamente con criterios basados únicamente en la experiencia y conceptos propios de la aerodinámica, a la espera de conocer los resultados del modelo experimental y proceder, si hubiese sido necesario, a correcciones ulteriores. Afortunadamente, los resultados de los ensayos fueron satisfactorios, quedando verificada la idoneidad y grado de eficacia apropiado, tanto para las fases provisionales de la obra, como para la situación definitiva del puente en servicio.

El estudio en túnel de viento se llevó a cabo en la Escuela T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de la UPM de Madrid, con la supervisión del Prof. J.Meseguer (5). Se realizaron diversos ensayos en un modelo seccional con y sin deflectores (Figuras 59 y 60), con el objeto de conseguir, en primer lugar, el conocimiento del fenómeno de desprendi-



Figura 58. Deflector. Detalle.
Figure 58. Guide vane. Detail.

miento de torbellinos en la sección del arco exento hasta conseguir explicar, tanto cualitativamente como cuantitativamente, las vibraciones observadas. Los ensayos con el modelo provisto de deflectores tuvieron por objeto comprobar la validez de la solución dispuesta, encaminada a asegurar la inexistencia en el futuro de vibraciones durante la construcción y durante la vida útil del puente.

Paralelamente se desarrolló un proceso de cálculo numérico y análisis dinámico destinado a determinar y cuantifi-

teration at all in air flow. To this must also be added another effect: due to the river Tagus valley's configuration, the air flow is channelled such that in situations similar to those of the incidents mentioned, there is hardly any difference between wind speed at the water level and at the height of the bridge's deck, which is known as a "settled" wind, in meteorological terms. It was also seen that the situation of environmental stability described only occurs with speeds close to 20 km/h (Figure 56). Higher winds give rise to gusts and local variations in intensity and component, which eliminate vortex and, therefore, the cause of large oscillations.

During resonance situations, the structure's oscillatory movement itself controls the frequency of vortex and there is an air speed interval when the shedding frequency remains constant, called a lock-in area (Figure 57).

Whilst there is a possibility of resonance occurring in a certain structure, in practice, risk situations largely depend on weather conditions and the likelihood of the air flow remaining constant without gusting which alters the air flow and prevents vortex forming.

— *Uniform geometry of the obstacle on which the wind impinges, as is the case of the arch, allowing periodic vortex shedding over its whole area.*

— *The vortex alternating period coinciding with the characteristic period of one of the structure's main modes. It*



Figura 59. Modelo seccional del arco, sin deflectores, montado en túnel de viento.
Figure 59. Sectional arch model, without guide vanes, mounted in a wind tunnel.

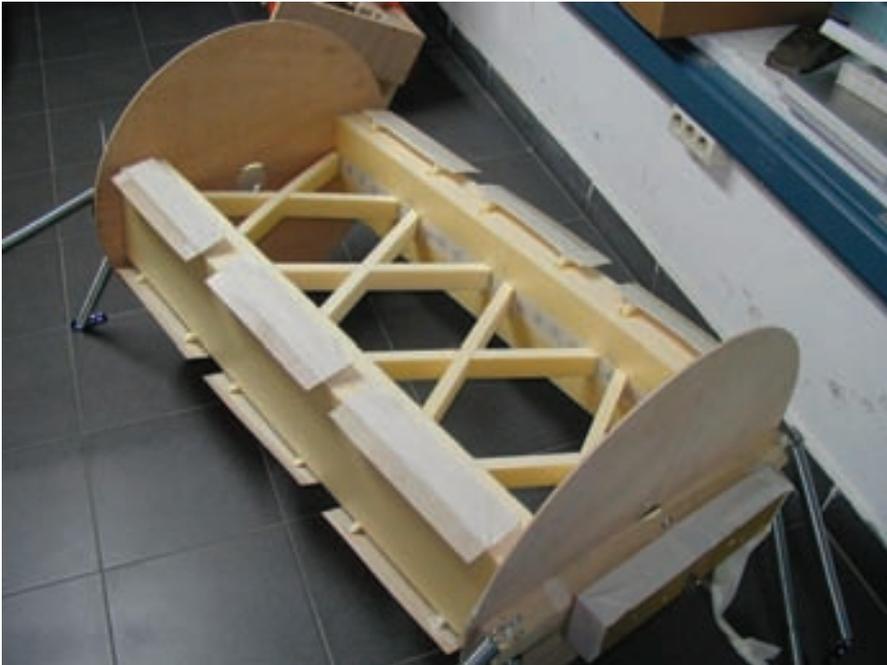


Figura 60. Modelo provisto de deflectores.
Figure 60. Guide vane fitted model.

was seen from subsequent tests that the vortex forming period was 1.4 seconds, which coincided with the 2nd mode of vibration as calculated in the arch.

7.3. Solution adopted

After observing the first oscillation incident, a series of immediate actions commenced to prevent risks deriving from further vibration episodes, to allow the construction to continue under safety conditions and, finally, to monitor the structure's situation in service with the typical guarantees as required of any major road bridge.

The special collaboration of Prof. M.A. Astiz (4) was therefore requested and he directly participated in analysing the aero-elastic problem whilst determining and checking the solution finally adopted.

The first measure was to study various solutions earmarked to reducing the intensity of the oscillations in the short term. The solution chosen and put into practice consisted in placing aerodynamic devices on the arch in the form of guide vanes (Figure 58), able to alter the air flow's trajectory and suitably channel it to prevent vortex forming.

A wind tunnel study was indispensable for determining the effectiveness of such a solution with suitable technical severity. The special circumstances of

urgency advised guide vanes previously designed using criteria based solely on experience and concepts typical of aerodynamics to be fitted, whilst awaiting the results of the experimental model and making the subsequent corrections should it have been necessary. Fortunately, the test results were satisfactory, suitability was deemed verified and the degree of efficiency appropriate both for the provisional phases of the work and for the final in-service bridge situation.

The wind tunnel study was undertaken at the Aeronautical Engineers School at the Madrid Polytechnic University under the supervision of Prof. J.Meseguer (5). Various tests were performed on a sectional model with and without guide vanes (Figures 59 and 60), with the purpose of first gaining knowledge of the vortex shedding phenomenon in the provisionally unsecured arch section until managing to qualitatively and quantitatively explain the vibrations observed. The purpose of the tests performed with the model fitted with guide vanes was to check the validity of the solution disposed, earmarked to ensuring that there would be no vibrations during the bridge's construction and useful lifetime.

A numerical calculation and dynamic analysis process was simultaneously developed in order to determine and quantify the effects on the structure as a con-

car los efectos producidos en la estructura como consecuencia de las vibraciones producidas. Se llevó a cabo, además, un estudio probabilístico encaminado a valorar el grado de importancia que en el futuro podría causar la acción del viento, teniendo en cuenta los datos recogidos y las condiciones meteorológicas que pudieran llegar a producirse más adelante.

Durante la construcción del puente se había implementado anteriormente un sistema de instrumentación, destinado a conocer los movimientos normales de la estructura durante las distintas fases de montaje. Se complementó la instrumentación ya existente con un conjunto de acelerómetros dispuestos en varios puntos del arco, con un sistema de registro centralizado, conectado con unos anemómetros, a fin de conocer en todo momento el comportamiento real del puente y la verificación de la eficacia de las medidas adoptadas. Parte de esta instrumentación se ha conservado tras la puesta en servicio de la Autovía, a la manera de una monitorización, que se estima interesante mantener, como corresponde a toda obra pública de una cierta importancia.

Una vez adoptadas las medidas descritas anteriormente, se reanudó la obra, habiendo sido necesario realizar previamente unos trabajos de reparación de desperfectos causados por la intensidad de las vibraciones. Durante uno de los episodios de grandes oscilaciones, se inició una fisura en el metal de la parte inferior de la viga-cajón, coincidiendo con la sección situada en los riñones del arco en que la curvatura inducida por la vibración era máxima. Debido a la persistencia de las oscilaciones durante varias horas, la fisura progresó por las almas, hasta las proximidades de la platavanda superior. Afortunadamente, la disposición en "X" de los arriostramientos permitía asegurar la transmisión del esfuerzo axil del arco, sin contar con los elementos principales de la estructura, tal como se muestra en el esquema de la Figura 61. Las piezas que formaban los arriostramientos, de menor rigidez que las vigas-cajón del arco, conservaron su integridad estructural y su capacidad para transmitir los esfuerzos de compresión resultantes.

Se efectuó la correspondiente reparación de las zonas afectadas y se dispusieron además unos elementos de refuerzo complementarios en el interior.



sequence of the vibrations occurring. A probabilistic study was also undertaken to assess what effect wind force might have in the future, bearing in mind the data collected and weather conditions later on.

An instrumentation system had been previously implemented during the bridge's construction whose purpose was to gain knowledge of the normal movements of the structure during the different erection phases. The already existing instrumentation was supplemented with a set of accelerometers disposed at several points on the arch, with a centralised recording system connected to wind gauges, the purpose of which was to know the bridge's actual behaviour at all times and to check the efficiency of the measures taken. Part of this instrumentation was conserved after the Dual Carriageway came into service, in the fashion of monitoring which it is deemed of interest to keep, as responds to any public work of a certain importance.

Once the measures described above had been taken, work was renewed after having had to previously carry out repair work on the damage caused by the intensity of the vibrations. During one of the heavy oscillation incidents, the metal of the box-beam's underneath began to crack, coinciding with the section located in the arch spandrels where the curvature induced by the vibration was a maximum. Due to these oscillations persisting for several hours, the crack progressed through the webs to the vicinity of the upper flange. Fortunately, the "X" arrangement of the braces ensured transmission of the arch's axial stress without counting on the structure's main elements, as shown in the diagram in figure 61. Less rigid than the arch's box-beam, the parts forming the braces conserved their structural integrity and their capability to transmit the resulting compressive stresses.

The areas affected were repaired and supplementary reinforcing elements were also fitted inside.

The rest of the structure was subsequently given a thorough examination and metallographic tests were performed with the purpose of discarding the existence of micro-fissures caused by a hypothetical material fatigue effect, but no anomaly was found.

Figura 61. Esquema de transmisión del esfuerzo axial de compresión del arco a través de un módulo de arriostramientos con disposición en "X".
Figure 61. Diagram of the arch's axial compressive force transmission through a "X" shaped bracing module.

Posteriormente se llevó a cabo un exhaustivo reconocimiento en el resto de la estructura y se realizaron ensayos metalográficos, con el objeto de descartar la existencia de microfisuras producidas por un hipotético efecto debido a fatiga del material, pudiéndose verificar la ausencia de cualquier tipo de anomalía.

7.4. Seguridad de la obra terminada frente a efectos dinámicos producidos por el viento.

Partiendo de los resultados obtenidos en los estudios realizados y las correspondientes verificaciones experimentales, ha podido determinarse la existencia de un alto grado de seguridad frente a los fenómenos vibratorios, contando con los deflectores montados en los arcos y teniendo en cuenta, además, las características de rigidez y masa total de la obra terminada.

Una de las propiedades derivadas de la disposición de los deflectores ha consistido en la reducción del rango de velocidades del viento en que teóricamente podrían inducirse vibraciones apreciables,

situado en un estrecho entorno próximo a 12,5 m/s (45 km/h), correspondiente a la velocidad crítica. Realmente la probabilidad de producirse situaciones estacionarias de viento con velocidad constante de esta magnitud es muy remota, teniendo en cuenta los antecedentes de tipo meteorológico.

Aún en el caso de producirse tal situación hipotética, la amplitud de las vibraciones no alcanzaría los 3 centímetros, que entraría dentro de lo admisible para un puente de 220 metros de luz. En conclusión, puede afirmarse, basándonos en el conocimiento y objetividad que proporciona la técnica, que el efecto dinámico producido por el viento de intensidad constante ha quedado totalmente controlado.

8. FINALIZACIÓN DE LA OBRA

Las últimas fases de la obra se llevaron a cabo con gran rapidez. Puede resultar indicativo el dato relativo a las fechas en que fueron tomadas las siguientes fotografías de la obra:

7.4. Safety of the finished construction to dynamic wind effects

From the results obtained in the studies undertaken and the pertinent experimental checks, it was determined that safety as to vibratory phenomena was high, having the guide vanes fitted in the arches and also bearing in mind the characteristics of rigidity and total mass of the finished construction.

One of the properties deriving from the guide vanes consisted in reducing the range of wind speeds with which appreciable vibrations could be theoretically induced to a narrow band around 12.5 m/sec (45 km/h), the critical speed. Actually, the probability of stationary wind situations with a constant speed of this magnitude occurring is very remote, bearing in mind meteorological records.

Even if such a hypothetical situation were to occur, the amplitude of the vibrations would not reach 3 centimetres, which would be within what is admissible for a 220 metres span bridge. In conclusion, based on the knowledge and objectivity the technique provides, it may be stated that the dynamic effect caused by a wind of a constant intensity has been fully controlled.

8. END OF THE WORK

The last work phases were very quickly performed. The dates when the fol-



Figura 62. Prueba de carga.
Figure 62. Load test.

lowing photos of the work were taken may prove indicative:

Figure 37 (1 February, 2006), the provisionally unsecured arch of the first bridge mounted and the semi-arches of the second bridge in a vertical position.

Figure 62 (22 July, 2006), the two bridges finished, at load testing time. The results obtained during the static and dynamic tests coincided with what the Project provided for.

The official opening of the Cañaveral – Hinojal stretch, in which the bridge is located, took place on 27 July, 2006 (Figure 63).

Figure 37 (1 de febrero de 2006), correspondiente al arco exento del primer puente montado y los semiarcos del segundo puente en posición vertical.

Figura 62 (22 de julio de 2006). Corresponde a los dos puentes terminados, en el momento de la prueba de carga. Los resultados obtenidos durante las pruebas estáticas y dinámicas fueron coincidentes con las previsiones del Proyecto.

La inauguración oficial del tramo Cañaveral – Hinojal, en el que está situado el puente, tuvo lugar el día 27 de julio de 2006 (Figura 63).



Figura 63. Vista general de la obra terminada
Figure 63. General view of the finished work.

9. REFERENCIAS

(1) Bogenbrücke in neuem Klappverfahren. Beton, 1984, n 5.

ARCANGELI (A). L'Industria Italiana del Cemento vol. 57, n°614, settembre 1987, pp. 546-563. IL PONTE ARGENTOBEL NEI PRESSI DEL LAGO DI COSTANZA (Reppública Federale di Germania).

PRADE, MARCEL. Les grands ponts du monde: Ponts remarquables d'Europe. ISBN 2 – 902170 65 –3, 1990.

(2) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Advanced design and construction of prestressed concrete structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE KOBARU VALLEY BRIDGE BY LOWERING METHOD

Kazuo Teshima, Hiromichi Matsushita, Mitsunari Shinwashi and Keiji Fukada, Japan

(3) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Big projects and innovative structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF SHIMOTABARU BRIDGE

Yukihide Yamamoto-Nishi-Usuki, Japan

(4) M.A. Astiz Hormigón y Acero N° 242. ESTUDIO DE LAS VIBRACIONES DE LOS ARCOS DE ALCONÉTAR.

(5) J. Meseguer, A. Sanz, J.M. Perales, S. Pindado. AERODINÁMICA CIVIL. McGraw-Hill. ISBN: 84-481-3332-3.

9. REFERENCES

(1) Bogenbrücke in neuem Klappverfahren. Beton, 1984, n 5.

ARCANGELI (A). L'Industria Italiana del Cemento vol. 57, n°614, settembre 1987, pp. 546-563. IL PONTE ARGENTOBEL NEI PRESSI DEL LAGO DI COSTANZA (Reppública Federale di Germania).

PRADE, MARCEL. Les grands ponts du monde: Ponts remarquables d'Europe. ISBN 2 – 902170 65 –3, 1990.

(2) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Advanced design and construction of prestressed concrete structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF THE KOBARU VALLEY BRIDGE BY LOWERING METHOD

Kazuo Teshima, Hiromichi Matsushita, Mitsunari Shinwashi and Keiji Fukada, Japan

(3) Proceedings of the first fib Congress. Osaka 2002 (Big projects and innovative structures).

DESIGN AND CONSTRUCTION OF SHIMOTABARU BRIDGE

Yukihide Yamamoto-Nishi-Usuki, Japan

(4) M.A. Astiz Hormigón y Acero N° 242. ESTUDIO DE LAS VIBRACIONES DE LOS ARCOS DE ALCONÉTAR.

(5) J. Meseguer, A. Sanz, J.M. Perales, S. Pindado. AERODINÁMICA CIVIL. McGraw-Hill. ISBN: 84-481-3332-3.

FICHA TÉCNICA

Administración:

Ministerio de Fomento. Dirección General de Carreteras
 Demarcación de Carreteras del Estado en Extremadura
 Ingeniero Jefe de la Demarcación: D. Manuel Bruno
 Ingeniero Director de la Obra: D. Fernando Pedraza
 Asistencia a la Dirección de Obra: IBERINSA-IDEAM

Construcción:

OHL (Obrascón, Huarte, Lain)
 Dirección Técnica: D. Manuel Alpañés
 Equipo de Construcción:
 D. José Manuel Sanjurjo
 D. José Miguel Pato
 D. Miguel Moreno

Estructura metálica:

HORTA COSLADA (Arcos)
 TECADE GROUP (Tableros)

Maniobras especiales:

ALE – LASTRA, S.A.
 D. José M^a Martínez
 D. Pedro García Rivero

Proyecto y Asistencia técnica a la construcción:

EIPSA (Estudio de Ingeniería y Proyectos)
 D. José Antonio Llobart
 D. Jordi Revoltós
 D. Sergio Couto

Estudio aeroelástico:

D. Miguel Ángel Astiz (Prof. Ing. UPM, Madrid)

Cálculos aeroelásticos:

Juan Carlos Lancha (OHL)

Ensayos en Túnel de viento:

E.T.S. de Ingenieros Aeronáuticos de Madrid
 D. José Meseguer (Prof. Ing. UPM, Madrid)

Instrumentación:

KINESIA
 D. Vicente Puchol

Administration:

Ministry of Development. Directorate General of Roads
 Demarcation of State Roads in Extremadura
 Chief Demarcation Engineer: Mr. Manuel Bruno
 Site Manager Engineer: Mr. Fernando Pedraza
 Site Management Assistance: IBERINSA-IDEAM

Construction:

OHL (Obrascón, Huarte, Lain)
 Technical Management: Mr. Manuel Alpañés
 Construction Team:
 Mr. José Manuel Sanjurjo
 Mr. José Miguel Pato
 Mr. Miguel Moreno

Metal structure:

HORTA COSLADA (Arches)
 TECADE GROUP (Decks)

Special operations:

ALE – LASTRA, S.A.
 Mr. José M^a Martínez
 Mr. Pedro García Rivero

Design and Technical Construction Assistance:

EIPSA (Estudio de Ingeniería y Proyectos)
 Mr. José Antonio Llobart
 Mr. Jordi Revoltós
 Mr. Sergio Couto

Aero-elastic study:

Mr. Miguel Ángel Astiz (Prof. Eng. MPU, Madrid)

Aero-elastic calculations:

Mr. Juan Carlos Lancha (OHL)

Wind tunnel testing:

Madrid Aeronautical Engineers University School
 Mr. José Meseguer (Prof. Eng. MPU, Madrid)

Instrumentation:

KINESIA
 Mr. Vicente Puchol

Estudio de las vibraciones de los arcos de Alconétar

Study of the vibrations of the Alconetar arch



Miguel Ángel Astiz Suárez

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático. Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

En este artículo se describe el fenómeno vibratorio ocurrido en los arcos de Alconétar durante su construcción y las actuaciones realizadas como consecuencia de este fenómeno para eliminar las vibraciones. Dichas vibraciones fueron debidas a un fenómeno aeroelástico producido por el viento y originado en el desprendimiento de torbellinos. Para eliminar las vibraciones se han dispuesto unos deflectores curvos en las esquinas de la sección. Tanto el arco original como el modificado han sido ensayados en túnel de viento para conocer las circunstancias del problema y la eficacia de la solución aportada.

SUMMARY

This paper describes the vibrations which happened in the Alconétar arches as well as the modifications which were established to suppress such vibrations. These vibrations were due to an aeroelastic mechanism which was the consequence of vortex shedding under wind flow. Curved deflectors were fitted on the edges of the cross section to reduce the vibrations. Both the original and the modified arch were tested in a wind tunnel to better know the circumstances of the problem as well as to show the efficiency of the proposed solution.

1. INTRODUCCIÓN

Los fenómenos aeroelásticos son aquellos en los que se produce alguna interacción entre la estructura y el flujo de aire de

forma que el viento actúa sobre la estructura pero también ésta, al deformarse bajo la acción del viento, condiciona las acciones del viento. Se trata de fenómenos generalmente poco importantes en estructuras rígidas pero que pueden llegar a ser muy relevantes en estructuras flexibles como lo son las alas de un avión o los puentes de gran luz. El ejemplo más conocido es el colapso del puente colgante de Tacoma (Washington, U.S.A.) en 1940, pero existen muchos más ejemplos, no tan conocidos, que han concitado los esfuerzos de múltiples investigadores en los últimos 60 años y que han conseguido que a día de hoy la Aeroelasticidad sea una especialidad muy desarrollada.

Estos fenómenos aeroelásticos se clasifican en varios tipos en función de los efectos que producen y de las causas que los originan. Así se han definido el flameo, la divergencia torsional, el bataneo, el galope o el desprendimiento de torbellinos (1, 2) que no son más que una clasificación tendente a simplificar un fenómeno complejo en el cual intervienen simultáneamente varios de los factores que originan cada uno de esos fenómenos básicos.

Las vibraciones que se han producido durante la construcción de los arcos de Alconétar son un buen ejemplo de estos fenómenos aeroelásticos, que son generalmente imperceptibles pero que pueden dar lugar a desplazamientos estáticos o dinámicos muy importantes en casos aislados. En este artículo se pretende dar una explicación a las vibraciones observadas y se presentan las soluciones propuestas y los estudios llevados a cabo para determinar la eficacia de la solución finalmente adoptada.

2. DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO VIBRATORIO

Como ya se ha explicado en el artículo de descripción de la obra, el puente sobre el Tajo en Alconétar es un puente arco de tablero superior de 220 m de luz. El arco que soporta cada calzada es metálico y está constituido por dos secciones cajón rectangulares huecas arriostradas entre sí por un sistema de cruces de San Andrés (3). El tablero, de sección mixta, se apoya sobre el arco mediante columnas verticales de sección rectangular hueca situadas a 26m de distancia entre ellas.

Durante la construcción de los arcos se observaron movimientos en éstos en coincidencia con estados de viento moderado. Estas vibraciones se produjeron primero durante el abatimiento de los arcos y luego de forma más notable con un arco cerrado y exento. La velocidad estimada del viento durante los episodios de vibración era de unos 30 km/h mantenidos de forma más o menos constante durante unas horas y la amplitud de la vibración correspondiente fue de unos 80cm (tanto un valor como el otro son estimados ya que, como es lógico, no había medios de medida dispuestos con antelación). La forma de la vibración correspondía al modo hemisimétrico de vibración vertical (Figura 1) cuya frecuencia es de 0.70Hz.

Las vibraciones observadas se produjeron bajo un viento moderado, muy alejado del viento de proyecto, cuyo valor medio es del orden de 130 km/h, es decir 4,3 veces superior en términos de velocidades y 18,8 veces superior en términos de fuerzas. Por ello, las vibraciones no pueden producirse por la acción estática de las fuerzas de viento, que son sólo un 5% de las que puede resistir el puente, sino por un fenómeno de resonancia debido a la componente dinámica de las acciones de viento.

De todos los fenómenos aeroelásticos conocidos, sólo hay dos que pueden reunir las características que se dieron en este caso: el desprendimiento de torbellinos y el galope transversal. Otros fenómenos como el flameo, la divergencia torsional o el bataneo tienen características que no se ajustan a lo observado en este caso.

La comprobación de la posibilidad de que sea el galope el causante de las vibraciones se realizó de acuerdo con el Eurocódigo (4). Según este documento, la velocidad crítica de inestabilidad sería de 47,3 m/s (170 km/h), muy superior a la velocidad a la que se ha producido el fenómeno de resonancia. Por ello es poco probable que sea el galope el causante de las vibraciones lo cual concuerda con la experiencia de que este fenómeno es más frecuente en elementos de menores dimensiones tales como cables o líneas de alta tensión.

De entre los dos candidatos posibles, es el desprendimiento de torbellinos el más probable causante de las vibraciones ya que son numerosos los casos de puentes en los que este fenómeno ha llegado a ser detectado (5, 6) con características semejantes: viento moderado de velocidad constante, movimiento oscilatorio de amplitud creciente hasta estabilizarse y en dirección normal al flujo de aire, y coincidencia de la forma de vibración con uno de los modos propios de la estructura.

Este fenómeno se produce cuando la corriente de aire tropieza con un obstáculo (con mayor intensidad si éste tiene esquinas); el despegue de la lámina de flujo genera depresiones que producen pequeños torbellinos cuyo tamaño va creciendo hasta que la corriente los arrastra formando la llamada estela o calle de von Karman. Estos torbellinos se desprenden del obstáculo de forma alternada a un lado y a otro (Figura 2) generando fuerzas transversales (perpendiculares a la dirección de la corriente) también alternadas. Si el obstáculo está soportado elásticamente, como ocurre en el caso de cualquier estructura, estas fuerzas pueden llegar a producir un fenómeno de resonancia en cuanto su frecuencia se aproxime a alguna frecuencia propia de la estructura. Por otra parte, el propio movimiento de la estructura condiciona el valor y la cadencia de las fuerzas, como en todo fenómeno aeroelástico.

La frecuencia de desprendimiento de los torbellinos depende de la velocidad del viento y de la forma y tamaño del obstáculo a través del número de Strouhal, S_r , cuyo valor depende de la forma de la sección y también del número de Reynolds. Dicho número de Strouhal viene dado por la expresión

$$S_r = \frac{bn}{U}$$

donde U es la velocidad media del viento no perturbada, b una dimensión característica transversal del obstáculo y n la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos. En la mayor parte de las secciones, el número de Strouhal suele estar comprendido entre 0,10 y 0,20.

Una característica importante del desprendimiento de torbellinos, que se tendrá en cuenta más adelante, es el hecho de que, al oscilar la estructura, la frecuencia de desprendimiento no es exactamente proporcional a la velocidad del viento incidente como parece indicar la ecuación anterior. En realidad, cuando dicha frecuencia se acerca a una frecuencia propia de la estructura, se produce un acoplamiento (llamado "lock-in") que hace que la frecuencia de desprendimiento iguale a la de



Figura 1. Modo de vibración hemisimétrico.

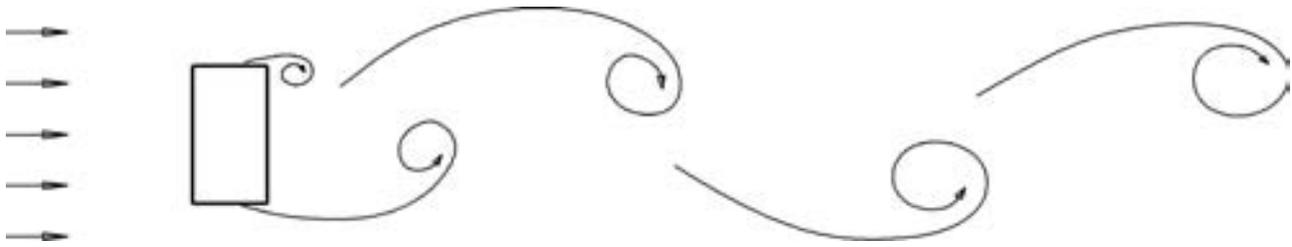


Figura 2. Calle de torbellinos de von Karman.

la estructura. Por ello se pueden producir oscilaciones en condiciones ligeramente diferentes de las que marca el número de Strouhal de la sección.

El desprendimiento de torbellinos sobre secciones simples ha sido muy estudiado tanto por métodos experimentales como numéricos. El problema de dos secciones iguales situadas a una cierta distancia, como ocurre con los arcos que nos ocupan, es mucho más complejo pero también ha sido estudiado (7, 8). En particular, aplicando las conclusiones de (7) a este caso, parece que la proximidad entre las dos secciones rectangulares hace que las acciones aerodinámicas estén condicionadas en muy gran medida por el propio movimiento de la estructura; también parece que no se generan torbellinos apreciables entre las dos secciones y que a estos efectos tienden a comportarse como una única sección.

De todas maneras, y preguntándonos por la singularidad del fenómeno vibratorio que se ha producido hay que aventurar que la distancia entre las dos secciones rectangulares es tal que a la velocidad crítica los torbellinos generados por la sección de barlovento llegan a la sección de sotavento en el momento justo (se podría decir que con la fase adecuada) para producir el máximo efecto en la sección de sotavento.

Desde un punto de vista cuantitativo, el valor de la amplitud de oscilación experimentado por la estructura es, en una primera aproximación, relativamente coherente con la predicción que se puede realizar con las reglas disponibles, como las del Eurocódigo (4).

3. SOLUCIONES PROPUESTAS

Una vez demostrado el origen de las vibraciones, cabe preguntarse por posibles medidas que permitan reducirlas o anularlas. Está generalmente aceptado el hecho de que para reducir las vibraciones producidas por el desprendimiento de torbellinos sólo existen tres vías: aumentar la rigidez de la estructura, introducir elementos de amortiguación o introducir dispositivos aerodinámicos.

El **aumento de la rigidez** de la estructura produce un aumento de sus frecuencias de vibración y a través de este mecanismo un aumento de la velocidad de viento necesaria para que el desprendimiento de torbellinos haga entrar a la estructura en resonancia. Por otra parte, el aumento de rigidez suele ir acompañado de un aumento de resistencia por lo que se consigue también una mayor seguridad. Este aumento de rigidez debería conseguirse a través de tirantes provisionales. Se trata de una solución sólo parcialmente eficaz ya que con

una disposición de tirantes razonable se conseguiría elevar la velocidad crítica de viento en un 60%, lo cual reduciría mucho el riesgo de que se volvieran a producir fenómenos vibratorios de esta clase pero no lo anularía. Por otra parte esta solución sólo era provisional y además requeriría un tiempo apreciable antes de que fuera efectiva pues era necesario proyectarla y construirla.

El **aumento del amortiguamiento** es la segunda vía para reducir la amplitud de las vibraciones producidas por el desprendimiento de torbellinos. Esto se puede conseguir mediante amortiguadores pasivos sintonizados a frecuencias próximas a la de la estructura. Los amortiguadores consisten en una masa, un muelle y, si resulta necesario, un amortiguador (al moverse generalmente la masa en oposición de fase respecto a la estructura, ya produce por sí sola un efecto de amortiguamiento). La masa total de todos los amortiguadores debe rondar el 1% de la masa vibrante aunque según algunos autores (5) esta proporción puede ser menor. La frecuencia del amortiguador se suele tomar del orden del 95 al 99% de la frecuencia de la estructura. El amortiguamiento propio del amortiguador tiene un valor óptimo que es función de la relación de masas entre los amortiguadores y la estructura y que para los valores habituales de esta relación ronda el 5%.

Existen aplicaciones recientes de aparatos de este tipo (9) que han demostrado ser muy efectivas. En el caso que nos ocupa (masa del arco = 805t), esta solución requeriría disponer amortiguadores con una masa total de entre 4 y 8 t, lo que supondría unos 20 amortiguadores de entre 200 y 400 kg.

Esta solución tenía varios inconvenientes: era costosa, tanto en términos económicos como de tiempo y, además, sólo sería efectiva para la configuración estructural del arco exento. Al cambiar las frecuencias de la estructura, los amortiguadores dejan de estar sintonizados (aunque es posible sintonizarlos otra vez variando su masa) y por lo tanto no producen el efecto para el que han sido diseñados.

Los **dispositivos aerodinámicos** son ciertos elementos que modifican el flujo de aire hasta el punto de reducir el tamaño de los torbellinos desprendidos (y la magnitud de las fuerzas asociadas) o que mantienen el tamaño de estos torbellinos pero rompen su coherencia de forma que las fuerzas se generan de forma caótica y su efecto integrado sobre el conjunto de la estructura es despreciable. Sobre la base de soluciones que se han adoptado en problemas similares y que han demostrado ser efectivas, se contemplaron tres alternativas (Figura 3):

- Solución de resaltes oblicuos: está inspirada en la solución que ha demostrado ser efectiva en chimeneas. Consistiría en añadir en la cara superior y, a ser posible,

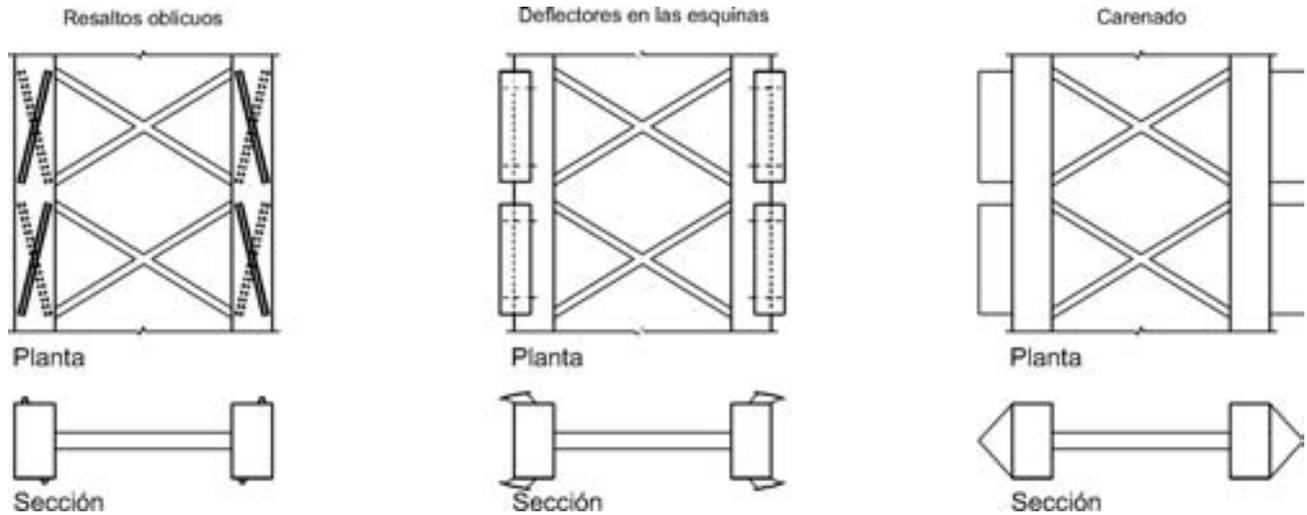


Figura 3. Alternativas de deflectores consideradas.

también en la cara inferior del cajón unos resaltos de forma trapecial (a modo de rigidizador exterior) dispuestos en dirección oblicua respecto al plano del arco.

- Solución de deflectores en las esquinas: esta solución consiste en disponer en las esquinas exteriores de la sección unos deflectores separados del cajón que evitan la separación del flujo de aire y por lo tanto dificultan la formación del torbellino.
- Solución de carenado: esta solución busca el mismo efecto que la anterior a través de añadir un carenado en las caras exteriores de los dos cajones del arco.

Ante el abanico de soluciones contempladas y con el condicionante de la urgencia de la actuación ya que podía estar en peligro la integridad de la obra, se optó por la tercera vía (la de los dispositivos aerodinámicos) por ser relativamente fáciles de instalar y porque eran la única manera de atacar el problema en su origen resolviéndolo por tanto no sólo durante la construcción sino también para el puente terminado. Dentro de los dispositivos contemplados se optó por los deflectores en las esquinas por ser una solución probada en otros casos (5) y relativamente independiente de la variación de canto del arco, cosa que no ocurriría con los resaltos oblicuos ni con el carenado.



Figura 4. Deflectores instalados.



Figura 5. Vista de los arcos durante el proceso de instalación de los deflectores.

Los deflectores son chapas de pequeño espesor (5mm) de forma curva sujetos al arco mediante dos chapas transversales. Era una solución fácil y rápida de fabricar y de instalar ya que cada unidad de deflector se podía prefabricar en taller y la fijación al arco se podía llevar a cabo de forma provisional mediante unos puntos de soldadura (Figura 4 y Figura 5).

4. ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO

El diseño de la solución adoptada tuvo que hacerse sobre la base de experiencias pasadas pero sin un apoyo científico directo. La demostración de su validez no podía más que provenir de un ensayo en túnel de viento que se terminó cuando los deflectores estaban ya colocados. Los ensayos se hicieron en uno de los túneles aerodinámicos del Instituto Ignacio da Riva de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de la Universidad Politécnica de Madrid y bajo la supervisión del profesor D. José Meseguer. Aunque la explicación detallada de los ensayos y sus resultados serán el objeto de un artículo posterior, se reflejarán aquí las principales conclusiones ya que son relevantes para demostrar las propiedades de la solución adoptada.

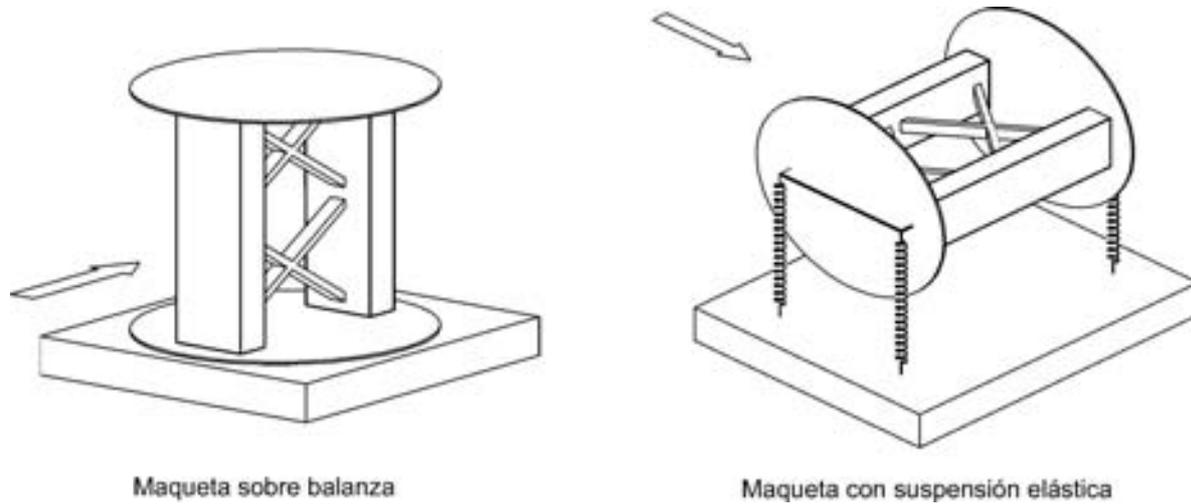


Figura 6. Montaje de los ensayos aerodinámicos.

Se llevaron a cabo en realidad varios ensayos sobre distintos modelos, todos ellos de una sección media del arco con un canto de 2,70m. En lo que se refiere al problema concreto del desprendimiento de vórtices, se hicieron sobre cada modelo dos ensayos (Figura 6): uno sobre maqueta rígida (escala de longitudes $\lambda_L=1/20$) en el que se medían en tiempo real las acciones de la corriente de aire sobre la maqueta de donde se pudo extraer información sobre los coeficientes aerodinámicos de cada sección y también la frecuencia y magnitud de las fuerzas no estacionarias generadas por el desprendimiento de torbellinos. El segundo ensayo se realizaba sobre una maqueta distinta (escala de longitudes $\lambda_L=1/15$) con sustentación elástica lo cual permitía corroborar los resultados de frecuencias de desprendimiento obtenidos en el ensayo anterior pero además se conseguía medir la amplitud de la vibración consiguiente en función de la velocidad del aire, lo cual permite traducir estos resultados al prototipo como se verá más adelante. Las escalas utilizadas en este segundo ensayo, sobre el que se centrarán preferentemente los párrafos que siguen, son las siguientes: escala de masas $\lambda_M=1/225$, escala de frecuen-

cias $\lambda_f=3,31/1$, escala de velocidades de viento $\lambda_U=1/4,5$. El amortiguamiento del modelo resultó ser del 0,53% (relativo al crítico).

Los resultados correspondientes a la maqueta con sustentación elástica se concretan en el gráfico de la Figura 7 en el que se representa la amplitud de vibración estacionaria del modelo en función de la velocidad del viento incidente. Ambos parámetros están adimensionalizados para poder traducir los resultados directamente a la escala del prototipo: los desplazamientos respecto a una dimensión característica de la sección (el canto en este caso) y la velocidad utilizando el concepto de velocidad reducida ($U_r=U/nD$, siendo n la frecuencia de vibración, aproximadamente coincidente con la fundamental de la estructura, y D el canto de la sección). Se puede observar en esta figura que la introducción de los deflectores permite reducir la amplitud de la respuesta y también reducir la amplitud del intervalo de velocidades para el cual la sección es sensible al desprendimiento de torbellinos.

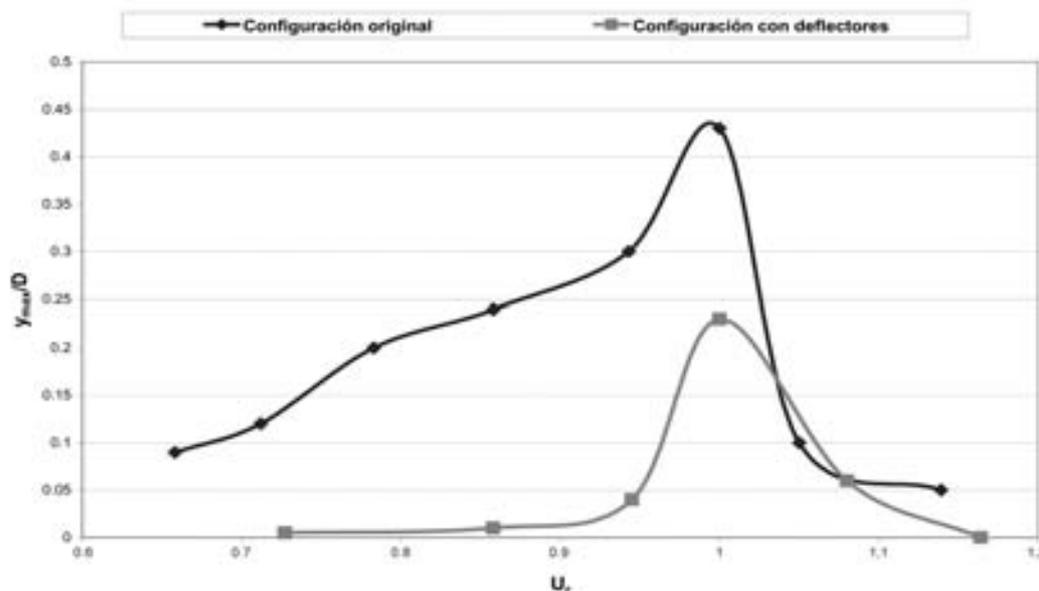


Figura 7. Amplitud adimensional de la oscilación, y_{max}/D , en función de la velocidad reducida, U_r , para los dos modelos ensayados: puente original y puente con deflectores.

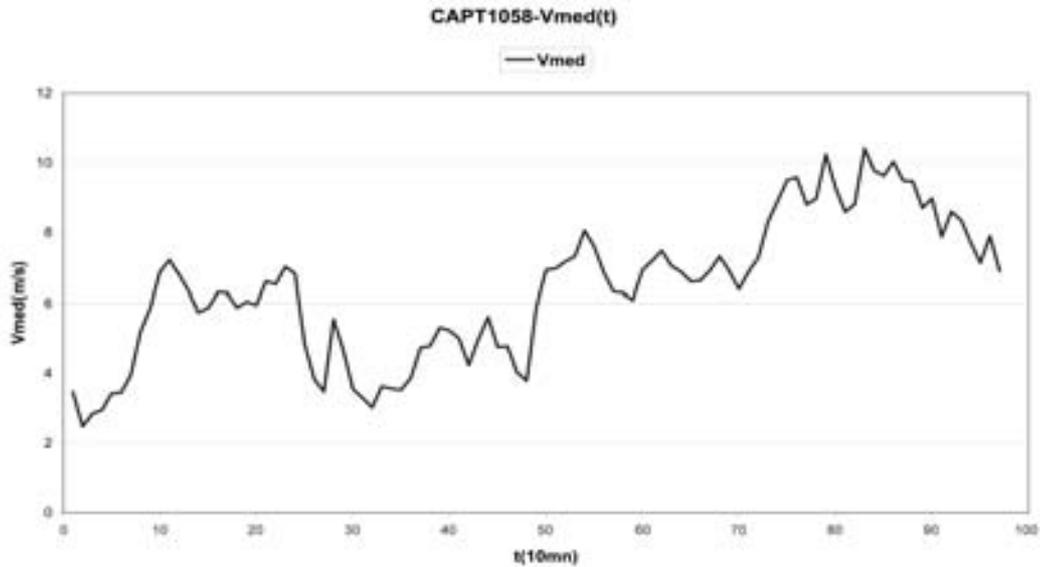


Figura 8. Evolución temporal de la velocidad media en 10 minutos.

5. CARACTERÍSTICAS DEL VIENTO

A raíz de producirse las vibraciones en el arco, se decidió instrumentar dicho arco pero también medir el viento de forma continua para poder capturar posibles episodios de vibración subsiguientes. La medición de velocidad y dirección del viento tiene por objeto determinar con precisión el valor de la velocidad para la cual se produce la vibración pero también determinar las características de turbulencia del viento ya que su influencia sobre la respuesta de la estructura es muy importante como se verá más adelante.

El informe meteorológico sobre los patrones sinópticos del viento indica que la diferencia de rugosidad entre el río embalsado y el monte bajo que lo rodea, la ausencia de meandros y una cierta canalización suave pero constante a lo largo de kilómetros pueden provocar un régimen de vientos muy direccional (normal a la directriz del arco) y de escasa turbulencia sobre el río. Éste es un factor que colabora de forma decisiva en la generación de vibraciones por desprendimiento de vórtices.

En una primera fase se instaló un único anemómetro. Más adelante, y a la vista de la importancia de la turbulencia y de su posible coherencia en la repuesta de la estructura, se instaló un segundo anemómetro aunque los resultados que aquí se presentan corresponden sólo al primero de ellos.

En la Figura 8 se ha representado la evolución temporal de la velocidad media en períodos de 10 minutos a lo largo de un episodio de viento persistente de unas 16 horas de duración. En esta figura se puede apreciar que la supuesta constancia de la velocidad de viento no es tal ya que el rango de variación va desde 2 hasta 10 m/s. El análisis de los datos obtenidos (medidas cada 0,050 segundos) permite determinar los valores extremos (mínimo y máximo) y la desviación típica de la velocidad de viento y relacionar estos parámetros con la velocidad media en cada uno de estos intervalos de 10 minutos. Se observa (Figura 9) que hay una marcada proporcionalidad entre estos datos y que, en definitiva, la intensidad de la turbulencia resulta ser del 14%. Este valor es compatible con una categoría de terreno tipo I según la nomenclatura del Eurocódigo (4), es decir lagos o superficies planas con esca-

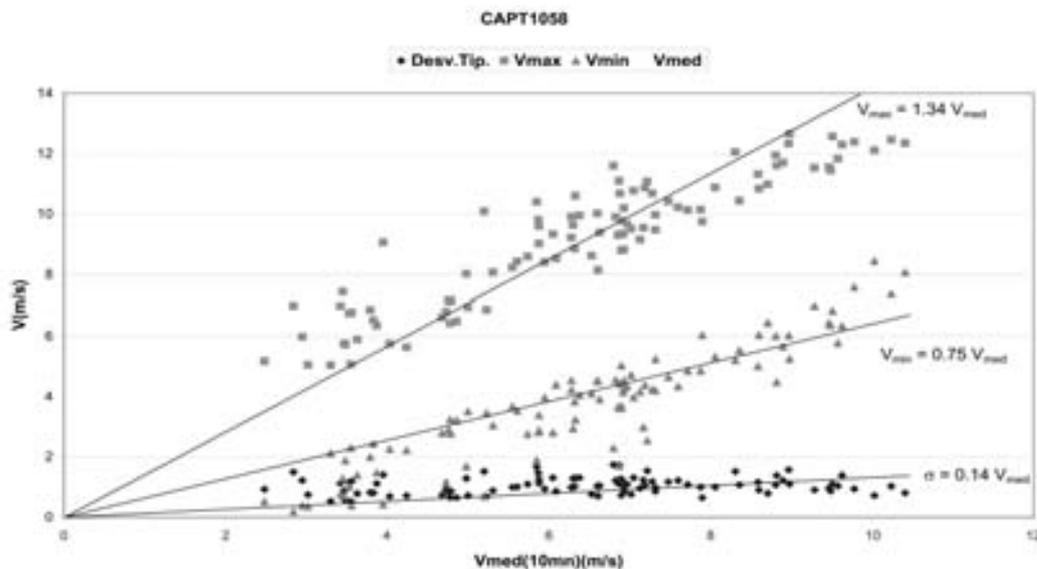


Figura 9. Datos sobre la turbulencia del viento.

sa vegetación, y por lo tanto avala el informe meteorológico en el sentido de que el viento que se presenta en el lugar es relativamente constante. Sin embargo, este valor de la intensidad de la turbulencia va a tener una influencia notable sobre la respuesta de la estructura como se verá seguidamente.

6. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

6.1. Arco exento

De los resultados del ensayo en túnel de viento para la configuración original del arco (sin deflectores) se deduce que el número de Strouhal de la sección es aproximadamente 0,15 y que la velocidad crítica de viento traducida a la escala del prototipo es 12,6m/s=45km/h. El valor del número de Strouhal está en el orden de magnitud esperado y la velocidad de viento es algo superior a la estimación de las personas que presenciaron las vibraciones pero como no se pudo medir dicha velocidad, no se puede tomar como absolutamente fiable el dato mencionado al principio.

El Eurocódigo (4) permite estimar la amplitud de las vibraciones, y_{max} , producidas por desprendimiento de vórtices mediante la fórmula

$$y_{max} = b \cdot \frac{1}{S_f^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat}$$

en donde b es el canto de la sección, S_f es el número de Strouhal, S_c es el número de Scruton (función de la masa unitaria de la estructura, de su amortiguamiento y del canto de la sección transversal y que se define más adelante), K y K_w son dos parámetros que dependen de la forma del modo de vibración excitado por el viento, y c_{lat} es un coeficiente adimensional de fuerzas laterales que depende de la forma de la sección. La aplicación de esta fórmula al punto de resonancia del ensayo en la configuración original permite determinar el valor del coeficiente c_{lat} para la sección: $c_{lat}=0,27$. Si se aplica esta misma fórmula al arco exento con un amortiguamiento del 0,3% (medido en obra), se obtiene una amplitud de la vibración de 0,75m, que es un valor prácticamente coincidente con las estimaciones realizadas por las personas que presenciaron la vibración y con las practicadas sobre los vídeos que existen de estos episodios. Este resultado es una buena confirmación de la metodología de ensayo y de interpretación de los resultados que se ha adoptado.

Cuando se considera la sección modificada con los deflectores, la Figura 7 demuestra en primer lugar que el valor crítico de la velocidad reducida (y por lo tanto el número de Strouhal) no se ve apenas afectado por dichos deflectores. Por otra parte, la amplitud de las vibraciones se reduce aproximadamente a la mitad. Este último resultado puede parecer a primera vista decepcionante; sin embargo, casi tan importante como la reducción de amplitud máxima es el hecho de que este pico de amplitud está mucho más concentrado alrededor de la velocidad crítica. Esto indica que dicha amplitud máxima sólo se producirá en unas condiciones de viento mucho más exigentes que las que pueden producir el fenómeno de

resonancia en la configuración original. Esta exigencia se ve condicionada en este caso por dos factores: la variación del canto del arco y la turbulencia del viento.

La variación de canto del arco se puede tener en cuenta a través de suponer que la velocidad reducida varía a lo largo del arco y por lo tanto también lo hace la amplitud máxima de acuerdo con la Figura 7. Esto se puede modelar suponiendo que el coeficiente de fuerza lateral, c_{lat} , varía en función del canto. Teniendo en cuenta que en el cálculo de la amplitud de las vibraciones se supone que las fuerzas aerolásticas se aplican en fase a lo largo de la llamada longitud de correlación (entre 6 y 12 veces el canto), se puede definir un valor medio de c_{lat} a lo largo de esta longitud (por la pequeña variación de canto que en ella se puede producir). De esta manera se pasa de un valor máximo de c_{lat} de 1,42 (correspondiente al máximo de la Figura 7), a un valor medio de 1,24. La aplicación de nuevo de la fórmula del Eurocódigo conduce a una amplitud de las vibraciones de 0,25m, es decir un tercio de la correspondiente a la configuración original.

Este resultado podría llegar ser considerado suficiente en cuanto a la seguridad de la estructura aunque no sería admisible en cuanto a la comodidad y seguridad de los operarios ya que las aceleraciones correspondientes serían de 4,8 m/s² (=0,5g). En realidad, la máxima aceleración medida a lo largo de la construcción del puente después de colocar los deflectores fue de 0.060g y ello a pesar de que se llegó a superar la velocidad crítica. La explicación a este comportamiento hay que buscarla en los efectos de la turbulencia pero se dejará este aspecto para más adelante.

6.2. Estructura terminada

Tanto desde el punto de vista del proyectista como del de la constructora o del de la Administración, el punto crucial es saber en qué condiciones queda el puente después de terminado. Aunque se estudiaron diversos estadios intermedios con la misma metodología descrita anteriormente, lo aquí expuesto se centra en el estudio del puente terminado. En esta situación hay múltiples factores que mejoran el comportamiento de la estructura. En primer lugar la masa aumenta ya que a la masa del arco metálico se le añade la de las pilas (no muy importante) y la del tablero mixto. Por otra parte el amortiguamiento también aumenta ya que el arco exento era una estructura metálica soldada y muy sencilla mientras que el puente terminado es una estructura mixta con múltiples apoyos. De esta manera, el número de Scruton ($S_c=2\delta m/\rho b^2$, siendo δ el amortiguamiento logarítmico, m la masa unitaria, ρ la masa específica del aire y b el canto de la sección), pasa de valer 13,9 (que es un valor muy bajo que ya sugiere la posibilidad de aparición de vibraciones) a valer 250 (que es un valor muy satisfactorio). Como contrapartida, las frecuencias de vibración del puente terminado son menores que para el arco exento (por el aumento de masa) y en consecuencia la velocidad crítica disminuye.

La aplicación de la fórmula del Eurocódigo al puente terminado con hipótesis muy conservadoras respecto al efecto del viento sobre pilas y tablero (mantenimiento del valor de c_{lat}) para las que no se dispone de datos de ensayo en túnel de vien-

to arroja resultados muy aceptables: la amplitud máxima de vibración se reduce a 0,026m lo que supone variaciones de tensión de 13MPa (por debajo del límite de fatiga) y aceleraciones máximas de 0,14m/s² (0,014g) para el primer modo de vibración. La amplitud subiría hasta 0,042m en el caso del tercer modo de vibración cuya frecuencia (0,83 Hz) es más próxima a la del arco exento; sin embargo es muy poco probable que este modo resulte excitado por la falta de coherencia espacial de la velocidad de viento. Estos modos de vibración corresponden, por supuesto, a la estructura completa.

6.3. Influencia de la turbulencia

Queda por estudiar el papel de la turbulencia en este fenómeno. Para ello se ha optado por recurrir a un modelo muy intuitivo y que además queda del lado de la seguridad. El modelo es un sistema de un grado de libertad sometido a una fuerza oscilante con una frecuencia coincidente con la frecuencia propia del sistema. Es sabido que en esta situación de resonancia la amplitud de la vibración crecerá paulatinamente hasta estabilizarse en un valor máximo, y_{\max} , que dependerá del amortiguamiento del sistema de acuerdo con la expresión

$$y_{\max} = \frac{P_0}{2\xi k}$$

en donde p_0 es la amplitud de la fuerza, k es la rigidez del sistema y ξ su amortiguamiento relativo al crítico. El número de ciclos necesarios para alcanzar esta amplitud máxima será tanto mayor cuanto menor sea el amortiguamiento.

Se representarán las acciones generadas por el desprendimiento de torbellinos mediante una fuerza oscilante de variación senoidal y de frecuencia coincidente con la frecuencia propia del sistema. Pero para tener en cuenta que los efectos de esta fuerza sólo se hacen sentir en un entorno de la velocidad crítica, se supondrá que la fuerza actúa solamente cuando la velocidad de viento (variable por efecto de

la turbulencia) difiere de la velocidad crítica en una proporción definida. Esta proporción se determina a partir de los resultados del ensayo en túnel de viento como se explica en la Figura 10: la curva de respuesta (amplitud máxima frente a velocidad reducida) se sustituye por un diagrama rectangular de misma área. Esto es equivalente a suponer que las fuerzas aeroelásticas sólo actúan cuando la velocidad de viento está contenida en un cierto intervalo. Este intervalo de efectividad resulta ser el comprendido entre 0,81 y 1,05 (longitud total = 0,24) de la velocidad crítica para la configuración original y el comprendido entre 0,95 y 1,06 (longitud total = 0,11) de la velocidad crítica para la configuración modificada con los deflectores.

El siguiente paso consiste en determinar durante cuánto tiempo la velocidad de viento estará comprendida en los intervalos marcados. Para ello se analiza uno de los registros de viento extraídos del puente y dentro de ese registro se selecciona una longitud de 1 hora durante la cual la velocidad se mantenga más o menos constante (entre la abscisa 15 y la abscisa 21 en el diagrama de la Figura 8) y se asimila la velocidad crítica a la velocidad media en ese intervalo (todos estos intervalos son proporcionales a la velocidad media como se demuestra en la Figura 9); ésta es evidentemente una hipótesis conservadora puesto que, como se aprecia en la mencionada figura, la velocidad de viento sufre variaciones importantes a lo largo del tiempo necesario para generar vibraciones apreciables. Como consecuencia de este análisis, se obtienen los siguientes resultados:

- Para la configuración original (intervalo de longitud 0,24) sólo el 48% de los datos están comprendidos en el intervalo de efectividad; la duración media de cada periodo de efectividad es de 5,15s y la separación media entre cada dos intervalos de efectividad es de 5,47s.
- Para la configuración con deflectores (intervalo de longitud 0,11) sólo el 22% de los datos están comprendidos en el intervalo de efectividad; la duración media de cada periodo de efectividad es de 2,05s y la separación media entre cada dos intervalos de efectividad es de 7,35s.

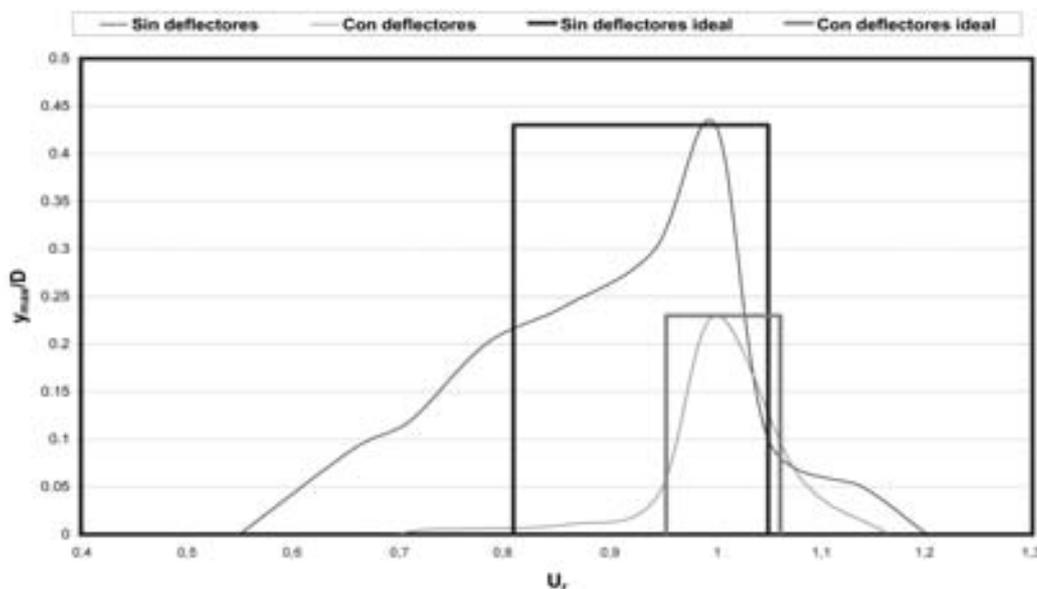


Figura 10. Diagramas idealizados de la respuesta de los modelos (original y con deflectores) al desprendimiento de torbellinos.

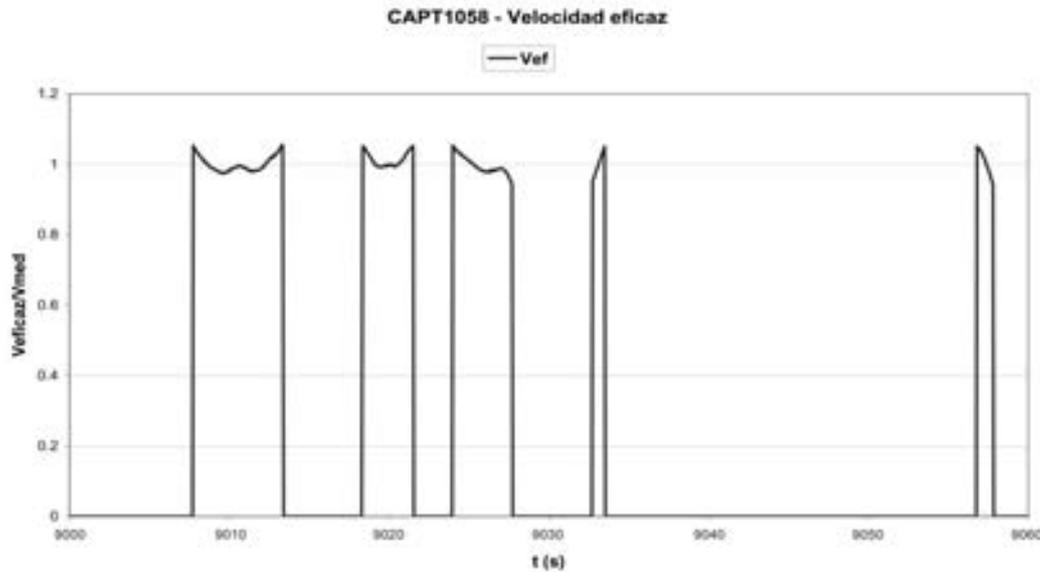


Figura 11. Velocidades de viento efectivas de cara al desprendimiento de torbellinos para la sección modificada (con deflectores).

Es evidente que los períodos de efectividad de la velocidad del viento son valores medios y que en realidad pueden variar mucho como se aprecia en la Figura 11, tomada de un período de tiempo comprendido en la misma hora de velocidad sostenida considerada para la determinación de los parámetros característicos anteriores.

El estudio de la influencia que puede tener la turbulencia en la respuesta al desprendimiento de torbellinos se ha realizado aplicando sobre el modelo de un grado de libertad fuerzas excitadoras con la misma frecuencia que la del modelo y siempre en fase de forma que produzcan resonancia (otra hipótesis conservadora) pero interrumpiéndolas regularmente de acuerdo con la cadencia media definida anteriormente. La respuesta del modelo sigue correspondiendo a un fenómeno de resonancia aunque con algunas variantes como se aprecia en la Figura 12. Se observa un crecimiento paulatino de la amplitud de las oscilaciones aunque con disminuciones periódicas, que corresponden a períodos de interrupción de las fuerzas excitadoras; estas disminuciones serán tanto más acusadas cuanto más largas sean y cuanto mayor sea el amortiguamiento. La amplitud máxima de vibración se produce en

una situación de equilibrio entre la energía introducida en el sistema por las fuerzas excitadoras y la energía disipada por amortiguamiento; por ello cabe esperar que esta amplitud sea proporcional a la fracción de tiempo durante la cual son efectivas las fuerzas de viento y que sea inversamente proporcional al amortiguamiento.

Se han estudiado dos casos correspondientes de alguna forma a la situación del arco exento antes y después de modificarlo con los deflectores con un amortiguamiento relativo del 0,3%; finalmente se ha estudiado un tercer caso ideal en que se ha considerado el arco exento y modificado con los deflectores pero con el amortiguamiento correspondiente a una estructura mixta que es del 0,6% (4). En los tres casos, la amplitud de la fuerza de excitación es la misma, cosa que no ocurre en realidad de acuerdo con lo reflejado en la Figura 7. Los resultados se muestran de forma relativa en la Tabla 1.

Estos resultados indican que la respuesta del arco modificado debe llevar un factor reductor de 0,49 respecto a la estimación anterior sólo a causa de la turbulencia del viento; por lo tanto la máxima amplitud esperable sería de $0,49 \times 0,25m = 0,12m$ y la

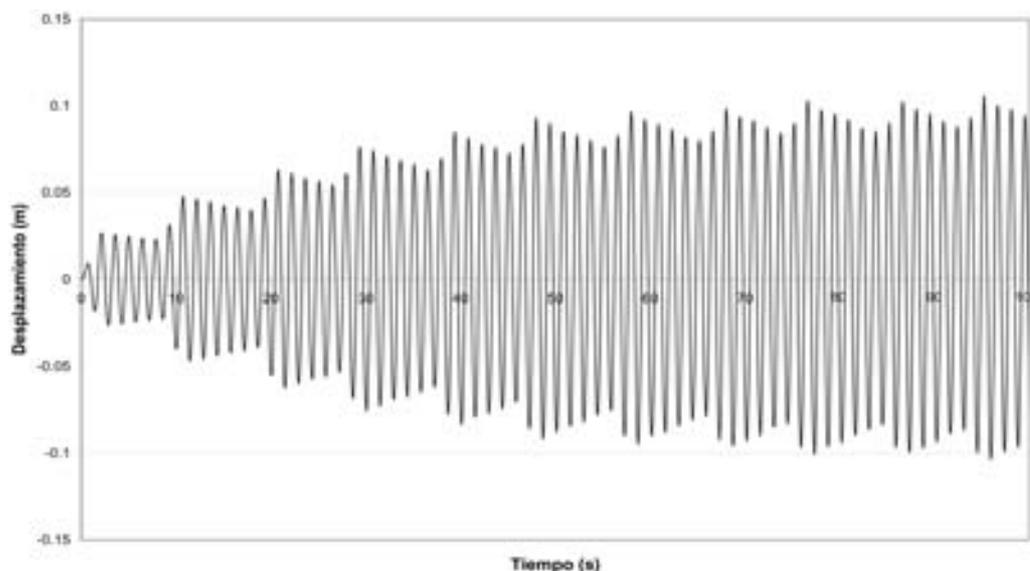


Figura 12. Respuesta del modelo de un grado de libertad a la aplicación de fuerzas periódicas con interrupciones.

Tabla 1. Amplitudes máximas (valores relativos) del modelo de un grado de libertad

Casos calculados	Amplitud máxima de vibración (valores relativos)
Sección del arco original: $f=0.7\text{Hz}$, $\xi=0,3\%$	1,00
Sección del arco modificado: $f=0.7\text{Hz}$, $\xi=0,3\%$	0,49
Sección del arco modificado: $f=0.7\text{Hz}$, $\xi=0,6\%$	0,33

máxima aceleración sería de $0,49 \times 0,5g = 0,24g$. Este último valor es todavía muy superior a los valores medidos in-situ lo cual hace suponer que la falta de coherencia espacial de la velocidad de viento (producto también de la turbulencia) juega un papel importante en el fenómeno aparte de los efectos de respuesta no-lineal de la estructura frente al desprendimiento de torbellinos (2).

En el caso del puente terminado, las fuerzas excitadoras generadas en los arcos deberían mover una masa mucho mayor y el amortiguamiento también sería mayor por ser el tablero mixto. Sin embargo, los resultados de la Tabla 1 parecen indicar que la reducción de la amplitud resonante no es inversamente proporcional al amortiguamiento en el caso de unas fuerzas excitadoras que se interrumpen de forma periódica y regular. En cualquier caso sí demuestran que el efecto de la no continuidad de las fuerzas (consecuencia de la turbulencia) es de una reducción de la amplitud de las vibraciones. Por lo tanto, las amplitudes de vibración esperables en el puente terminado serán incluso menores que las estimadas a partir de la formulación del Eurocódigo (4) y mencionadas anteriormente. El sistema de adquisición de datos instalado en el puente permitirá estudiar con precisión el comportamiento del puente y analizar especialmente el papel desempeñado por la turbulencia.

7. CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo ha quedado demostrado que las vibraciones sufridas por los arcos de Alconétar durante su construcción fueron debidas a un fenómeno de resonancia producido por el desprendimiento de torbellinos. Estas vibraciones han sido controladas de forma satisfactoria por la introducción de unos deflectores en las cuatro esquinas exteriores de los arcos cuya función consiste en combatir el despegue de la lámina de fluido y reducir el tamaño de los torbellinos y, consecuentemente, el valor de las fuerzas oscilantes que imponen sobre la sección. Estos deflectores también reducen el intervalo de velocidades para el cual el desprendimiento de torbellinos se acopla a la frecuencia de vibración del puente y ambos efectos hacen que las oscilaciones resultantes sean aceptables. Con el puente terminado, el incremento de masa y rigidez del puente y el aumento de amortiguamiento debido a la introducción de un tablero mixto hacen que la amplitud de las vibraciones que se pueden llegar a producir sea plenamente aceptable de acuerdo con las normas vigentes tanto en lo

que se refiere a la seguridad y durabilidad de la estructura como a la comodidad del tráfico que circule por el puente.

AGRADECIMIENTOS

Es de destacar la diligencia que han demostrado en abordar el problema de las vibraciones todas las partes implicadas (proyectista, constructora, administración, asistencia técnica, auscultación y laboratorio de Aerodinámica). Sin esta colaboración no hubiera sido posible resolver el problema en el plazo en que se hizo.

REFERENCIAS

- (1) Meseguer J., Sanz A., Perales J.M., Pindado S., "Aerodinámica Civil", McGraw-Hill, 2001
- (2) Simiu E. & Scanlan R.H., "Wind Effects on Structures", John Wiley & Sons, 1996
- (3) Llombart J.A., Revoltós J., Couto S., "Puente sobre el río Tajo, en el Embalse de Alcántara («Arcos de Alconétar»)", Hormigón y Acero, nº 242, 2006
- (4) EN 1991-1-4:2005, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions
- (5) Larsen A. & Poulin S., "Vortex-Shedding Excitation of Box-Girder Bridges and Mitigation", *Structural Engineering International*, 4/2005, 258-263, 2005
- (6) Vrouwenvelder A.C.W.M. & Hoeckman W., "Wind-Induced Vibration of Tubular Diagonals of the Werkspoor-bridge", *Structural Engineering International*, 4/2004, 314-321, 2004
- (7) Takeuchi T. & Matsumoto M., "Aerodynamic Response Characteristics of Rectangular Cylinders in Tandem Arrangement", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 41-44, 565-575, 1992
- (8) Mittal S., Kumar V. & Raghuvanshi A., "Unsteady Incompressible Flows past Two Cylinders in Tandem and Staggered Arrangements", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 25, 1315-1344, 1997
- (9) Morgenthal G. & Saul R., "Analysis of Aeroelastic Bridge Deck Response to Natural Wind", *Structural Engineering International*, 4/2005, 232-235, 2005.

Análisis experimental de las vibraciones causadas por el viento en el puente sobre el río Tajo ("Arcos de Alconétar")

Experimental analysis of the wind induced vibrations of the bridge over the river Tagus ("Alconétar Arches")



Vicente Puchol de Celis
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
KINESIA Ingeniería

RESUMEN

En este artículo se describe el análisis experimental de las vibraciones ocurridas en el puente sobre el río Tajo, denominado "Arcos de Alconétar", perteneciente a la Autovía de la Plata (A-66). Dichas vibraciones fueron inducidas por un fenómeno dinámico de desprendimiento de torbellinos en los arcos que sustentan el tablero, solucionado mediante la adición de deflectores. La respuesta de la estructura se ha monitorizado con un sistema de instrumentación específicamente orientado a vigilar la mitigación del fenómeno y a confirmar la seguridad de la obra en las fases de construcción y servicio.

SUMMARY

This paper describes the experimental analysis of the vibrations of the Alconétar Arches, located in La Plata dual carriageway over the river Tagus. These vibrations were induced in the arches that support the deck by a vortex shedding phenomenon under wind flow and have been solved by means of curved deflectors arranged on the arches flanges. The structural behaviour of the bridge has been specifically monitored to survey the reduction of the phenomenon and to take a decision on the safety of the bridge during the construction phase and during its design life.

1. INTRODUCCIÓN

El puente objeto de este estudio se enmarca en el tramo Cañaveral-Hinojal de la autovía de la Plata (A-66), a su paso

sobre la cola del embalse de Alcántara. Tiene una orientación aproximada norte-sur y está formado por dos estructuras gemelas, constituidas cada una de ellas por un doble arco metálico que sustenta un tablero superior mixto de acero-hormigón.

Los arcos, de 220m de luz y 42.50m de flecha, están formados por cajones metálicos de 1.25m de anchura y canto variable entre 3.20m (arranques) y 2.20m (clave). Los dos arcos que soportan cada tablero están transversalmente arriostrados entre sí mediante un sistema de cruces de San Andrés.

La longitud total de las estructuras es de 399.75m, distribuida en dos vanos extremos de 17.875m de luz y 14 vanos intermedios de 26.00m de luz. Los nueve vanos centrales se apoyan sobre los arcos mediante pilas metálicas, en tanto que los siete vanos restantes son exteriores a los arcos y se apoyan sobre pilas de hormigón. Cada pila está formada por dos fustes de sección constante arriostrados superiormente mediante una viga dintel.

El sistema constructivo de cada arco ha consistido en el montaje in situ de las cuatro grandes piezas en que ha sido dividido y fabricado en taller. Para ello, en cada orilla, un cuadrante de arco dispuesto verticalmente esperaba a recibir en su extremo superior a un segundo cuarto. Una vez colocada la segunda pieza sobre la primera, se rigidizaba la unión y los dos semiarcos resultantes se abatían hasta su encuentro en el centro del río.

La primera manifestación del fenómeno aerodinámico tuvo lugar, precisamente, durante una de las maniobras de abatimiento (Figura 1). En tanto uno de los semiarcos esperaba en



Figura 1. Situación constructiva cuando se produjo el primer fenómeno de resonancia.

su posición casi definitiva, el otro, algo más alzado, empezaba a sufrir los zarandeos que le provocaba el viento. Si bien la velocidad de éste era moderada, inferior a 30km/h, las oscilaciones del arco eran suficientemente elevadas como para impedir el desarrollo normal de las operaciones.

Posteriormente, ya con el arco cerrado y con vientos de similar intensidad, la estructura exhibió unas oscilaciones cuya amplitud se estimó, visualmente, en ± 80 cm de amplitud. Este fenómeno se repitió diversas veces entre los meses de enero y febrero de 2006, con ocurrencias de varias horas de duración, lo que dañó, ya en el mes de enero, una de las secciones de riñón del arco de calzada izquierda. La estabilidad mecánica de la estructura se mantuvo gracias a la eficacia para dar paso al esfuerzo axial mostrada por el sistema de arriostramiento entre arcos.

Los vientos causantes de estas vibraciones extremas soplaban perpendiculares al plano del arco, provenientes del este.

La vibración aerodinámica del arco fue originada por un fenómeno prolongado de desprendimiento de torbellinos alternados (estela de Kármán) a una frecuencia coincidente con la de uno de los modos principales del arco. El daño tuvo lugar en las secciones de riñón porque la frecuencia de vibración excitada por el viento fue la correspondiente al segundo modo característico del arco: antimétrico, con máxima curvatura en dichas secciones. La frecuencia teórica, confirmada posteriormente de forma experimental, era de, aproximadamente, 0.70 Hz.

Cabe destacar que el fenómeno, una vez desencadenado, alcanzaba varias unidades “g” de amplitud de aceleración.

A la vista del problema, se decidió proceder a la instalación de un sistema de instrumentación dinámica (ya previsto desde el inicio de la obra para su posterior seguimiento en servicio) y realizar una monitorización intensiva de la situación estructural en fase constructiva.

Esta instrumentación se sumó a otras de carácter estático dispuestas para el control de las operaciones de colocación de pilas metálicas sobre los arcos y maniobras de empuje del tablero. No obstante, el presente artículo se centra exclusivamente en la instrumentación dinámica por su mayor importancia funcional y por el complejo proceso de datos a que dio lugar.

La obra se encuentra actualmente en servicio, habiendo sido inaugurada oficialmente el 27 de julio de 2006.

2. ENSAYO PRELIMINAR

Inmediatamente tras el primer suceso vibratorio con arco cerrado y continuidad en clave, pero aún exento de tablero, acaecido el 10 de enero de 2006, se llevó a cabo una auscultación preliminar tendente a:

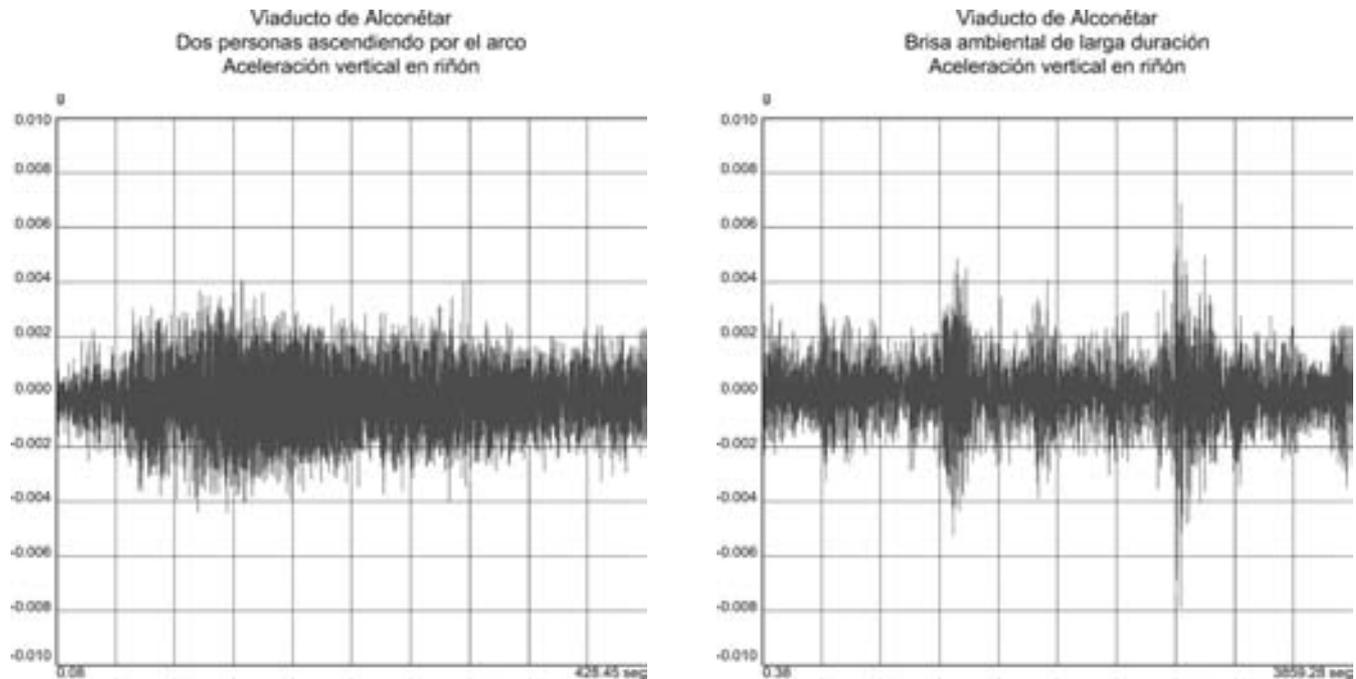


Figura 2. Acelerogramas del arco excitado por (a) 2 personas ascendiendo por el mismo con paso sincronizado y (b) brisa ambiental de larga duración.

- Confirmar el modo de vibración inducido por el viento, que, dada su gran amplitud, había podido ser estimado visualmente como antimétrico asociado a una frecuencia de 0.70Hz.
- Cuantificar con precisión la frecuencia de vibración por si fuera necesario diseñar sistemas de amortiguación basados en masas sintonizadas (TMD).

Esta auscultación se hizo el 26 de enero, fecha en la que, desgraciadamente, no sopló viento alguno y hubo que recurrir a la excitación *manual* del arco mediante la acción de dos personas transitando por él. Finalmente, se hizo también un registro bajo la acción de brisa ambiental suave de larga duración. Ambos métodos provocaron una excitación de magnitud similar, en torno a 0.004g, como puede verse en los acelerogramas que se presentan en la Figura 2.

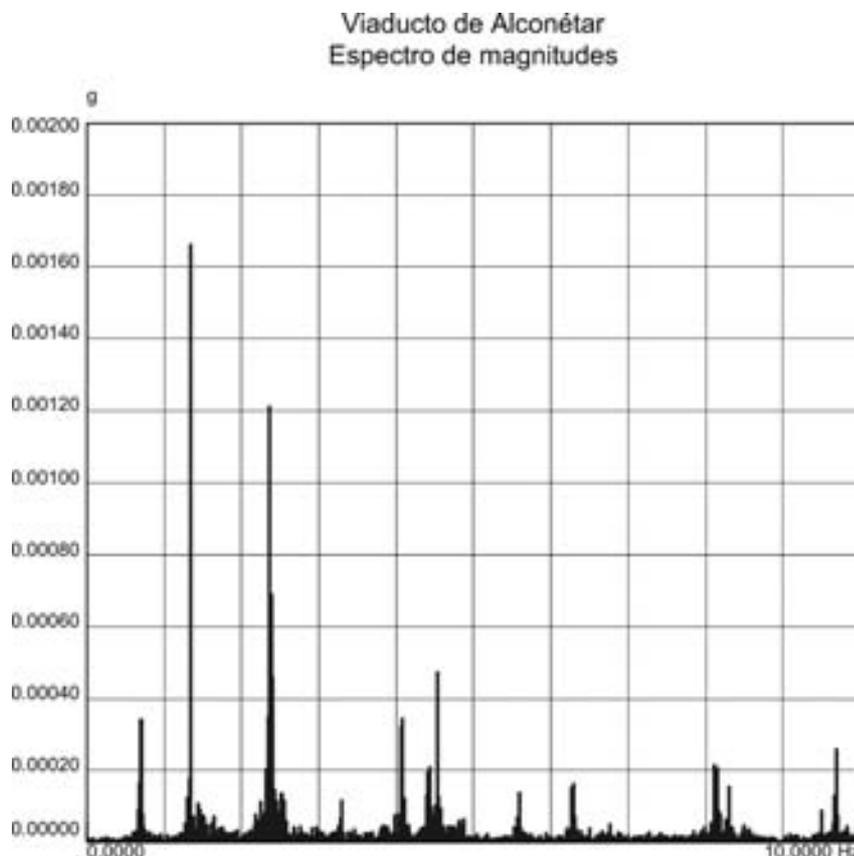


Figura 3. Espectro de frecuencias correspondiente a los acelerogramas de la Figura 2.



Figuras 4 y 5. Deflectores instalados en las esquinas externas de todos los arcos.

Con estos acelerogramas, se obtuvo un primer espectro de trabajo (Figura 3) que ya identificaba las frecuencias de los modos principales; en particular, la del modo antimétrico, confirmado en 0.70Hz.

El espectro está obtenido mediante FFT (Transformada Rápida de Fourier, algoritmo que permite el cambio bidireccional de información entre los dominios del tiempo y la frecuencia), habiéndose procesado 16.384 puntos consecutivos adquiridos a razón de 40 lecturas/seg, lo que proporciona una resolución de 0.00244Hz. Con pequeñas variaciones, ésta es la técnica de base empleada profusamente a lo largo de este trabajo. Cabe mencionar que las señales de los acelerómetros se filtraron antes de su digitalización para evitar la contaminación espectral por *aliasing* (falsas frecuencias que aparecen en el espectro cuando la señal analizada contiene alguna componente más elevada que la velocidad de muestreo).

En este ensayo no se obtuvo el índice de amortiguamiento por no disponerse de una excitación franca que introdujera un impulso nítido ampliamente destacado de la vibración ambiental de fondo.

3. INSTRUMENTACIÓN DE CONTROL DINÁMICO

A la vista de la patología descrita, se procedió el 23 de febrero a la instalación y puesta en marcha de un sistema de

adquisición dinámica de datos que permitiera controlar la acción de viento y la correspondiente respuesta de la estructura. La monitorización se hizo en la estructura de calzada izquierda. El sistema estuvo operativo hasta el 23 de junio; es decir, proporcionando 4 meses de vigilancia intensa y continua.

Cuando el sistema instrumental fue instalado, ya se habían colocado en los arcos los deflectores de viento. Esta fue la solución adoptada para dificultar el desprendimiento de torbellinos por la vía de evitar la separación del flujo de aire. Cada deflector es una chapa curva separada del arco mediante sendas chapas ortogonales al mismo, conformando entre las tres una sección transversal en π (Figuras 4 y 5). Los sensores dispuestos para la observación experimental de la acción y efecto del viento fueron los siguientes:

- 2 anemómetros-veleta, colocados a una altura de unos 3m por encima del arco exterior. Uno de los anemómetros-veleta se colocó a la altura del riñón norte (Figura 6) y, el otro, en el riñón sur.
- 4 acelerómetros para el registro de aceleraciones verticales en riñones norte (Figura 7) y sur, y vertical y horizontal transversal en clave.

Para la ubicación del sistema de adquisición de datos (Figura 8), se preparó un habitáculo en el interior del arco,



Figuras 6 y 7. Anemómetro-veleta y acelerómetro (este último trasladado posteriormente al interior del arco).

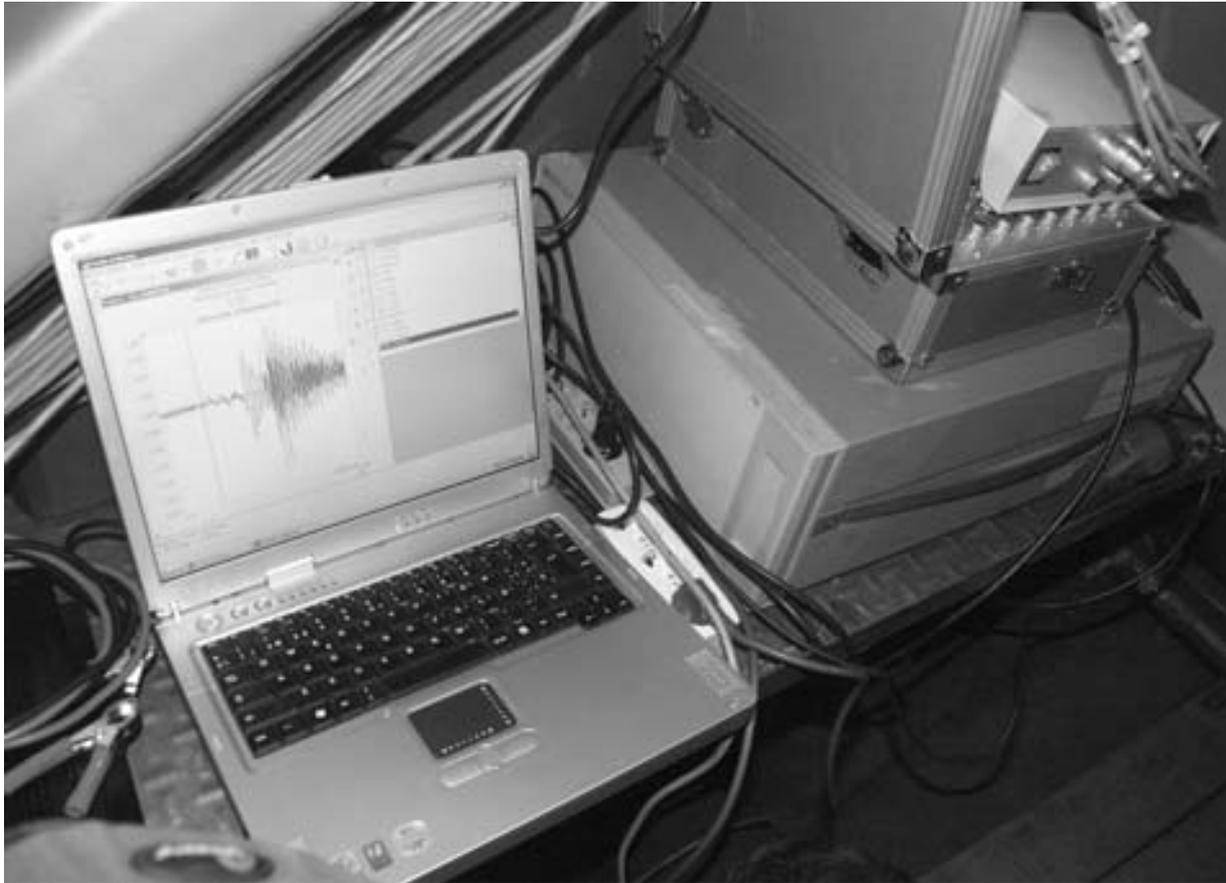


Figura 8. Sistema de adquisición de datos ubicado en el interior del arco.

junto al arranque del mismo, separado del resto mediante un diafragma con puerta de acceso.

Una primera dificultad de orden práctico fue garantizar el suministro eléctrico a un sistema de medida que debía permanecer en guardia permanente para registrar cualquier evento de viento. Dada la imposibilidad de conseguir sobre la marcha un SAI comercial de suficiente autonomía, se improvisó un conjunto de baterías de 12V (de las utilizadas habitualmente en camiones) que eran recargadas durante el día por un grupo electrógeno de obra, buscando que el sistema tuviera reservas suficientes de energía para funcionar durante la noche. Al grupo electrógeno se le dotó de un sistema de autoarranque gobernado por reloj, de forma que, tras unos tanteos de ajuste, se consiguió mantener siempre activo el sistema de adquisición de datos, bien fuera alimentado por el grupo, bien por las baterías.

Para que el sistema de medida funcionara de forma autónoma, se fijaron unos umbrales de disparo muy reducidos que dieran lugar, cada vez que se superaran, a capturas de datos mantenidas en el tiempo. La duración de cada captura se prefijó en 2 minutos, y, entre evento y evento, se dejaba un descanso de un minuto para no generar un excesivo número de disparos consecutivos en los días ventosos. Aun a sabiendas de que iba a producirse una sobreabundancia de datos, se estableció que el sistema se activara con una velocidad de viento tan reducida como 10km/h o una vibración del arco tan leve como 0.015g. La idea era que todo evento dinámico, ya fuera provocado por la acción del viento o por la respuesta de la estructura, quedara registrado.

Puesto que la construcción de la obra seguía su curso, muchos de los disparos del sistema fueron motivados por golpes de montaje y tránsito de personas. Por ello, el proceso de datos que se describe más adelante comenzó necesariamente con una revisión y clasificación de los registros obtenidos.

La velocidad de medida adoptada fue de 40 lecturas por segundo y sensor, lo que, permite un análisis frecuencial con fondo de escala máximo teórico de 20Hz.

4. ENSAYO DE SUELTA DE PESO

A efectos de caracterizar adecuadamente los parámetros dinámicos de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de suelta de peso el 24 de mayo de 2006. Para ello, se colgó un bloque de hormigón de unas 5t bajo el riñón norte de la calzada izquierda y se procedió a una liberación brusca (Figuras 9 y 10).

En este ensayo, se hizo un registro dinámico de 12 minutos de duración (Figura 11) con el que se obtuvo un coeficiente de amortiguamiento logarítmico de valor:

$$\delta = 0.00856$$

que equivale a una razón de amortiguamiento crítico $\zeta = 0.14\%$. Se trata, por tanto, de una tasa muy reducida, acorde con la dimensión y esbeltez de la estructura. En este sentido, el arco metálico no disponía apenas de capacidad disipativa con la que oponerse a la acción del viento.



Figuras 9 y 10. Peso de 5t liberado bruscamente.

Viaducto de Alconétar
Ensayo de suelta de peso
Acelerograma de riñón norte

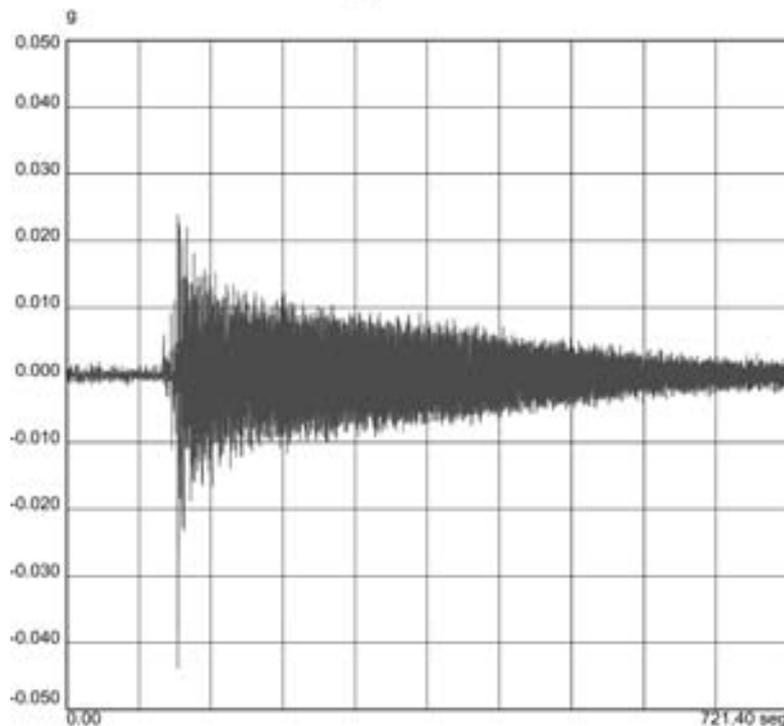


Figura 11. Acelerograma registrado en riñón norte en el ensayo de suelta de peso.

5. ENSAYO DE PASO DE VEHÍCULO SOBRE OBSTÁCULO

Durante los meses de abril, mayo y junio de 2006 hubo muchas situaciones de viento con velocidades que rondaban los 40km/h. Aunque los deflectores instalados funcionaban adecuadamente, no se descartaba todavía la instalación de dispositivos adicionales que mitigaran aún más las vibraciones aerodinámicas por la vía de aumentar la capacidad de amortiguamiento estructural, que, como se ha dicho anteriormente, era muy reducida.

La actuación consistiría, caso de llevarse a cabo, en la colocación de dispositivos pasivos del tipo “masa sintonizada” (TMD), cuyo comportamiento característico es el de oscilar en contrafase con la estructura, contrarrestando y dificultando la formación grandes movimientos oscilatorios.

Con este objetivo, se planteó un nuevo ensayo dinámico que complementara al de suelta de peso realizado anteriormente. En este caso, el arco no estaba ya exento, sino que estaban colocadas sobre el mismo las tres cuartas partes del tablero (a falta, sólo, del último y cuarto empuje desde ambas orillas para cerrar la plataforma sobre la clave).

El ensayo se llevó a cabo el 16 de junio. Como medio de excitación, se utilizó una grúa ligera, de unas 27t de peso, que se posicionó sobre la pila P7 (lo más avanzada posible en el tablero hacia la clave) y circuló desde ahí hasta el estribo E1 con velocidad de 10km/h. Entre las pilas P6 y P5 (es decir, a la altura del riñón norte) se dispuso un tablón de unos 8cm de grosor para que se produjera un impacto al paso del vehículo. Los resultados obtenidos pueden verse en la Figura 13.

El viento reinante durante los 9 minutos que duró el registro tenía una velocidad media de 14km/h, aceptablemente baja

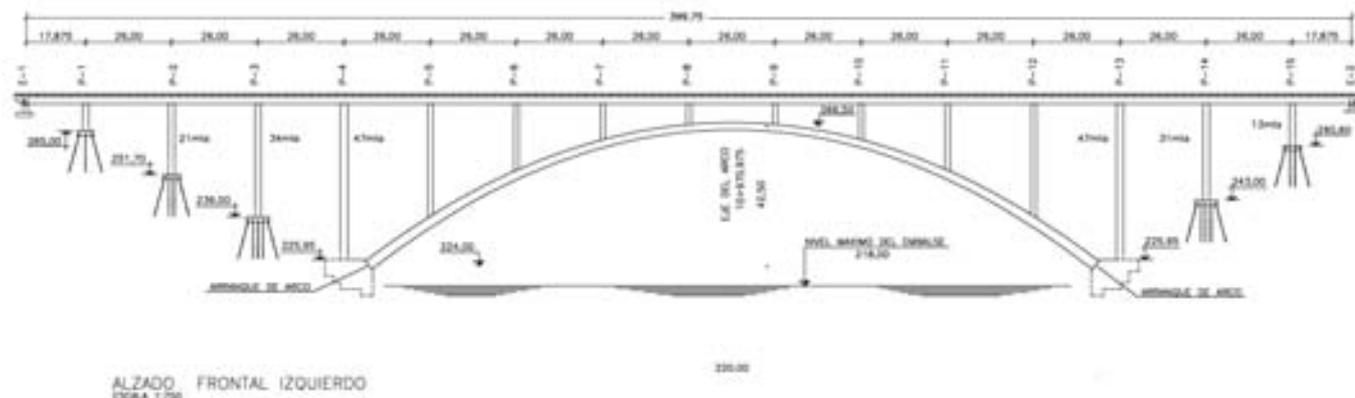


Figura 12. Esquema de alzado del puente.

para validar el índice de amortiguamiento que se obtuviera en la prueba.

La máxima aceleración se produjo en la clave, con un pico de 0.048g.

Las frecuencias principales movilizadas en este ensayo fueron de 1.074Hz (modo simétrico en el que la clave vibra en oposición a los riñones) y 3.145Hz. Complementariamente, se detectó la frecuencia del modo de vibración en flexión transversal (fuera del plano del arco), cifrada en 0.459Hz.

Sobre el acelerograma, se aplicó un filtro pasa-bajos digital para eliminar la componente de 3.145Hz y evaluar el amortiguamiento a 1.074Hz, habiéndose obtenido:

$$\delta = 0.0276$$

que equivale a una tasa $\zeta = 0.44\%$ de amortiguamiento crítico. La capacidad de amortiguamiento se había, por tanto, triplicado con relación a la situación de arco exento.

6. ACCIÓN DEL VIENTO Y RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

Entre el 23 de febrero y el 23 de junio de 2006 se registraron, con el sistema de control descrito anteriormente, 3.150 eventos dinámicos. Cada uno de estos eventos daba lugar a un archivo de captura que recogía los valores de 8 sensores (2 anemómetros, 2 veletas y 4 acelerómetros) a lo largo del tiempo, a razón de 40 lecturas por segundo y sensor.

Si bien la mayoría de los eventos tenía una duración de 2 minutos, porque así se había prefijado en la configuración del sistema de adquisición de datos, se hicieron cuatro capturas especiales, disparadas manualmente, que tienen varias horas de duración. El motivo de las mismas era documentar ininterrumpidamente (historias sin fragmentar) vientos de larga proyección temporal junto con la respuesta estructural asociada.

Una vez depurados los archivos, y eliminados aquéllos que no correspondían a eventos de viento sino a operaciones de obra, quedaron 2.609 capturas válidas que acumulaban casi

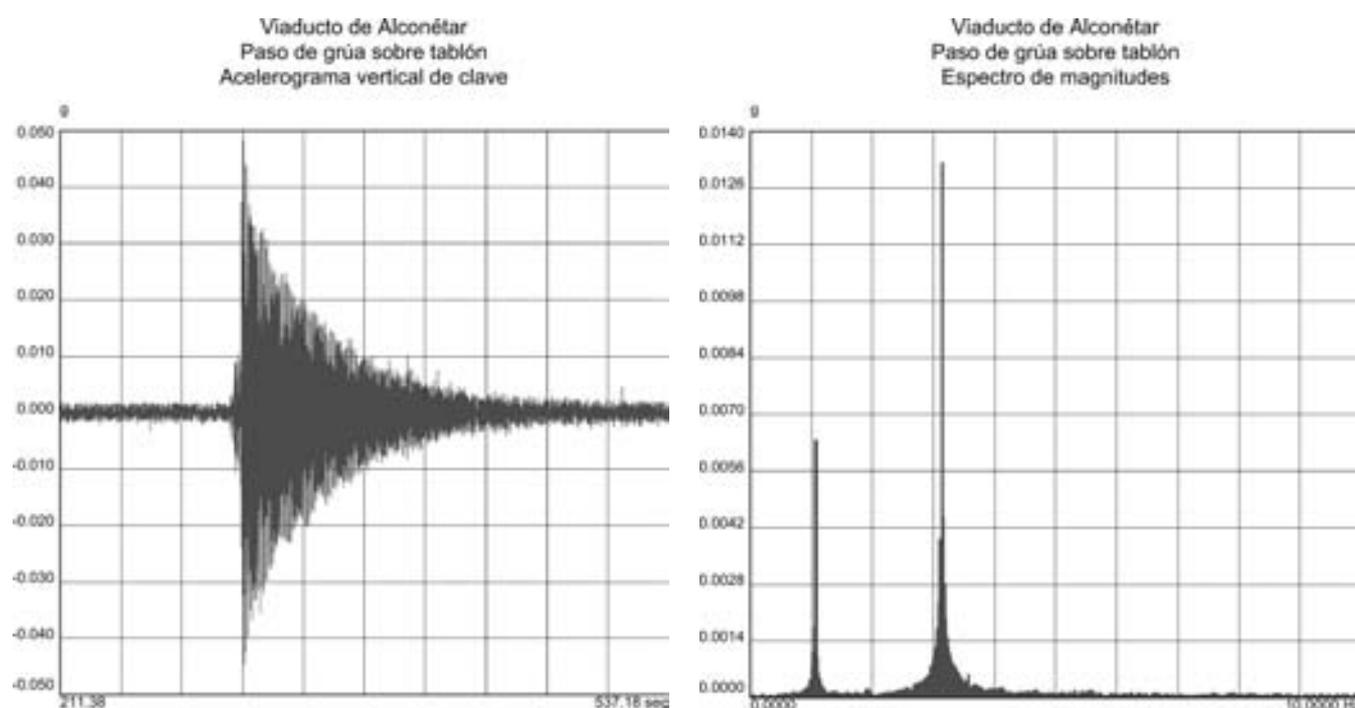


Figura 13. Acelerograma del arco (a) y espectro de frecuencias (b).

12 millones de registros de datos. Toda esta masa numérica, que constituye la base del presente estudio, se iba procesando y analizando (casi) en tiempo real, conforme se generaba, a fin de detectar lo antes posible cualquier nuevo fenómeno de resonancia.

La nomenclatura de los sensores de medida (utilizada en algunas de las figuras siguientes) es:

- c1: velocidad máxima de punta de cualquiera de los dos anemómetros, durante un evento
- c2: dirección media del viento, durante un evento, medida desde el norte con sentido positivo horario
- c3: aceleración máxima vertical en cualquiera de los dos riñones, durante un evento
- c4: aceleración máxima vertical en clave, durante un evento
- c5: aceleración máxima horizontal transversal en clave, durante un evento

En los epígrafes 6.1 a 6.3 siguientes se caracteriza la acción del viento, en tanto que en 6.4 a 6.6 se refleja la respuesta de la estructura. Dicha respuesta se refiere a la vibración vertical de los riñones del arco, si bien los mismos análisis (complementados con vibraciones horizontales) se llevaron a cabo en la sección de clave aunque no se recogen en el presente artículo por motivos de brevedad.

A la hora de enjuiciar los resultados obtenidos, es importante tener siempre presente que la estructura instrumentada es la de calzada izquierda, que se encuentra en *sombra* con respecto al viento (tapada por la calzada derecha) cuando éste sopla del oeste.

6.1. Diagrama polar de vientos

Como puede verse en la Figura 14, básicamente sólo existen dos familias de vientos significativos, cada una de las cuales puede subdividirse en otras dos. La gran mayoría de los vientos tiene procedencia del este (con una subfamilia de origen noreste) o del oeste (con una subfamilia de origen suroeste). Debe recordarse que el puente tiene una alineación aproximada norte-sur, así que el viento casi siempre solicita la estructura de forma transversal al plano de la misma, como cabe esperar del encauzamiento que proporciona el valle.

Los vientos del este tienen velocidades comprendidas entre 20 y 70km/h, en tanto que los vientos del oeste están más agrupados entre 20 y 50km/h.

6.2. Histograma de clasificación de la dirección del viento

La Figura 15 muestra que, efectivamente, existen 2 grandes familias de vientos que, a su vez, se subdividen en otros 2 grupos o subfamilias cada una. Las direcciones centrales de cada subfamilia son: 45, 80, 230 y 265 grados sexagesimales.

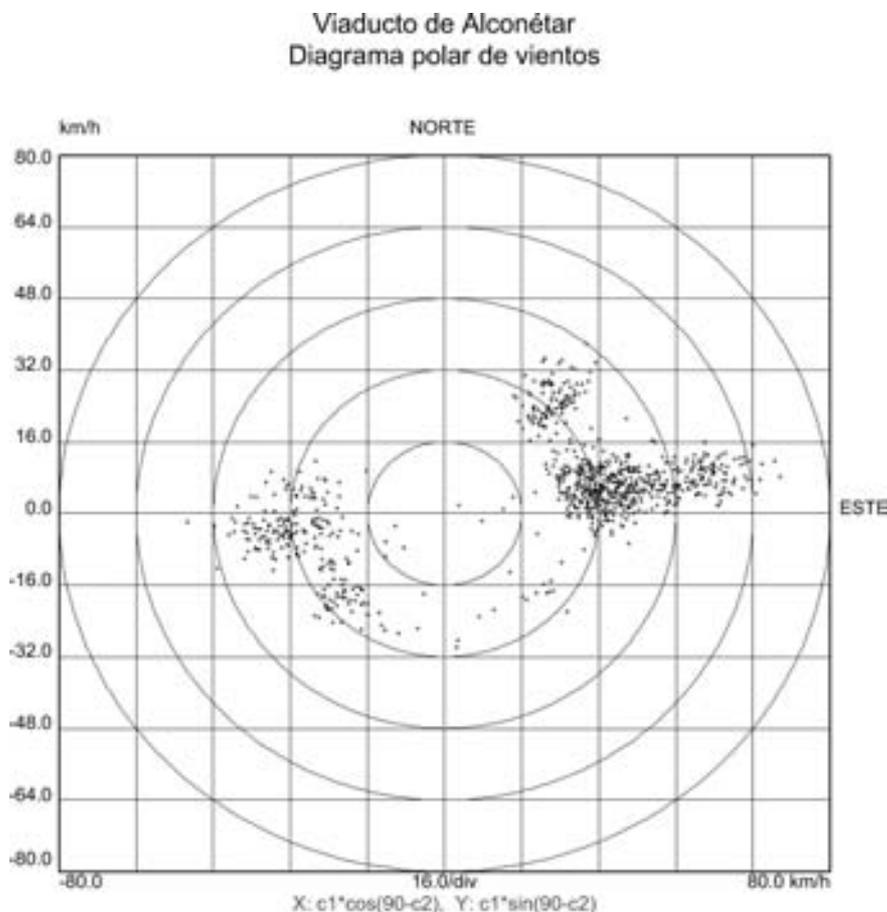


Figura 14. Diagrama polar que representa las direcciones y velocidades de los vientos actuantes.

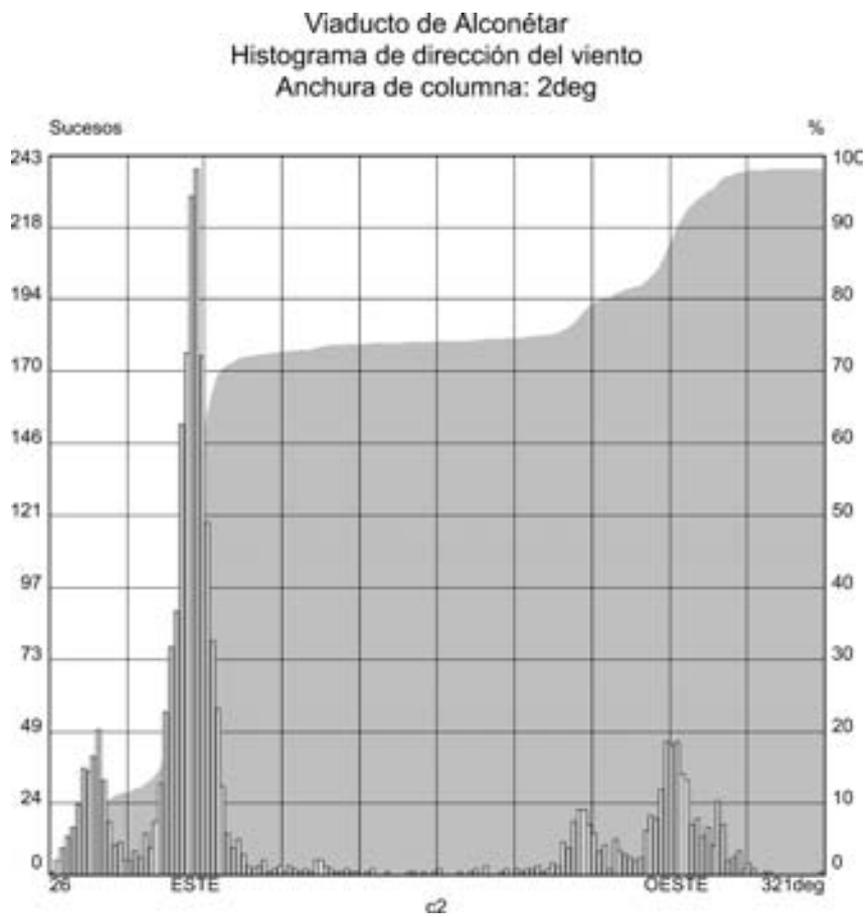


Figura 15. Histograma de clasificación de la dirección del viento.

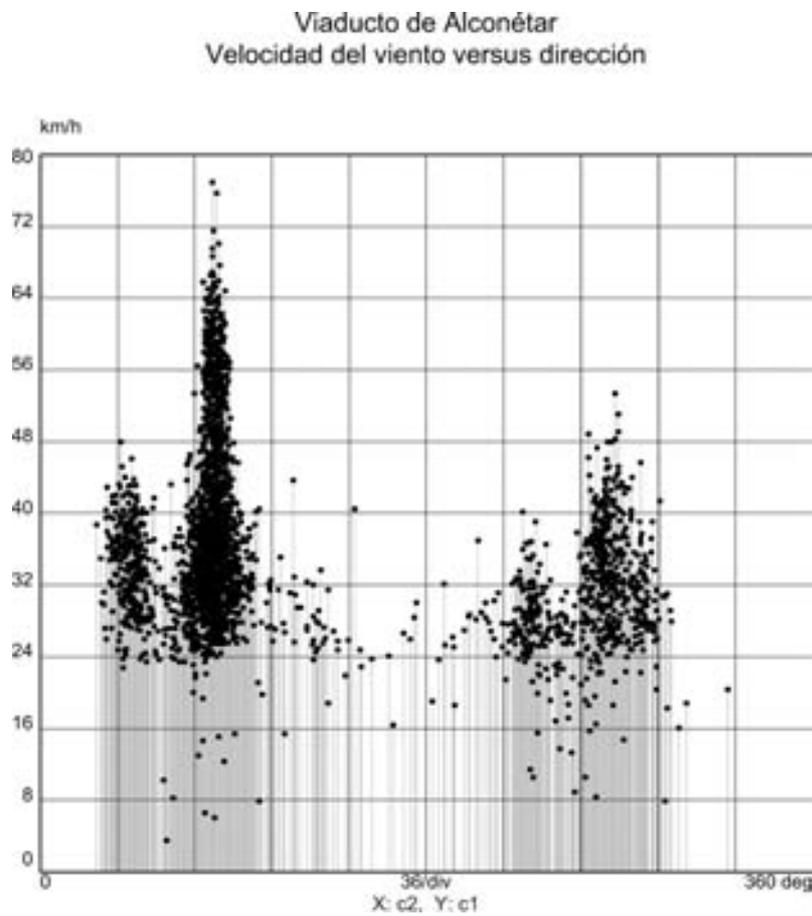


Figura 16. Velocidad del viento versus dirección.

El área sombreada de fondo representa la probabilidad acumulada desde origen de que exista un viento con una orientación determinada (por eso está escalada entre 0 y 100%). Como puede verse, los vientos del este (los dos primeros grupos) acumulan, aproximadamente, un 75% del total de los eventos (motivo por el cual han castigado tanto al arco de calzada izquierda).

6.3. Velocidad del viento versus dirección

La Figura 16 pone de manifiesto que los vientos de máxima intensidad son los que tienen procedencia del este. Las dos grandes familias están claramente identificadas.

La velocidad máxima registrada es de 77km/h, proveniente del este (80 grados sexagesimales), y se produjo el 14 de junio a las 02:43h.

6.4. Aceleración vertical en riñón versus velocidad del viento

La Figura 17 muestra que la máxima aceleración registrada, de 0.060g de amplitud, se produce para un viento de 34km/h (que tenía una dirección media de 79 grados sexagesimales).

Si bien existe una cierta proporcionalidad de base entre la velocidad del viento y la vibración que se produce en los riñones

(ver envolvente inferior de los puntos regruesados), las máximas aceleraciones se producen para un determinado rango central de velocidades. Así, todos los picos superiores a 0.040g están motivados por vientos comprendidos en la franja de 25 a 50km/h.

6.5. Aceleración vertical en riñón versus dirección del viento

La Figura 18 manifiesta de forma clara que la familia de vientos del este produce aceleraciones sensiblemente mayores que las de los vientos del oeste. Y, dentro de cada familia, mayor es la excitación cuanto más ortogonales son los vientos al plano de la estructura.

6.6. Aceleración vertical en riñón versus velocidad y dirección del viento

La información reflejada en las Figuras 17 y 18 puede condensarse en el diagrama polar de burbujas de la Figura 19, que presenta la magnitud de la vibración vertical en riñones en función de la velocidad y dirección del viento.

Esta figura es parecida a la Figura 14, con la diferencia de que aquélla simbolizaba mediante puntos discretos los vientos registrados en función de su velocidad y dirección, en tanto que ésta añade qué magnitud alcanza la vibración de la estruc-

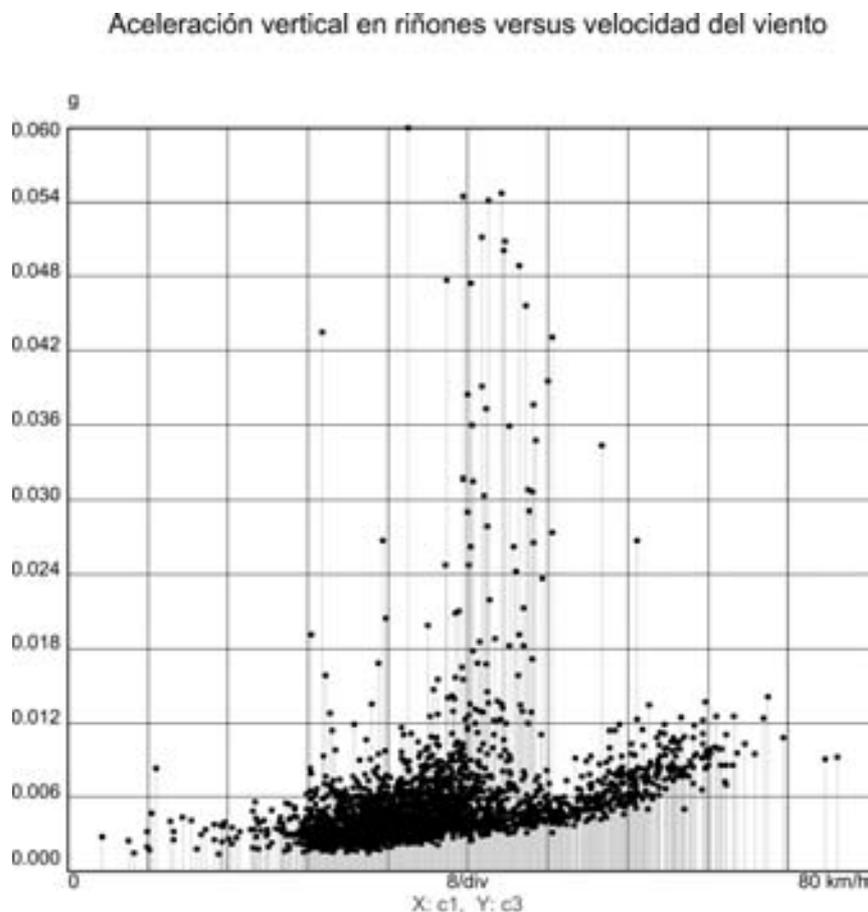


Figura 17. Aceleración vertical en riñones versus velocidad del viento.

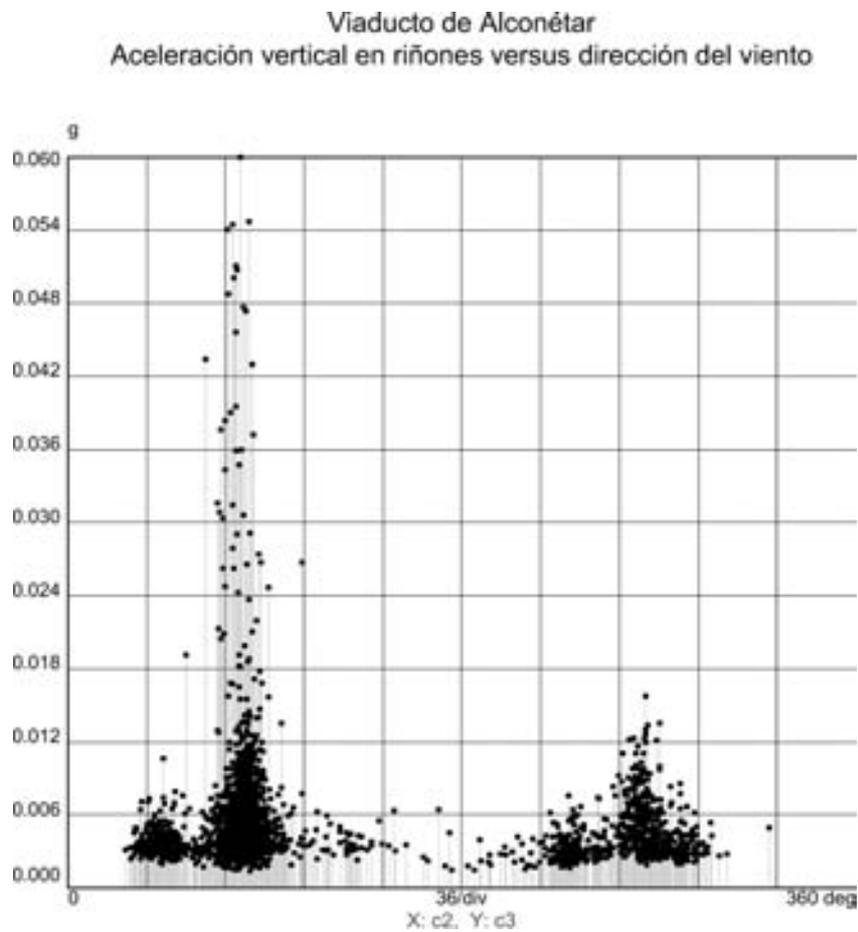


Figura 18. Aceleración vertical en riñones versus dirección del viento.

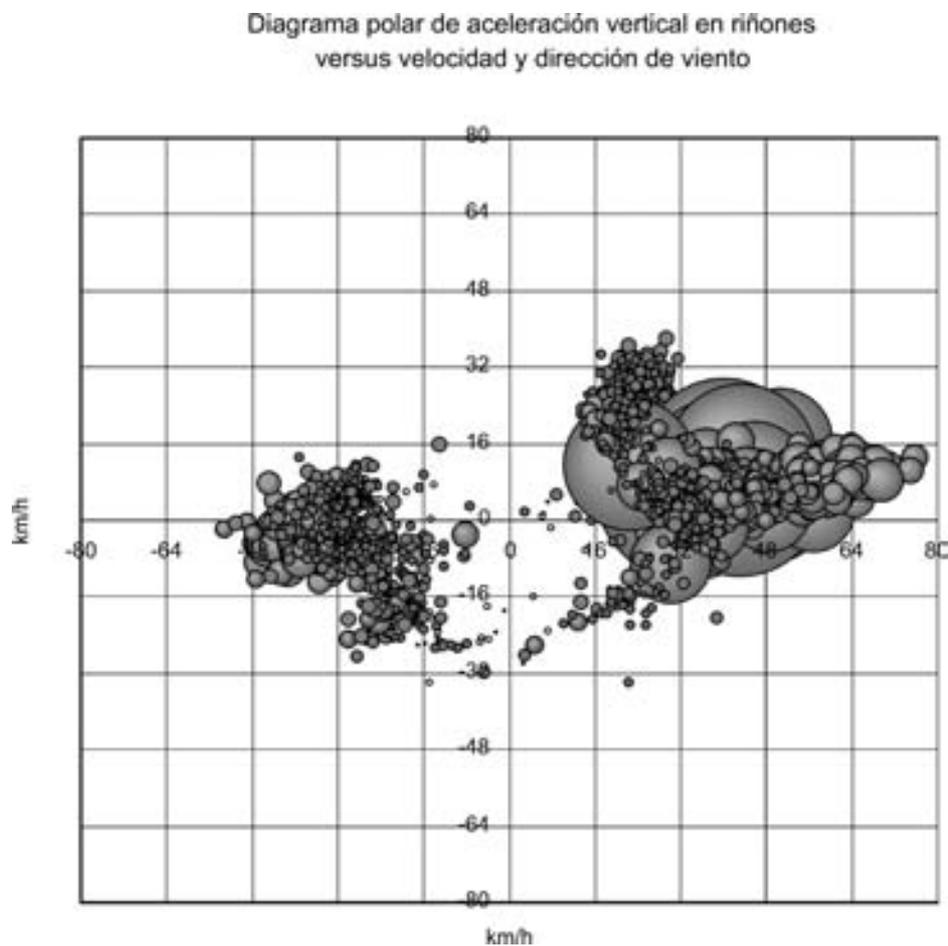


Figura 19. Diagrama polar de aceleración vertical en riñones versus velocidad y dirección del viento.

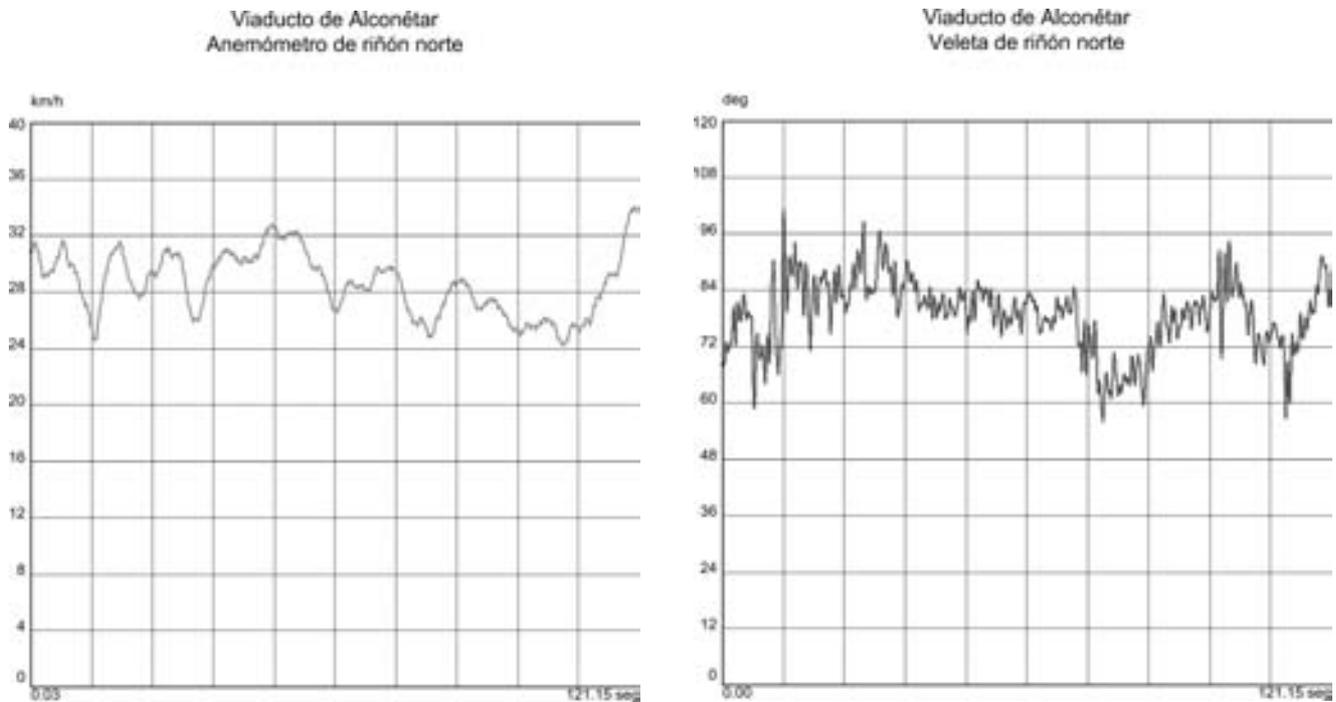


Figura 20. Registros de (a) anemómetro y (b) veleta durante el episodio 1.368.

tura en función de esos mismos parámetros. En este caso hay, pues, una tercera dimensión representada por el tamaño de una burbuja, proporcional a la magnitud de la aceleración. Nuevamente queda evidenciado el mayor nivel vibratorio que inducen los vientos del este.

7. VIBRACIÓN MÁS DESFAVORABLE

La aceleración de pico más alta registrada en los 2.609 episodios de viento se produce el viernes 26 de mayo de 2006, a las 11:17 (captura 1.368) y alcanza un nivel de 0.060g. El viento que la genera se muestra en la Figura 20.

La velocidad del viento oscila entre 24 y 34km/h, con una media de 29km/h, en tanto que su dirección oscila entre 56 y 101 grados sexagesimales, con media de 79 grados. Es, pues, un viento bastante moderado, de procedencia este-noreste.

La Figura 21 presenta las aceleraciones que se produjeron en el arco. En trazas fina y punteada están representados, respectivamente, los acelerogramas de los riñones norte y sur, en contrafase uno con otro como corresponde a un modo de vibración antimétrico. Superpuesto a ellos, con menor amplitud, está trazado en línea gruesa el acelerograma horizontal transversal de clave (cuya fase es intermedia entre las de los otros dos). Puesto que el movimiento horizontal transversal tiene la misma frecuencia que los movimientos verticales, quiere decir que está asociado al mismo modo de vibración. Dicho modo produce un cabeceo fuera del plano del arco, sincronizado con la vibración antimétrica. La amplitud de oscilación de los dos riñones es idéntica, como corresponde a las simetrías de diseño y estado constructivo del arco.

La magnitud de la vibración es de 0.060g, valor que, con una frecuencia de 0.635Hz, se traduce en un desplazamiento de, aproximadamente, ± 37 mm de amplitud. Por tanto, aun tra-

tándose del registro más desfavorable, indica una oscilación del orden de 20 veces inferior a las que se producían antes de la colocación de los deflectores aerodinámicos.

El valor referido de 0.060g se alcanza porque, en la fecha del episodio, sobre el arco estaban colocadas las pilas 5 y 12 con sus extremos superiores libres esperando a que desembarcara sobre ellas el tablero que, en ese momento, estaba siendo empujado; es decir, actuando como péndulos invertidos con una masa muy significativa (del orden del 20%) con relación a la del arco. Una vez la velocidad del viento hubo disminuido, las pilas fueron estabilizadas con tensores y su movimiento quedó drásticamente recortado. La oscilación impuesta por las pilas al arco explica el acoplamiento de modos ilustrado en la Figura 21.

8. EVENTOS 747 Y 1.058

De entre todas las capturas de datos, las denominadas 747 y 1058 (disparadas manualmente) merecen una atención especial.

El martes 11 de abril, a las 12:42, soplaba viento del este con velocidad de unos 30km/h. Es decir, existían condiciones potencialmente adversas. Por este motivo, se puso en marcha una captura de datos de casi seis horas y media de duración que proporcionó 925.000 registros de datos (Figura 22).

A lo largo del tiempo, y como si de un ensayo programado se tratase, la velocidad del viento fue amainando progresivamente, manteniendo, al mismo tiempo, una orientación casi constante de 80 grados sexagesimales. Es decir, hubo un barrido de todas las velocidades comprendidas entre 0 y 37km/h, con orientación apreciablemente ortogonal al plano de la estructura.

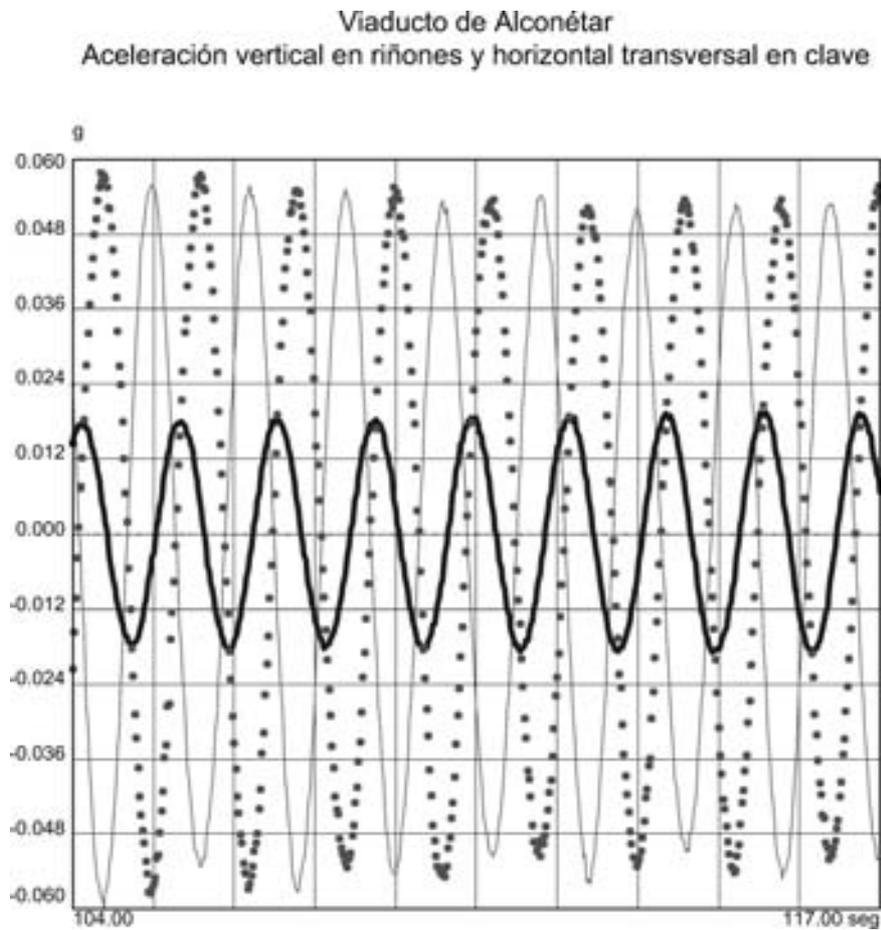


Figura 21. Aceleración vertical en riñón norte (trazo fino), vertical en riñón sur (trazo punteado) y horizontal transversal en clave (trazo grueso).

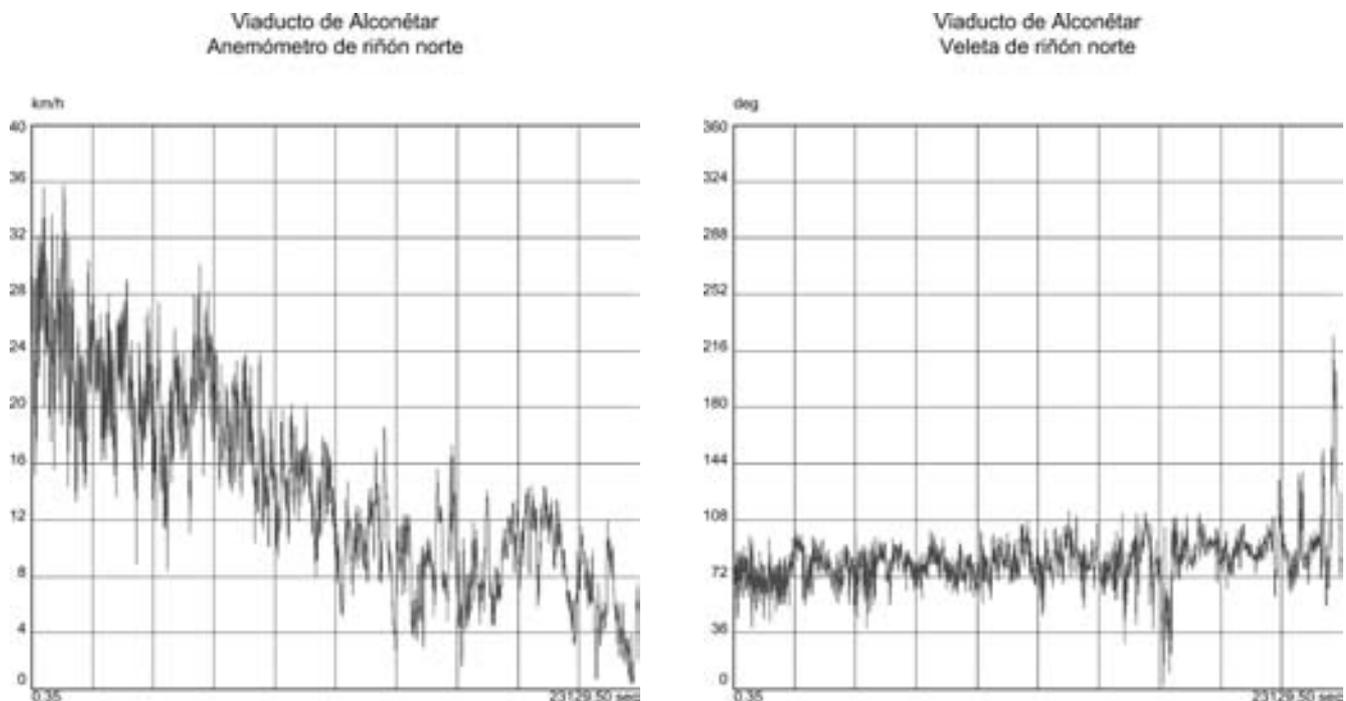


Figura 22. Captura 747. Registros de (a) anemómetro y (b) veleta norte.

Sin embargo, la respuesta de la estructura (Figura 23) fue mínima. No sólo no hubo ningún atisbo de resonancia, sino que apenas se superó la cota de 0.010g de aceleración en riñones. (La Figura 23a no refleja el pico de aceleración que se ve en la Figura 23b por la imposibilidad física de presen-

tar en una traza los 925.000 datos existentes. La Figura 23a es una muestra de 8.192 puntos equidistantemente separados, en tanto que la Figura 23b presenta 8.192 puntos consecutivos en el tiempo y centrados en el pico máximo del registro).

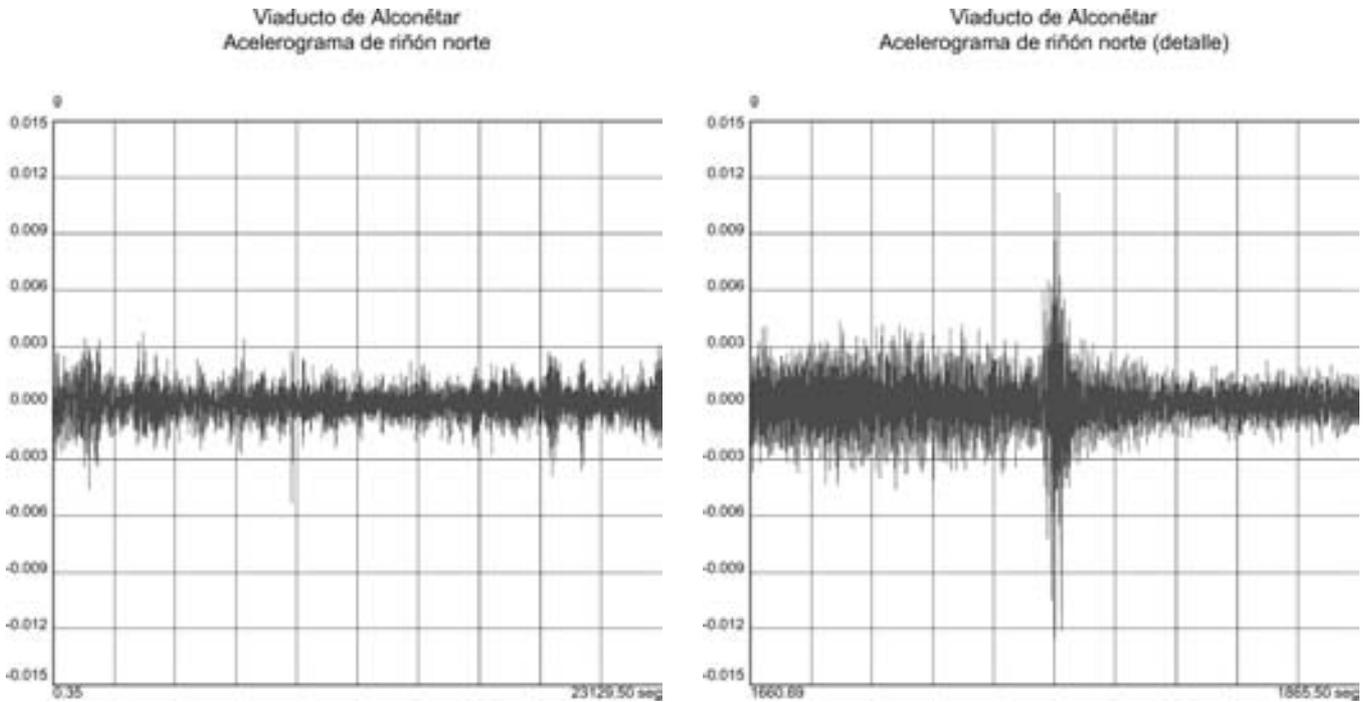


Figura 23. Captura 747. Acelerogramas de riñón norte (a) completo y (b) detalle de pico máximo.

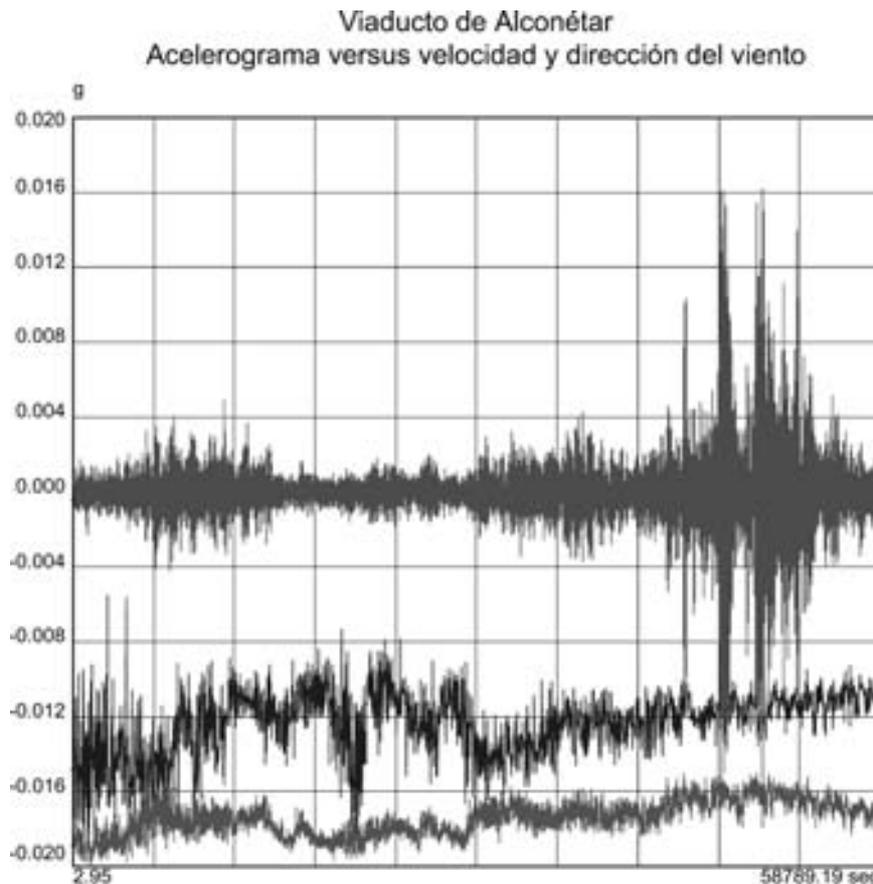


Figura 24. Acelerograma de riñón norte (traza superior), velocidad del viento (traza inferior) y dirección del viento (traza intermedia). La escala anotada en el eje de ordenadas corresponde al acelerograma, estando las otras dos trazas dibujadas con escala libre.

Para excitar el modo antimétrico y llevar la estructura a un principio de resonancia, no parece suficiente condición la acción conjunta y adversa de velocidad y dirección. Son necesarias otras *cualidades* adicionales del viento, como son su constancia en tiempo y espacio.

Con el viento actuando en el entorno de la velocidad crítica, se va almacenando progresivamente energía en el sistema elástico estructural (por las fuerzas alternadas de desprendimiento de los torbellinos) y la amplitud del movimiento va aumentando poco a poco. No es necesario que la velocidad

del viento coincida exactamente con la crítica, porque hay un punto en el que se produce el acoplamiento (*lock-in*) entre la frecuencia de vibración de la estructura y la de desprendimiento de los remolinos. En ese estado, pequeñas variaciones de la velocidad del viento no cancelan el proceso.

Algo similar a la captura 747 ocurre en la captura 1058 (disparada también manualmente), que tuvo una duración de 16 horas y 20 minutos y acumuló un total de 1.175.820 registros de datos. En la Figura 24, relativa a esta captura, se presentan superpuestas tres trazas:

- en posición inferior, la velocidad del viento, que oscila entre 1 y 46km/h
- en posición intermedia, la dirección del viento, que oscila entre 0 y 360 grados sexagesimales
- en posición superior, la aceleración vertical del riñón norte, que oscila entre -0.020 y 0.020g

Los continuos cambios de velocidad y dirección del viento impiden que la estructura alcance elevados niveles de vibración, si bien inicia en varias ocasiones una respuesta más acentuada.

9. PRUEBA DE CARGA DINÁMICA

Finalmente, una vez terminada la construcción, y como complemento de la prueba de carga estática preceptiva para la recepción de la obra, se llevó a cabo una prueba dinámica en ambas estructuras (15 de julio de 2006).

Al margen de otros ensayos dinámicos, se llevaron a cabo dos específicos para la determinación de las frecuencias de vibración y del coeficiente de amortiguamiento. La calzada izquierda, que aún se encontraba sin pavimento, se aprovechó para realizar un nuevo ensayo de suelta de peso, reservándose la calzada derecha, que tenía pavimento, para un ensayo de paso sobre tablón. Ambos ensayos son de tipo impulsivo y provocan en la estructura un nivel vibratorio netamente diferenciado de la oscilación ambiental de fondo. Son útiles, por tanto, para caracterizar los parámetros dinámicos.

Las frecuencias propias de vibración detectadas durante la prueba de carga se recogen en la Tabla 1.

Así mismo, en lo que respecta al índice de amortiguamiento, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Calzada izquierda (sin pavimento): 0.66%
- Calzada derecha (con pavimento): 1.41%

Una diferencia de amortiguamiento tan considerable entre ambas estructuras se justifica porque:

- En la calzada izquierda, la estimación se ha hecho sobre el modo antimétrico de 0.5664Hz, que es el excitado en la suelta de peso. Por el contrario, en la calzada derecha se ha hecho sobre el modo de 0.8398Hz, que es el que excitó el paso sobre tablón de los camiones. Puesto que el amortiguamiento es, en primera aproximación, proporcional al número de ciclos transcurridos, tiende a cifras más elevadas cuanto mayor es la frecuencia.

Tabla 1. Frecuencias propias de vibración

Calzada izquierda [Hz]	Calzada derecha [Hz]	Modo
0.5664	0.5078	Antimétrico
0.9180	0.8398	Simétrico
1.7578	1.6601	Simétrico
2.3437	2.1875	Simétrico
2.9687	2.7343	Antimétrico

- La calzada derecha tenía colocado el pavimento asfáltico que, como material granular, ayuda en gran medida a la disipación de energía.

Desgraciadamente, no se pudo excitar en la calzada derecha el modo de 0.5078Hz debido a que, por tratarse de una frecuencia tan baja, no se moviliza por los camiones aunque pasen lentamente por encima de un obstáculo (el cual simula una *irregularidad* del pavimento de gran longitud de onda, apta para excitar bajas frecuencias). Tal frecuencia de 0.5078Hz está muy alejada de lo que podría ser el primer modo de vibración del camión (*body bounce*), difícilmente inferior a 2Hz. En la fecha de la prueba de carga, el peso muerto de 5t estaba suspendido del arco de calzada izquierda (que, como se ha dicho, se encontraba sin pavimentar), y no cabía su traslado a la calzada derecha.

10. EVOLUCIÓN DE LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS

En la primera auscultación dinámica llevada a cabo (enero de 2006), la estructura consistía únicamente en un arco exento, cuyo peso era de 800t. Progresivamente, este peso se quintuplica con la masa del tablero, de las pilas metálicas y del pavimento. El aumento de la frecuencia de vibración que cabría esperar de la rigidez aportada por la estructura porticada completa se ve contrarrestado por la disminución que implica el aumento de masa, de forma que la frecuencia del modo antimétrico, que inicialmente era de 0.70Hz, se reduce finalmente a 0.51Hz.

Por el contrario, el coeficiente de amortiguamiento, y, con él, la capacidad de disipación de energía con que cuenta la estructura para oponerse a la acción del viento, aumenta sensiblemente conforme la construcción se acerca a su estado final (Tabla 2).

11. INSTRUMENTACIÓN DE VIGILANCIA EN SERVICIO

Dadas las importantes dimensiones de la obra y la singularidad de su diseño y del proceso constructivo, estuvo prevista desde el principio la instalación de un sistema instrumental permanente para la vigilancia del comportamiento estructural en servicio.

Tabla 2. Índices de amortiguamiento

Situación constructiva	Razón de amortiguamiento crítico
Arco exento	0.14%
Tablero montado al 75%	0.44%
Tablero completo, sin pavimento	0.66%
Tablero completo, con pavimento	1.41%

Las incidencias acaecidas bajo la acción del viento, que ha producido fenómenos de resonancia con una amplitud importante, no han hecho sino reforzar la idea de que tal monitorización es, además de deseable, necesaria.

Por este motivo (y al margen de que se vaya a colocar en el viaducto un sistema de medida estática para el estudio de la acción y respuesta térmicas), se va a instalar un conjunto de anemómetros/veletas y acelerómetros para el estudio de las cargas de viento y de la respuesta estructural asociada a ellas.

La instrumentación permanente va a alcanzar a los cuatro arcos que componen las dos estructuras, de forma que se conozca el comportamiento detallado tanto de los arcos externos como internos y ante vientos de cualquier procedencia.

Así mismo, el sistema instrumental va a contar con una conexión permanente a Internet a fin de que se pueda vigilar su buen funcionamiento, modificar los umbrales de disparo y acceder de forma remota y en tiempo real a los datos registrados.

La adquisición de datos se hará a pie de arco, en un pequeño habitáculo en el que confluirán los cables de conexión de todos los sensores instalados en el puente. Desde este habitáculo se enviarán por fibra óptica a un ordenador de control situado a la altura de la calzada, junto al estribo norte. Y dicho ordenador volcará los datos a Internet, inicialmente mediante tecnología GPRS (o ADLS satelital) hasta que la cobertura UMTS o HSDPA (generaciones 3 y 3.5, respectivamente, de telefonía móvil) estén disponibles en la zona.

Se va a prestar una atención muy especial al comportamiento dinámico del viaducto durante los años 2007 y 2008 con la finalidad de confirmar que las conclusiones de este trabajo, así como las de los estudios teóricos realizados al efecto, son correctas.

12. CONCLUSIONES

Todo lo anteriormente expuesto puede resumirse en los siguientes puntos:

- La acción del viento, mediante un mecanismo de desprendimiento de torbellinos, desencadenó en enero de 2006 una respuesta de tipo resonante en la estructura.
- La forma de vibración activada por el viento fue la correspondiente al segundo modo característico, consistente en

una vibración antimétrica del arco en su plano con frecuencia de 0.70Hz.

- La frecuencia característica del modo antimétrico disminuye progresivamente de 0.70Hz (inicial, con arco exento) a 0.51Hz con obra terminada.
- El índice de amortiguamiento correspondiente al modo antimétrico aumenta de 0.14% con arco exento a un valor comprendido entre 0.66 y 1.41% con obra terminada (es decir, aumenta entre 5 y 10 veces).
- Se ha monitorizado la respuesta dinámica de la estructura mediante un sistema de adquisición de datos que, de forma automática, ha registrado más de 2.600 episodios de viento válidos para el análisis entre los meses de febrero a junio de 2006.
- Los deflectores aerodinámicos se han mostrado muy eficaces para suprimir o reducir la formación de torbellinos. La máxima vibración detectada hasta la puesta en servicio de la obra ha sido de 0.060g (± 37 mm de amplitud), provocada por un viento de 29km/h de velocidad media y asociada a una frecuencia de 0.64Hz. Incluso este movimiento es 20 veces inferior al estimado visualmente en la estructura antes de la instalación de los deflectores y corresponde a una situación constructiva particularmente desprotegida (pilas metálicas sobre arco no estabilizadas y pendientes del desembarco del tablero) que no se da en la obra terminada.

En consecuencia, se concluye que, desde febrero de 2006, aunque ha habido situaciones de viento similares a las que dañaron el arco en enero de dicho año, no han vuelto a producirse vibraciones equivalentes a las de entonces ni de magnitud tal que pudieran considerarse perjudiciales para la seguridad o funcionalidad de la obra. La gran masa de datos experimentales registrados durante varios meses permite asegurar que el viaducto se ha abierto al tráfico en las adecuadas condiciones de seguridad y servicio, con su problemática aerodinámica completamente solucionada. Se ha descartado, además, la necesidad de instalar dispositivos correctores adicionales.

Agradecimientos

Se agradece expresamente el apoyo del Director de Obra, D. Fernando Pedraza Majárrez, y las ayudas recibidas de los responsables directos de OHL en obra, D. José Miguel Pato Díaz (Jefe de Obra) y D. Miguel Moreno Cazorla (Jefe de Producción), que han resultado imprescindibles para llevar a buen término la auscultación descrita.

Ensayos en túnel de viento de un modelo aeroelástico del arco del puente sobre el río Tajo "Arcos de Alconéтар"

Wind tunnel tests on the "Arcos de Alconéтар" arch bridge aeroelastic model



Antonio Barrero Gil
Ingeniero Industrial
IDR/UPM, Universidad Politécnica de Madrid



Gustavo Alonso Rodrigo
Dr. Ingeniero Aeronáutico
Profesor Titular interino, Universidad Politécnica de Madrid



José Meseguer Ruiz
Dr. Ingeniero Aeronáutico
Catedrático, Universidad Politécnica de Madrid



Miguel Ángel Astiz Suárez
Dr. Ingeniero de Caminos, C. y P.
Catedrático, Universidad Politécnica de Madrid

RESUMEN

Los ensayos en túnel aerodinámico son una herramienta cada vez más utilizada en el proceso de diseño de construcciones civiles, y en particular de puentes. En este artículo se presenta el estudio experimental realizado en las instalaciones de ensayos aerodinámicos de la Universidad Politécnica de Madrid para analizar el problema de oscilaciones verticales excitadas por el viento surgido durante la construcción del puente "Arcos de Alconéтар" sobre el río Tajo, cuyo arco experimentó oscilaciones muy notables frente a vientos de velocidad moderada. Diagnosticado el fenómeno aeroelástico causante del problema –desprendimiento de torbellinos– los ensayos en túnel aerodinámico con modelos bidimensionales a escala del arco han permitido por una parte contrastar la hipótesis sobre la causa de la oscilación y por otra demostrar la eficacia de las modificaciones geométricas introducidas en el diseño para mejorar la respuesta aeroelástica del puente.

SUMMARY

Wind tunnel tests are widely used at the design stage of civil constructions, as it happens with long span bridges. In this paper the results of the experimental work carried out at the Universidad Politécnica de Madrid to analyze the vertical

arch-deck oscillations observed during the erection of "Arcos de Alconéтар" Bridge, produced by a low intensity wind, are presented. Once the phenomenon causing the oscillations (vortex induced vibrations) was identified, the hypothesis about the cause of oscillations was verified by means of wind tunnel tests of sectional arch models with properly scaled mass and geometrical properties. Furthermore, the efficiency of some aerodynamic devices attached to the arch structure to improve the aeroelastic behaviour of the bridge was investigated.

1. INTRODUCCIÓN

A principios de 2006 uno de los arcos del puente entonces en construcción sobre el río Tajo, correspondiente a la Autovía de la Plata, sufrió vibraciones muy apreciables en el plano vertical que contiene al arco bajo la acción de un viento transversal cuya velocidad media se estimó entre 20 y 30 km/h, muy por debajo de la velocidad de diseño a cargas de viento estáticas (1, 2). Teniendo en cuenta la naturaleza de las oscilaciones y de la velocidad del viento que las excitó, se dedujo que la causa más probable de la perturbación había sido el desprendimiento de torbellinos alternados a sotavento del arco, con una frecuencia semejante a la primera frecuencia propia del puente, lo que provocó la entrada en resonancia de la estructura.



Figura 1. Calle de torbellinos de Kármán.

El desprendimiento de torbellinos alternados es un fenómeno aerodinámico que puede producir vibraciones laterales (en un plano perpendicular a la corriente incidente) en estructuras esbeltas y elásticas, cualquiera que sea su sección (excepto si el cuerpo está fuselado de modo que la capa límite permanezca adherida (3-7)). El flujo corriente abajo de una estructura no fuselada situada perpendicularmente a una corriente incidente uniforme se caracteriza por el desprendimiento alternado y periódico de torbellinos, la denominada calle de torbellinos de Kármán. Enseña la mecánica de fluidos que, en general, cuando se desprende un torbellino ha de aparecer sobre el cuerpo de donde se ha desprendido una circulación igual y de signo contrario, circulación que en virtud del teorema de Kutta-Yukovski genera sobre el cuerpo una fuerza de sustentación perpendicular a la corriente incidente (7, 8). Como los torbellinos desprendidos van cambiando alternativamente de signo (Figura 1), el resultado es la aparición de fuerzas laterales periódicas sobre la estructura que pueden hacerla oscilar.

El parámetro adimensional que define la naturaleza de estos torbellinos desprendidos es el llamado número de Strouhal, St , definido como $St = n_f D/U$, donde n_f es la frecuencia del desprendimiento de torbellinos, D es una longitud característica transversal del obstáculo y U la velocidad media de la corriente incidente no perturbada. El número de Strouhal varía con el número de Reynolds ($Re = \rho UL/\mu$, siendo ρ la densidad del aire y μ la viscosidad cinemática), si bien la variación es pequeña en cuanto el valor de este parámetro es moderadamente alto, por ejemplo, por encima de mil. Esta variación ha sido determinada mediante un gran número de ensayos en túnel aerodinámico para secciones de geometría muy variada, lo que permite conocer los valores típicos de los números de Strouhal de un amplio espectro de secciones, oscilando tales valores típicos, según la geometría, entre 0.2 y 0.1, siendo es valor tanto más elevado cuanto más se parece la sección a la circular y menor según se va asemejando a una placa plana perpendicular a la corriente incidente.

De acuerdo con lo anterior, como el número de Strouhal es aproximadamente constante, la frecuencia de los torbellinos desprendidos varía en primera aproximación linealmente con la velocidad de la corriente incidente, $n_f = St \cdot U/D$, y si la velocidad es tal que la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos coincide con alguna de las frecuencias propias de la estructura, puede aparecer un fenómeno de resonancia que amplifique la deformación de la estructura hasta provocar su colapso por fatiga. Cuando esto ocurre, es el propio movimiento oscilatorio de la estructura, a su frecuencia natural, el que controla la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos de la estela, de modo que hay un intervalo de velocidades

de la corriente incidente en el que la frecuencia de desprendimiento permanece prácticamente constante en vez de variar linealmente con la velocidad del flujo incidente: es la denominada zona de bloqueo.

En lo que sigue se presentan los diversos trabajos experimentales llevados a cabo en túnel de viento A9 del Instituto Universitario "Ignacio da Riva" de la Universidad Politécnica de Madrid (IDR/UPM) con el fin de comprobar el origen del fenómeno oscilatorio descrito y de analizar las distintas alternativas propuestas para su solución.

Los ensayos realizados se pueden dividir en dos categorías claramente diferenciadas. En primer lugar se han realizado ensayos de caracterización de la capacidad de reducir la oscilación lateral del arco de distintos tipos de elementos atenuadores añadidos al mismo, empleando para ello un modelo rígido del arco unido a una balanza de seis componentes (ensayos estáticos). Para el resto de los ensayos, se ha diseñado y puesto a punto un dispositivo para ensayos dinámicos, que permite la oscilación del modelo según la dirección normal a la corriente incidente. Con este dispositivo de ensayos dinámicos se ha obtenido, primeramente para el modelo de arco nominal o básico, sin añadido alguno, el rango de velocidades al que se produce la autoexcitación aeroelástica por desprendimiento de torbellinos, y posteriormente la eficiencia de los diferentes elementos atenuadores añadidos al modelo básico.

2. CRITERIOS DE SEMEJANZA

La validez de los ensayos de medida de las acciones del viento sobre modelos a escala en túneles aerodinámicos se fundamenta en el principio de semejanza dinámica de la mecánica de fluidos, que establece que en el caso del movimiento del aire alrededor de obstáculos, supuesto que la velocidad del viento incidente es razonablemente pequeña en relación con la del sonido, los resultados adimensionales medidos en túnel son aplicables a la estructura real cuando existe semejanza geométrica y cuando se cumple la igualdad de los números de Reynolds asociados al movimiento alrededor del modelo a escala y alrededor del obstáculo real.

La semejanza geométrica exige que en el modelo a ensayar se reproduzcan a escala todos los detalles aerodinámicamente significativos, y respecto al número de Reynolds, la dependencia de los resultados de este parámetro puede ser significativa si el cuerpo es fuselado o redondeado (de formas suaves), pues el número de Reynolds influye en la transición de régimen laminar a turbulento de la capa límite que se desarrolla sobre el cuerpo, y por tanto en el posible desprendimiento de tal capa límite, pero suele ser irrelevante si se trata de cuerpos no fuselados ni redondeados (cuerpos con aristas), pues en tal caso el desprendimiento de la capa límite está gobernado por la geometría (la capa límite se desprende en las aristas de barlovento incluso a valores pequeños del número de Reynolds), y los coeficientes adimensionales de fuerzas y momentos son independientes del número de Reynolds una vez que este parámetro ha superado un cierto valor crítico.

Al ser el problema en estudio dinámico, hay otros criterios de semejanza relativos al movimiento del cuerpo que es pre-

ciso satisfacer. En el caso de un objeto oscilando lateralmente, inmerso en una corriente fluida, la ecuación diferencial que describe el movimiento del centro de masas de una sección es

$$m \left(\frac{d^2 y}{dt^2} + 2\pi n \zeta \frac{dy}{dt} + (2\pi n)^2 y \right) = F \left(\rho, \mu, U, \alpha, D, n, y, \frac{dy}{dt}, \frac{d^2 y}{dt^2} \right) \tag{1}$$

donde m es la masa por unidad de longitud del cuerpo, y el desplazamiento lateral, t el tiempo, n la primera frecuencia propia a flexión, ζ el coeficiente de amortiguamiento, y F las fuerzas por unidad de longitud que actúan sobre el obstáculo, que en el caso más general dependen de las propiedades del fluido que incide sobre el puente (densidad, ρ , y viscosidad dinámica, μ), de la velocidad, U , y dirección de la corriente incidente, α , de la geometría del cuerpo, D , del tiempo (o una magnitud relacionada como es la frecuencia, n), y del propio movimiento del centro de masas (posición, velocidad y aceleración, y , dy/dt y d^2y/dt^2 , respectivamente).

En variables adimensionales, $\eta = y/D$, $\tau = nt$, la expresión (1) se puede escribir como

$$\frac{d^2 \eta}{d\tau^2} + 2\pi \zeta \frac{d\eta}{d\tau} + (2\pi)^2 \eta = \frac{1}{2} \frac{\rho U^2}{mn^2} F \left(\text{Re}, \alpha, \frac{nD}{U}, \eta, \frac{d\eta}{d\tau}, \frac{d^2 \eta}{d\tau^2} \right) \tag{2}$$

Se ha dicho que en cuerpos con aristas la dependencia de los resultados con el número de Reynolds es muy pequeña o inexistente, por lo que se puede obviar el efecto de este parámetro. Si se supone además que el ángulo de incidencia de la corriente es constante, por ejemplo $\alpha = 0$, estos dos parámetros desaparecen de la formulación, y la solución del problema depende únicamente de la velocidad reducida $U/(nD)$ y del parámetro de semejanza $\rho U^2/(mn^2)$. Así pues, empleando el subíndice “ p ” para el arco de puente real y “ m ” para el modelo, dado que la densidad del aire es la misma en ambos casos, la semejanza dinámica impone la igualdad $(U_m/U_p)^2 = (m_m/m_p) \cdot (n_m/n_p)^2$, y atendiendo ahora a la igualdad de velocidades reducidas $U_m/U_p = (D_m/D_p) \cdot (n_m/n_p)$, combinando ambas igualdades se obtiene $m_m/m_p = (D_m/D_p)^2$, expresión que indica que la escala de masas por unidad de longitud ha de ser el cuadrado de la escala de longitudes.

En los ensayos realizados la escala de longitudes seleccionada en cada caso ha sido la mayor posible compatible con las condiciones de bloqueo de la cámara de ensayos del túnel (lo que limita el tamaño máximo del modelo) y con las condiciones de rigidez exigibles al modelo de ensayos. Aunque el arco es realmente de canto variable, se han construido dos modelos bidimensionales a escala de canto constante, eligiendo como valor representativo uno intermedio del canto del arco. La sección transversal del modelo consta de dos cajones rectangulares cerrados, unidos mediante una celosía, tal como se muestra en la Figura 2. En los dos modelos construidos, uno a escala 1/20 y otro a escala 1/15, el segmento bidimensional de arco de puente cubre un tramo correspondiente a cuatro módulos de la celosía, es decir 19.2 m de longitud en el puente real.

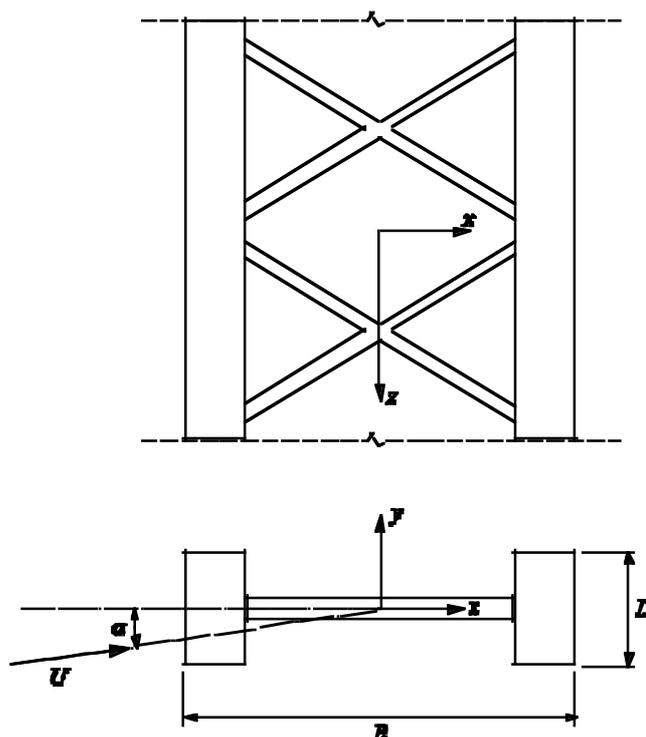


Figura 2. Esquema del modelo de porción de arco empleado en los ensayos.

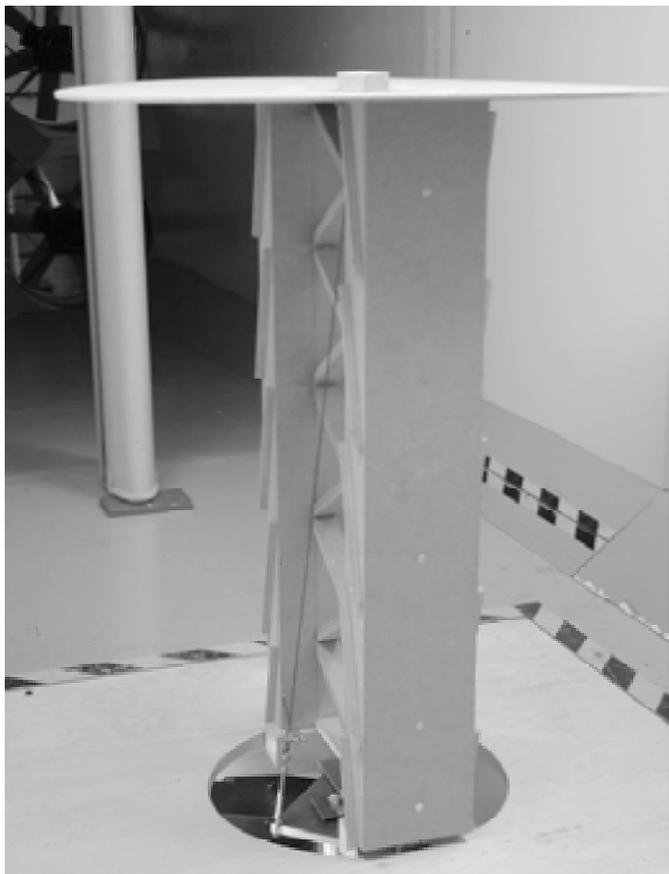


Figura 3. Vista del modelo de ensayos estático situado en el túnel aerodinámico.

3. INSTRUMENTACIÓN

Cualquiera que fuera el tipo de ensayos las velocidades en la cámara de ensayos del túnel aerodinámico se han medido empleando un tubo pitot Airflow modelo 3.3.311, y también con un anemómetro de hilo caliente modelo VT 200 de KIMO Constructeur.

En la primera configuración de ensayos, estática, el modelo ha estado rígidamente anclado a una balanza de seis componentes modelo EX114.45-200 de Midi Capteurs, S.A., situada bajo el suelo del túnel aerodinámico A9 de IDR/UPM, Figura 3. Este modelo, a escala 1/20, ha sido fabricado con un tipo de madera artificial isotrópica ampliamente usada en maquetaría (MDF). El modelo está equipado con una plataforma circular en la parte superior que cumple una función aerodinámica especular (de manera que el modelo se comporta aerodinámicamente como si fuera efectivamente bidimensional), y está atirantado a la plataforma de la balanza para asegurar la necesaria rigidez estructural (la primera frecuencia propia del modelo ha de estar necesariamente por encima de la frecuencia de excitación aerodinámica debida a la calle de torbellinos de Kármán).

Para la obtención de la respuesta dinámica forzada por el desprendimiento de torbellinos, se ha empleado una configuración de ensayos distinta. En este segundo caso, el modelo, limitado por sendas placas planas que aseguran el comportamiento bidimensional, ha estado soportado elásticamente con un conjunto de ocho muelles en una disposición tal que se permitía su movimiento vertical pero se dificultaba el de torsión (o de cabeceo). En la figura 4 se muestra el modelo sobre el útil de ensayos dinámico. En ella se aprecia la estructura de

forma paralelepípedica construida en aluminio, a modo de marco o bastidor, sobre la que se sitúan los ocho muelles a los que a su vez se une el modelo. El montaje del conjunto se realiza de manera que los muelles quedan con una longitud mayor que su longitud natural, para que su rigidez entre en acción en el movimiento oscilatorio del modelo en ambos sentidos, tanto cuando éste se desplaza en sentido ascendente como cuando lo hace en sentido descendente. Los ocho muelles, todos iguales entre sí, están situados en paralelo, de forma que la rigidez del conjunto es $8K$, siendo K la constante de rigidez de cada uno de ellos.

En este modelo para ensayos dinámico la escala de longitudes empleada ha sido 1/15 (lo que implica que la escala de masas es 1/225). El modelo ha sido construido en torno a un bastidor de madera convenientemente aligerado, sobre el que se han fabricado los cajones del arco y la celosía que los une con espuma rígida de la utilizada para aislamientos térmicos. El modelo resulta así muy liviano, lo que permite ajustar la masa total a los valores deseados añadiendo masas auxiliares en los extremos.

Para la medición del movimiento oscilatorio vertical del modelo (normal a la corriente incidente), se ha situado sobre el mismo un acelerómetro de miniatura modelo XAV1230 de FGP Sensors & Instruments. De este modo, integrando dos veces la señal medida por dicho acelerómetro se obtiene la historia temporal del desplazamiento vertical del modelo.

La primera frecuencia propia de la oscilación vertical del arco real es de 0.7 Hz. Con el modelo de ensayos dinámicos, una vez fijada la escala de longitudes, y con ella la de masas, se midió que la frecuencia propia del primer modo de oscilación vertical del modelo era de 2.32 Hz (los modos de cabeceo aparecían a frecuencias muy superiores a ésta). En consecuencia, la escala de frecuencias de oscilación ha resultado ser $n_m/n_p = 3.31$, y la escala de velocidades $U_m/U_p = 1/4.5$.

4. ENSAYOS ESTÁTICOS

Con el modelo a escala 1/20 rígidamente unido a la balanza de seis componentes se ha medido la excitación aerodinámica

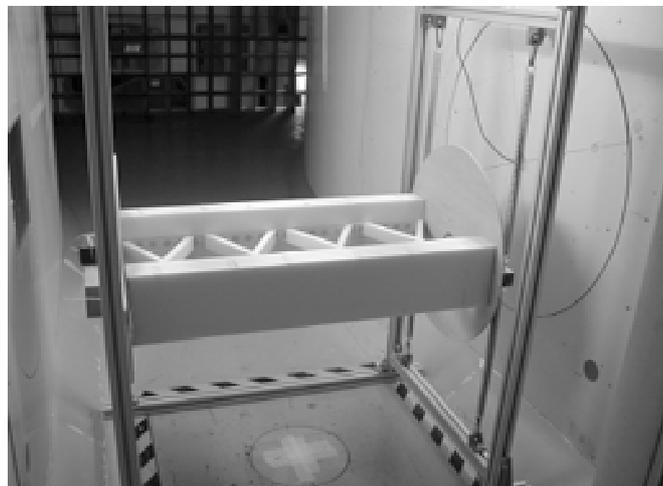


Figura 4. Vista del bastidor con los muelles y del modelo de ensayos dinámico, sin deflectores, situados en la cámara de ensayos del túnel aerodinámico A9.

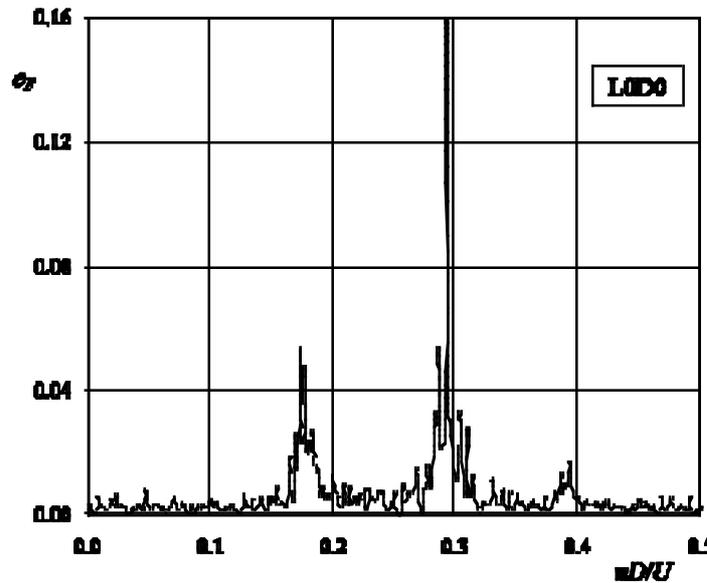


Figura 5. Espectro del coeficiente de fuerza lateral medido en la balanza del túnel A9 para la configuración básica del modelo de ensayos (arco sin añadidos, configuración LOD0).

generada por la calle de torbellinos de Kármán sobre el modelo básico de arco del puente, y la influencia de los diversos elementos añadidos al arco básico para modificar la magnitud de tal excitación. La finalidad de esta serie de ensayos fue evaluar de forma rápida la efectividad de los distintos añadidos, a fin de acotar las configuraciones a considerar en los ensayos dinámicos.

Es evidente que si el modelo de arco se somete a una corriente incidente con la velocidad apropiada (con ángulo de ataque nulo en los ensayos realizados), se forma una calle de torbellinos corriente abajo del puente que en virtud de lo expuesto provoca la aparición de una fuerza alternada, perpendicular al flujo incidente, cuya frecuencia depende en primera aproximación de la velocidad (recuérdese que el número de Strouhal es prácticamente constante) y cuya amplitud depende de la intensidad de los torbellinos desprendidos. Esto es así siempre que la frecuencia de los torbellinos desprendidos sea menor que la primera frecuencia propia del modelo, pues de no ser así podría ocurrir que se produjera el fenómeno de bloqueo de frecuencia antes descrito, siendo en tal caso el propio modelo en vez de la aerodinámica el causante de la frecuencia de desprendimiento. Asegurado que se cumple este requisito, dotando al modelo y a su anclaje a la balanza de la rigidez adecuada para asegurar una primera frecuencia propia lo suficientemente alta, el análisis de la señal de la fuerza de sustentación registrada en la balanza permite determinar, además de la frecuencia propia del modelo, la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos y la magnitud de la carga aerodinámica perpendicular al plano del modelo de arco.

Por ejemplo, en la Figura 5, se muestra la transformada de Fourier de la señal registrada por la balanza en el ensayo de la configuración básica o inicial (segmento de arco sin aditamento alguno, configuración LOD0, según la nomenclatura que se explica en el párrafo siguiente). En la figura se ha representado el módulo de la transformada de Fourier de la fuerza transversal medida (en dirección perpendicular al plano que define el modelo de arco), F , convenientemente adimensionalizada con la presión dinámica de la corriente incidente, $q = \rho U^2/2$, y con BL

como área de referencia, $c_F = F/(qBL)$, donde L es la longitud del modelo. Como se puede observar en el espectro de frecuencias reducidas, nDU , aparecen dos picos en el coeficiente de fuerza lateral c_F claramente diferenciados, uno en torno a 0.3, muy acusado, que corresponde a la primera frecuencia propia del modelo atirantado, y otro que se manifiesta alrededor de 0.18, consecuencia de la calle de torbellinos de Kármán que aparece a sotavento del modelo.

Aunque se ensayaron diferentes elementos con el propósito de romper la coherencia espacial y disminuir la intensidad de los torbellinos de la estela, desde barreras colocadas perpendicularmente a las caras paralelas a la corriente incidente de los cajones del arco hasta deflectores dispuestos cerca de las aristas exteriores de los cajones del arco, los más efectivos resultaron ser los deflectores cuya geometría se muestra en la Figura 6. En estos ensayos, aunque la sección de los deflectores fue la misma en todos los casos, se variaron tanto el número como la posición de los mismos a lo largo del modelo de arco. Los distintos casos de ensayo quedan identificados con el código "LXDY", donde L indica "lado", X representa el número de lados donde van instalados deflectores (puede ser 2 ó 4, correspondiendo el primer caso a deflectores colocados únicamente en las dos aristas de barlovento, y el segundo a deflectores en las dos aristas de barlovento y en las dos de sotavento, Figura 6), D indica "deflector" e Y el número de deflectores equiespaciados situados en cada lado. Así, L2D2 quiere decir deflectores instalados en dos lados del modelo de ensayos, a barlovento, con dos deflectores en cada arista. En total, como se muestra en la Figura 6, fueron ensayadas seis configuraciones distintas.

En la Figura 7 se muestran los resultados correspondientes a cada una de las configuraciones representadas en la Figura 6. Es preciso señalar que estos ensayos se realizaron a una velocidad del flujo incidente menor que la velocidad crítica de resonancia del modelo, para evitar el fenómeno de bloqueo de frecuencia ya descrito. Se puede observar que tanto las amplitudes de ambos picos como la frecuencia de desprendimiento de torbellinos bajan cuando se instalan los deflectores. Es más, cuando el número de deflectores es de tres, prácticamen-

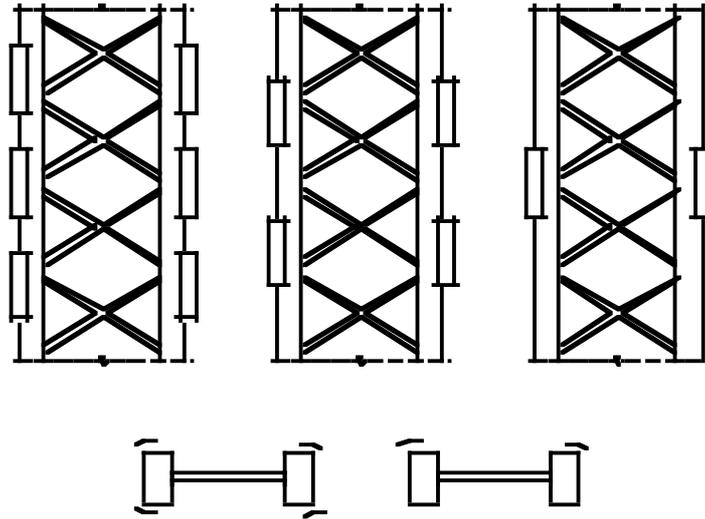


Figura 6. Definición de los casos evaluados en los ensayos con el modelo rígido de arco.

te desaparece el efecto de los torbellinos (desaparece el primer pico) y la amplitud del pico estructural está muy atenuada (compárese el espectro de la Figura 7 para el caso L4D3 con el de la Figura 6, caso L0D0: la amplitud ahora es del orden de la mitad).

Con esta misma configuración de ensayos se llevaron a cabo pruebas adicionales en las que se fue variando la velocidad del túnel con idea de obtener el punto de sintonización (cuando la frecuencia de desprendimiento de torbellinos coincide con la frecuencia estructural), si bien en este caso se probaron únicamente dos configuraciones representativas, sin

deflectores (L0D0) y con tres deflectores en cada una de las cuatro aristas exteriores (L4D3). En la Figura 8 se recogen los resultados obtenidos, pudiéndose apreciar la influencia de los deflectores.

5. ENSAYOS DINÁMICOS

Antes de iniciar los ensayos dinámicos propiamente dichos se procedió a caracterizar el comportamiento oscilatorio del modelo en vacío, es decir, sin ningún tipo de corriente inci-

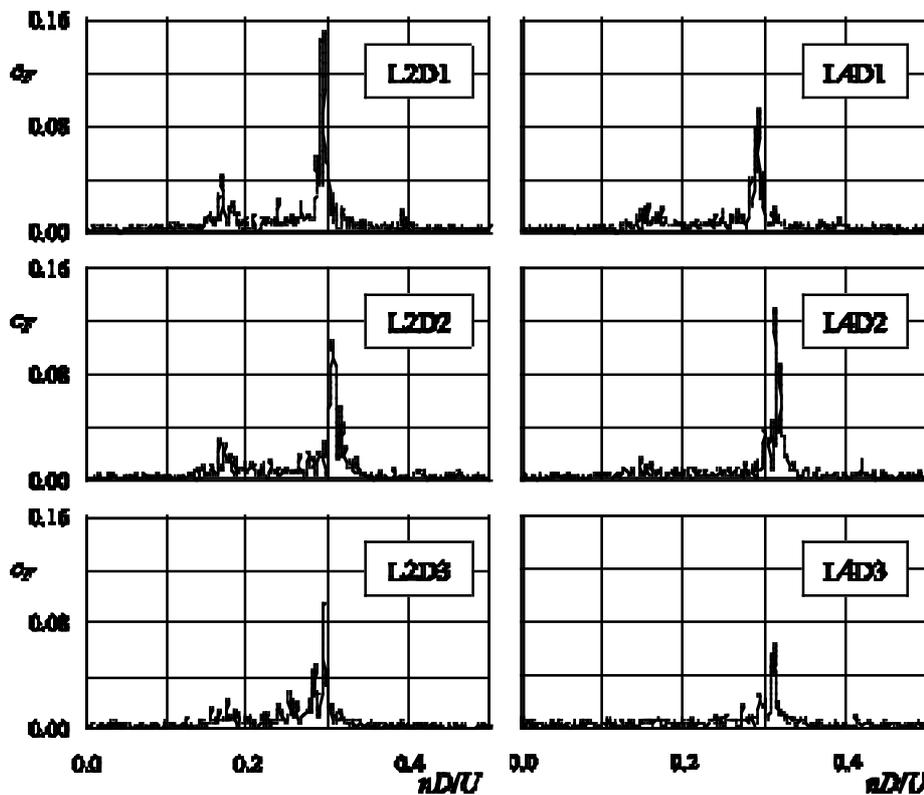


Figura 7. Espectros de frecuencias de la fuerza lateral adimensional medida en la balanza del túnel A9 con el modelo de arco equipado con deflectores. Las etiquetas en los gráficos indican la posición y número de deflectores según se explica en el texto. El primer pico corresponde a la frecuencia de desprendimiento de torbellinos mientras que el segundo corresponde a la frecuencia propia estructural del modelo.

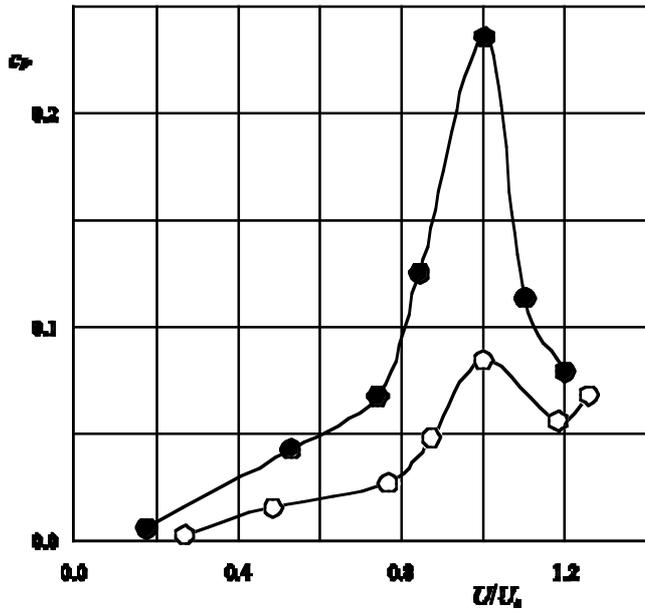


Figura 8. Variación con la velocidad del corriente incidente adimensionalizada con la velocidad de sintonización, U/U_s , de la amplitud adimensional de la fuerza lateral medida en la balanza, cF , para la configuración sin reflectores (L0D0, círculos negros) y con tres deflectores en cada arista (L4D3, círculos blancos). En este caso se ha empleado la presión dinámica de la velocidad de sintonización para adimensionalizar el coeficiente de fuerza.

dente que excitara los modos de vibración lateral. Para ello se separó el modelo de su posición de equilibrio, dándole un pequeño desplazamiento vertical inicial, y se le dejó oscilar libremente. De esta manera, del registro de la historia temporal del desplazamiento del modelo, se determinó la primera frecuencia propia y el amortiguamiento estructural: 2.32 Hz, y 0.5%, respectivamente.

Con la configuración de ensayos inicial o básica (sin añadidos) se midió también la respuesta aeroelástica del modelo para diversos valores de la velocidad de la corriente incidente, partiendo en cada caso del modelo en situación inicial de reposo en la posición de equilibrio estático. En la Figura 9 se muestra, en el entorno de la frecuencia propia del sistema y para distintos valores de la velocidad reducida, la respuesta del modelo una vez alcanzado el estado estacionario. Tal respuesta está caracterizada como la mitad de la amplitud del desplazamiento vertical del puente adimensionalizado con el canto del arco, y/D . La velocidad reducida se define aquí como $U_r = U/(nB)$, donde B es la cuerda de la sección del puente.

Al igual que con el modelo básico (configuración L0D0), se hicieron también ensayos dinámicos con el modelo de arco equipado con deflectores en las cuatro aristas exteriores, configuración L4D3, que resultó ser la más efectiva en los ensayos estáticos. Los ensayos dinámicos realizados con esta configuración fueron del todo análogos a los efectuados con la configuración básica, midiéndose en función del tiempo el desplazamiento vertical del modelo una vez alcanzado el estado estacionario para distintas velocidades de la corriente incidente (Figura 9).

Tras analizar los resultados obtenidos con esta configuración L4D3 se pensó que el efecto atenuador de los deflectores

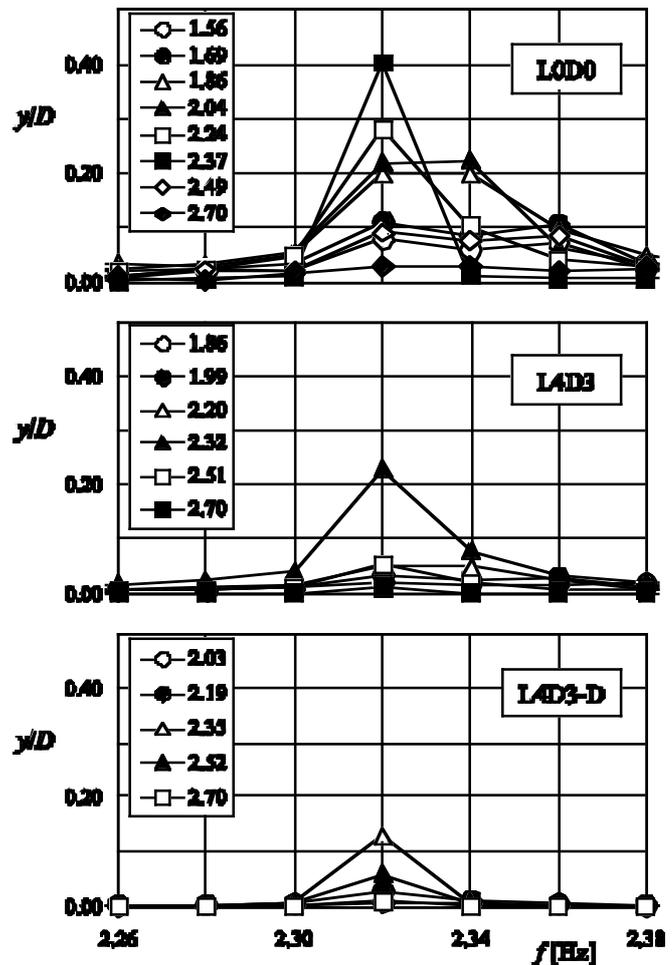


Figura 9. Variación con la frecuencia de oscilación, f , del desplazamiento vertical del puente adimensionalizado con el canto del arco, y/D , para distintos valores de la velocidad reducida $U_r = U/(nB)$, donde U es la velocidad del ensayo, n la frecuencia propia del modelo y B la cuerda de la sección del puente. Los símbolos identifican el valor de la velocidad reducida de acuerdo con la clave incluida en la figura. Resultados correspondientes a las configuraciones L0D0, L4D3 y L4D3-D.

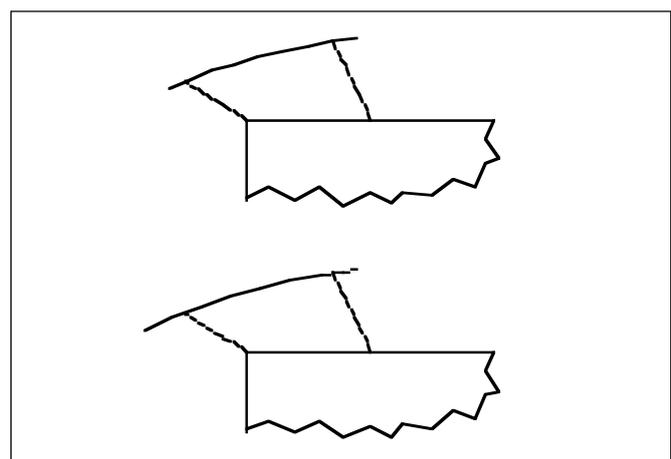


Figura 10. Esquema de la sección de los deflectores correspondiente a la configuración L4D3 (esquema superior) y a la configuración con el deflector adelantado, L4D3-D (esquema inferior).

podía ser incluso mayor si se carenaba todavía más el flujo alrededor del arco, lo que llevó a modificar los deflectores, desplazando las superficies deflectoras hacia el exterior del arco (Figura 10). Con esta nueva configuración (L4D3-D) se repitieron los ensayos dinámicos siguiendo en todo punto el

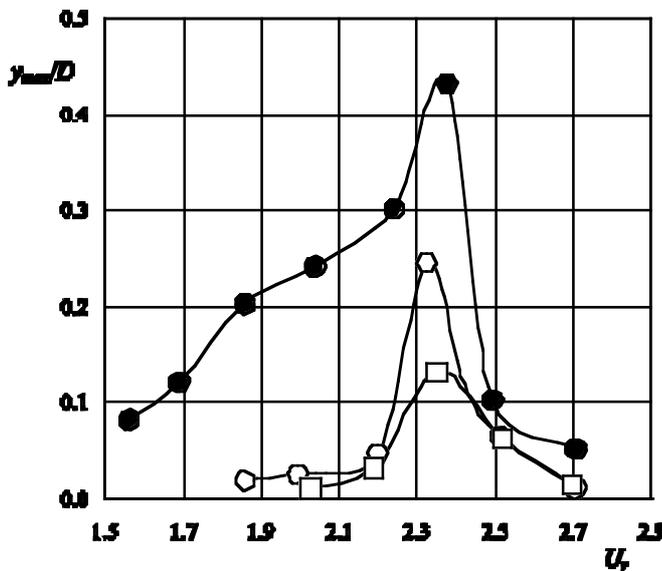


Figura 11. Amplitud adimensional máxima de la oscilación, y_{max}/D , en función de la velocidad reducida, U_r , para las tres configuraciones ensayadas: arco original (configuración L0D0, círculos negros), arco con deflectores en posición nominal (configuración L4D3, círculos blancos), y arco con deflectores en posición adelantada (configuración L4D3-D, cuadrados).

procedimiento descrito para las configuraciones L0D0 y L4D3

A partir de la información recogida en la Figura 9, en la Figura 11 se han representado, para cada una de las tres configuraciones ensayadas (L0D0, L4D3 y L4D3-D) las curvas de variación con la velocidad reducida de los máximos de los desplazamientos adimensionales, y_{max}/D . Como se puede apreciar la resonancia ocurre prácticamente a la misma velocidad reducida en las tres configuraciones (los deflectores no alteran de manera apreciable el número de Strouhal de la sección, que es un parámetro eminentemente geométrico), pero que los deflectores añadidos disminuyen sensiblemente la amplitud máxima de la oscilación, tanto más cuanto más carenada resulta la sección del arco.

6. CONCLUSIONES

Una fuente de inestabilidad aeroelástica que puede afectar a las estructuras esbeltas es el desprendimiento de torbellinos alternados. Las vibraciones inducidas en la estructura por la calle de torbellinos es un problema cuyo tratamiento analítico o numérico resulta ser tremendamente complejo debido a la existencia de estelas turbillonarias, razón por la que, para analizar el problema, se suele recurrir a la experimentación en túneles aerodinámicos mediante modelos a escala. Así ha sido en el caso del arco del puente "Arcos de Alconétar", habiéndose llevado a cabo diversas series de ensayos en túnel aerodinámico para distintas modificaciones de la geometría inicial o básica, con el objetivo de disminuir la amplitud de la oscilación experimentada por la estructura real ante vientos de

intensidad moderada, originada por la calle de torbellinos que aparece a sotavento del cuerpo.

La validez del procedimiento experimental seguido para la medida de las acciones del viento sobre el modelo de arco se fundamenta en el principio de semejanza dinámica de la mecánica de fluidos, que permite establecer las relaciones de escala entre prototipo y modelo, de modo que los resultados adimensionales medidos en túnel son aplicables a la realidad cuando, además de semejanza geométrica, se cumple la igualdad del número de Reynolds y de los parámetros relativos al movimiento de la estructura, más concretamente los que afectan a la masa de la estructura, a su amortiguamiento y a su rigidez, según se ha explicado.

La conclusión del estudio realizado es que el añadido de deflectores a la sección básica del arco (un cambio no estructural) permite mejorar sustancialmente el comportamiento de éste frente a las cargas oscilantes inducidas por vientos de velocidad muy por debajo de la máxima velocidad de diseño considerada, cargas oscilantes que ocurren a frecuencias próximas a las frecuencias propias de la estructura del puente, comprometiendo la integridad del mismo. A la vista de la Figura 11, cabe concluir también que la colocación de deflectores significa no sólo una disminución en la amplitud de las oscilaciones, sino también una disminución en la probabilidad de ocurrencia del fenómeno, pues el intervalo de velocidades críticas es más estrecho.

7. REFERENCIAS

- [1] Llombart, J.A., Revoltós, J., & Couto, S., 2006, Puente sobre el río Tajo, en el embalse de Alcántara ("Arcos de Alconétar"), Hormigón y Acero, No. 242, pp. 5-38.
- [2] Astiz, M.A., 2006, Estudio de las vibraciones en los arcos de Alconétar, Hormigón y Acero, No. 242, pp. 41-50.
- [3] Bisplinghoff, R. L. & Ashley, H., 1962, Principles of Aeroelasticity, Dover Publications, Inc., New York.
- [4] Dyrbye, C. & Hansen, S. O., 1997, Wind Effects on Structures, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- [5] Meseguer, J., Perales, J.M., Sanz, A. y Pindado, S., 2001, Aerodinámica Civil. Cargas de viento en las edificaciones, McGraw Hill/Interamericana de España, S.A.U., Madrid.
- [6] Simiu, S., Scanlan, R. H., 1966, Wind Effects on Structures, John Wiley & Sons Inc, New York.
- [7] Meseguer, J., Perales, J.M., Sanz-Andrés, A. & Pindado, S., 2001, Aerodinámica Civil. Cargas de viento en las edificaciones, McGraw Hill/Interamericana de España, S.A.U., Madrid.
- [8] Meseguer, J. & Sanz-Andrés, A., 2005, Aerodinámica básica, E.T.S.I. Aeronáuticos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

Estudio del comportamiento aeroelástico del puente sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara

Study of the aeroelastic behaviour of the bridge over the Tajo River at the Alcántara Reservoir

Juan Carlos Lancha Fernández⁽¹⁾

Recibido / Received: 31/05/2007
Aceptado / Accepted: 30/08/2007

RESUMEN

El puente sobre el río Tajo en el Embalse de Alcántara experimentó, en una fase inicial de la construcción, cuando la estructura estaba constituida únicamente por el arco exento, varios episodios de vibraciones aeroelásticas inducidas por el desprendimiento de torbellinos.

Se presenta el procedimiento de cálculo dinámico empleado para analizar la estabilidad de la estructura, durante sus fases constructivas y en servicio, frente a dicha acción. El procedimiento parte de la formulación contenida en el Eurocódigo para el análisis de este fenómeno, para extraer de ella un conjunto de cargas armónicas con las que se aborda un análisis, en el dominio de la frecuencia, de las diferentes estructuras parciales presentes en el proceso constructivo así como la estructura final en servicio.

Palabras clave: desprendimiento de torbellinos, análisis armónico, vibraciones aeroelásticas, puente arco, cálculo dinámico, cargas de viento.

SUMMARY

The bridge over the Tajo River at the Alcántara Reservoir experienced, in an initial phase of the construction, when the structure was only constituted by the arch, several episodes of vibrations induced by vortex shedding.

This article describes the dynamic calculation procedure employed to analyze the stability of the structure subjected to this action, during their constructive phases and later in service. The procedure starts at the formulation contained in the Eurocode for this phenomenon, extracting of it a set of harmonic loads with those an analysis in the frequency domain, of the different partial structures present in the constructive process and of the final structure, is done.

Key words: vortex shedding, harmonic analysis, aeroelastic vibrations, arch bridge, dynamic analysis, wind loads.

⁽¹⁾ Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. UPC. Oficina Técnica OHL, S.A.

Persona de contacto / Corresponding author: jclancha@ohl.es



Figura 1. El puente sobre el Río Tajo en el Embalse de Alcántara.

1. INTRODUCCIÓN

Tras la aparición de las primeras vibraciones, por desprendimiento de torbellinos sobre el arco exento en construcción, se hizo necesario realizar un análisis detallado de la respuesta de la estructura ante este tipo de excitación aerodinámica, a fin de garantizar la estabilidad de la obra, tanto durante las restantes fases constructivas como en la configuración actual de la estructura en servicio. A tal efecto se desarrolló un procedimiento de análisis específico. El presente artículo describe dicho procedimiento de cálculo.

El procedimiento de cálculo empleado, parte de la formulación contenida en el Eurocódigo [3] para este fenómeno, haciendo sobre ella un ejercicio de ingeniería inversa, previo a un análisis armónico de la estructura en el dominio de la frecuencia.

Para ello se propone una formulación que determina una presión armónica de viento, específica para cada elemento del puente, en función de sus propiedades aerodinámicas, de la velocidad del viento actuante y de las frecuencias de vibración de la estructura completa. Por otro lado, la modelización explícita de todos los elementos estructurales permite recoger adecuadamente todas las fuerzas de rigidez, inercia y viscosidad que se oponen a las vibraciones, con sus valores reales en cada uno de los elementos del puente.

2. LA ESTRUCTURA Y EL FENÓMENO VIBRATORIO OCURRIDO

El puente está constituido por dos estructuras gemelas. Cada una de ellas consiste en un arco metálico de tablero superior con una luz de 220 m y 42.5 m de flecha.

Los arcos tienen una sección en doble cajón rectangular, arriostrados entre sí. Están empotrados en arranques y su canto varía de 3.2 m en la base hasta 2.2 m en la clave.

Todos los pilares, de acero sobre el arco y de hormigón sobre laderas, tienen también sección de doble fuste rectangular y están situados longitudinalmente cada 26 m.

Cada uno de los tableros, con un ancho de 13.5 m y un canto de 2.0 m, está constituido por una losa de hormigón conectada a dos nervios de acero de sección trapecial.

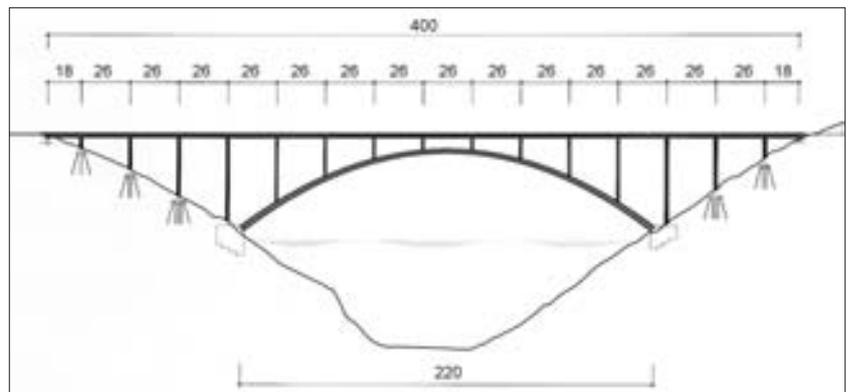


Figura 2. Esquema estructural del puente.

El artículo [1] de J.A. Llombart, J. Revoltós y S. Couto, contenido en el número 242 de esta misma revista, describe exhaustivamente esta singular obra y su particular proceso constructivo.

Así mismo, el artículo [2] de M.A. Astiz en ese mismo número detalla la naturaleza del fenómeno, los ensayos realizados en túnel de viento y las soluciones estudiadas, y finalmente adoptadas, para resolver el problema de las vibraciones.

No se abundará, por tanto, más sobre estos aspectos en el presente artículo; remitiendo, al lector interesado, a los citados artículos como lectura previa a éste.



Figura 3. Detalle de la sección transversal.

3. DIFICULTADES EN LA APLICACIÓN DE LA FORMULACIÓN DEL EUROCÓDIGO Nº1 AL PUENTE EN CONSTRUCCIÓN Y EN SERVICIO

El Eurocódigo [3] propone la expresión (1) para el cálculo de la amplitud máxima de vibración producida por desprendimiento de remolinos cuando una estructura es excitada por viento a su velocidad crítica.

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (1)$$

La expresión (1), presenta serias dificultades para su aplicación rigurosa a una estructura compleja, dado que en ella la amplitud de vibración máxima $y_{F,max}$ depende, además de la dimensión característica de la estructura en la dirección normal a la corriente b , de diferentes parámetros de difícil determinación y que podemos agrupar en tres tipos:

3.1. Constantes aerodinámicas que sólo dependen de la geometría de la sección

Es el caso de St y c_{lat} . Su determinación en ausencia de ensayos en modelo físico es muy difícil, especialmente en el caso del coeficiente de empuje lateral c_{lat} .

En el caso del número de Strouhal, St , la variación es más pequeña que para c_{lat} , pero interviene al cuadrado en la amplitud. De otro lado, si bien son conocidas formulaciones sencillas para los casos geoméricamente triviales (círculos, rectángulos,...), no es el caso de la sección en doble cajón del arco y las pilas, en las que la interacción entre ambos cajones tiene efectos de difícil predicción por tablas o cálculo.

3.2. Parámetros que caracterizan el modo de vibración de la estructura y la posición de la zona activa de torbellinos dentro de dicha forma modal

Es el caso de los coeficientes K y K_w .

K caracteriza la forma modal, el Eurocódigo propone para este parámetro valores entre 0.10 y 0.13, según se trate de ménsulas, vigas biapoyadas, biempotradas... En un caso general tiene un procedimiento de cálculo laborioso (24), pero un rango de incertidumbre relativamente pequeño.

K_w mide la distribución de la longitud de correlación en la forma modal, y por tanto la mayor o menor efectividad de la excitación del viento sobre la deformada modal, y también puede estimarse con facilidad mediante fórmulas aproximadas o calcularse con precisión (24) a partir de la forma modal considerada mediante el empleo de un software específico.

3.3. Variables que miden la resistencia de la estructura a la excitación aerodinámica

La formulación (1) del Eurocódigo incorpora a través de un único parámetro, el número de Scruton, Sc , los dos elementos

que se oponen al crecimiento por resonancia de la amplitud de vibración: la inercia y el amortiguamiento estructural.

$$Sc = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{ie}}{\rho \cdot b^2} \quad (2)$$

En la expresión (2) la inercia está representada por la relación entre la masa vibrante por unidad de longitud m_{ie} y una medida de la masa de aire por unidad de longitud $\rho \cdot b^2$. El amortiguamiento estructural se representa mediante el decremento logarítmico δ_s .

El número Sc es la variable fundamental que controla la amplitud de vibración esperable y es la más difícil de determinar para una estructura construida con diferentes materiales. Sc puede adoptar valores muy diferentes en los diversos elementos que componen la estructura, debido a las diferentes densidades y amortiguamientos de los respectivos materiales empleados, difíciles por tanto de conciliar en un único parámetro válido para toda la estructura.

4. APLICACIÓN A LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

Cuando se pretende aplicar un procedimiento tan simplificado como el de la expresión (1) a una estructura compleja como el puente del embalse de Alcántara, se deben adoptar unos valores de compromiso para todos sus parámetros, ya que todos ellos adoptan valores diferentes en las diferentes zonas del puente, que vibran de forma conjunta y acoplada excitadas por el desprendimiento de torbellinos.

El problema es que la variación de los parámetros esenciales es muy grande entre unos elementos y otros, dentro del puente. Así por ejemplo, St pasa de 0.15 en arco y pilas a 0.12 para el tablero; el amortiguamiento pasa del rango del 0.3% del crítico en los elementos de acero, al rango del 1% al 2% del crítico en los elementos de hormigón armado e incluso depende fuertemente del nivel de deformación en elementos como los apoyos de neopreno y teflón; el canto b , que interviene linealmente en la amplitud $y_{F,max}$, también tiene variaciones importantes entre el 1.50 m de las pilas metálicas y los 2.40 m del arco. La variación de la masa por unidad de longitud m_{ie} es aún mayor, en una estructura que mezcla elementos de hormigón, elementos de acero y elementos mixtos.

La fórmula del Eurocódigo [3] es adecuada para representar el comportamiento de estructuras sencillas (mástiles, vigas simples, ménsulas,...), pero para poder abordar con cierto rigor el análisis de la respuesta de estructuras como el puente completo, que combinan diferentes elementos susceptibles de excitación aeroelástica interactuando entre sí, es preciso emplear un procedimiento de cálculo más detallado. Éste debe contemplar de forma explícita tanto las características de la excitación producida sobre los diversos elementos para una determinada velocidad de viento, como la distribución real de masa, rigidez y amortiguamiento en la estructura, así como la respuesta más o menos resonante de las diferentes partes sometidas a una misma velocidad de viento, que varía en diferente medida sobre la crítica para sus respectivas secciones.

Dicho método ha de ser necesariamente dinámico, pudiendo resolverse el problema en el dominio del tiempo o en el de la frecuencia.

Mediante un análisis transitorio (en el dominio del tiempo) puede obtenerse información de toda la secuencia de vibración, desde su inicio hasta alcanzar el valor máximo de amplitud en el que se estabiliza el fenómeno convirtiéndose en estacionario. No obstante, dicho método es muy costoso desde el punto de vista del cálculo, ya que para resolver adecuadamente la integración temporal en un problema de resonancia con un amortiguamiento muy bajo, como el que nos ocupa, son necesarios una gran cantidad de pasos de integración, del orden de varios cientos por periodo, sobre un número muy elevado de periodos.

También puede obtenerse directamente la respuesta estructural estacionaria final, mediante un análisis armónico en el dominio de la frecuencia, empleando variable compleja; éste es el tipo de análisis que se ha elegido.

5. ANÁLISIS ARMÓNICO DEL FENÓMENO DE LA RESONANCIA

En el análisis armónico se asume que todos los puntos de la estructura, una vez alcanzada la situación estacionaria, vibran con la misma frecuencia ω , que además coincide con la frecuencia de todas las cargas aplicadas, que deben ser funciones también armónicas.

Es decir, si la variación temporal de todas las cargas actantes sobre la estructura puede expresarse como

$$\{f(t)\} = (\{f_R\} + i\{f_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (3)$$

Entonces, una vez alcanzada la situación estacionaria, la variación temporal del vector de desplazamientos nodales puede expresarse como

$$\{u(t)\} = (\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (4)$$

Es decir, para un determinado grado de libertad j del modelo, la evolución temporal de los desplazamientos en dicho punto puede caracterizarse mediante su valor máximo y un ángulo de desfase ϕ , de forma más compacta, mediante las partes real e imaginaria de un número complejo en la forma

$$\begin{aligned} u_j^r(t) &= u_{\max}^j \cdot e^{i(\omega t + \phi^j)} = u_{\max}^j (\cos \phi^j + i \cdot \sin \phi^j) \\ u_j^i(t) &= (u_R^j + i \cdot u_I^j) \cdot e^{i\omega t} \end{aligned} \quad (5)$$

Debe notarse que tanto el valor máximo del desplazamiento u_{\max}^j como el ángulo de desfase ϕ^j pueden adoptar un valor diferente en cada uno de los puntos de la estructura.

Derivando con respecto al tiempo en (4) se obtiene el vector de velocidades como

$$\{\dot{u}(t)\} = i\omega \cdot (\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (6)$$

Y volviendo a derivar se obtiene el vector de aceleraciones como

$$\{\ddot{u}(t)\} = -\omega^2 \cdot (\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (7)$$

En estas condiciones la expresión matricial de la ecuación general de la dinámica

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{f\} \quad (8)$$

puede reescribirse, sustituyendo (3), (4), (6) y (7) en (8), como

$$([K] - \omega^2[M] + i\omega[C])(\{u_R\} + i\{u_I\}) \cdot e^{i\omega t} = (\{f_R\} + i\{f_I\}) \cdot e^{i\omega t} \quad (9)$$

Eliminando de ambos miembros de (9) la dependencia armónica del tiempo, recogida en el término exponencial, la ecuación general (8) queda reducida a

$$([K] - \omega^2[M] + i\omega[C])(\{u_R\} + i\{u_I\}) = (\{f_R\} + i\{f_I\}) \quad (10)$$

En (10) u_R y u_I son la parte real e imaginaria del campo de desplazamientos y f_R y f_I las partes real e imaginaria de las acciones.

Se trata pues de un único sistema de ecuaciones lineales en variable compleja, que puede resolverse, una vez fijado un valor para la frecuencia ω , de forma rápida en un solo paso. Además la expresión (10) permite representar adecuadamente tanto la distribución de rigidez $[K]$, masa $[M]$ y amortiguamiento $[C]$ de todos los elementos que componen la estructura, como la distribución de las diferentes acciones $\{f\}$ que excitan dichos elementos.

La ecuación (10) requiere, no obstante, que todas las acciones sobre la estructura sean armónicas de frecuencia ω , hecho que inicialmente no se da en el puente, puesto que hay diferencias notables en el número de Strouhal de los diferentes elementos que lo componen; en el siguiente punto se describe la idealización de las acciones realizada para poder tratarlas todas como armónicas de frecuencia ω .

6. OBTENCIÓN DE LA PRESIÓN ARMÓNICA DE VIENTO EQUIVALENTE

Para poder aplicar la formulación del Eurocódigo [3] en un cálculo armónico es necesario obtener, a partir de la amplitud máxima $y_{F,\max}$ dada por la ecuación (1) una presión armónica equivalente a efectos dinámicos.

Para ello, en primer lugar, se asume que, una vez alcanzado el bloqueo y la estacionaridad del fenómeno vibratorio, la vibración de la estructura "fuerza" el desprendimiento de los torbellinos en todas las zonas donde estos son activos (longi-

tudes de correlación), de forma que la acción de viento se comporta como armónica de una frecuencia ω igual a la de vibración de la estructura en estas zonas.

Se asume además, que la excitación dinámica del viento sobre, por ejemplo, un tramo del tablero del puente, que vibra en el sentido vertical, es la misma tanto si dicho tramo de puente está soportado elásticamente sobre el sistema de pilas y arcos como si estuviera apoyado sobre pilas convencionales, con la única condición de que la forma de la deformada, la amplitud de la misma y la frecuencia propia sean iguales. Es decir, se asume que localmente el fenómeno es independiente del resto de la estructura, salvo por los condicionantes de deformabilidad, inercia y amortiguamiento que el resto de la estructura induce en cada uno de sus elementos aislados.

Finalmente, se asume que el fenómeno aerodinámico es independiente, desde el punto de vista de la mecánica del fluido, en cada zona de la estructura sometida a torbellinos activos. Es decir, que se asume que los torbellinos desprendidos en la pila 4 sólo se afectan por los desprendidos en la pila 13 a través de los condicionantes que el movimiento de la pila 4 induce en el movimiento la pila 13 y viceversa. Esta hipótesis puede considerarse válida en una estructura de grandes dimensiones (cientos de metros) en comparación con la dimensión característica del fenómeno de desprendimiento de torbellinos (unos pocos metros).

Hechas estas hipótesis, se puede descomponer la ecuación (1) mediante su aplicación a un caso sencillo: la viga biapoyada de sección constante, al que después se asimilarán, desde el punto de vista de la excitación aeroelástica, todos los demás casos presentes en la estructura completa.

6.1. Máxima amplitud según Eurocódigo para el caso de viga biapoyada

Para el caso de la viga biapoyada de sección constante, la masa modal equivalente m_{ie} coincide con la masa por unidad de longitud m .

El coeficiente K dado por el Eurocódigo [3] para el caso de viga biapoyada es igual a 0.1

El coeficiente K_w viene en este caso dado por

$$K_w = \cos \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(1 - \frac{L_j/b}{\lambda} \right) \right] \quad (11)$$

Teniendo en cuenta que λ es el la esbeltez (l/b), que el $\cos(\pi/2-x)$ es igual al $\sin(x)$ y que es posible considerar sólo el primer término del desarrollo en serie de la función seno (dado que, al estar formado el puente por elementos esbeltos, L_j es pequeño comparado con l), esta expresión puede aproximarse como

$$K_w \approx \frac{\pi}{2} \cdot \frac{L_j}{l} \quad (12)$$

El decremento logarítmico de la amplitud para un sistema de un grado de libertad viene dado por

$$\delta = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (13)$$

Que para valores pequeños del amortiguamiento ξ , puede expresarse como

$$\delta = 2\pi\xi \quad (14)$$

Introduciendo este valor del decremento logarítmico en la expresión (2) del número de Scruton, S_c , y sustituyendo éste y el resto de los parámetros anteriormente citados por sus valores particulares para el caso de la viga biapoyada, obtenidos anteriormente, podemos reescribir la expresión general (1) del Eurocódigo [3] como se recoge en la expresión (15), válida para el caso de viga biapoyada.

$$y_{r,m} = \frac{c_{we}}{80 \cdot S_c^2} \cdot \frac{L_j}{l} \cdot \frac{\rho \cdot b^3}{\xi \cdot m} \quad (15)$$

6.2. Máxima amplitud de vibración de una viga biapoyada sometida a carga armónica

Para una viga biapoyada de sección constante con rigidez EI , masa por unidad de longitud m y luz l , las frecuencias propias de vibración f_i vienen dadas por

$$f_i = \left(\frac{i}{l} \right)^2 \cdot \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (16)$$

Despejando en (16) es posible expresar la rigidez de la viga EI , en función de su primera frecuencia propia f , como se recoge en la expresión (17)

$$EI = \frac{4}{\pi^2} f^2 \cdot l^4 \cdot m \quad (17)$$

En el caso de una viga biapoyada sometida a una excitación armónica, inducida por desprendimiento de torbellinos, para una velocidad de viento igual a la crítica correspondiente a su sección transversal, una vez alcanzado el bloqueo y la situación estacionaria la acción es una presión armónica, que llamaremos Q_{Crit} , actuando de forma sincronizada sobre una longitud L_j de la zona central de la viga.

El Eurocódigo acota los valores de la longitud efectiva de correlación L_j entre un mínimo de $6b$ y un máximo de $12b$. Estos valores son notablemente inferiores al de la luz de los elementos principales del puente, cuyas luces (entre puntos de momento nulo) están en el entorno de los 100 m tanto en el arco como en el tablero, para cantos, b , en el entorno de los 2.0 m (tablero) a 2.5 m (arco), que conducen a valores de la luz l en el entorno de $40b$ a $50b$; es decir que L_j adopta valores entre 4 y 8 veces inferiores a la luz l .

Puede asumirse por tanto, en el caso de estructuras esbeltas como el puente, que L_j es pequeña comparada con la luz l . En

estas condiciones, la flecha dinámica máxima que tendrá dicha viga puede aproximarse por la recogida en la ecuación (18), en la que ξ es la fracción del amortiguamiento crítico.

$$y_{f,max} = \frac{1}{2\xi} \frac{Q_{Cv} \cdot L_j \cdot P}{48 \cdot EI} \quad (18)$$

Si se sustituye en (18) la rigidez EI por su valor en función de f según la ecuación (17), es posible escribir la máxima flecha de viga biapoyada, sometida a una presión armónica Q_{Crit} actuando a su primera frecuencia propia ξ , como se recoge en la ecuación (19).

$$y_{f,max} = \frac{\pi^2}{384} \frac{L_j}{l} \cdot \frac{Q_{Cv}}{f^2 \cdot \xi \cdot m} \quad (19)$$

6.3. Presión armónica crítica en función de la frecuencia de vibración de la estructura

Igualando el valor de la amplitud $y_{f,max}$ obtenido en el apartado 6.1 a partir de la formulación (1) del Eurocódigo [3], con el valor obtenido en el apartado 6.2 a partir del cálculo de una viga biapoyada sometida a carga armónica Q_{Crit} , es posible despejar el valor de dicha presión armónica crítica, resultando

$$Q_{Cv}(f) = \frac{24}{5\pi^2} \cdot \frac{c_{lat}}{St^2} \cdot \rho \cdot b^3 \cdot f^2 \quad (20)$$

En esta expresión, el número de Strouhal St y el coeficiente de empuje lateral c_{lat} pueden obtenerse aplicando las expresiones simplificadas del Eurocódigo [3] o, mejor, mediante ensayos específicos sobre las diferentes secciones presentes en la estructura; ρ representa la densidad del aire, de valor 1.25 kg/m^3 ; b es la dimensión principal de cada elemento en la dirección normal a la corriente, es decir, el canto de cada elemento en el caso del puente y f es la frecuencia de la vibración en Hz.

Lo realmente interesante de la expresión de Q_{Crit} dada por (20), es que en ella no intervienen los dos parámetros que representan la resistencia de la estructura al fenómeno de amplificación dinámica, la masa m_{je} y el amortiguamiento ξ , y que son los que controlan directamente la amplitud de las vibraciones producidas. Esto permite incluir estos dos parámetros esenciales, con sus valores específicos para cada uno de los elementos estructurales, en el modelo global de cálculo, desacoplándolos de la excitación.

6.4. Presión armónica equivalente en función de velocidad del viento

La expresión (20) de Q_{Crit} es la máxima presión posible, y es válida sólo para el caso de que la velocidad del viento sea igual a la velocidad crítica u_{Crit} de la sección transversal del elemento considerado, controlada por su canto b y su número de Strouhal St . Evidentemente, en el caso de una estructura como el puente, en la que existen secciones muy diferentes en tamaño y forma, y por tanto con velocidades críticas u_{Crit} muy

diferentes, no existe ninguna velocidad de viento u que, dada una frecuencia propia de vibración de la estructura f_j , sea simultáneamente crítica para todos los elementos de la estructura.

En realidad, para una velocidad de viento cualquiera u , la estructura alcanzará un estado estacionario de vibración a una frecuencia f , que corresponderá con una de sus frecuencias propias f_j ; y sobre cada uno de los elementos estructurales que la componen actuará una presión armónica equivalente Q_{Eqv} que dependerá de la diferencia entre la velocidad del viento u y la velocidad crítica u_{Crit} a la frecuencia f para la sección de dicho elemento. Dicha dependencia puede expresarse a través de un coeficiente β , función de dicha relación de velocidades, en la forma

$$Q_{Eqv}(u, f) = Q_{Cv}(f) \cdot \beta \left(\frac{u}{u_{Cv}(f)} \right) \quad (21)$$

Dado que en un análisis armónico existe una relación lineal entre las cargas y los desplazamientos, dicha función β puede obtenerse de un ensayo en modelo físico de la respuesta aerodinámica de la sección transversal de cada elemento, para velocidades diferentes a la crítica para dicha sección, a una frecuencia dada, ya que la relación entre las amplitudes $Y/Y_{Máx}$ para diferentes velocidades será también la relación β entre las presiones armónicas actuantes a dichas velocidades y frecuencias. En el caso del puente dicha función se obtuvo de los ensayos realizados en modelo físico, resultando la recogida en la Figura 4. La función β (igual a $Y/Y_{Máx}$) es, lógicamente, muy diferente en el caso de la sección del arco sin deflectores o las pilas, que presentan un acusado efecto de bloqueo, del caso de la sección del arco modificado con deflectores, en el que la posibilidad de bloqueo es muy limitada. Éste es el factor que más incide en la reducción de las vibraciones producida tras la colocación de los deflectores.

Así pues, introduciendo el valor de la presión crítica Q_{Crit} dado por la expresión (20) en la expresión (21) se llega a la expresión (22), que proporciona directamente la presión armónica equivalente Q_{Eqv}^j que debe considerarse actuando sobre cada elemento j de la estructura cuando la velocidad del viento sea u y la estructura esté vibrando a una frecuencia f .

$$Q_{Eqv}^j(u, f) = \frac{24}{5\pi^2} \cdot \frac{c_{lat}^j}{St_j^2} \cdot \rho \cdot b_j^3 \cdot f^2 \cdot \beta \left(\frac{u}{u_{Cv}^j(f)} \right) \quad (22)$$

Esta presión Q_{Eqv}^j tiene unidades de fuerza por unidad de longitud del elemento considerado, y debe aplicarse extendida en una longitud L_j obtenida, según la formulación del Eurocódigo [3], en función de la amplitud máxima resultante en dicho elemento.

Esta dependencia de L_j con la amplitud obliga a realizar el cálculo de forma iterativa, fijando un valor inicial de L_j para cada zona j de la estructura y modificándolo después de realizado el análisis armónico y obtenida la máxima amplitud en dicha zona. Este proceso de iteración se repite hasta que todas las longitudes L_j obtenidas en las diferentes zonas j de la estructura después de una iteración, coincidan con las

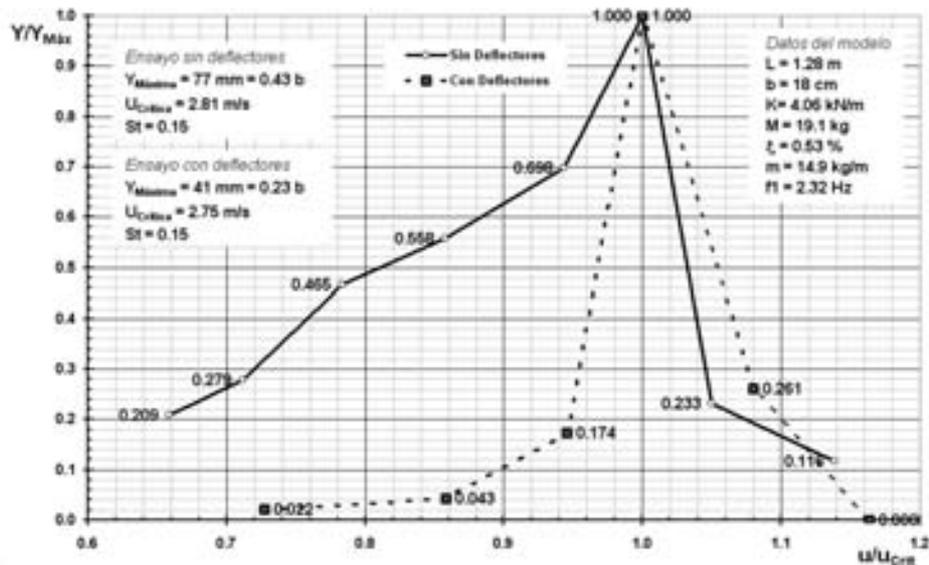


Figura 4. Resultados del ensayo en túnel de viento.

consideradas para definir las cargas en dicha iteración. En el apartado 8.4 se dan algunos detalles más de este proceso iterativo.

7. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS AERODINÁMICOS DE LA SECCIÓN DEL ARCO A PARTIR DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO EN EL TÚNEL DE VIENTO

Las propiedades mecánicas fundamentales del modelo físico y los resultados obtenidos del ensayo en el túnel de viento se recogen en la Figura 4.

Del ensayo en túnel de viento, además del mencionado coeficiente β que recoge la Figura 4, se obtienen fundamentalmente los coeficientes de empuje lateral c_{lat} y el número de Strouhal St .

7.1. Número de Strouhal St

El número de Strouhal se calcula de forma inmediata, a partir de su definición, para la velocidad de viento en la que se producen las máximas amplitudes. Resultando $St = 0.15$, tanto para la sección del arco sin deflectores como para la sección modificada con los deflectores.

7.2. Coeficiente de empuje lateral c_{lat}

Para la obtención del coeficiente de empuje lateral a partir de los resultados del ensayo, se pueden emplear dos procedimientos.

El primero, que es el más consistente con la posterior aplicación de dicho coeficiente en los cálculos, consiste en obtener dicho coeficiente aplicando la misma fórmula que se empleará después al cálculo del puente, es decir la expresión (20) obtenida en 6.3, a la presión armónica equivalente en las

condiciones del ensayo. Para ello en primer lugar hay que obtener el valor de dicha presión en el ensayo.

Dado que el modelo ensayado es un sistema de un grado de libertad, la máxima amplitud dinámica en función de dicha presión será

$$y_{F,max} = \frac{1}{2\xi} \frac{Q_{Crít} \cdot L}{K} \quad (23)$$

Introduciendo los datos del ensayo, recogidos en la figura 4, dentro de la expresión (23) se llega a una presión armónica equivalente $Q_{Crít} = 2.59 \text{ N/m}$. A partir de este valor de $Q_{Crít}$ es posible despejar directamente c_{lat} en la expresión (20), resultando $c_{lat} = 3.05$.

El segundo procedimiento, más consistente con la expresión directamente contenida en el Eurocódigo [3], es entrar directamente en la expresión (1) con valor de la amplitud máxima $Y_{F,max}$ obtenida en el ensayo. Para ello es necesario determinar el valor de los coeficientes K y K_w en las condiciones del ensayo. Dado que en las condiciones del ensayo tanto L_j como l coinciden con la longitud del modelo, ambos coeficientes adoptan los valores triviales

$$K = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{l_j} |\Phi_{i,j}(s)| ds}{4\pi \cdot \sum_{j=1}^n \int_{l_j} |\Phi_{i,j}^2(s)| ds} = \frac{1}{4\pi} \quad (24)$$

$$K_w = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{l_j} |\Phi_{i,j}(s)| ds}{\sum_{j=1}^n \int_{l_j} |\Phi_{i,j}(s)| ds} = 1$$

Introduciendo estos valores, junto con el resto de los datos del ensayo en la expresión (1) se llega a un valor de

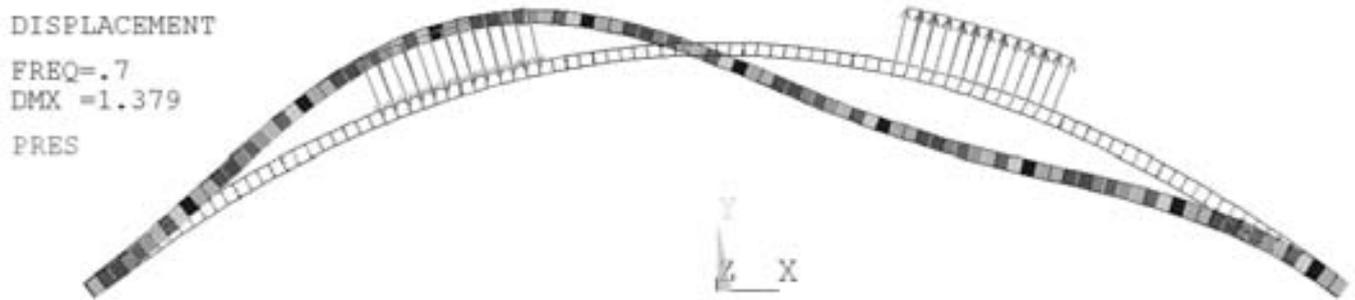


Figura 5. Vibraciones en el arco exento sin deflectores.

$c_{lat} = 3.00$. Dicho valor concuerda sensiblemente con el obtenido a partir de la expresión (20), lo que avala la validez de la misma.

8. RESULTADOS OBTENIDOS PARA ARCO EXENTO

El primer análisis realizado es la situación de arco exento sin deflectores, a fin de comparar el resultado obtenido con el procedimiento de cálculo anteriormente descrito, con las vibraciones realmente observadas en el arco.

Para realizar este cálculo se emplean los siguientes parámetros:

8.1. Propiedades mecánicas del arco

La masa y rigidez están perfectamente definidas en una estructura de este tipo (arco de acero); para introducirlas en los cálculos simplemente se adoptan, en cada sección del modelo, sus propiedades mecánicas reales.

En cuanto al amortiguamiento ξ se considera un 0.14% del amortiguamiento crítico a la frecuencia de 0.7 Hz, valor obtenido del ensayo de suelta súbita de peso sobre arco exento.

Este valor es conservador, dado que en el ensayo de suelta de peso la amplitud de las oscilaciones del arco es muy pequeña, conduciendo a un valor del amortiguamiento mínimo. Para las oscilaciones producidas por el viento la carrera de tensiones y deformaciones del arco fue mucho mayor, y en estas condiciones es esperable un nivel de amortiguamiento mayor, entre el 0.20% y el 0.40% del crítico.

8.2. Cargas

Las cargas quedan definidas mediante la aplicación de la expresión (20) con los siguientes parámetros, obtenidos del ensayo en túnel de viento, $St = 0.15$, $c_{lat} = 3.00$, $b=2.40$ m, $f=0.70$ Hz. Resultando una presión de viento $Q_{crit} = 1.72$ kN/m.

8.3. Resultado

El análisis armónico de la situación de arco exento, aplicando el procedimiento descrito en el apartado 5, conduce al

resultado de la Figura 5, con una amplitud máxima de 1.38 m en la zona de riñones.

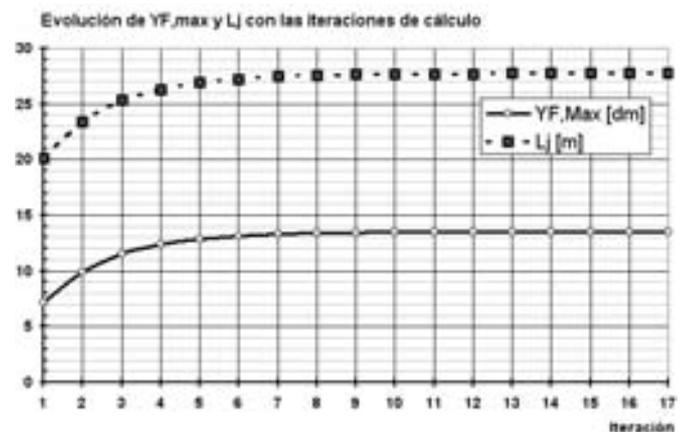
Dado que $St = 0.15$ y que el canto medio del arco en la zona de desprendimiento activo de torbellinos es $b = 2.40$ m, la velocidad crítica de viento para la que se produciría esta amplitud es de 11.2 m/s, es decir, unos 40 km/h.

Cabe señalar que los 1.38 m son la máxima flecha posible, es decir, requiere que el viento sople de forma mantenida, sin turbulencia alguna, a la velocidad crítica de la sección del arco (40 km/h).

El hecho de que el viento en los días en que sucedió el fenómeno fuera de inferior velocidad, más próxima a los 30 km/h según las estimaciones realizadas, y el hecho de que el 0.14 % del crítico sea un valor conservador del amortiguamiento, en realidad debe ser más alto para oscilaciones del arco en el entorno de amplitudes del metro, explican que las oscilaciones apreciadas fueran inferiores a este máximo “de cálculo”.

8.4. Evolución de L_j en el proceso iterativo

Como curiosidad, la Figura 6 recoge la evolución de $y_{F,max}$ y L_j en el proceso iterativo necesario para realizar el cálculo descrito. Como puede observarse se necesitan unas 10 iteraciones para alcanzar el valor definitivo correcto de ambos parámetros.

Figura 6. Convergencia de L_j .

9. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LAS SITUACIONES DE CONSTRUCCIÓN Y SERVICIO

En colaboración con los proyectistas y la asistencia técnica a la dirección de obra se determinaron 7 fases (o estructuras parciales) por las que atravesaría el arco durante el proceso constructivo y que podían ser susceptibles de sufrir vibraciones aeroelásticas. Estas fases incluyen la consideración de grúas y elementos auxiliares de construcción, y en el modelo se detalló su influencia en tanto a como modifican la masa y la rigidez de la estructura, añadiendo los correspondientes elementos y masas a los modelos que representaban cada fase de construcción.

Estas siete fases, unidas a la fase inicial de arco exento y a la situación final de estructura en servicio (fase 9) constituyen las **9 fases analizadas**.

Para cada una de las fases elegidas se determinaron todos los modos de vibración posibles con frecuencias por debajo de los 2 Hz; frecuencias superiores a los 2 Hz requerirían vientos constantes de más de 70 km/h lo cual es totalmente improbable fuera de un túnel de viento.

Cada uno de esos modos de vibración se identificó como una situación de cálculo, identificándose un total de **24 situaciones** de cálculo.

Para cada una de estas 24 situaciones de cálculo se realizó la siguiente secuencia de análisis:

9.1. Identificación de las regiones activas a los efectos de desprendimiento de torbellinos

A la vista de la forma modal correspondiente a cada situación de cálculo se identifican en ella las diferentes regiones activas y sus correspondientes antinodos. El antinodo es el punto de cada región en donde la amplitud de vibración normal a la directriz es máxima y sobre él se centra la longitud L_j de zona activa de torbellinos sincronizados.

9.2. Elección del rango de velocidad de viento

A partir de la frecuencia de vibración propia de la estructura f se elige un rango de velocidades de viento entre $9f$ y $18f$ m/s; esto asegura que se cubren las velocidades críticas de todos los elementos de la estructura para dicha frecuencia.

Entre dichas dos velocidades se eligen 90 valores u de la velocidad intermedios, de forma que se cubre todo el rango de velocidades (susceptibles de ser críticas o casi críticas para algún elemento del puente) con suficiente resolución.

9.3. Cálculo de la presión Q_{Eqv} para cada región

Una vez elegida una velocidad de viento u a estudiar, a partir de la velocidad crítica en la zona del antinodo de cada región j , para la frecuencia de vibración f , se determina el coeficiente β correspondiente al cociente entre dicha velocidad u

y la velocidad crítica de dicho elemento. Después, aplicando la expresión (22) se obtiene la presión de viento equivalente a considerar en dicha región Q_{Eqv}^j para la velocidad u .

9.4. Análisis inicial para L_j mínimo

En cada una de las regiones se empieza con una longitud de correlación mínima (6 cantos según el Eurocódigo) y se aplica la presión Q_{Eqv}^j en dicha zona. Con estas cargas se realiza el primer análisis, con lo que se obtiene un valor inicial de las amplitudes en los antinodos de cada una de las regiones.

9.5. Iteración en L_j

A partir de las amplitudes Y_{Fmax} obtenidas en cada una de las regiones, se obtienen las nuevas longitudes de correlación L_j correspondientes a dichas amplitudes. Así mismo, en aquellos elementos con un nivel de amortiguamiento dependiente de su nivel de deformación, como es el caso de los apoyos deslizantes de teflón, se ajusta su amortiguamiento al correspondiente a la deformación obtenida en ellos. Se redefine el esquema de cargas con estas nuevas L_j y se repite el cálculo.

Este proceso iterativo se repite hasta que en todas las regiones j , las longitudes L_j obtenidas coincidan con las inicialmente consideradas, momento en el que puede darse el resultado por convergido o correcto.

10. RESULTADOS PARA EL PUENTE EN CONSTRUCCIÓN

De las 24 situaciones susceptibles de resonancia analizadas, 21 correspondían a diferentes fases del proceso constructivo. Se reseñan aquí algunas de las más significativas.

En las Figuras 7 a 12 se representa: en la parte superior un gráfico de la deformada modal de la estructura en su situación constructiva correspondiente, con indicación de las diferentes regiones de desprendimiento de vórtices mediante número encerrado en un círculo; en la parte inferior se representa, contra la velocidad de viento en km/h representada en abscisas, la amplitud máxima en mm para cada una de dichas regiones.

10.1. Pilas 5 y 12 en ménsula sobre el arco

En la gráfica de amplitudes de la Figura 7 se ven dos máximos separados, uno en los 24 km/h que corresponde con la velocidad crítica de la sección de la pila (regiones 1 y 3) para la frecuencia de 0.67 Hz. El segundo máximo de amplitud y el más importante se produce a los 38 km/h que corresponden con la velocidad crítica de la sección de riñones del arco para esa misma frecuencia (regiones 2 y 4).

A 24 km/h la presión dinámica del viento es muy pequeña, y por eso la amplitud producida por el desprendimiento de torbellinos actuando sobre la pila es muy pequeña, no sobrepasa los 30 mm. A 39 km/h se produce la máxima amplitud,

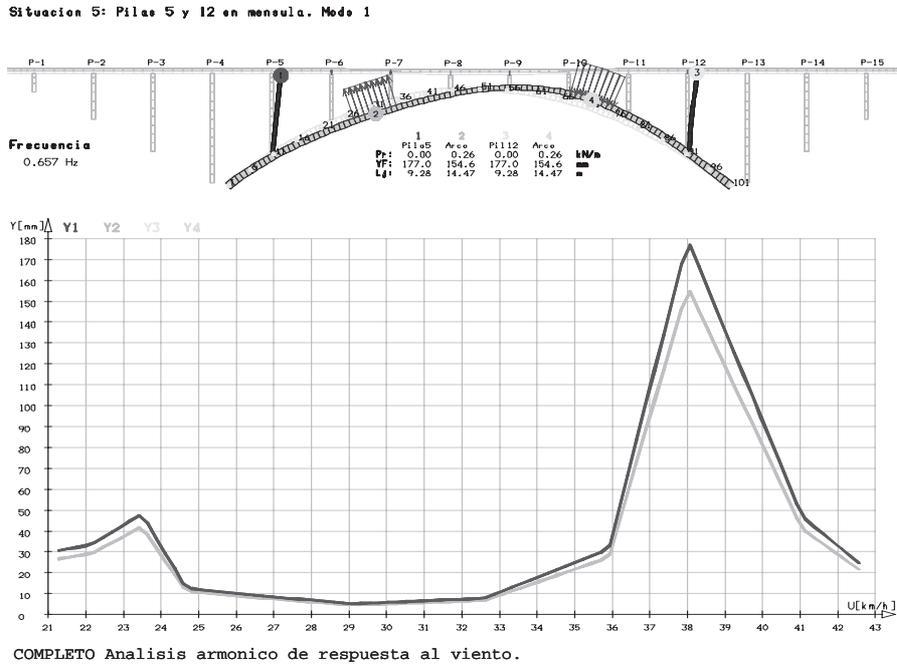


Figura 7. Pilas 5 y 12 en ménsula.

en este caso debida a la actuación del viento sobre los arcos, totalmente desacoplados en velocidad crítica de la pila.

Para prevenir esta situación se dispusieron en las cabezas de pila un sistema de arriostramiento al frente del tablero en avance que impedía este modo de vibración (puede verse una fotografía de este sistema de arriostramiento en la figura 39 de [1]).

10.2. Pilas 7 y 10 en ménsula sobre el arco

La situación 10, recogida en la Figura 8, es representativa de muchas de las situaciones presentes durante el proceso de construcción. La rigidez dominante en la estructura incompleta sigue

siendo esencialmente la del arco exento, pero parte de la masa del tablero y el sistema de pilas ya gravita sobre el arco, lo que incrementa muy notablemente la masa movilizada. Aunque la presión de viento sobre tablero y arco guarda cierto sincronismo, el importante aumento de la masa, unido a la presencia de los deflectores sobre el arco hacen que las amplitudes esperables sean muy pequeñas, inferiores al milímetro.

10.3. Antes del cierre en clave del tablero

La situación 16, recogida en la Figura 9, corresponde a una fase más avanzada del proceso constructivo, con más masa de tablero y pilas sobre el arco, lo que aumenta aún más la resistencia de la estructura a las vibraciones; así mismo, el incre-

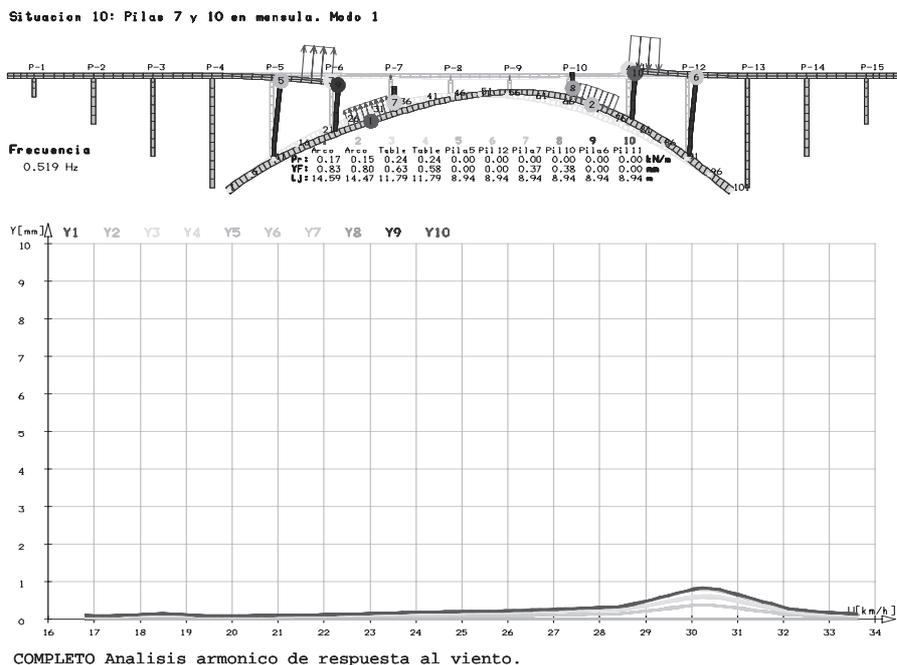


Figura 8. Pilas 7 y 10 en ménsula.

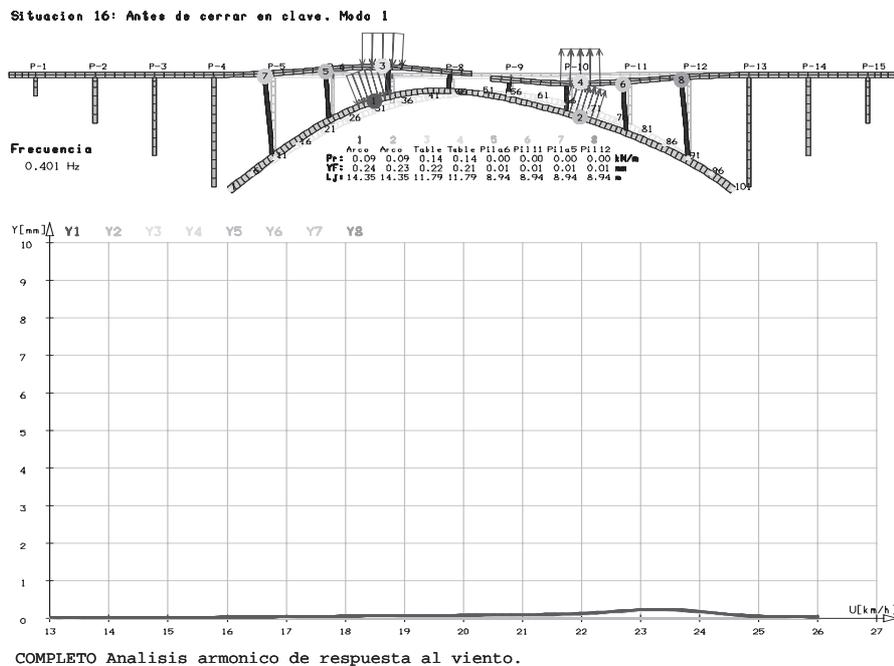


Figura 9. Antes del cierre en clave.

mento de la masa hace caer la frecuencia propia de vibración hasta los 0.4 Hz, lo que reduce la velocidad crítica de tablero y arco al entorno de los 23 km/h, velocidad a la que la presión dinámica de viento es muy pequeña, en el entorno de los 100 N/m, incapaz de producir oscilaciones de la estructura superiores a los 0.3 mm, es decir, inapreciables.

máxima amplitud no supera los 10 mm, a una frecuencia muy baja, casi una oscilación cada 3 segundos.

11. RESULTADOS PARA EL PUENTE EN SERVICIO

11.1. Primera frecuencia propia del puente en servicio

La situación 23, recogida en la Figura 10, representa la frecuencia más baja del puente en servicio, como puede verse la

11.2. Segunda frecuencia propia del puente en servicio

La situación 23, recogida en la Figura 11, es muy similar al primer modo de vibración del puente, sin embargo en este caso la frecuencia de vibración es notablemente más alta. Si se comparan en detalle ambos modos de vibración puede apreciarse claramente la causa: en el caso anterior la vibración antimétrica del arco se consigue mediante el movimiento de las cabezas de las pilas metálicas bajo el tablero deformando los apoyos de neopreno, en tanto que en este caso la vibración antimétrica del arco se compatibiliza con el tablero mediante

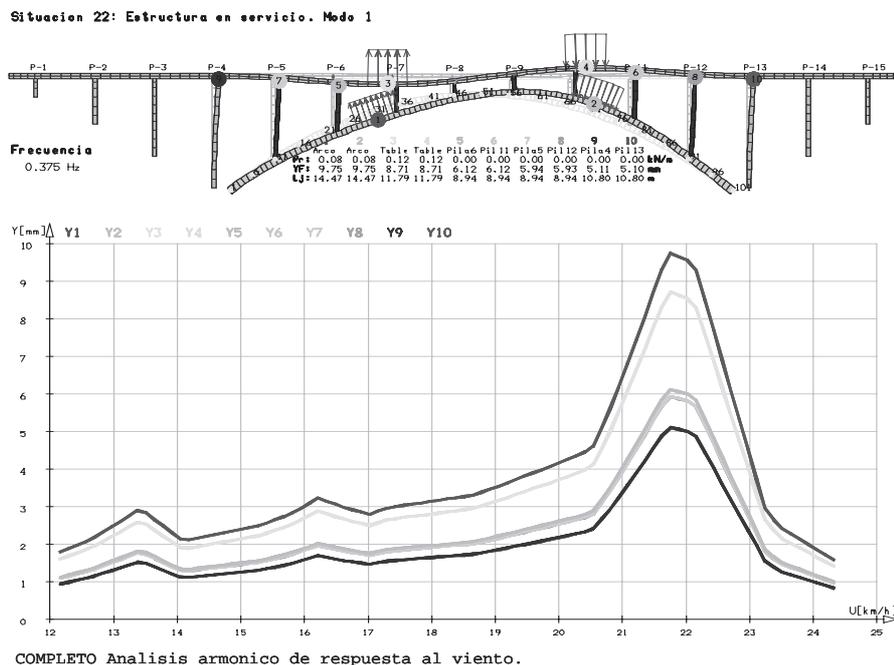


Figura 10. Primera frecuencia propia en servicio.

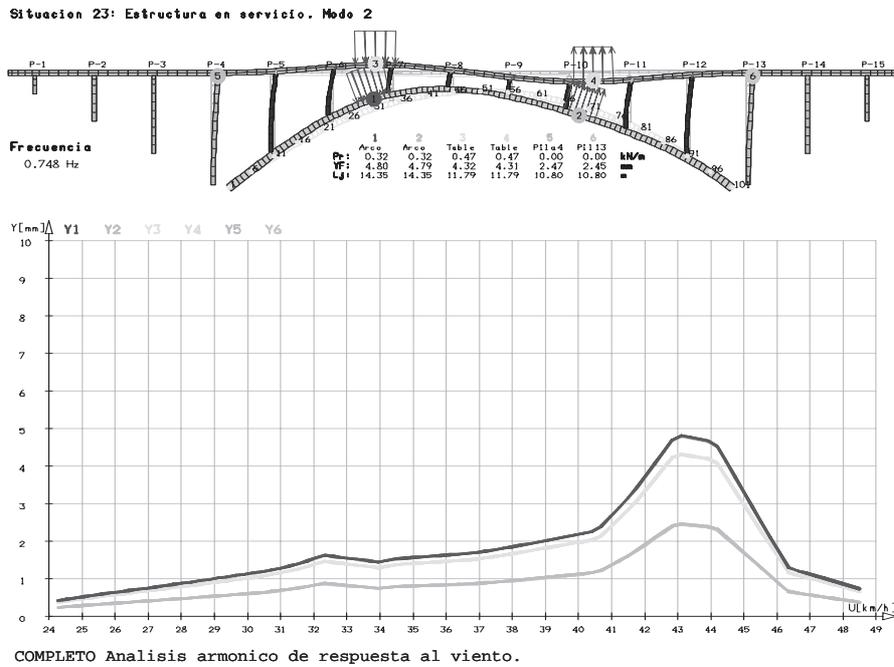


Figura 11. Segunda frecuencia propia en servicio.

la flexión de las pilas metálicas, bastante más rígidas que los neoprenos. Como puede verse el incremento de la rigidez, así como el incremento del efecto inercia y el efecto viscosidad, que crecen respectivamente con el cuadrado y la primera potencia de ω , como puede verse en la expresión (10), hacen que a pesar del notable incremento de la presión dinámica, la amplitud sea mucho menor, del orden de la mitad.

corresponden respectivamente con las velocidades críticas de viento para de las pilas metálicas, la zona de clave del arco, las tres regiones del tablero y la zona de riñones del arco. Cabe comentar dos aspectos, el primero que se trata de una vibración perfectamente asumible dada su pequeña amplitud de 30 mm, el segundo es que se trata de un fenómeno de casi nula probabilidad de ocurrencia, dado que requiere de la presencia de vientos mantenidos con pequeña turbulencia a una velocidad entre los 45 y los 50 km/h.

11.3. Tercera frecuencia propia del puente en servicio

La situación 24, recogida en la Figura 12, representa la máxima vibración posible en el puente en servicio por esta causa. En este modo hay un cierto solape de la acción del viento en los diferentes elementos del puente, en la gráfica pueden apreciarse 4 máximos locales consecutivos que

12. CONCLUSIONES

Tras la aparición de las primeras vibraciones, por resonancia con un fenómeno de desprendimiento de torbellinos, en la estructura en construcción de los Arcos de Alconétar se abor-

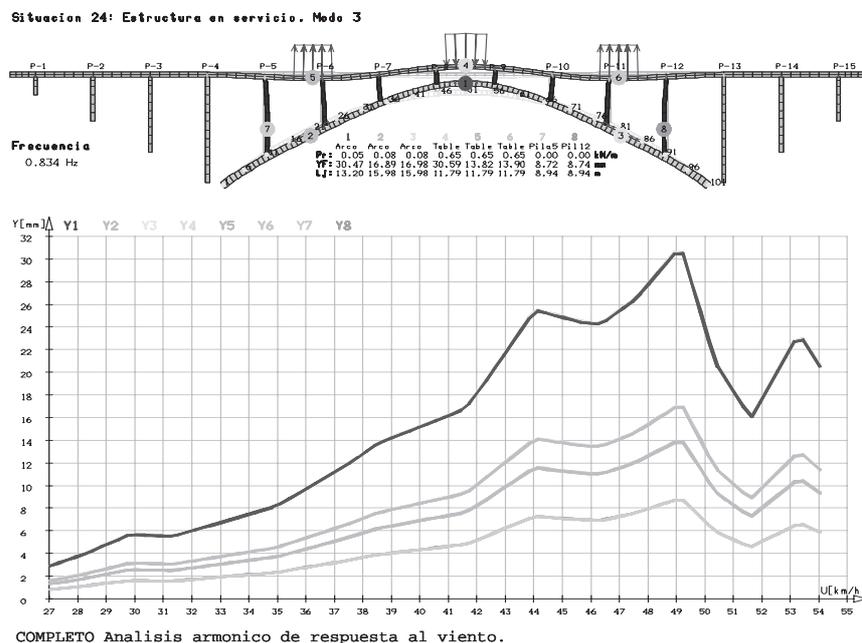


Figura 12. Tercera frecuencia propia en servicio.

dó un análisis dinámico detallado del comportamiento de la estructura frente a este fenómeno, que pudiera garantizar la estabilidad de la obra, tanto durante los restantes pasos del proceso constructivo como después en servicio.

Debido a la complejidad de la estructura a estudiar fue necesario idear un procedimiento de análisis específico que, partiendo de los conceptos y la formulación recogidas en el Eurocódigo [3] para este fenómeno, desarrolla una formulación general que permite abordar un análisis armónico detallado de la estructura en el dominio de la frecuencia, integrando todos los detalles tanto de las acciones como de la resistencia estructural. El procedimiento, presentado en detalle en este artículo, es de aplicación a otras obras en las que pudiera presentarse este fenómeno.

Los resultados obtenidos del análisis permitieron, por un lado adoptar los medios adecuados durante las restantes fases constructivas para evitar la nueva aparición de estos fenómenos, así como, por otro lado, comprobar la completa estabilidad de la obra en servicio sin la necesidad de adoptar ninguna modificación en la misma ni medio adicional a los defletores colocados durante su construcción.

Agradecimientos

El trabajo presentado se desarrolló en estrecha colaboración con: D. Luis Matute y D. Gonzalo Antúnez (IDEAM); D. José Antonio Llombart, D. Jordi Revoltós y D. Sergio Couto (EIPSA); D. José Meseguer (UPM); D. Carmelo Enciso (VIBRACHOC); Dña. Elena Arredondo (OHL) y muy especialmente bajo la dirección del profesor D. Miguel Ángel Astiz (UPM). Sin la decidida colaboración de todos ellos hubiera sido imposible abordar un análisis de esta complejidad en el muy escaso plazo de tiempo de que se disponía para hacerlo. Así mismo resultó decisiva la intervención tanto de D. Fernando Pedraza (Director de la Obra) como de D. Manuel Alpañés, D. José Manuel Sanjurjo, D. José Miguel

Pato y D. Miguel Moreno (OHL) en la rápida coordinación y toma de decisiones en los momentos cruciales de aparición de los fenómenos, lo que permitió actuar a tiempo y completar la obra con total seguridad.

REFERENCIAS

- [1] Llombart, J.A., Revoltós J., Couto S., “Puente sobre el río Tajo, en el Embalse de Alcántara (Arcos de Alconétar)”, Hormigón y Acero, nº242, 2.006.
- [2] Astiz M. “Estudio de las vibraciones de los Arcos de Alconétar”, Hormigón y Acero, nº242, 2.006.
- [3] EN 1991-1-4: 2005, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1.4: General actions – Wind actions
- [4] O.C. Zienkiewicz, R.L. Taylor “El método de los elementos finitos. Volumen 2.”, McGraw Hill 1.995
- [5] H. Bachman et Al., “Vibration problems in structures”, Birkhauser 1.995.
- [6] Meseguer J., Sanz A., Perales J.M., Pintado S., “Aerodinámica Civil”, McGraw-Hill, 2.001.
- [7] Simiu E. & Scalan R.H., “Wind effects on structures”, John Wiley & Sons, 1.999.
- [8] Simiu E. & Miyata T., “Design of buildings and bridges for wind”, John Wiley & Sons, 2.006.
- [9] Dyrbye C. & Hansen S.O., “Wind loads on structures”, John Wiley & Sons, 1.989.
- [10] E.N. Strommen, “Theory of Bridge Aerodynamics” Springer 2.006.

**III CONGRESO DE ACHE DE
PUENTES Y ESTRUCTURAS**

LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI
Sostenibilidad, innovación y retos del futuro



Realizaciones



**PUENTE SOBRE EL RÍO TAJO, EN EL EMBALSE DE
ALCÁNTARA**

José Antonio **LLOMBART**¹, Jordi **REVOLTÓS**², Sergio **COUTO**³
Manuel **ALPAÑÉS**⁴

^{1,2,3} Ingenieros de Caminos. Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA)

⁴ Ingeniero de Caminos. Obrascón Huarte Lain, S.A. (OHL)

RESUMEN

El puente sobre el Embalse de Alcántara, actualmente en construcción, pertenece a la Autovía de la Plata. Está constituido por dos estructuras gemelas de 400 m de longitud, cuyo vano principal es un arco de tablero superior, de 220 m de luz y 42,50 m de flecha. Cada uno de los arcos está formado por dos piezas metálicas con sección en cajón, arriostradas entre sí. El tablero se ha resuelto mediante un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón, soportada por pilares metálicos que descansan sobre el arco y los pilares de hormigón cimentados en las laderas. El proceso de ejecución ha sido expresamente desarrollado para esta obra, una de cuyas fases consiste en el montaje de los semiarcos en posición vertical y posterior abatimiento hasta su cierre en clave.

PALABRAS CLAVE

Arco, viga-cajón, estructura mixta, diafragma, arriostramiento.

1. INTRODUCCIÓN

Los arcos de tablero superior constituyen una solución clásica ampliamente utilizada a lo largo de la historia de la Ingeniería. Durante muchos años, las cualidades estructurales de los arcos derivadas de su forma han sido determinantes para adoptar preferentemente su esquema en el proyecto y construcción de puentes, dentro de un determinado rango de luces.

Sin embargo, a partir de mediados del Siglo XX se ha iniciado una época en la que ha existido una paulatina reducción en el empleo de arcos para construir puentes. El desarrollo del hormigón pretensado, junto con las novedosas técnicas para su puesta en obra, ha aportado unas ventajas económicas y unas posibilidades para salvar obstáculos naturales difícilmente superables por los arcos, cuyo desarrollo de sistemas constructivos ha sufrido un cierto estancamiento.

En los últimos años ha resurgido con fuerza la idea de construcción de arcos para salvar importantes luces y probablemente la causa principal ha sido la evolución, desarrollo y modernización de la técnica constructiva.

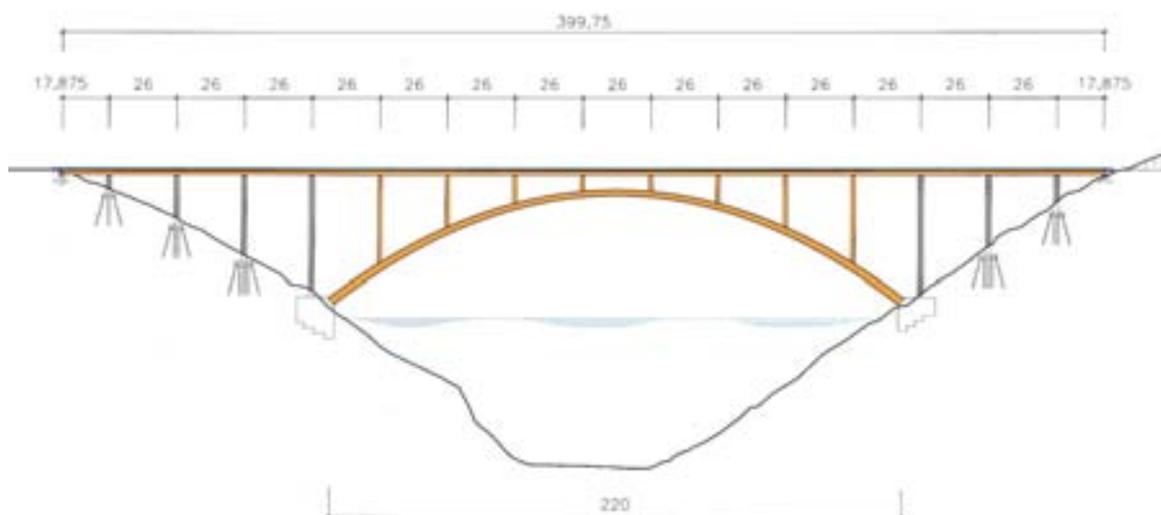
Un ejemplo representativo es el puente sobre el Embalse de Alcántara, que actualmente se encuentra en fase de construcción. La concepción y el diseño estructural se han llevado a cabo de forma integrada con el estudio y determinación de un especial proceso constructivo que aporta la posibilidad de rapidez de ejecución en condiciones mucho más favorables que la que resulta con otros sistemas convencionales.

Se ha adoptado el acero estructural como material básico. Las cualidades propias de la estructura metálica, especialmente las derivadas de su ligereza, se han puesto especialmente de manifiesto en este proyecto. Las posibilidades para llevar a cabo maniobras especiales en obras importantes han sido utilizadas para desarrollar el proceso constructivo, consistente en el montaje en tierra firme de piezas de grandes dimensiones fuera de su emplazamiento definitivo, que deben ser manipuladas y montadas mediante el empleo de especiales elementos auxiliares.

A continuación se describen los aspectos más importantes de la estructura que constituye el puente, sin entrar en la descripción del proceso constructivo que, debido a su extensión, se ha estimado oportuno mostrarlo aparte en otra Comunicación.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL

El puente está formado por dos estructuras gemelas, cada una de las cuales está constituida por un arco metálico de tablero superior con una luz de 220



metros, medidos entre los arranques y 42,50 m de flecha. Los arcos están empotrados en arranques y el perfil varía de 3,20 m. en arranques hasta 2,20 m. en la clave.



Cada uno de los arcos está formado por dos piezas longitudinales con sección de cajón, arriostradas entre sí.

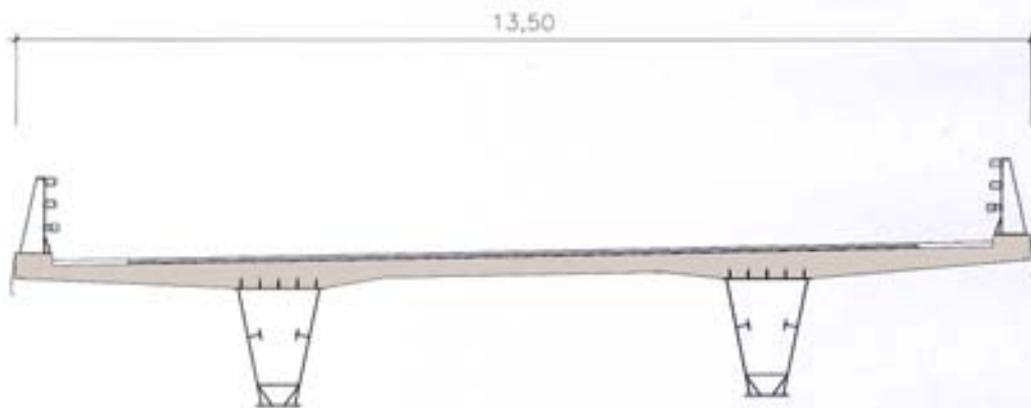
El soporte del tablero se lleva a cabo mediante pilares separados 26 metros entre ejes, tanto en la zona situada sobre el arco, como en los tramos de acceso.

Los arranques del arco se apoyan directamente sobre el terreno mediante unos grandes macizos de hormigón. Las pilas de los viaductos de acceso están cimentadas en los acantilados del embalse mediante micropilotes con sus correspondientes encepados. Los estribos tienen cimentación directa y están provistos de unos anclajes a la roca para soportar los esfuerzos derivados del proceso constructivo del arco.

En la totalidad de la estructura metálica (arcos, vigas del tablero y pilares sobre arcos) se ha empleado acero resistente a la corrosión atmosférica (tipo CORTEN).

3. TABLERO

El tablero está formado por un tramo continuo de estructura mixta acero-hormigón, soportada por los pilares metálicos que descansan sobre el arco y pilares de hormigón cimentados en las laderas. La parte metálica está formada



por dos vigas con sección en cajón, conectadas superiormente a la losa superior de hormigón, cuyo espesor varía de 0,25 a 0,365 m. El canto de cada una de las vigas metálicas es 1,60 m.

4.- TRAMO PRINCIPAL



El cruce del Embalse se realiza mediante un tramo formado por un arco de tablero superior.

El arco soporta el tablero mediante unas pilas metálicas unidas en su parte superior por un dintel. Las pilas están vinculadas al arco mediante una unión rígida.

El tablero, constituido por una pieza continua de 400 m de longitud, está apoyado en el tramo principal mediante placas convencionales de neopreno zunchado. En los tramos de acceso los apoyos son deslizantes en sentido longitudinal y con coacción elástica transversal.

5. ARCO

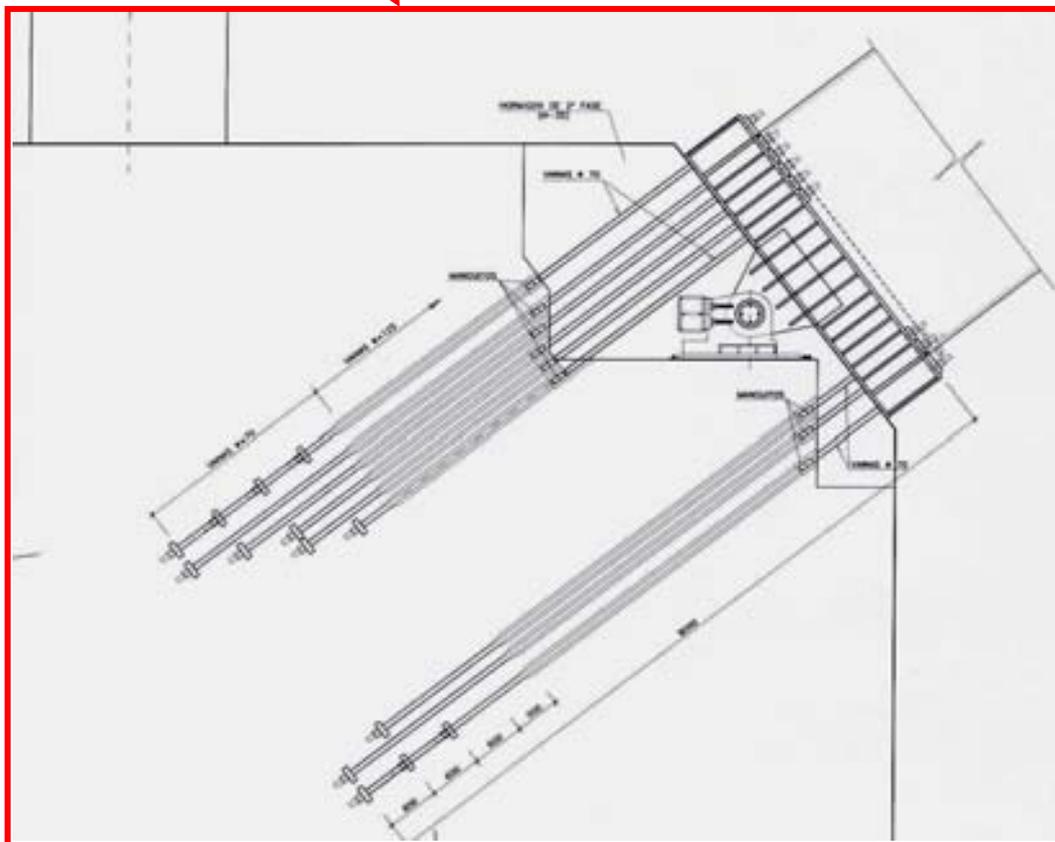
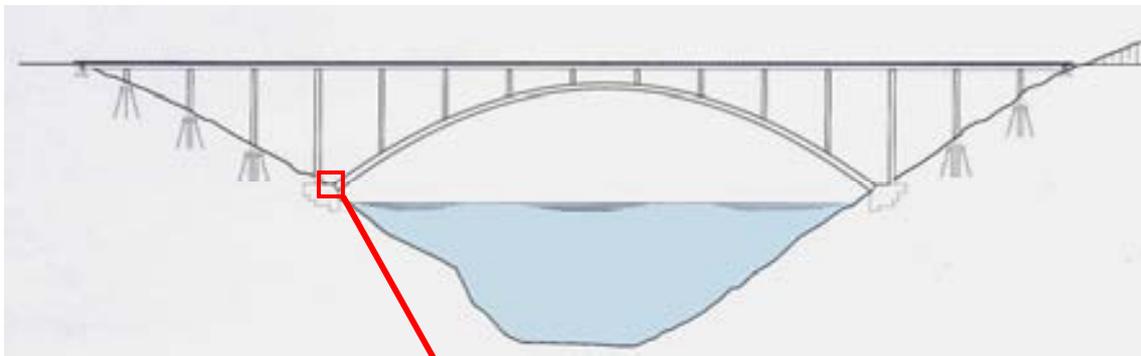
El arco de cada una de las dos estructuras gemelas que cruzan el Embalse está formado por dos piezas paralelas con sección cerrada en cajón, arriostradas entre sí mediante una sucesión de módulos formados también por piezas cerradas con sección en cajón, con disposición en Cruz de S. Andrés.



Se ha cuidado especialmente el detalle de unión de los arriostramientos con el arco, habiéndose evitado la disposición de cartelas metálicas vistas en el

exterior, a fin de proporcionar un aspecto limpio y destacar únicamente las líneas fundamentales de las piezas principales. En el interior de los arcos se han dispuesto unos mamparos destinados a transmitir los esfuerzos y distribuir las tensiones de forma apropiada a las chapas exteriores que constituyen los arcos.

En los arranques, cada una de las dos piezas que forman el arco metálico está vinculada rígidamente a la cimentación, mediante una unión pretensada formada con 28 barras de 50 mm de diámetro y 1820 kN de carga unitaria de rotura.



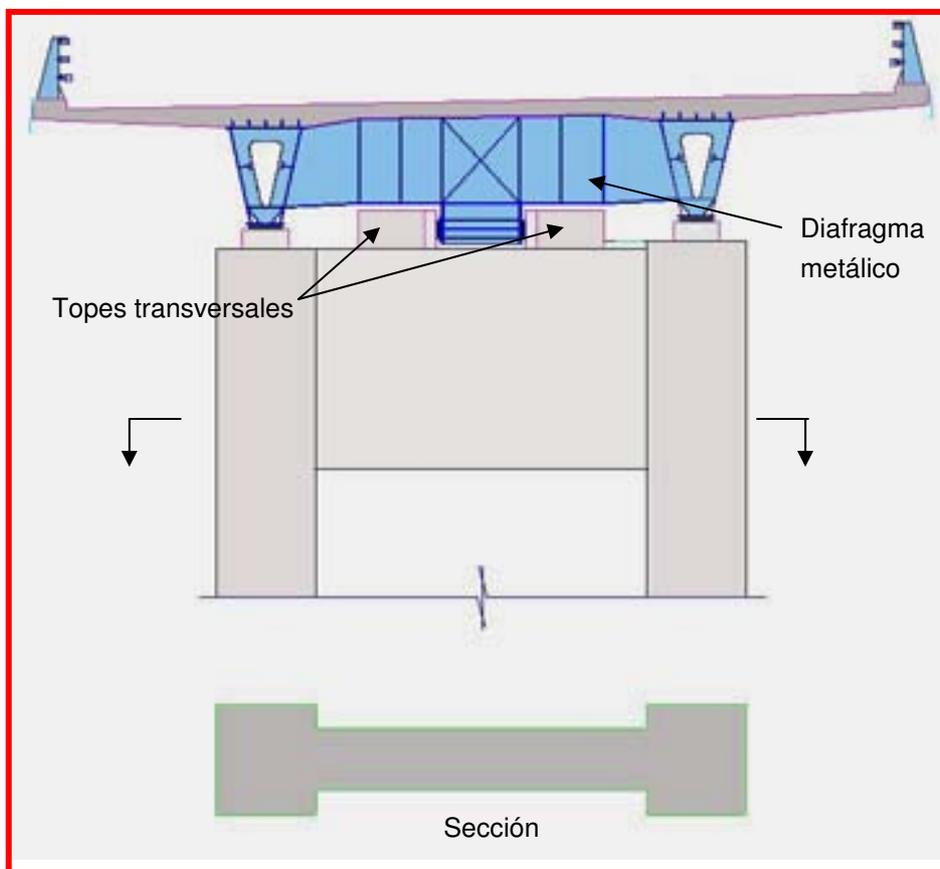
6. TRAMOS DE ACCESO. PILAS

En las laderas contiguas al embalse, el tablero está soportado por pilas de hormigón, constituidas cada una de ellas por dos fustes de sección rectangular unidos por un dintel en su coronación.



Las pilas más altas situadas en la proximidad del embalse tienen una altura de 52 metros y disponen en su parte superior de un sistema destinado a proporcionar una coacción transversal al tablero frente a la acción del viento y que permite al mismo tiempo, el libre desplazamiento del tablero en dirección longitudinal.

Las vigas metálicas que forman el conjunto del tablero disponen únicamente de dos diafragmas de unión, cuya posición coincide con la de las citadas pilas más próximas al embalse. Existen unos topes destinados a transmitir las cargas transversales.



Coronación de pilas próximas al embalse

7. REALIZACIÓN DE LA OBRA

La Administración y Dirección de Obra es la Demarcación de Carreteras de Extremadura, perteneciente al Ministerio de Fomento. La obra está siendo realizada por la Empresa OHL.

PUENTE “ARCOS DE ALCONÉTAR”

VIBRACIONES PRODUCIDAS POR EL VIENTO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y SISTEMA AERODINÁMICO DE CORRECCIÓN

José Antonio LLOMBART JAQUES

Ingeniero de Caminos

EIPSA

Director general

jallombart@eipsa.net

Miguel Ángel ASTIZ SUÁREZ

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos

Universidad Politécnica de Madrid

Catedrático

miguel.a.astiz@upm.es

Resumen

Durante una de las fases de construcción del puente en que uno de los arcos, de 220 metros de luz, ya montado se encontraba exento, se produjeron unas fuertes oscilaciones armónicas, resultado de un fenómeno de resonancia, con un viento constante y una velocidad aproximada de 30 km/h.

Este fenómeno, del que no existen precedentes conocidos en un puente arco, motivó una serie de estudios, algunos de los cuales ya han sido publicados anteriormente en diversos artículos técnicos, cuyos autores en su momento formaron parte del equipo de trabajo destinado a adoptar las medidas adecuadas para continuar el proceso de construcción en condiciones de seguridad y garantizar el adecuado comportamiento estructural del puente en estado de servicio, tras la inauguración de la obra.

La comunicación tiene por objeto mostrar las características de la vibración y dar a conocer las conclusiones derivadas de la experiencia desarrollada en cuanto a la aplicación de la Normativa en los proyectos, evaluación de los procedimientos de análisis teórico y experimental destinados a verificar la estabilidad aeroelástica, estudio de los sistemas de corrección y, en particular, la descripción de la solución finalmente adoptada que ha permitido garantizar un alto grado de seguridad frente a problemas de tipo vibratorio producidos por el viento.

Palabras Clave: arco, vibración, vórtices, resonancia, deflectores, túnel de viento.

1. Introducción

Como ya se ha explicado en el artículo de descripción de la obra [1], el puente sobre el Tajo en Alconétar es un puente arco de tablero superior de 220 m de luz. Cada calzada está soportada por un arco metálico independiente y cada arco está constituido por dos secciones cajón rectangulares huecas (de 1,25m de anchura y canto variable entre 3,20m en arranques y 2,20m en clave) arriostradas entre sí por un sistema de cruces de San Andrés. El tablero, de sección mixta, se apoya sobre el arco mediante columnas verticales de sección rectangular hueca situadas a 26m de distancia entre ellas.

El método de construcción de cada arco ha consistido en montar medio arco en cada orilla y en posición vertical para después abatir los dos medios arcos en un movimiento de giro respecto a los arranques hasta cerrar cada arco en clave mediante un atirantamiento provisional (Fig. 1). Posteriormente se bloquean las rótulas de forma que cada arco queda empotrado en los arranques.

Aunque durante la fase de abatimiento ya se detectaron vibraciones notables, fue con el arco cerrado en clave, empotrado en arranques y exento cuando se produjeron unas vibraciones anormalmente altas, inducidas por la acción del viento, y cuya descripción, estudio y procedimiento de solución conforman el objeto de esta comunicación.



Fig. 1. Estado de la construcción al producirse las vibraciones

2. Vibraciones producidas por el viento

La primera vibración alarmante se produjo el 10 de Enero de 2006 y esta situación se repitió tres veces más a lo largo de ese mes. En todas las ocasiones el arco vibraba en el plano vertical y en el modo de vibración antisimétrico (Fig. 2) cuya frecuencia es de 0,70Hz. Aunque el primer episodio fue muy sorprendente, durante los episodios sucesivos se pudo filmar el fenómeno lo cual permitió evaluar la amplitud de la vibración. La velocidad estimada del viento durante los episodios de vibración era de unos 30 km/h mantenidos de forma más o menos constante durante unas horas y la amplitud de la vibración correspondiente fue de unos 80cm (el análisis de las filmaciones que se tomaron da valores comprendidos entre 0,7m y 1,1m).



Fig. 2. Modo de vibración antisimétrico

Las vibraciones observadas se produjeron bajo un viento moderado, muy alejado del viento de proyecto, cuyo valor medio es del orden de 130 km/h, es decir 4,3 veces superior en términos de velocidades y 18,8 veces superior en términos de fuerzas. Por ello, las vibraciones no podían producirse por la acción estática de las fuerzas de viento, que son sólo un 5% de las que puede resistir el puente, sino por un fenómeno de resonancia debido a la componente dinámica de las acciones de viento.

De todos los fenómenos aeroelásticos conocidos, sólo hay dos que pueden reunir las características que se dieron en este caso: el desprendimiento de torbellinos y el galope transversal. Otros fenómenos como el flameo, la divergencia torsional o el bataneo tienen características que no se ajustan a lo observado en este caso.

De entre los dos candidatos posibles, es el desprendimiento de torbellinos el más probable causante de las vibraciones ya que son numerosos los casos de puentes en los que este fenómeno ha llegado a ser detectado [2, 3] con características semejantes: viento moderado de velocidad constante, movimiento oscilatorio de amplitud creciente hasta estabilizarse y en dirección normal al flujo de aire, y coincidencia de la forma de vibración con uno de los modos propios de la estructura.

Este fenómeno se produce cuando la corriente de aire tropieza con un obstáculo (con mayor intensidad si éste tiene esquinas); el despegue de la lámina de flujo genera depresiones que producen pequeños torbellinos cuyo tamaño va creciendo hasta que la corriente los arrastra formando la llamada estela o calle de von Karman. Estos torbellinos se desprenden del obstáculo de forma alternada a un lado y a otro generando fuerzas transversales (perpendiculares a la dirección de la corriente) también alternadas. Si el obstáculo está soportado elásticamente, como ocurre en el caso de

cualquier estructura, estas fuerzas pueden llegar a producir un fenómeno de resonancia en cuanto su frecuencia se aproxime a alguna frecuencia propia de la estructura. Por otra parte, el propio movimiento de la estructura condiciona el valor y la cadencia de las fuerzas, como en todo fenómeno aeroelástico.

La frecuencia de desprendimiento de los torbellinos depende de la velocidad del viento y de la forma y tamaño del obstáculo a través del número adimensional de Strouhal, S_t , cuyo valor depende de la forma de la sección y también del número de Reynolds. Dicho número de Strouhal viene dado por la expresión

$$S_t = \frac{bn}{U} \quad (1)$$

donde U es la velocidad media del viento no perturbada, b una dimensión característica transversal del obstáculo (habitualmente la normal a la dirección del viento, es decir, su canto) y n la frecuencia de desprendimiento de los torbellinos. En la mayor parte de las secciones, el número de Strouhal suele estar comprendido entre 0,10 y 0,20.

Una característica importante del desprendimiento de torbellinos, que se tendrá en cuenta más adelante, es el hecho de que, al oscilar la estructura, la frecuencia de desprendimiento no es exactamente proporcional a la velocidad del viento incidente como parece indicar la ecuación anterior. En realidad, cuando dicha frecuencia se acerca a una frecuencia propia de la estructura, se produce un acoplamiento (llamado "lock-in") que hace que la frecuencia de desprendimiento iguale a la de la estructura. Por ello se pueden producir oscilaciones en condiciones ligeramente diferentes de las que marca el número de Strouhal de la sección.

El desprendimiento de torbellinos sobre secciones simples ha sido muy estudiado tanto por métodos experimentales como numéricos. El problema de dos secciones iguales situadas a una cierta distancia, como ocurre con los arcos que nos ocupan, es mucho más complejo pero también ha sido estudiado [4, 5]. En particular, aplicando las conclusiones de [4] a este caso, parece que la proximidad entre las dos secciones rectangulares hace que las acciones aerodinámicas estén condicionadas en muy gran medida por el propio movimiento de la estructura; también parece que no se generan torbellinos apreciables entre las dos secciones y que a estos efectos tienden a comportarse como una única sección.

De todas maneras, y preguntándonos por la singularidad del fenómeno vibratorio que se ha producido hay que aventurar que la distancia entre las dos secciones rectangulares es tal que a la velocidad crítica los torbellinos generados por la sección de barlovento llegan a la sección de sotavento en el momento justo (se podría decir que con la fase adecuada) para producir el máximo efecto en la sección de sotavento.

Desde un punto de vista cuantitativo, el valor de la amplitud de oscilación experimentado por la estructura es, en una primera aproximación, relativamente coherente con la predicción que se puede realizar con las reglas disponibles, como las del Eurocódigo [6].

3. Estudios realizados. Criterios seguidos para el control de vibraciones

Una vez demostrado el origen de las vibraciones, cabe preguntarse por posibles medidas que permitan reducirlas o anularlas. Está generalmente aceptado el hecho de que para reducir las vibraciones producidas por el desprendimiento de torbellinos sólo existen tres vías: aumentar la rigidez de la estructura, introducir elementos de amortiguación o introducir dispositivos aerodinámicos.

El aumento de la rigidez de la estructura produce un aumento de sus frecuencias de vibración y a través de este mecanismo un aumento de la velocidad de viento necesaria para que el desprendimiento de torbellinos haga entrar a la estructura en resonancia. Por otra parte, el aumento de rigidez suele ir acompañado de un aumento de resistencia por lo que se consigue también una mayor seguridad. Este aumento de rigidez debería conseguirse a través de tirantes provisionales. Se trata de una solución sólo parcialmente eficaz ya que con una disposición de tirantes razonable se conseguiría elevar la velocidad crítica de viento en un 60%, lo cual reduciría mucho el riesgo de que se volvieran a producir fenómenos vibratorios de esta clase pero no lo anularía. Por otra parte esta solución sólo era provisional y además requeriría un tiempo apreciable antes de que fuera efectiva pues era necesario proyectarla y construirla.

El aumento del amortiguamiento es la segunda vía para reducir la amplitud de las vibraciones producidas por el desprendimiento de torbellinos. Esto se puede conseguir mediante amortiguadores pasivos sintonizados a frecuencias próximas a la de la estructura. Los amortiguadores consisten en una masa, un muelle y, si resulta necesario, un amortiguador (al moverse generalmente la masa en oposición de fase respecto a la estructura, ya produce por sí sola un efecto de amortiguamiento).

Existen aplicaciones recientes de aparatos de este tipo [7] que han demostrado ser muy efectivas. En el caso que nos ocupa (masa del arco = 805t), esta solución requeriría disponer amortiguadores con una masa total

de entre 4 y 8 t, lo que supondría unos 20 amortiguadores de entre 200 y 400 kg. Esta solución tenía varios inconvenientes: era costosa, tanto en términos económicos como de tiempo y, además, sólo sería efectiva para la configuración estructural del arco exento. Al cambiar las frecuencias de la estructura, los amortiguadores dejan de estar sintonizados (aunque es posible sintonizarlos otra vez variando su masa) y por lo tanto no producen el efecto para el que han sido diseñados.

Los dispositivos aerodinámicos son ciertos elementos que modifican el flujo de aire hasta el punto de reducir el tamaño de los torbellinos desprendidos (y la magnitud de las fuerzas asociadas) o que mantienen el tamaño de estos torbellinos pero rompen su coherencia de forma que las fuerzas se generan de forma caótica y su efecto integrado sobre el conjunto de la estructura es despreciable. Sobre la base de soluciones que se han adoptado en problemas similares y que han demostrado ser efectivas, se contemplaron tres alternativas (Fig. 3):

- Solución de resaltos oblicuos: está inspirada en la solución que ha demostrado ser efectiva en chimeneas. Consistiría en añadir en la cara superior y, a ser posible, también en la cara inferior del cajón unos resaltos de forma trapecial (a modo de rigidizador exterior) dispuestos en dirección oblicua respecto al plano del arco.
- Solución de deflectores en las esquinas: esta solución consiste en disponer en las esquinas exteriores de la sección unos deflectores separados del cajón que evitan la separación del flujo de aire y por lo tanto dificultan la formación del torbellino.
- Solución de carenado: esta solución busca el mismo efecto que la anterior a través de añadir un carenado en las caras exteriores de los dos cajones del arco.

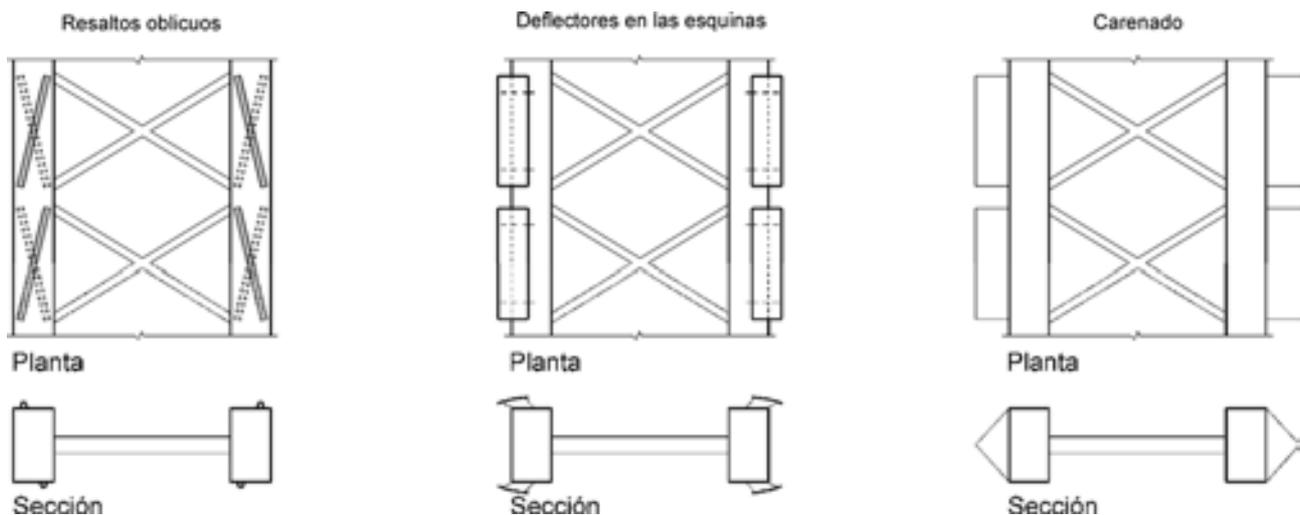


Fig. 3. Alternativas de deflectores consideradas

Ante el abanico de soluciones contempladas y con el condicionante de la urgencia de la actuación ya que podía estar en peligro la integridad de la obra, se optó por la tercera vía (la de los dispositivos aerodinámicos) por ser relativamente fáciles de instalar y porque eran la única manera de atacar el problema en su origen resolviéndolo por tanto no sólo durante la construcción sino también para el puente terminado. Dentro de los dispositivos contemplados se optó por los deflectores en las esquinas por ser una solución probada en otros casos [2] y relativamente independiente de la variación de canto del arco, cosa que no ocurriría con el carenado. Los resaltos oblicuos funcionan bien en chimeneas de sección circular pero en este caso los torbellinos se generan en las esquinas y los resaltos tendrían una influencia menor en el desarrollo de esos torbellinos.

El diseño de la solución adoptada tuvo que hacerse sobre la base de experiencias pasadas pero sin un apoyo científico directo. La demostración de su validez no podía más que provenir de un ensayo en túnel de viento que se terminó cuando los deflectores estaban ya colocados. Los ensayos se hicieron en uno de los túneles aerodinámicos del Instituto Ignacio da Riva de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Aeronáuticos de la Universidad Politécnica de Madrid y bajo la supervisión del profesor D. José Meseguer. La explicación detallada de los ensayos y de los resultados obtenidos ha sido objeto de varios artículos [8,9].

Se llevaron a cabo en realidad varios ensayos sobre distintos modelos, todos ellos de una sección media del arco con un canto de 2,70m. En lo que se refiere al problema concreto del desprendimiento de vórtices, se hicieron sobre cada modelo dos ensayos (Fig. 4): uno sobre maqueta rígida (escala de longitudes $\lambda_L=1/20$) en el que se medían en tiempo real las acciones de la corriente de aire sobre la maqueta de donde se pudo extraer información sobre los coeficientes aerodinámicos de cada sección y también la frecuencia y magnitud de las fuerzas no estacionarias generadas por el desprendimiento de torbellinos. El segundo ensayo se realizaba sobre una maqueta distinta (escala de longitudes $\lambda_L=1/15$) con sustentación elástica lo cual permitía corroborar los resultados de frecuencias de desprendimiento obtenidos en el ensayo anterior pero además se conseguía medir la amplitud de la vibración consiguiente en función de la velocidad del aire, lo cual permite traducir estos resultados al prototipo como se verá más adelante. Las escalas utilizadas en este segundo ensayo, son las siguientes: escala de masas $\lambda_M=1/225$, escala de frecuencias $\lambda_f=3,31/1$, escala de velocidades de viento $\lambda_U=1/4,5$. El amortiguamiento del modelo resultó ser del 0,53% (relativo al crítico). Todos los ensayos se llevaron a cabo sobre la sección original y sobre la sección modificada con los deflectores.

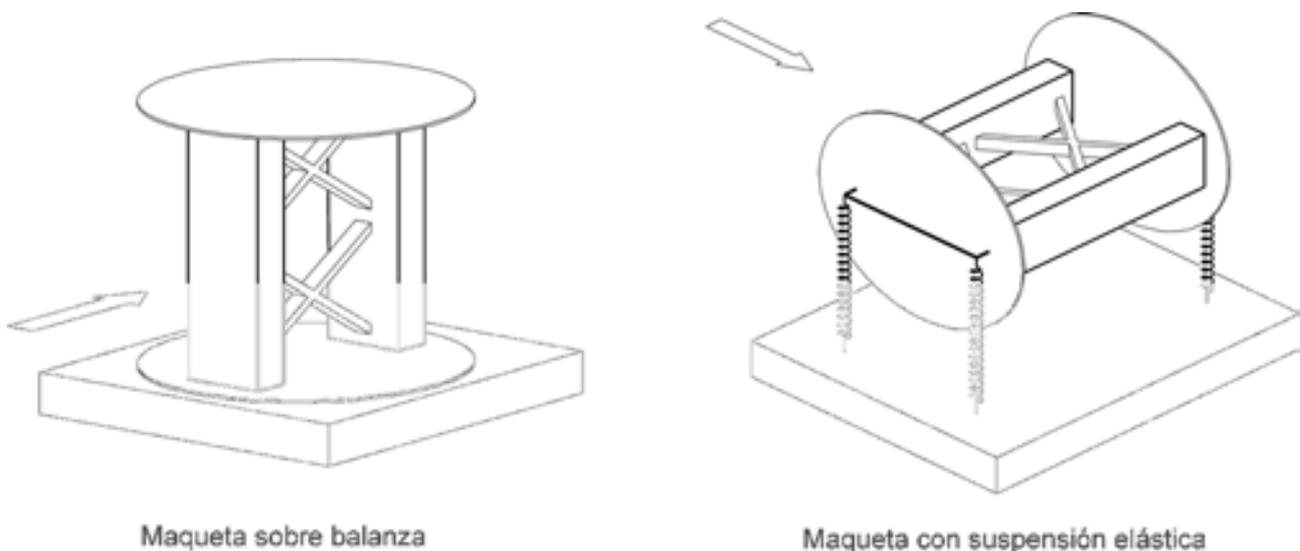


Fig. 4. Montajes experimentales para los ensayos en túnel de viento

4. Solución adoptada. Resultados

Los deflectores curvos que se adoptaron son chapas de pequeño espesor (5mm) de forma curva sujetos al arco mediante dos chapas transversales. Es una solución fácil y rápida de fabricar y de instalar ya que cada unidad de deflector se podía prefabricar en taller y la fijación al arco se podía llevar a cabo de forma provisional mediante unos puntos de soldadura (Fig. 5). Para facilitar su fabricación y manejo, se optó por construirlos con longitudes reducidas (1,50m) y montarlos con separaciones también reducidas (1,00m). De esta manera se consigue un efecto similar al de colocar un deflector continuo ya que en las secciones carentes de deflectores se generarán torbellinos de mayor tamaño que interferirán con los generados en las secciones con deflector produciendo una distribución más caótica de torbellinos lo que hará más difícil que se produzca un fenómeno de resonancia.

De los resultados del ensayo en túnel de viento para la configuración original del arco (sin deflectores) se deduce que el número de Strouhal de la sección es aproximadamente 0,15 y que la velocidad crítica de viento traducida a la escala del prototipo es 12,6m/s=45km/h. El valor del número de Strouhal está en el orden de magnitud esperado y la velocidad de viento es algo superior a la estimación de las personas que presenciaron las vibraciones pero como no se pudo medir dicha velocidad, no se puede tomar como absolutamente fiable el dato mencionado al principio.

El Eurocódigo [6] permite estimar la amplitud de las vibraciones, y_{max} , producidas por desprendimiento de vórtices mediante la fórmula

$$y_{max} = b \cdot \frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot c_{lat} \quad (2)$$

en donde b es el canto de la sección, S_t es el número de Strouhal, S_c es el número de Scruton (función de la masa unitaria de la estructura, de su amortiguamiento y del canto de la sección transversal), K y K_w son dos parámetros que dependen de la forma del modo de vibración excitado por el viento, y c_{lat} es un coeficiente adimensional de fuerzas laterales que depende de la forma de la sección.



Fig. 5. Deflectores instalados

La aplicación de esta fórmula al punto de resonancia del ensayo en la configuración original permite determinar el valor del coeficiente c_{lat} para la sección: $c_{lat}=2,7$. Si se aplica esta misma fórmula al arco exento con un amortiguamiento del 0,14% (medido en obra), se obtiene una amplitud de la vibración de 1,61m, que es un valor bastante superior pero del mismo orden de magnitud que las estimaciones realizadas por las personas que presenciaron la vibración y con las practicadas sobre las filmaciones que existen de estos episodios. Hay que tener en cuenta que esta estimación se ha llevado a cabo suponiendo que las vibraciones observadas en el arco correspondieron a la situación de resonancia; si la velocidad del viento fue ligeramente inferior a la crítica (como parece que ocurrió) la respuesta del arco fue también inferior a la máxima teórica. Por otra parte hay que resaltar que este valor del amortiguamiento es el que midió provocando una vibración en el arco exento al soltar un bloque de hormigón de 5t desde la sección de riñones de uno de los arcos exentos varios meses después de los incidentes y con la situación controlada (reparaciones realizadas y deflectores instalados); la estimación del amortiguamiento realizada in-situ en los días en que se produjeron las vibraciones sobre el análisis de diagramas temporales de aceleraciones arrojó un valor bastante superior (0,3%). Si se adopta este último valor del amortiguamiento, la aplicación del Eurocódigo a la estimación de la amplitud máxima de la vibración daría un valor de 0,75m. Ambos resultados son una buena confirmación de la metodología de ensayo y de interpretación de los resultados que se ha adoptado.

El análisis de la influencia de los deflectores en la respuesta del arco se resume en los resultados correspondientes a la maqueta con sustentación elástica que se concretan en el gráfico de la Figura 6 en el que se representa la amplitud de vibración estacionaria del modelo en función de la velocidad del viento incidente. Ambos parámetros están adimensionalizados para poder traducir los resultados directamente a la escala del prototipo: los desplazamientos respecto a una dimensión característica de la sección (el canto en este caso) y la velocidad utilizando el concepto de velocidad reducida ($U_r=U/nb$, siendo n la frecuencia de vibración, aproximadamente coincidente con la fundamental de la estructura, y b el canto de la sección). Se puede observar en esta figura que la introducción de los deflectores permite reducir la amplitud de la respuesta y también reducir la amplitud del intervalo de velocidades para el cual la sección es sensible al desprendimiento de torbellinos (se reduce por lo tanto la posibilidad de que se produzca el acoplamiento entre el desprendimiento de torbellinos y las vibraciones de la estructura).

Cuando se considera la sección modificada con los deflectores, la Figura 6 demuestra en primer lugar que el valor crítico de la velocidad reducida (y por lo tanto el número de Strouhal) no se ve apenas afectado por dichos deflectores. Por otra parte, la amplitud de las vibraciones se reduce aproximadamente a la mitad. Este último resultado puede parecer a primera vista decepcionante; sin embargo, casi tan importante como la reducción de amplitud máxima es el hecho de que este pico de amplitud está mucho más concentrado alrededor de la velocidad crítica. Esto indica que dicha amplitud máxima sólo se producirá en unas condiciones de viento mucho más exigentes que las que pueden producir el fenómeno de resonancia en la

configuración original. Esta exigencia se ve condicionada en este caso por dos factores: la variación del canto del arco y la turbulencia del viento.

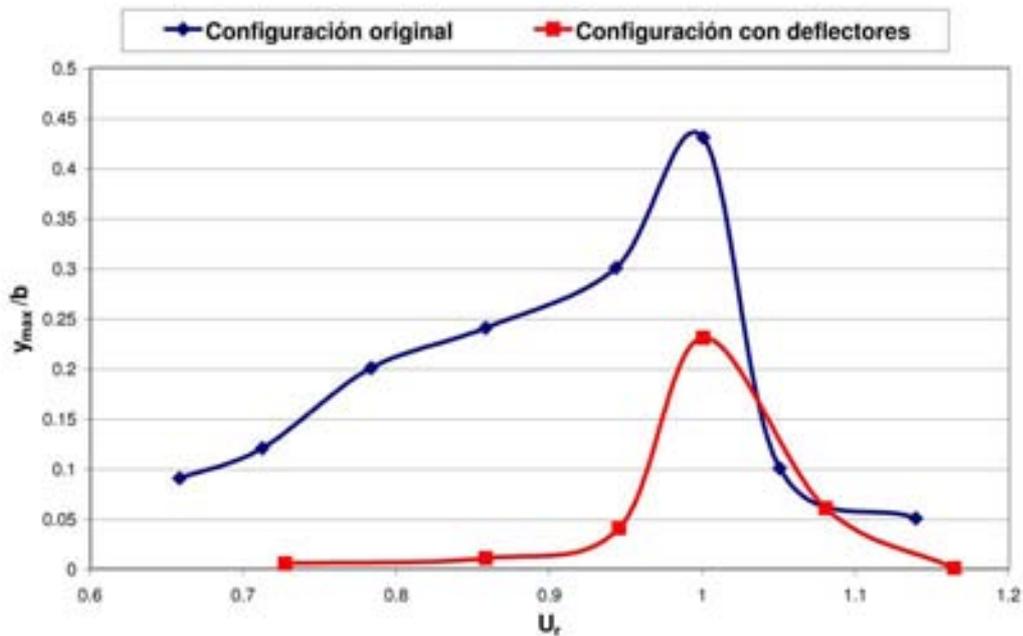


Fig. 6. Amplitud de la vibración medida en los ensayos en túnel de viento

La variación de canto del arco se puede tener en cuenta a través de suponer que la velocidad reducida varía a lo largo del arco y por lo tanto también lo hace la amplitud máxima de acuerdo con la Figura 6. Esto se puede modelar suponiendo que el coeficiente de fuerza lateral, c_{lat} , varía en función del canto. Teniendo en cuenta que en el cálculo de la amplitud de las vibraciones se supone que las fuerzas aeroelásticas se aplican en fase a lo largo de la llamada longitud de correlación (entre 6 y 12 veces el canto), se puede definir un valor medio de c_{lat} a lo largo de esta longitud (por la pequeña variación de canto que en ella se puede producir). De esta manera se pasa de un valor máximo de c_{lat} de 1,42 (correspondiente al máximo de la Figura 6), a un valor medio de 1,24. La aplicación de nuevo de la fórmula del Eurocódigo conduce a una amplitud de las vibraciones de 0,25m, es decir un tercio de la correspondiente a la configuración original en el supuesto de que el amortiguamiento del arco sea del 0,3%.

Queda por estudiar el papel de la turbulencia en este fenómeno. Para ello se ha optado por recurrir a un modelo muy intuitivo y que además queda del lado de la seguridad. El modelo es un sistema de un grado de libertad sometido a una fuerza oscilante con una frecuencia coincidente con la frecuencia propia del sistema. Es sabido que en esta situación de resonancia la amplitud de la vibración crecerá paulatinamente hasta estabilizarse en un valor máximo, y_{max} , que dependerá del amortiguamiento del sistema de acuerdo con la expresión

$$y_{max} = \frac{p_0}{2\xi k}$$

en donde p_0 es la amplitud de la fuerza, k es la rigidez del sistema y ξ su amortiguamiento relativo al crítico. El número de ciclos necesarios para alcanzar esta amplitud máxima será tanto mayor cuanto menor sea el amortiguamiento.

Se representarán las acciones generadas por el desprendimiento de torbellinos mediante una fuerza oscilante de variación senoidal y de frecuencia coincidente con la frecuencia propia del sistema. Pero para tener en cuenta que los efectos de esta fuerza sólo se hacen sentir en un entorno de la velocidad crítica, se supondrá que la fuerza actúa solamente cuando la velocidad de viento (variable por efecto de la turbulencia) difiere de la velocidad crítica en una proporción definida. Esta proporción se determina a partir de los resultados del ensayo en túnel de viento como se explica en la Figura 7: la curva de respuesta (amplitud máxima frente a velocidad reducida) se sustituye por un diagrama rectangular de misma área. Esto es equivalente a suponer

que las fuerzas aeroelásticas sólo actúan cuando la velocidad de viento está contenida en un cierto intervalo. Este intervalo de efectividad resulta ser el comprendido entre 0,81 y 1,05 (longitud total = 0,24) de la velocidad crítica para la configuración original y el comprendido entre 0,95 y 1,06 (longitud total = 0,11) de la velocidad crítica para la configuración modificada con los deflectores.

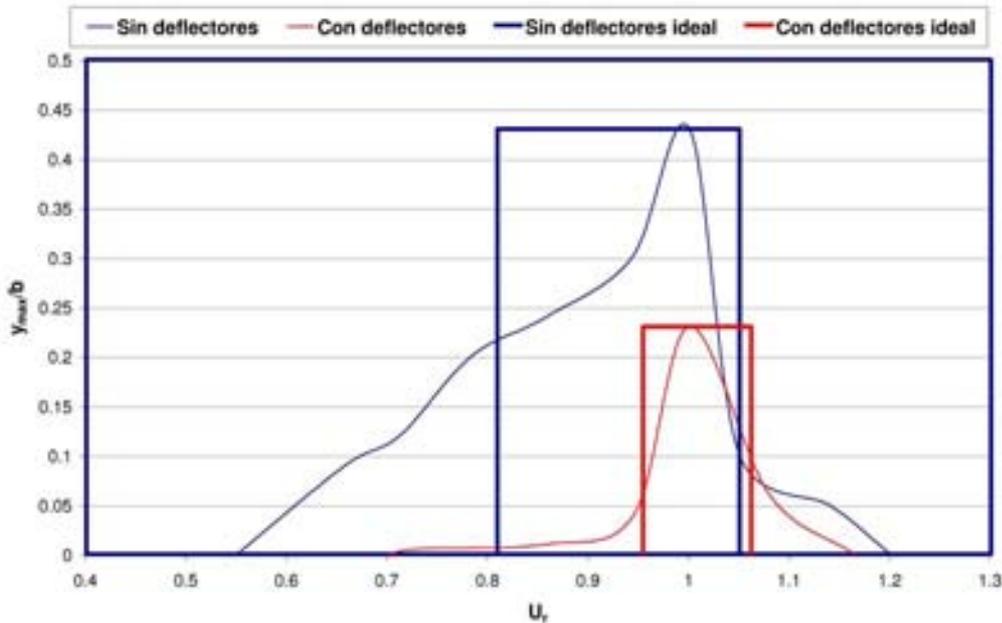


Fig. 7. Amplitud de la vibración medida en los ensayos en túnel de viento y modelo de análisis

El siguiente paso consiste en determinar durante cuánto tiempo la velocidad de viento estará comprendida en los intervalos marcados. Para ello se analiza uno de los registros de viento extraídos del puente y dentro de ese registro se selecciona una longitud de 1 hora durante la cual la velocidad se mantenga más o menos constante y se asimila la velocidad crítica a la velocidad media en ese intervalo; ésta es evidentemente una hipótesis conservadora puesto que la velocidad de viento sufre variaciones importantes a lo largo del tiempo necesario para generar vibraciones apreciables. Como consecuencia de este análisis, se obtienen los siguientes resultados:

- Para la configuración original (intervalo de longitud 0,24) sólo el 48% de los datos están comprendidos en el intervalo de efectividad; la duración media de cada periodo de efectividad es de 5,15s y la separación media entre cada dos intervalos de efectividad es de 5,47s.
- Para la configuración con deflectores (intervalo de longitud 0,11) sólo el 22% de los datos están comprendidos en el intervalo de efectividad; la duración media de cada periodo de efectividad es de 2,05s y la separación media entre cada dos intervalos de efectividad es de 7,35s.

Es evidente que los periodos de efectividad de la velocidad del viento son valores medios y que en realidad pueden variar mucho. Así por ejemplo, del registro de velocidades de 1 hora de duración que ha servido para obtener los valores anteriores (que corresponde a un periodo de velocidad prácticamente constante que se ha elegido precisamente por esta cualidad), la velocidad media en 10 minutos sólo oscila $\pm 4,5\%$ alrededor del valor medio en una hora pero en realidad la velocidad instantánea varía entre el 52% y el 165% de la velocidad media en ese periodo, que son valores coherentes con una turbulencia del orden del 14%, que es la medida en el lugar.

El estudio de la influencia que puede tener la turbulencia en la respuesta al desprendimiento de torbellinos se ha realizado aplicando sobre el modelo de un grado de libertad fuerzas excitadoras con la misma frecuencia que la del modelo y siempre en fase de forma que produzcan resonancia (otra hipótesis conservadora) pero interrumpiéndolas regularmente de acuerdo con la cadencia media definida anteriormente. La respuesta del modelo sigue correspondiendo a un fenómeno de resonancia aunque con algunas variantes como se aprecia en la Figura 8. Se observa un crecimiento paulatino de la amplitud de las oscilaciones aunque con

disminuciones periódicas, que corresponden a períodos de interrupción de las fuerzas excitadoras; estas disminuciones serán tanto más acusadas cuanto más largas sean y cuanto mayor sea el amortiguamiento. La amplitud máxima de vibración se produce en una situación de equilibrio entre la energía introducida en el sistema por las fuerzas excitadoras y la energía disipada por amortiguamiento; por ello cabe esperar que esta amplitud sea proporcional a la fracción de tiempo durante la cual son efectivas las fuerzas de viento y que sea inversamente proporcional al amortiguamiento.

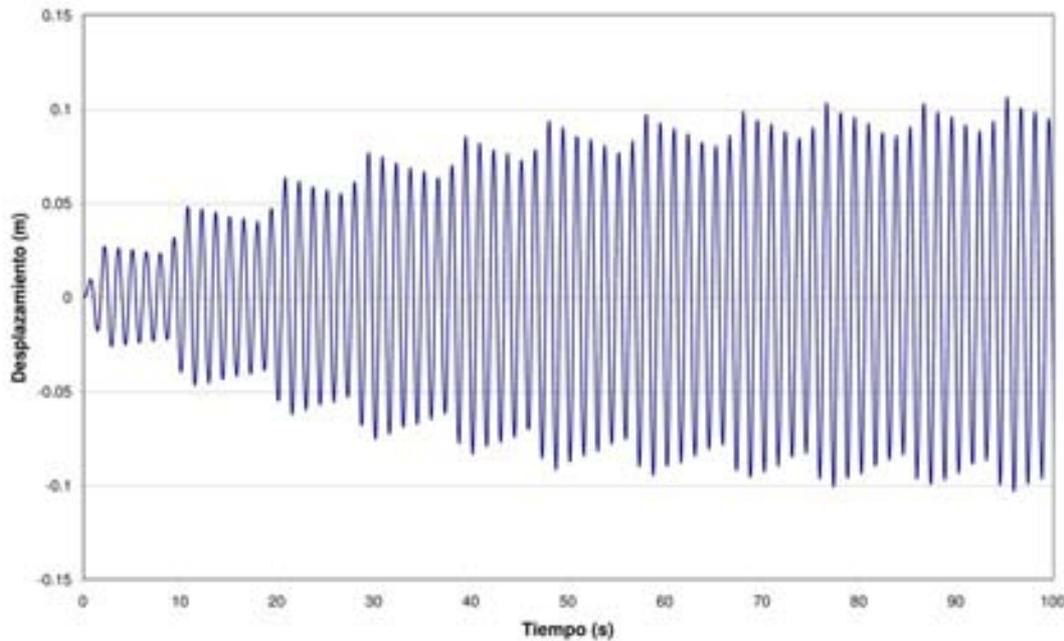


Fig. 8. Respuesta del modelo de 1 grado de libertad a la acción idealizada de un flujo turbulento

Se han estudiado dos casos correspondientes de alguna forma a la situación del arco exento antes y después de modificarlo con los deflectores con un amortiguamiento relativo del 0,3%; finalmente se ha estudiado un tercer caso ideal en que se ha considerado el arco exento y modificado con los deflectores pero con el amortiguamiento correspondiente a una estructura mixta que es del 0,6% [6]. En realidad, el amortiguamiento final de la estructura terminada es un valor superior dependiente del modo considerado [10]. En los tres casos, la amplitud de la fuerza de excitación es la misma, cosa que no ocurre en realidad de acuerdo con lo reflejado en la Figura 6. Los resultados se muestran de forma relativa en la Tabla 1.

Tabla 1. Amplitudes máximas (valores relativos) del modelo de un grado de libertad.

Casos calculados	Amplitud máxima de vibración (valores relativos)
Sección del arco original: $f=0.7\text{Hz}$, $\xi=0,3\%$	1,00
Sección del arco modificado: $f=0.7\text{Hz}$, $\xi=0,3\%$	0,49
Sección del arco modificado: $f=0.7\text{Hz}$, $\xi=0,6\%$	0,33

Estos resultados indican que la respuesta del arco modificado debe llevar un factor reductor de 0,49 respecto a la estimación anterior sólo a causa de la turbulencia del viento; por lo tanto la máxima amplitud esperable sería de $0,49 \times 0,25\text{m} = 0,12\text{m}$ y la máxima aceleración sería de $0,49 \times 0,5g = 0,24g$. Este último valor es todavía muy superior a los valores medidos in-situ (el máximo valor medido sobre el arco exento pero con deflectores ha sido de $0.06g$) lo cual hace suponer que la falta de coherencia espacial de la velocidad de viento (producto

también de la turbulencia) juega un papel importante en el fenómeno aparte de los efectos de respuesta no-lineal de la estructura frente al desprendimiento de torbellinos [11].

En el caso del puente terminado, las fuerzas excitadoras generadas en los arcos deberían mover una masa mucho mayor y el amortiguamiento también sería mayor por ser el tablero mixto. Sin embargo, los resultados de la Tabla 1 parecen indicar que la reducción de la amplitud resonante no es inversamente proporcional al amortiguamiento en el caso de unas fuerzas excitadoras que se interrumpen de forma periódica y regular. En cualquier caso sí demuestran que el efecto de la no continuidad de las fuerzas (consecuencia de la turbulencia) es de una reducción de la amplitud de las vibraciones. Por lo tanto, las amplitudes de vibración esperables en el puente terminado serán incluso menores que las estimadas a partir de la formulación del Eurocódigo [6] y mencionadas anteriormente. El sistema de adquisición de datos instalado en el puente ha permitido comprobar que no se han vuelto a producir episodios de vibración destacables.

5. Conclusiones

A lo largo de este trabajo ha quedado demostrado que las vibraciones sufridas por los arcos de Alconétar durante su construcción fueron debidas a un fenómeno de resonancia producido por el desprendimiento de torbellinos. Estas vibraciones han sido controladas de forma satisfactoria por la introducción de unos deflectores en las cuatro esquinas exteriores de los arcos cuya función consiste en combatir el despegue de la lámina de fluido y reducir el tamaño de los torbellinos y, consecuentemente, el valor de las fuerzas oscilantes que imponen sobre la sección. Estos deflectores también reducen el intervalo de velocidades para el cual el desprendimiento de torbellinos se acopla a la frecuencia de vibración del puente y ambos efectos hacen que las oscilaciones resultantes sean aceptables. Con el puente terminado, el incremento de masa y rigidez del puente y el aumento de amortiguamiento debido a la introducción de un tablero mixto hacen que la amplitud de las vibraciones que se pueden llegar a producir sea plenamente aceptable de acuerdo con las normas vigentes tanto en lo que se refiere a la seguridad y durabilidad de la estructura como a la comodidad del tráfico que circule por el puente.

6. Referencias

- [1] LLOMBART J.A., REVOLTÓS J. & COUTO S., "Puente sobre el río Tajo en el embalse de Alcántara (Arcos de Alconétar)", *Hormigón y Acero*, No. 242, 2006, pp. 5-38.
- [2] LARSEN A. & POULIN S., "Vortex-Shedding Excitation of Box-Girder Bridges and Mitigation", *Structural Engineering International*, No. 4/2005, 2005, pp.258-263
- [3] VROUWENVELDER A.C.W.M. & HOECKMAN W., "Wind-Induced Vibration of Tubular Diagonals of the Werkspoorbridge", *Structural Engineering International*, No. 4/2004, 2004, 314-321
- [4] TAKEUCHI T. & MATSUMOTO M., " Aerodynamic Response Characteristics of Rectangular Cylinders in Tandem Arrangement", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 41-44, 1992, pp. 565-575
- [5] MITTAL S., KUMAR V. & RAGHUVANSHIA., "Unsteady Incompressible Flows past Two Cylinders in Tandem and Staggered Arrangements", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 25, 1997, pp. 1315-1344
- [6] EN 1991-1-4:2005, Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions
- [7] MORGENTHAL G. & SAUL R., "Analysis of Aeroelastic Bridge Deck Response to Natural Wind", *Structural Engineering International*, No. 4/2005, 2005, pp. 232-235
- [8] BARRERO A., ALONSO G., MESEGUER J. & ASTIZ M.A., "Ensayos en túnel de viento de un modelo aeroelástico del arco del puente sobre el río Tajo (Arcos de Alconétar)", *Hormigón y Acero*, No. 245, 2007, pp.33-40
- [9] ALONSO G., BARRERO A., MESEGUER J. & ASTIZ M.A., "Ensayos aeroelásticos de un modelo de puente de arco sobre el río Tajo", *Revista de Ingeniería Aeronáutica y Astronáutica*, No. 382, 2007, pp. 1-7
- [10] PUCHOL V., "Análisis experimental de las vibraciones causadas por el viento en el puente sobre el río Tajo (Arcos de Alconétar)", *Hormigón y Acero*, No. 243, 2007, pp. 51-66
- [11] SIMIU E. & SCANLAN R.H., *Wind Effects on Structures*, John Wiley & Sons, 1996

PUENTE "ARCOS DE ALCONÉTAR"

PROCEDIMIENTOS ESPECIALES DE CONSTRUCCIÓN

José Antonio LLOMBART JAQUES

Ingeniero de Caminos

EIPSA

Director general

jallombart@eipsa.net

Jordi REVOLTÓS FORT

Ingeniero de Caminos

EIPSA

Director técnico

jrevoltos@eipsa.net

Sergio COUTO WÖRNER

Ingeniero de Caminos

EIPSA

scouto@eipsa.net

Resumen

El Puente "Arcos de Alconétar" puesto en servicio en julio de 2006, está constituido por dos estructuras gemelas de 400 m de longitud, cuyo vano principal cruza el Embalse de Alcántara y está formado por un arco metálico de tablero superior, de 220 m de luz.

El sistema constructivo se ha caracterizado por su rapidez y singularidad. Entre las fases de construcción cabe destacar el montaje de la estructura mediante doble basculamiento de cuartos de arco, abatimiento de semiarcos hasta cierre en clave y empuje del tablero formado por estructura mixta acero-hormigón a sección completa.

En presente Comunicación se muestran imágenes reales y detalles de las fases de construcción así como la descripción y características de los elementos fundamentales y mecanismos especiales diseñados expresamente para esta obra.

Palabras Clave: Arco de tablero superior, basculamiento, rótulas, abatimiento, empuje de tablero, estructura mixta.

1. Introducción

La Autovía de la Plata cruza el Embalse de Alcántara mediante dos estructuras gemelas, cada una de las cuales está constituida por un arco metálico de tablero superior con una luz de 220 metros y 42,50 m de flecha (Fig. 1). Cada uno de los arcos está formado por dos piezas longitudinales con sección cajón, arriostradas entre sí.

El tablero está formado por una estructura mixta, apoyada en pilares dispuestos de forma que se mantiene un ritmo uniforme en el conjunto de la obra. La luz de los vanos es 26 metros, tanto en los tramos de acceso con pilares de hormigón, como en el tramo principal, con pilares metálicos apoyados rígidamente sobre el arco.



Fig. 1 Vista general

Este puente ha supuesto un hito en la construcción de arcos, no sólo por su magnitud, sino por la conjunción de sistemas constructivos y de medios auxiliares aplicados. En él se han encadenado armoniosamente, el empuje de tablero, basculamiento y descenso de grandes piezas, elevación con rotación de un cuarto de arco, y finalmente el abatimiento del semiarco que constituye en sí mismo un record en el mundo, puesto que a día de hoy no se conocen operaciones de esta magnitud en puentes de arco.

2. Fases de construcción

Se muestran a continuación los esquemas de las principales fases del proceso constructivo (Figuras 2 a 15).



Fig. 2 Construcción de la infraestructura: Cimentaciones, pilas, estribos y macizos de arranque de arcos



Fig. 3 Construcción de tableros completos en tierra firme



Fig. 4 Empuje de tableros hasta alcanzar pilas cercanas al embalse



Fig. 5 Desmontaje de los 13 m frontales de las vigas metálicas. Montaje del primer cuarto de arco sobre el tablero y desplazamiento hasta la parte frontal



Fig. 6 Basculamiento del primer cuarto de arco y descenso en posición vertical



Fig. 7 Ensamblaje del extremo inferior con la pieza de soporte del arco y montaje del segundo cuarto de arco sobre el tablero y unión con el primero en una zona provista de rótula



Fig. 8 Basculamiento del segundo cuarto de arco con ayuda de una grúa situada sobre el tablero



Fig. 9 Fin del basculamiento hasta completar la posición vertical del semiarco. Montaje de estructura de retenida para abatimiento de semiarco



Fig. 10 Abatimiento de semiarcos



Fig. 11 Cierre en clave. Se bloquean las rótulas para constituir arco biempotrado



Fig. 12. Repetición de maniobras en la estructura gemela



Fig. 13 Colocación de pilas metálicas sobre el arco



Fig. 14 Fases varias de empuje de tablero y colocación de pilas sobre el arco



Fig. 15 Trabajos de finalización

3. Elementos especiales para la ejecución de maniobras

3.1. Pórtico y sistema de rótulas para primer basculamiento de cuarto de arco



Fig. 15 Pórtico para primer basculamiento

El primer cuarto de arco está constituido por una pieza metálica de 60 m de longitud y un peso de 2000 kN. Para su manipulación, en la zona frontal del tablero se ha dispuesto un pórtico (Figura 15) dotado de unos mecanismos móviles de elevación y retenida, formados por gatos hidráulicos que accionan unos cables dispuestos verticalmente.

Los gatos están apoyados en unas plataformas deslizantes, de tal forma que permiten el movimiento horizontal de la pieza hasta la posición prevista para el basculamiento, en que se acopla a una rótula dispuesta en el extremo frontal del tablero (Figura 16).

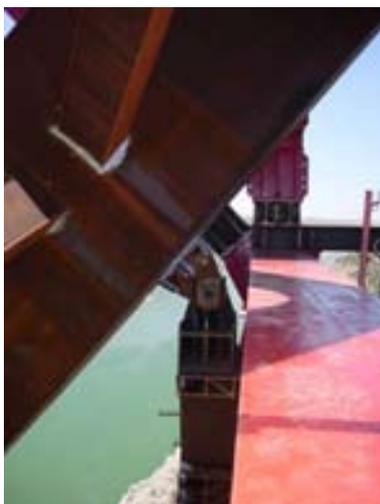


Fig. 16 Rótula para basculamiento



Fig. 17 Primer basculamiento de cuarto de arco

El basculamiento del conjunto (Figura 17) y descenso (Figura 18) se realiza mediante el oportuno accionamiento de los gatos sobre los cables de cuelgue.

Una vez concluido el descenso se realiza una maniobra para ajuste de precisión, combinando el movimiento vertical con el horizontal, gracias al mecanismo existente sobre las plataformas deslizantes situadas en la parte superior del pórtico. Finalmente, se procede al ensamble y soldadura del extremo inferior con la pieza de soporte del arco, previamente montada en la zona de apoyo sobre el macizo de cimentación.



Fig. 18 Descenso de cuarto de arco y ensamble con pieza inferior en la base del arco

3.2. Basculamiento del segundo cuarto de arco hasta completar la posición vertical del semiarco

El segundo cuarto de arco se desplaza horizontalmente sobre el tablero hasta conectarlo con la pieza anterior en una zona provista de rótulas (Figura 19)



Fig. 19 Segundo cuarto de arco conectado en una zona provista de rótulas

Seguidamente y mediante la ayuda de una grúa sobre orugas se procede al izado de la fracción superior del arco pivotando la base en la rótula intermedia (Figura 20). La maniobra se ha realizado manteniendo fija la posición de la pluma y simultaneando el mecanismo de elevación con el desplazamiento de la grúa sobre el tablero.



Fig.20 Izado de segundo cuarto de arco con grúa

La maniobra de izado se detiene cuando la vertical del centro de gravedad de la pieza superior queda a 4 metros del eje de la rótula intermedia (Figura 21). A partir de este momento, el resto de la maniobra debe completarse mediante la acción conjunta de gatos hidráulicos montados sobre unas estructuras auxiliares y unos cables de retenida que evitan el movimiento inverso.

Accionamiento de los gatos hidráulicos montados sobre la estructura auxiliar, hasta que se completa el basculamiento de la parte superior del semiarco. Mediante este mecanismo se efectúa la maniobra hasta conseguir la posición definitiva del segundo cuarto de arco (Figura 28). El centro de gravedad del segundo cuarto de arco ha pasado sobre la vertical y se encuentra en el lado opuesto. Dada la existencia de unos topes metálicos, el conjunto de las dos piezas montadas es estable.



Fig. 21 Posición final de la maniobra de izado con grúa



Fig. 22 Posición final de basculamiento del segundo cuarto de arco, mediante accionamiento de gatos situados en la estructura auxiliar

Posteriormente, se completa la sección de arco, mediante soldadura de chapas, con lo que las rótulas quedan bloqueadas.

En esta situación, cada semiarco está compuesto por una pieza de 120 metros de altura, dispuesta en posición vertical y lista para las operaciones de abatimiento. El centro de gravedad de cada semiarco está situado sobre la vertical de las rótulas existentes en la base de arco. Existen unos elementos provisionales de fijación del semiarco al nivel del tablero, frente a acciones horizontales.

Para realizar las siguientes operaciones se montan sobre el tablero unas estructuras metálicas que están unidas a los semiarcos mediante unos cables de retención.

3.3. Base de arco. Sistema de retención vertical y horizontal, rótulas y gatos de regulación (Figuras 23 y 24).

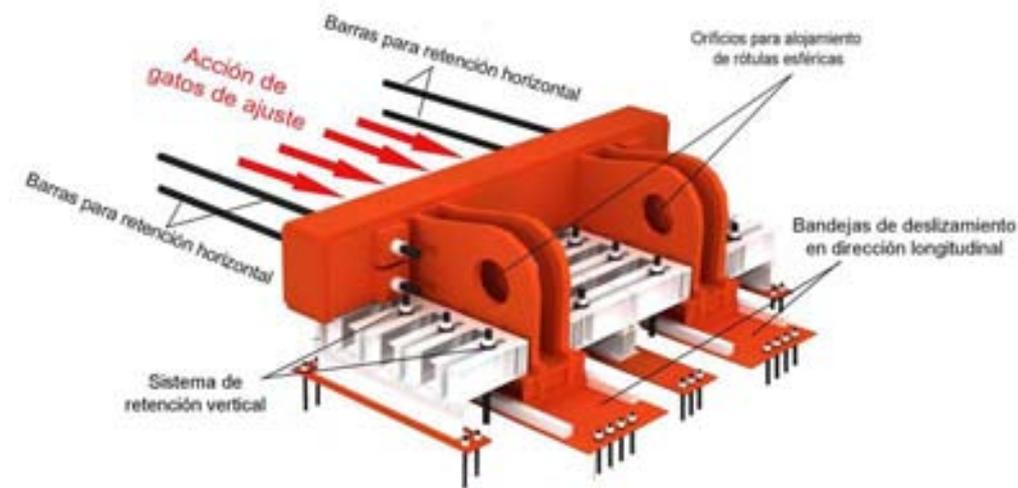


Fig. 23 Esquema de la zona inferior del arco



Fig. 24 Zona inferior del arco en la en la situación posterior al abatimiento de semiarcos

El sistema que permite el giro de cada uno de los semiarcos en su parte inferior está formado por cuatro rótulas (dos en cada viga – cajón), situadas en el eje de las almas, a fin de no producir estados de flexión local en la estructura. Para evitar los efectos de una posible falta de alineación del eje de giro en proceso de montaje, las rotulas son esféricas.

Cada uno de los semiarcos reposa sobre una base que permite el deslizamiento de los mismos en la dirección del eje longitudinal del puente. El movimiento está controlado mediante cuatro gatos hidráulicos dispuestos horizontalmente y apoyados contra el paramento vertical del arranque, de tal forma que una vez concluido el proceso de abatimiento existe la posibilidad de regular la posición, no solamente en sentido longitudinal mediante el accionamiento sincronizado de los gatos, sino también provocar un desplazamiento lateral en la zona de clave mediante una actuación diferencial en el recorrido de los citados gatos. Con ello existe la posibilidad de regulación, en todas las direcciones posibles, de la posición del extremo de cada uno de los semiarcos en la zona de clave para lograr el ensamble en la posición prevista.

Durante el proceso de abatimiento de los semiarcos y en la posición previa al encuentro en la zona de clave, la consideración del efecto de viento lateral de gran intensidad resulta crítica en lo referente a la seguridad frente al vuelco del conjunto y al deslizamiento. Las reacciones verticales de apoyo en la base del arco son asimilables a un par de fuerzas, cada una de ellas aplicadas en la base de las dos vigas – cajón metálicas. La magnitud de la reacción en sentido ascendente, calculada de acuerdo con la consideración de un viento excepcional deducido a partir de las especificaciones de la Norma IAP es superior a la reacción debida al peso propio del arco. Para evitar todo riesgo de levantamiento de los apoyos y la consiguiente inestabilidad del conjunto por un efecto de vuelco, se ha dispuesto un potente sistema de retención vertical de los mecanismos de apoyo, que es compatible con el movimiento de deslizamiento horizontal en sentido longitudinal.

De la misma forma, la componente horizontal de las reacciones de apoyo producidas por el efecto del viento lateral es asimilable a un par de fuerzas, cuyo valor en magnitud también podría ser superior a la reacción debida al peso propio, materializada en una fuerza aplicada sobre los gatos. Para evitar el deslizamiento incontrolado de uno de los dos apoyos en sentido hacia el embalse, se ha dispuesto un sistema de retención horizontal formado por unos topes que impiden el movimiento hacia las laderas y barras regulables que actúan en sentido contrario y que se pueden desbloquear durante las maniobras de ajuste de la posición de los semiarcos en la fase previa al cierre en clave.

3.4 . Abatimiento y cierre en clave de semiarcos. Sistema de enclavamiento automático



Fig. 25 Abatimiento de semiarcos

Para facilitar el ensamblaje de los dos semiarcos en la zona de clave, existen unos elementos de guía con paramentos formados por chapas inclinadas, de forma que una vez establecido el contacto entre los dos extremos, la regulación hasta la posición final es automática (Figuras 26 y 27).



Fig. 26. Extremo frontal de semiarcos en posición previa al cierre en clave

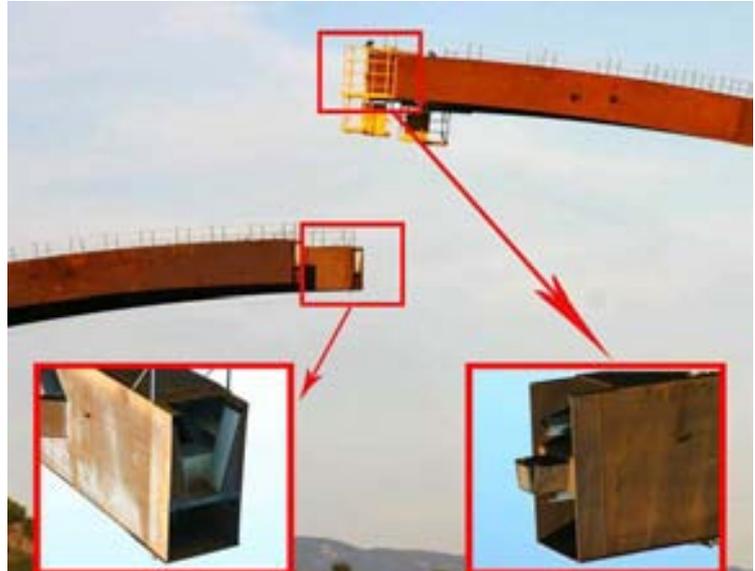


Fig. 27 Sistema de enclavamiento automático en zona de clave

El contacto frontal entre los dos semiarcos se produce a través de una rótula esférica axial situada en cada una de dos las vigas – cajón. (Figura 28).

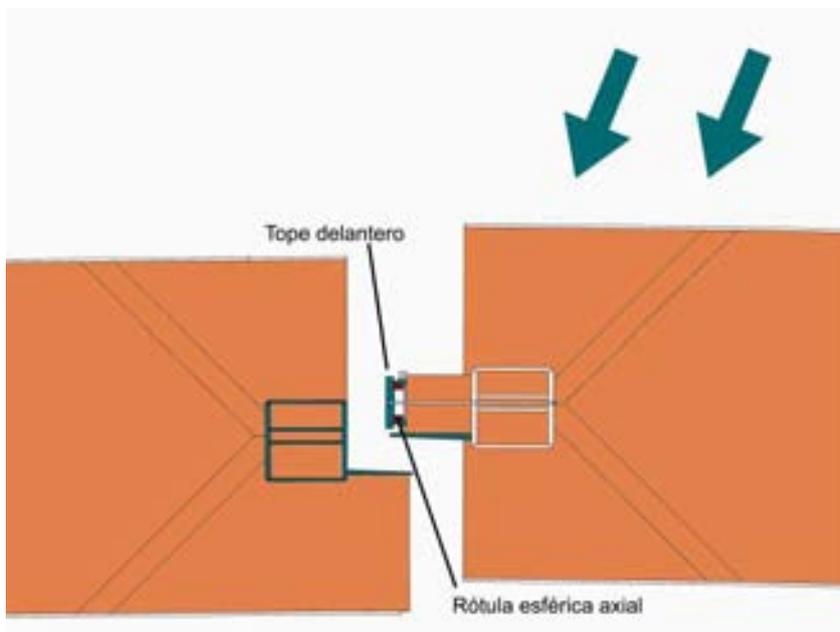


Fig. 28 Esquema del sistema de enclavamiento automático en zona de clave.

Una vez finalizado el proceso de abatimiento y con los semiarcos en contacto, se monta un pequeño sistema de bloqueo vertical de seguridad y se descargan los cables de retención. En este momento, la estructura responde a un esquema de arco triarticulado, que dado su condición de isostático, permite la regulación en altura de la zona de clave mediante la actuación de los gatos horizontales situados en el arranque. Una variación en el recorrido del émbolo de

dichos gatos provoca el movimiento vertical de la zona de clave sin que exista variación en los esfuerzos del arco, así como tampoco en las reacciones de apoyo.

Mediante la utilización del sistema descrito se ha materializado el punto de ensamble en la clave de arcos en la posición prevista en el proyecto con una precisión milimétrica.

4. Comentarios finales. Rapidez de ejecución

El sistema constructivo desarrollado, dentro del cual forman parte los detalles descritos anteriormente, ha permitido realizar la obra en unas condiciones de rapidez, que pueden considerarse como excepcionales.

Puede resultar significativo el dato expresado gráficamente en las figuras 29 y 30, en que muestran la fechas dos situaciones de la obra. Existe un lapso de tiempo de 5 meses y medio entre las fechas en que se realizaron las dos fotografías.



Fig. 29 Situación de la obra, el 28 de enero de 2006



Fig. 28 Obra terminada. Prueba de carga realizada el 15 de julio de 2006

III CONGRESO DE ACHE DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

LAS ESTRUCTURAS DEL SIGLO XXI
Sostenibilidad, innovación y retos del futuro



Realizaciones



LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO TAJO, EN EL EMBALSE DE ALCÁNTARA

José Antonio **LLOMBART**¹, Jordi **REVOLTÓS**,² Sergio **COUTO**³
Manuel **ALPAÑÉS**⁴

^{1,2,3} Ingenieros de Caminos. Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA)

⁴ Ingeniero de Caminos. Obrascón Huarte Lain, S.A. (OHL)

RESUMEN

El sistema constructivo desarrollado para la ejecución del puente sobre el río Tajo en el Embalse de Alcántara, cuyo tramo principal está formado por un arco de tablero superior de 220 m de luz, se caracteriza por su singularidad, fundamentalmente por el hecho de construirse piezas de grandes dimensiones fuera de su emplazamiento definitivo, que deben ser manipuladas y montadas mediante el empleo de especiales elementos auxiliares.

Entre las fases de construcción cabe destacar, por su espectacularidad, el montaje de dos semiarcos en posición vertical y posterior abatimiento hasta su cierre en clave.

PALABRAS CLAVE

Arco, rótulas, empuje, basculamiento, abatimiento.



1. INTRODUCCIÓN

La comunicación presentada describe los detalles más representativos y peculiaridades del procedimiento de construcción desarrollado y puesto a punto para la realización de la obra del puente sobre el río Tajo en el Embalse de Alcántara.

Esta obra supone un hito en la construcción de arcos, no sólo por sus dimensiones, sino por la conjunción de sistemas constructivos y de medios auxiliares aplicados: empuje del tablero, manipulación transporte y basculamiento de grandes piezas formadas por un cuarto de arco y finalmente, el abatimiento de semiarcos hasta su cierre en clave; operación que constituye en sí misma un “record”, por el hecho de no existir hasta el momento precedentes de este tipo de maniobra en un arco de 220 metros de luz.

2. DESCRIPCIÓN DE LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN

Se indican gráficamente las principales etapas de construcción, junto con una sucinta descripción de las peculiaridades más significativas del sistema desarrollado

2.1. Cimentación y alzado de pilas de hormigón de los tramos de acceso



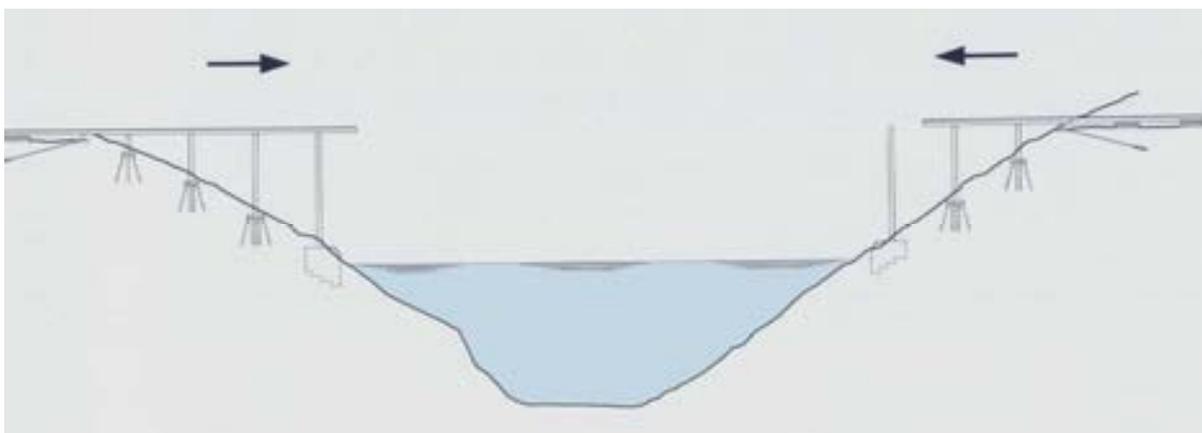
2.2. Construcción del tablero en tierra firme

En ambos lados del puente se montan las vigas metálicas, en toda su longitud, sobre unos macizos provisionales y se hormigona la losa superior de tablero. El tablero queda totalmente montado en tierra firme, incluso la barrera de seguridad definitiva.



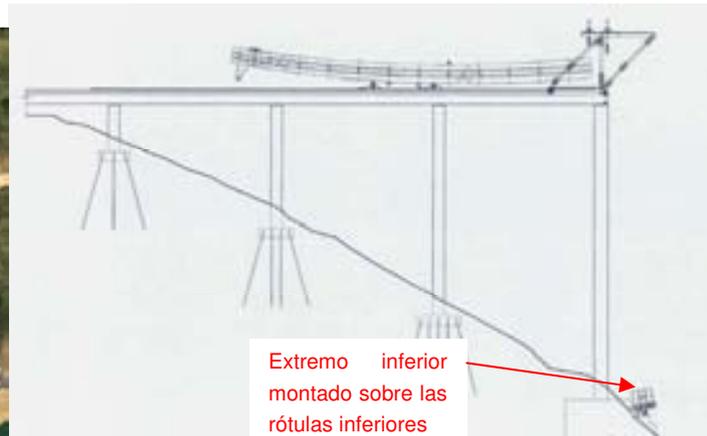
2.3 Empuje del tablero (1ª fase)

Empuje por ambos lados hasta alcanzar las pilas más próximas al embalse.



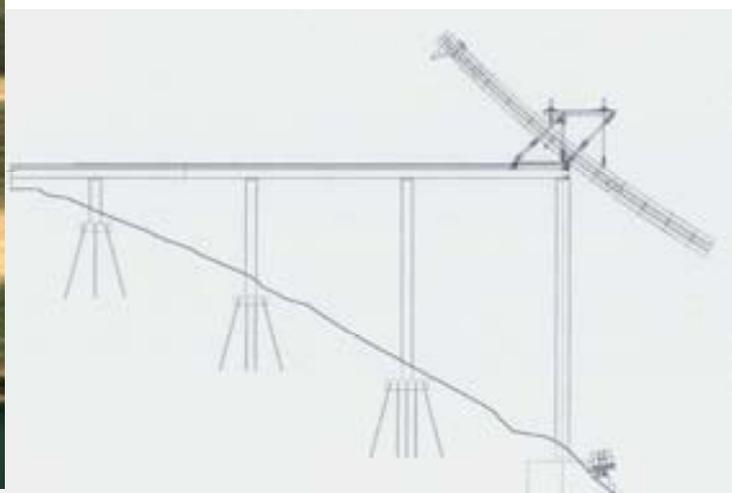
2.4 Montaje el primer cuarto de arco

Montaje de la pieza principal que forma el primer cuarto de arco en tierra firme y transporte sobre el tablero metálico. Montaje, mediante grúas, del extremo inferior sobre las rótulas situadas sobre el macizo de cimentación.



2.5 Basculamiento y descenso del primer cuarto de arco

Basculamiento de la pieza, soportada por un mecanismo especial montado sobre el tablero. Bascamiento de la pieza, soportada por un mecanismo especial montado sobre el tablero.

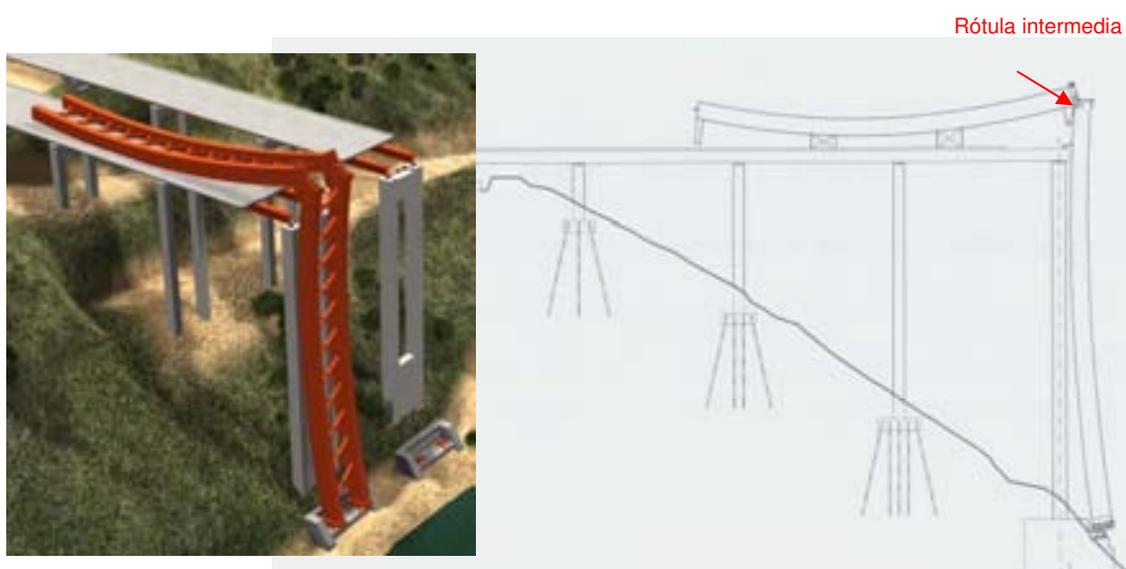


Descenso de la pieza principal y acoplamiento de las dos piezas que forman el primer cuarto de arco y soldadura de la zona de unión.



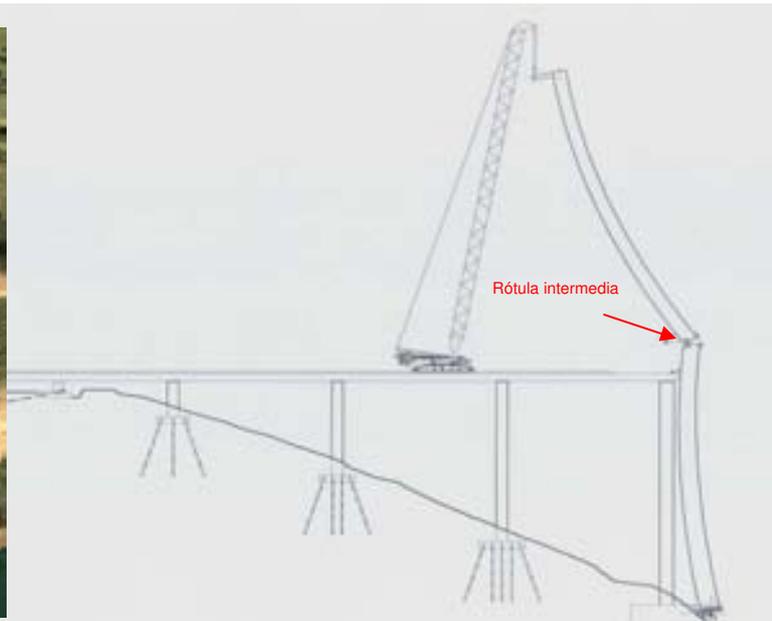
2.6 Montaje del segundo cuarto de arco

Montaje del segundo cuarto de arco en tierra firme, transporte sobre el tablero y empalme por soldadura con el primer cuarto de arco, provisto de una rótula en la parte superior.



2.7 Basculamiento del segundo cuarto de arco

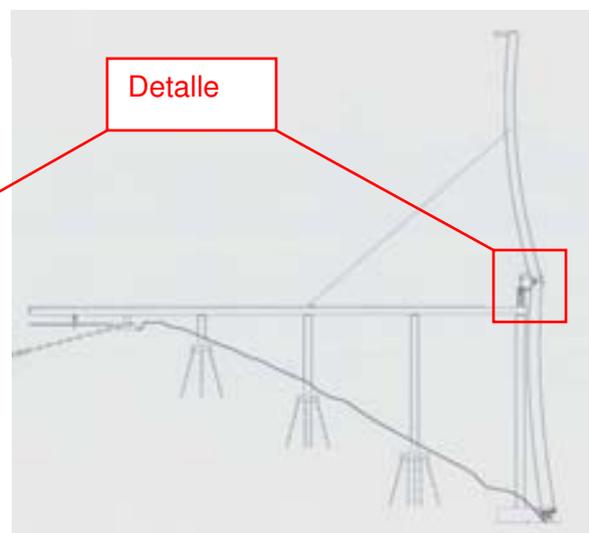
Izado, mediante grúa de la fracción superior del arco, pivotando la base en la rótula intermedia. La maniobra de izado se detiene cuando la vertical del centro de gravedad de la pieza superior queda a 4 metros del eje de la rótula intermedia.



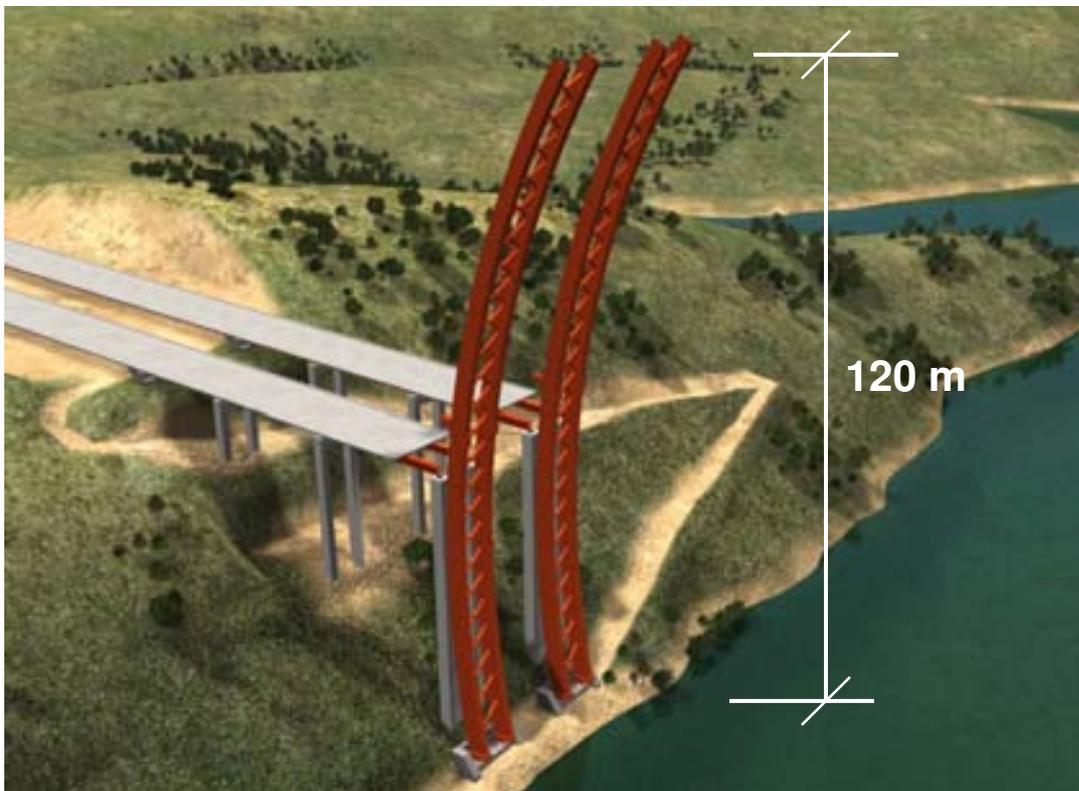
Montaje de una estructura auxiliar sobre el tablero

El apoyo de la parte superior situada sobre la rótula intermedia se complementa con la estructura auxiliar, provista de unos gatos hidráulicos.

Accionamiento de los gatos hidráulicos montados sobre la estructura auxiliar, con lo que se completa el basculamiento de la parte superior del semiarco.



Bloqueo de la rótula intermedia. Las piezas construidas tienen una altura de 120 metros.

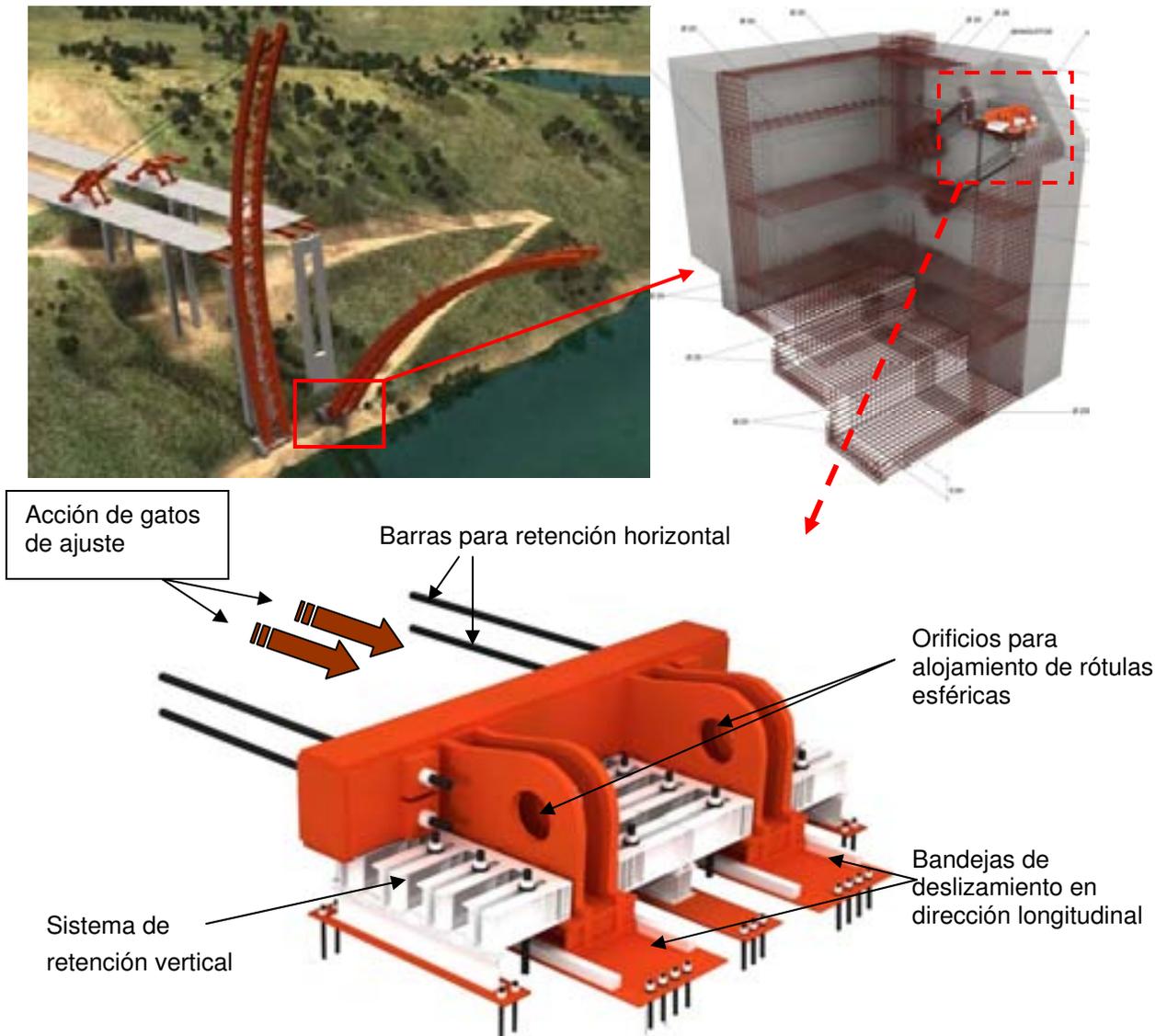


2.8 Abatimiento de semiarcos

Montaje de un sistema de retenida sobre los tableros. Abatimiento y cierre en clave. Se constituye un arco triarticulado



En la parte inferior de los arcos existe una pieza especial de soporte, cuya base posee un sistema de deslizamiento en dirección longitudinal según el eje del puente. Se ha dispuesto una batería de gatos en posición horizontal, de tal forma que mediante una accionamiento diferencial es posible controlar el movimiento transversal del extremo de los semiarcos en situación de abatimiento para ajustar al máximo la posición de encuentro en la zona de clave.

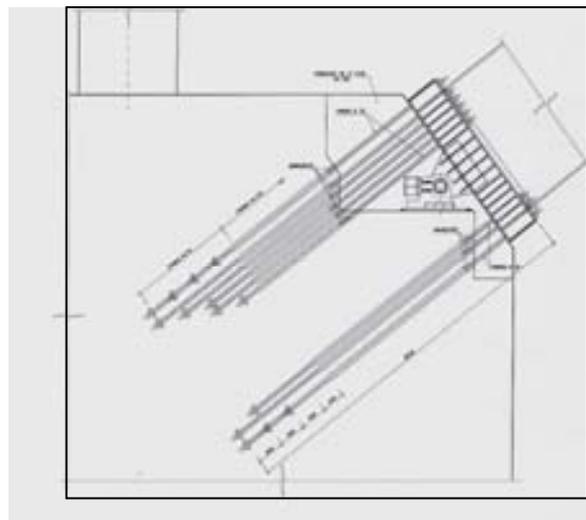


Esta pieza especial dispone además de un sistema regulable de retención en dirección longitudinal, formado por barras ancladas al hormigón y otro sistema de retención vertical, para evitar el levantamiento que podría producirse en situaciones excepcionales de viento transversal.

2.9 Bloqueo de articulaciones del arco

En clave: mediante adición de chapas soldadas

En arranques: Mediante hormigonado de base y pretensado de barras de anclaje del arco al hormigón.



2.10 Montaje de pilas metálicas y empuje de tablero (2ª fase)

Construcción de pilas metálicas sobre la zona lateral de los arcos. Montaje mediante grúa colocada en tierra firme. Empuje del tablero hasta sobrepasar las pilas construidas



2.11 Montaje de pilas metálicas y empuje de tablero (3ª fase)

Construcción de las pilas metálicas situadas en la zona central. Montaje con grúa situada sobre el tablero. Empuje del tablero hasta completar el cierre en el centro.



2.12 Trabajos complementarios de terminación

3 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El sistema constructivo desarrollado aporta la posibilidad de rapidez de ejecución en condiciones mucho más favorables que la que resulta con otros sistemas convencionales.

La construcción del tablero mediante lanzamiento aporta las ventajas que se desprenden del hecho de montarse enteramente en tierra firme, facilitando los elementos auxiliares y permitiendo un fácil control de calidad

El hecho de montar los arcos mediante el ensamble de elementos de gran tamaño constituye una ventaja derivada de la reducción del número de fases constructivas y el tiempo necesario para el conjunto de la obra

La aplicación del proceso desarrollado requiere una intensa labor de ingeniería que integra el diseño general de la estructura, formas, sistema constructivo y proyecto de detalle de elementos especiales.

La solución desarrollada aporta unas notables ventajas medioambientales, de seguridad en fase de ejecución y calidad final.

4. REALIZACIÓN DE LA OBRA

En el momento de la edición del presente resumen de la comunicación (abril, 2005) se está iniciando el montaje de los arcos.

La Administración y Dirección de Obra es la Demarcación de Carreteras de Extremadura, perteneciente al Ministerio de Fomento. La obra está siendo realizada por la Empresa OHL