

Arco del nuevo puente de Alcántara en Cáceres

Particularidades del diseño y construcción

Arch of the new Alcántara bridge in Cáceres
Particularities of his design and construction

Ramón Alfonso Sánchez de León ^a, Francisco Sánchez de León. ^b

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ESTUDIO AIA. Director de Obra Civil. rsanchezdeleon@estudioaia.com

^b Arquitecto. ESTUDIO AIA. Director de Arquitectura. fsanchezdeleon@estudioaia.com

RESUMEN

La construcción de un nuevo puente en Alcántara (Cáceres) sobre el río Tajo supone un reto profesional por un doble motivo: la integración por su proximidad al Puente Romano de Alcántara y la complejidad técnica derivada del diseño y la construcción de un arco mixto con 180 metros de luz con una fuerte componente no lineal en su comportamiento estructural. En este artículo se analizan aspectos relevantes tanto de su construcción como de su diseño estructural.

ABSTRACT

The construction of a new bridge in Alcántara (Cáceres) over the Tagus River represents a professional challenge for two reasons: integration due to its proximity to the Roman Bridge of Alcántara and the technical complexity derived from the design and construction of a composite arch bridge with 180 meters of span with a strong component of non-linearity in its structural behavior. This article analyzes relevant aspects of both its construction and its structural design

PALABRAS CLAVE: arco, acero, no linealidad, puente romano.

KEYWORDS: arch, steel, non-linearity, roman bridge.

1. Descripción de la estructura.

En esta ponencia se describen algunas particularidades de la construcción y el proyecto del nuevo puente en Alcántara (Cáceres) sensiblemente paralelo al histórico Puente Romano de Alcántara. La Junta de Extremadura adjudicó por concurso público a ESTUDIO AIA el proyecto de un nuevo puente en la carretera comarcal EX-117 en Alcántara con la finalidad de planificar una alternativa viaria para el cruce de dicha carretera sobre el río Tajo, eliminando de este modo el tráfico rodado sobre el actual Puente Romano; tráfico pesado que está deteriorando el puente construido a principios del siglo II en época del emperador hispano Trajano.

El nuevo puente proyectado tiene una longitud de 409.50 metros y está dividida en tres tramos: un primer tramo que denominamos el puente principal con una longitud de 267 metros compuesto por un arco de 180 metros de luz y 5 vanos de acompañamiento; un segundo tramo de 34.50 metros formado por muros de contención y que sirve de nexo a un tercer tramo o viaducto de acceso de 108 metros.

La plataforma del puente se compone por una calzada de 13.20 m de anchura para el tráfico rodado y por una pasarela peatonal de 3.50 m de ancho paralela a la calzada. La calzada está formada por dos carriles de 3.50 m de anchura y arcenes de 2.50 m, dejando 0.60 m en los bordes para el anclaje de los elementos de contención.

La pasarela está físicamente separada de la calzada una anchura de 1.40 m y se apoya sobre las costillas transversales de la sección.

El tablero sobre el arco está dividido en ocho vanos iguales de 18,00 metros entre pilas (vanos 2 a 9), excepto en la zona central donde arco y tablero se funden en un único elemento, dando así mayor rigidez al elemento estructural arco-tablero.

La unión del arco y el tablero en el tramo central, en una longitud de 36 m centrales, se consigue mediante un macizado de los dos recuadros centrales. La secuencia de pilas sobre el arco sigue sensiblemente la regla clásica de vanos del tablero equivalentes al décimo de la luz del arco.

El arco proyectado tiene una luz de 180 metros, con una flecha de 25,50 metros, con una relación flecha luz de 1/7.06 generando un arco básicamente rebajado de directriz parabólico, que se corresponde con el antifunicular de cargas permanentes.



Figura 1 Puente Romano de Alcántara junto con el nuevo puente en segundo plano.

El arco tiene una sección transversal rectangular, de 5.00 m de anchura y 2.00 m de canto, permaneciendo constante en todo su desarrollo. Las esquinas están achaflanadas para mejorar el comportamiento aeroelástico de la sección. La sección es mixta ya que el contorno exterior es de acero S-355 J2W autopatinable y el interior se hormigona una vez cerrado el arco con hormigón autocompactante de última generación.

Para disminuir el peso del arco en zonas donde el hormigón no es eficaz se disponen de tres aligeramientos circulares de poliestireno expandido de 1.20 metros de diámetro

embebidos en cápsulas de acero. Con estos aligeramientos aumenta el radio de giro de la sección y por tanto se mejora el comportamiento estructural del arco, disminuyendo a la vez el peso propio.



Figura 2. Sección metálica de arco en taller.

2. Proceso constructivo.

El proceso constructivo del puente de Alcántara fue estipulado en la fase de proyecto, dicho procedimiento ha tenido una importante repercusión en el diseño final de la estructura, la ejecución de las obras se ha ceñido fielmente a lo proyectado.

Debido a la poca disponibilidad de terreno existente en la margen derecha del río Tajo por lo escarpado de la ladera, los trabajos en esta margen han sido los mínimos e imprescindibles, con el fin de minimizar la excavación y afección en esa zona. La zona de trabajo se ha ubicado preferentemente en la margen izquierda del río Tajo. (lado Alcántara).

2.1. Viales de acceso y explanación previa.

La ejecución de los accesos a los puntos de cimentación del arco y viaducto de acceso ha requerido de importantes movimientos de terreno.

En la margen izquierda se realizó un vial de acceso y una explanada de trabajo por donde se ha movido la maquinaria y la grúa que se utiliza en el montaje del puente, tanto para el

viaducto de acceso como para el viaducto adosado y el propio arco.

Esta plataforma ha servido de zona de acopio y montaje tanto de los tramos de arcos como de tablero.



Figura 3 Vista de accesos y plataformas de trabajo durante la construcción.

La plataforma se ha realizado con un pedraplén procedente de la zona y una capa superior de zahorra artificial que ha garantizado la suficiente capacidad portante para el movimiento de la maquinaria y estabilidad de la grúa.

Para poder ejecutar las cimentaciones del viaducto, los muros intermedios y las cimentaciones de los vanos de acceso al arco y el propio arranque del arco, fue necesario ejecutar un camino sensiblemente paralelo a la traza y a una cota inferior: Aprovechando este camino se ejecutaron las cimentaciones y se tuvo acceso a la estructura.

La cota de la explanada de trabajo es la 127 y está por encima de la cota de 119 que es la de máximo turbinado de la central hidroeléctrica de José María de Oriol, caudal bastante frecuente de explotación de la presa y que ha condicionado la cota de cimentación del arco.

Afortunadamente no se han producido durante la construcción avenidas extraordinarias, que hayan obligado a un desembalse por encima de la cota de explanada.

En la margen derecha para la excavación de las cimentaciones ha sido necesario realizar un camino de acceso lateral en sucesivas terrazas según se iba bajando hasta la cota de la cimentación.

Es asombroso la capacidad de regeneración que tienen las pizarras en el entorno, ya que tras la excavación presentaban un color gris que en poco tiempo se tornaba rojizo por la oxidación férrica de las mismas, integrándose perfectamente en el paisaje existente.

2.2 Ejecución de cimentaciones.

Las cimentaciones del arco son directas ejecutadas con grandes plintos de hormigón armado, transmitiendo tensión máxima al terreno de 1,10 Mpa en servicio.

El plinto derecho se apoya sobre el terreno natural sensiblemente perpendicular a la directriz del arco. Tiene una dimensión transversal de 14,00 metros, una dimensión longitudinal de 12,50 mts y un canto de zapata de 5,25 metros, suponiendo un volumen de hormigón armado de 853 m³.



Figura 4. Arranque del arco cosido con barras de 75 mm al plinto derecho de hormigón tintado.

El plinto izquierdo tiene la problemática de que el terreno (aguas arriba) transversalmente desciende muy deprisa y por lo tanto es necesario profundizar más la cimentación, para evitar que la parte izquierda del plinto quede apoyado sobre las pizarras más someras y por lo tanto más degradadas. Esto hace que el plinto tenga mayor volumen, con una dimensión transversal de 14.00 metros, una dimensión longitudinal de 14.50 mts y un canto de zapata de 8.00 metros aproximadamente, suponiendo un volumen de hormigón de 1.339 m³

En el contacto con la pizarra (grado de alteración < III) se realiza un denteado para facilitar la trabazón de la cimentación con el

terreno natural y facilitar el procedimiento de excavación de la cimentación. En los fondos de excavación fue necesario la ejecución de voladuras puntales.

Los plintos se ejecutaron en dos fases una primera con un hormigón HA-35 y una segunda que requería un hormigón HA-50 de mayor capacidad portante para recibir la presión transmitida por la basa del arco.



Figura 5. Vista del montaje de los dos semiarcos. El derecho por avance en voladizo y el semiarco izquierdo sobre pilas provisionales cimentadas sobre la plataforma de trabajo de la grúa.

2.3 Inyecciones de consolidación.

Es sabido la sensibilidad de los arcos frente a deformaciones del terreno, ya que inducen momentos flectores importantes en el arco; por ello y para mejorar el módulo de deformación de la roca se procedió a la ejecución de inyecciones con lechada, tal y como preveía el proyecto, mediante perforaciones en el macizo rocoso y la posterior inyección de lechada a presión.

Este refuerzo mediante inyecciones se efectuó en el contorno de la cimentación de ambos plintos de apoyo del arco, con el objeto de homogenizar la zona de apoyo, y el tratamiento de eventuales zonas de debilidad o fractura, tanto las preexistentes como aquellas que puedan inducirse por la relajación de tensiones por el propio proceso de excavación.



Figura 6 Arranque semiarco derecho con torre de atirantamiento sobre estribo.

2.4 Montaje del arco metálico.

En primer lugar, se montaron los semiarcos exclusivamente metálicos, para una vez cerrado el arco proceder al hormigonado de los mismos

y posteriormente seguir con el montaje de pilas y tablero metálico.

El arco metálico va a funcionar como una gran cimbra metálica que queda incorporada en la capacidad resistente de la estructura como una sección mixta.

Los arcos se montan por dovelas en dos mitades prácticamente iguales, una correspondiente a la margen derecha del río o semiarco derecho y la otra correspondiente a la margen izquierda o semiarco izquierdo (más próximo a Alcántara). Las dovelas se colocaban en posición mediante una gran grúa ubicada en la plataforma de trabajo.

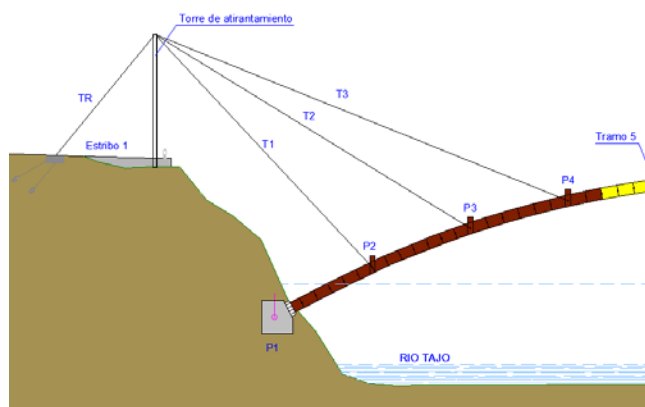


Figura 7. Plano de proyecto de esquema de montaje de los semiarcos

El semiarco izquierdo, al ser una zona perfectamente accesible para la grúa se monta sobre apeos, los cuales coincidían en el eje de las pilas del tablero. Estos apeos eran provisionales y una vez cerrado el arco y realizada la apertura de clave se han desmontado.

En el caso del semiarco derecho, al no poder realizarse apeos sobre el cauce habitual del río Tajo, fue necesario realizar un avance en voladizo desde el lado derecho, disponiendo de una torre provisional de atirantamiento y cinco parejas de tirantes provisionales que se van anclando a los nudos de arranque de las pilas-arco.

En fases avanzadas del voladizo se ha considerado necesario disponer en el frente del semiarco derecho unos tirantes de estabilización aeroelástica para evitar el desprendimiento de torbellinos a determinadas velocidades de viento. Estos tirantes se tesaban a una carga muy

reducida para no interferir con el resto de los tirantes en el avance en voladizo y sólo se tesarían en el caso de que hubiese aparecido un conato de inestabilidad del arco.



Figura 8. Avance en voladizo desde el lado derecho con el puente romano al fondo.

Terminada la colocación de dovelas se procedió a la apertura en clave con cuatro gatos hidráulicos embebidos dentro del arco, que se quitaron una vez soldada las chapas de cierre del arco.

Debido a la diferente rigidez del semiarco derecho (sustentado en tirantes) y del semiarco izquierdo (apoyado en pilas provisionales), durante la apertura en clave se colocó una camisa exterior al arco que garantizó la tangencia durante la apertura en clave.

2.5 Hormigonado del arco.

El peso del hormigón con el que se rellena interiormente el arco se corresponde prácticamente con la antifunicular de cargas de directriz parabólica del arco. Una vez cerrado el arco el hormigonado produce un acortamiento de la directriz que implica un descenso en clave y un giro en los arranques, al estar empotrado esto se traduce en unos momentos negativos en arranques y positivos en clave.

Lamentablemente, el arco no puede hormigonarse de una sola vez y por tanto es necesario realizar una secuencia de hormigonado por fases, siguiendo el principio de simetría y minimización de esfuerzos. Se realiza un riguroso estudio de las fases de hormigonado, considerando que una vez endurecido el hormigón el arco trabaja como sección mixta

con una mayor capacidad portante que la sección metálica. En realidad, el acero del arco viene condicionado por esta fase constructiva, donde

se alcanzan tensiones superiores a las de servicio del puente una vez concluido.

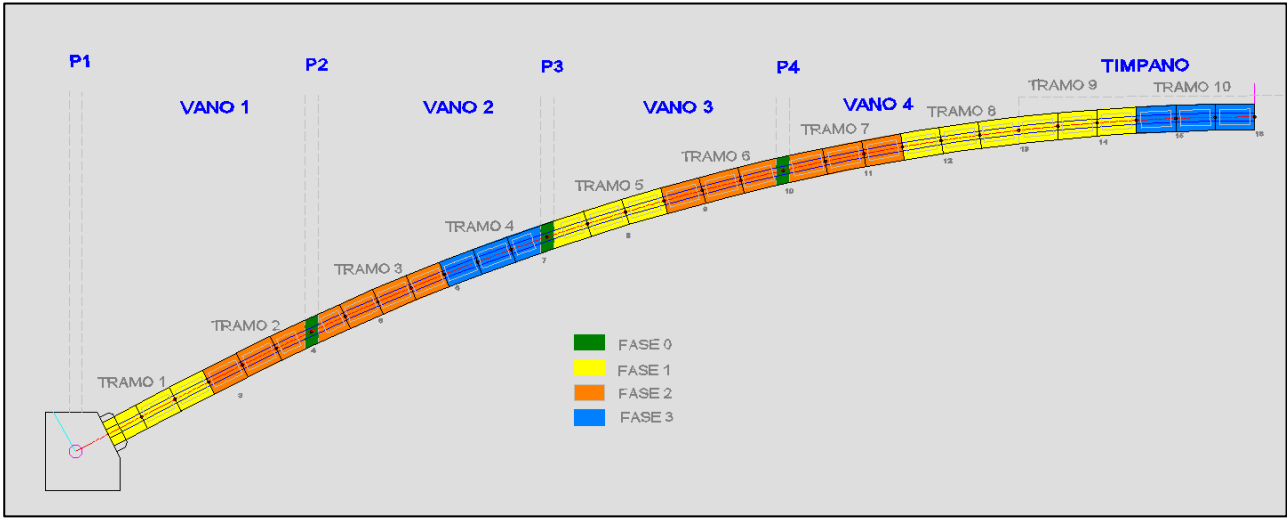


Figura 9. Fases de hormigonado del arco.

Para el hormigonado del arco, éste se ha dividido en 20 tramos de manera simétrica, de una longitud aproximada de 9.00 metros, 2 tramos por cada vano. Estos tramos están separados mediante un diafragma cerrado que permite el control de hormigonado de manera independiente dentro de cada tramo.

Tabla 1. Secuencia de hormigonado.

Fase	Subfase	Tramo Hormigonado
0	0	Nudos P2-P7
		Nudos P3-P6
		Nudos P4-P5
1	1.1	Tramo 1 - vanos 1 y 8
	1.2.	Tramo 5 - vanos 3 y 6
	1.3	Tramo 8 – vano 4 y 5
	1.4	Tramo 9 - tímpanos.
2	2.1	Tramo 2 – vanos 1 y 8
	2.2	Tramo 7 – vanos 4 y5
	2.3	Tramo 6 – vanos 3 y 6
	2.4	Tramo 3 – vanos 2 y 7
3	3.1	Tramo 10 – tímpanos.
	3.2.	Tramo 4 – vanos 2 y 7

Cada tramo se hormigona desde la parte superior, dejando unas ventanas tanto para poder bombear el hormigón como para permitir

la salida del aire y evitar que puedan quedar coqueas dentro del arco. Posteriormente y después de una inyección con lechada se cierran estas ventanas, cada uno de los tramos cubica aproximadamente 65 m³ de hormigón.

2.6 Montaje de pilas y tablero.

Una vez hormigonado el arco, la siguiente fase era la colocación de pilas y tablero. Debido a que las pilas están empotradas tanto en tablero como en el arco, fue necesario garantizar una correcta ejecución de estas uniones, haciendo coincidir perfectamente el diafragma interior del arco y el tablero con las alas de las pilas. Estas soldaduras de unión se ejecutaron a tope con penetración completa en obra.

La alineación de la pila con el nudo del arco no presenta mayor dificultad; sin embargo, en el caso de la alineación con el nudo del tablero era obligado un replanteo perfecto para evitar desalineación de chapas en continuidad, especialmente en las pilas más cortas P3 y P6. En las pilas P4 y P5 el tablero se apoya sobre un neopreno central.

Los tramos de tablero metálico se montaron con las costillas transversales, pero sin la pasarela lateral adosada, para disminuir el peso

de los elementos y evitar desequilibrios durante la fase de montaje.

Posteriormente se procedió al hormigonado de fondo de tablero de la doble acción mixta, colocación de prelosas y hormigonado del tablero.

3. Diseño de nudos.

El empotramiento de las pilas tanto en tablero como en arco, rigidiza mucho la estructura y aumenta considerablemente la carga crítica de pandeo del arco, sin embargo requiere un minucioso estudio de la transmisión de esfuerzos.

3.1 Nudos Pila-Arco.

Para materializar el nudo se da continuidad tanto a las alas como a las almas de las pilas dentro del arco. Interiormente en el arco, las alas de las pilas se prolongarán lateralmente hasta las almas del arco, para transmitir el esfuerzo axil de las pilas hasta las almas del arco, que lo recogerán por cortante.

Se proyectan dos rigidizadores verticales del ancho del arco (V1 y V2) en el plano de las alas de las pilas, dos rigidizadores verticales (L3 y L4) en el plano de las almas de la pila y un diafragma inclinado, con un hueco intermedio para facilitar el hormigonado del nudo generado.

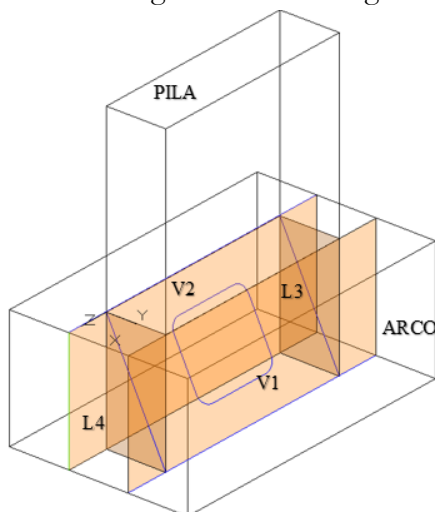


Figura 10. Nudo pila-arco

El diafragma inclinado evita la aparición de tensiones por empuje al vacío en el nudo, en la transmisión de los momentos flectores entre pila y arco. Esta división interior del arco con los diafragmas conlleva el hormigonado del nudo en tres compartimentos estancos

Debido a la importancia estructural del nudo se ha realizado un modelo de elementos finitos para comprobar la bondad del detalle, que requerirá una cuidada ejecución, tanto por la coincidencia de chapas de las pilas con los diafragmas interiores del arco como por el hormigonado del nudo.

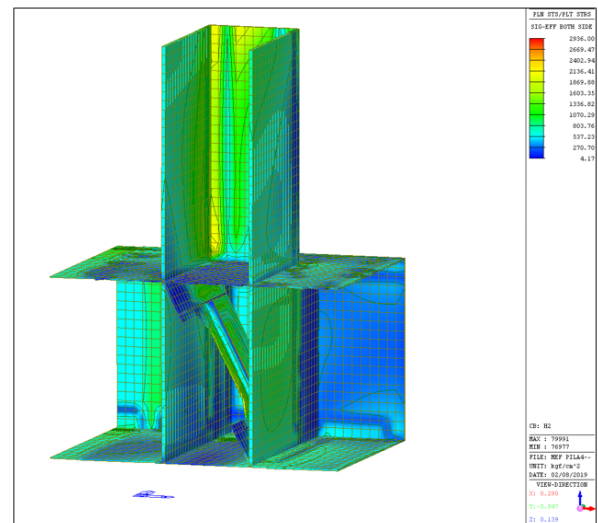


Figura 11. Modelo MEF de nudo empotrado pila-arco

3.2 Unión pilas-tablero.

En el modelo de cálculo existe un empotramiento entre el tablero y las pilas, de tal forma que es necesario diseñar este nudo para que realmente tenga capacidad de materializar ese empotramiento, tanto a flexión como a torsión.

Cuanto más cortas son las pilas, éstas son más rígidas y por tanto tienen una mayor capacidad de absorber momentos flectores del tablero. La conexión entre el tablero y las pilas se realiza mediante un doble diafragma inclinado, para evitar así que se produzcan empujes al vacío en el caso de realizar una continuación de las alas de las pilas dentro del tablero.

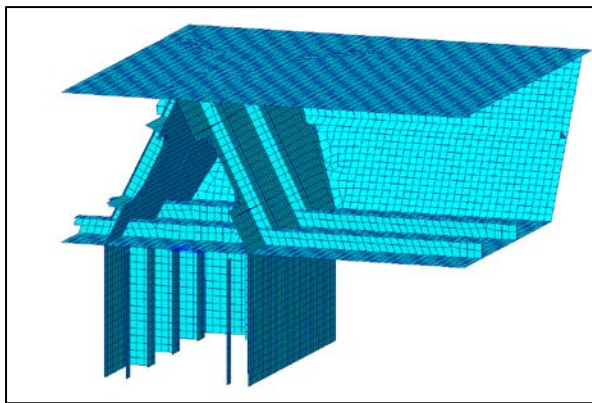


Figura 12. Esquema del empotramiento tablero-pila con diafragma inclinado.

Para la comprobación de los diafragmas, se ha tenido en cuenta el ancho eficaz de las losas superiores e inferiores, la abolladura y pandeo del diafragma comprimido. Se considera el momento flector transmitido a la pila y el torsor concomitante, el cortante entra directamente desde el alma del cajón a ala de la pila por compresión.

4. Análisis no lineal.

El análisis no lineal del puente arco de Alcántara es un análisis complejo, ya que por la configuración del puente en geometría arco, se ha realizado un análisis no lineal geométrico tipo P-delta con un comportamiento adicional no lineal del material. El análisis lineal únicamente nos sirve como referencia para investigar la línea de influencia con las posiciones de la carga que pueden ser pésimas en el cálculo no lineal del arco.



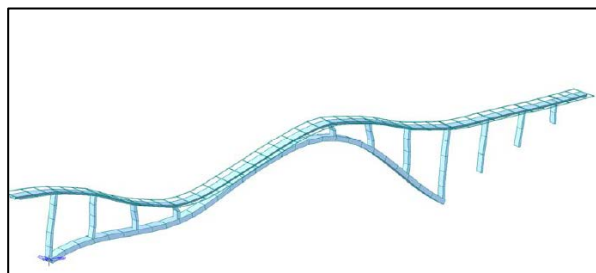
Figura 13. Modificación de directriz del arco para considerar las imperfecciones geométricas.

Se ha realizado un cálculo no lineal por el método general de análisis no lineal en teoría de segundo orden, en el que se ha modelizado adecuadamente el arco mediante unas imperfecciones geométricas constructivas de los

elementos estructurales, modificando la directriz del arco respecto de la parábola teórica.

Siguiendo las prescripciones del Código Estructural en el plazo vertical la excentricidad será máxima a $\frac{1}{4}$ de la luz del arco con un valor de 0.60 m y en el plano horizontal la excentricidad considerada es de 0.40 m. Al sacar la directriz en el modelo de cálculo de la teórica, se obtienen esfuerzos muy importantes que condicionan fuertemente el dimensionamiento del arco, al tiempo que se minimiza la carga crítica de pandeo.

Para el estudio del pandeo del arco en fase de servicio, se estudió la posición de carga más desfavorable, que resultó ser la que produce una mayor flexión en el empotramiento del arco con cargas claramente asimétricas. Los estados de carga mayorados se aplicaron como una única carga sin aplicación del principio de superposición. Al ser un arco mixto, no se considera en la rigidez de la sección el hormigón trabajando a tracción por lo que la rigidez del arco depende de los esfuerzos a los que está sometido, siendo un cálculo iterativo esfuerzo-curvatura. De esta manera el cálculo no lineal se aplicaba conjuntamente tanto a la no linealidad geométrica como del material.



**Ilustración 14 Primer modo de pandeo.
Factor crítico 5.56**

El arco finalizado es muy rígido y debido a su conexión con el tablero, hace que la carga crítica de pandeo en el plano del arco esté muy alejada de la carga en servicio. Desde el punto de vista del pandeo fuera del plano, la anchura del arco junto con el empotramiento en el tablero genera una carga de pandeo elevada. Esto puede comprobarse al estudiar el puente en análisis P-delta, donde los momentos flectores

apenas si han variado del cálculo lineal al no lineal.

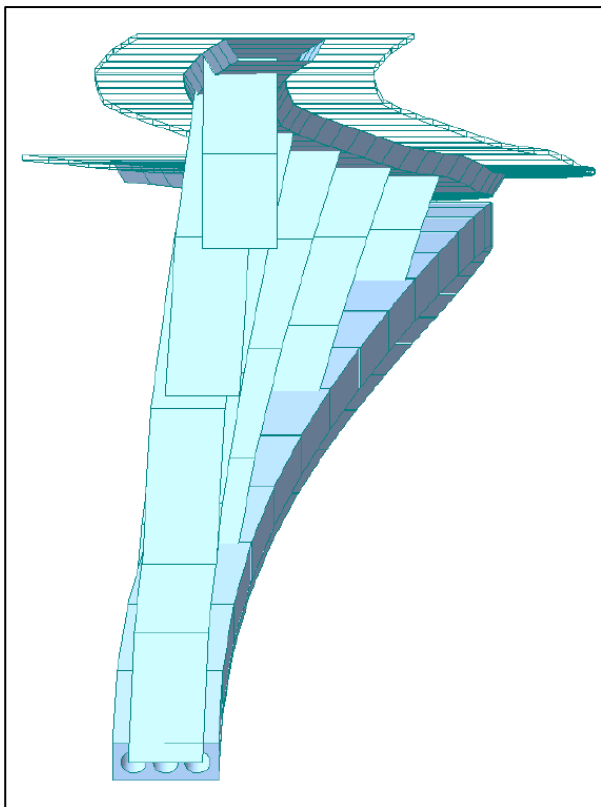


Figura 15 Pandeo fuera del plano arco-tablero.
Factor crítico 12.10

Durante el proceso constructivo y en la primera fase de hormigonado del arco, el hormigón tiene un peso considerable, siendo la sección resistente exclusivamente metálica, por lo que el factor crítico de pandeo 4.08 es significativamente más bajo que con la estructura terminada 5.56

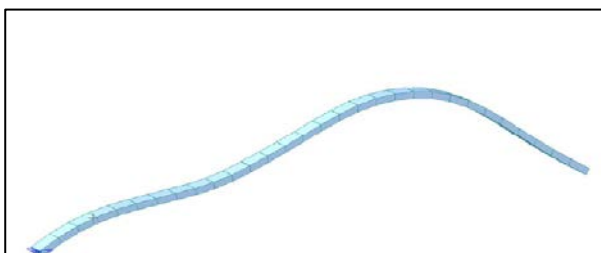


Figura 16 Primer modo de pandeo en construcción.
Factor crítico 4.08

Según se van hormigonando los diversos tramos del arco y parte de éste se va convirtiendo en sección mixta, va incrementándose el factor crítico de pandeo. En la tabla adjunta y aplicando los criterios del Código Estructural en función

del factor crítico de pandeo calculado, se obtienen los factores por los que es necesario multiplicar los esfuerzos de primer orden para considerar la no linealidad de la estructura. Siendo M_{yy} el momento longitudinal y el M_{zz} el momento transversal

Tabla Amplificación de momentos por no linealidad

Fase Hormigon	Factor M_{yy}	Factor M_{zz}
Fase 1	1.30	1.15
Fase 2	1.20	1.10
Fase 3	1.15	1.05

La aplicación de estos factores de amplificación de momentos, cuyos valores dan esfuerzos del lado de la seguridad, permite el estudio de numerosas combinaciones de carga en el arco sin recurrir a un cálculo exhaustivo no lineal para una de ellas.

5. Costillas transversales.

Debido a la importante repercusión económica de las costillas transversales del tablero, por el elevado número de ellas, se ha realizado un cálculo mediante un modelo de elementos finitos para poder valorar mejor algunos aspectos estructurales, como el reparto del vehículo pesado entre las diferentes costillas y el comportamiento de la costilla frente al pandeo lateral, por pandeo del ala inferior de la costilla.

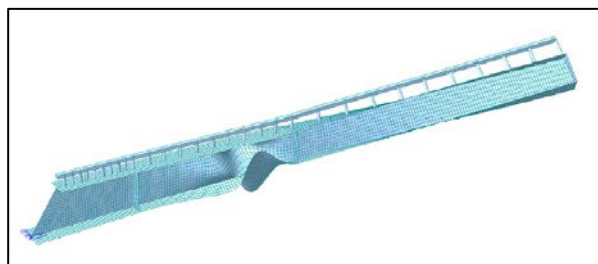


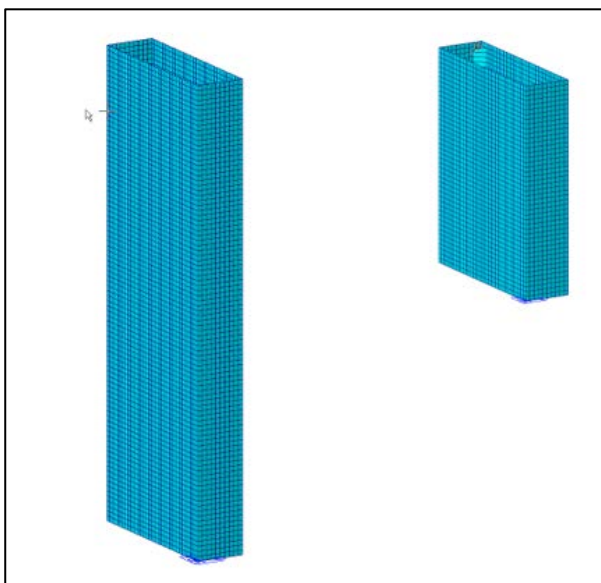
Figura 17 Modo de pandeo lateral de la costilla.

Se ha supuesto en el ala superior una coacción elástica al giro del ala superior que viene dado por la flexibilidad de la losa de hormigón del tablero entre costillas. Se ha obtenido una carga crítica de pandeo de 3.89

sobre la carga mayorada, esto es 5.25 sobre la carga máxima en servicio

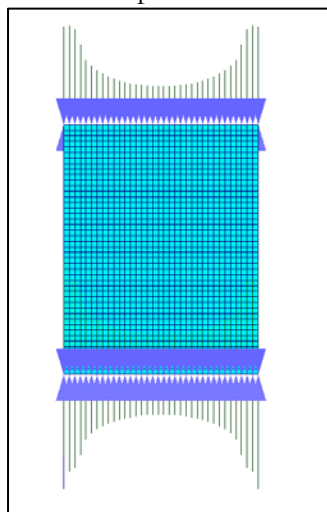
6. Particularidades pilas metálicas.

Las pilas metálicas sobre el arco presentan la particularidad de sufrir importantes momentos flectores en sentido longitudinal por tener una longitud corta, por lo que es necesario para su cálculo, realizar una reducción de su ancho eficaz en las pilas P2, P3 y P4 y sus simétricas P7, P6 y P5 para el cálculo a flexión, por ser pilas cortas, anchas y estar empotradas en arco y tablero.



**Figura 18 Modelos MEF Pilas P3 y P4.
Cortas y anchas.**

En base a la distribución tensional obtenida en el modelo de elementos finitos realizado para cada una de las pilas, donde los



**Figura 19 Variación
tensional en pila**

giros en cabeza de las pilas han sido coaccionados, se obtiene la variación tensional que se aprecia en la figura y así puede calcularse los valores elásticos de reducción del ala por anchura eficaz, en base a la relación entre la tensión máxima obtenida y la tensión media

aplicada, con una mayor certeza que la obtenida por la aplicación del Código Estructural.

Agradecimientos

Nuestro más sincero agradecimiento a todas las personas que han hecho posible la construcción de este puente.

El proyecto ha sido promovido por la Dirección General de Movilidad e Infraestructuras viarias de la Junta de Extremadura. El ingeniero de caminos Director del Proyecto y de la Obra ha sido D. Pedro Agustín Rodríguez Izquierdo del Servicio de Infraestructuras Viarias.

El autor del proyecto D. Ramón Alfonso Sánchez de León de ESTUDIO AIA, ARQUITECTOS E INGENIEROS ASOCIADOS S.A.

La empresa constructora ha sido una UTE formada por la empresas ROVER, SENPA y PLACONSA, siendo el jefe de Obra D. Rubén Mateos Morillo. El taller encargado de la ejecución de la estructura metálica ha sido HORTA COSLADA. La A.T.