Puente en Arco sobre Lago San Roque – Carlos Paz, Provincia de Córdoba, Argentina

Arch Bridge over San Roque Lake – Carlos Paz, Córdoba Province, Argentina

Carlos Antonio Larsson[*, a], Francisco Nicolas Larsson[*, b],

Mercedes del Carmen Rizzi de Larsson[*, c], Julio Manuel Escobar Gamboa[*, d],

[a] Ex Prof. Titular Hormigón Armado y Pretensado de la Universidad Nacional de Córdoba (Argentina) (UNC), Ing. Civil egresado de la UNC, Director Principal y Fundador de ESTUDIO LARSSON

[b] Ing. Civil egresado de la Universidad Católica de Córdoba, Co-Director Ejecutivo en ESTUDIO LARSSON

[c] Ex Prof. Titular Hormigón Armado y Pretensado de la Universidad Nacional de Córdoba (Argentina) (UNC), Ing. Civil egresada de la Universidad Nacional de Córdoba, Gerente de Área de Estructuras Premoldeadas Pretensadas en ESTUDIO LARSSON

[d] Ing. Civil egresado de la Universidad Nacional de Córdoba, Gerente de Área de Estructuras de Hormigón In Situ en ESTUDIO LARSSON

RESUMEN

Esta presentación se centra en los aspectos de diseño y calculo estructural de un puente ejecutado con un doble arco de 140m de luz entre apoyos que tiene la particularidad de haberse construido con dovelas prefabricadas de hormigón armado. Se describen los criterios generales de diseño del arco y se comentan aspectos relevantes de la construcción relativos al montaje de dovelas y al sistema de atirantamiento provisorio mediante barras macizas de acero. A su vez se realizan comentarios generales del comportamiento estructural del puente, del sistema de amortiguadores antisísmicos y del sistema constructivo del tablero. Por último, se realiza un breve comentario sobre la implementación BIM para el desarrollo este proyecto.

PALABRAS CLAVE: dovelas prefabricadas, puente en arco, diseño estructural, calculo estructural

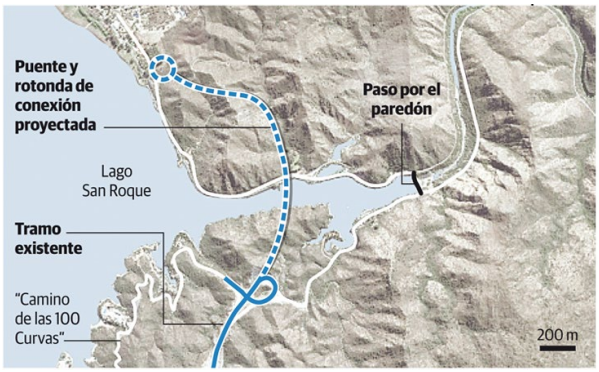
ABSTRACT

This article focuses on the aspects of design and structural calculation of a bridge executed with a double arch of 140m span between supports, that has the peculiarity of having been built with reinforced concrete prefabricated segments. It describes the general criteria for the design of the arch, and other relevant aspects of the construction related to the assembly of segments and the system of temporary stays of solid steel bars. Also, general comments are made on the bridge structural behaviour, seismic dampers and the construction system of the superstructure and deck. Finally, a brief comment is made about the BIM implementation for the development of this project.

KEYWORDS: precast segments, arch bridge, structural design, structural analysis

1 Ubicación

El puente hoy denominado "José Manuel de la Sota" forma parte de la autovía de montaña RP73 de la Provincia de Córdoba, Argentina, también denominada "Variante Costa Azul" que permite brindar mejor accesibilidad a las localidades del valle de Punilla al evitar la antigua ruta RP55 y su lento cruce por sobre el paredón del dique San Roque.



2 La encomienda

A mediados del año 2016 el ESTUDIO LARSSON recibe del Comitente "Caminos de las Sierras" la encomienda de proyectar un Puente que cruce el Lago San Roque para el llamado a licitación dentro del proyecto de la autovía "Variante Costa Azul". El desafío era proponer una solución que se adecue a los condicionantes del sitio, a la factibilidad de ejecución, a los plazos exigidos por el comitente y lograrlo con el mínimo costo compatible con la debida seguridad estructural y la adecuada durabilidad de la obra. A su vez, dado que el puente se ubica en una importante zona turística para la provincia, la estética del mismo era también una condición de diseño determinante.

Luego de una minuciosa evaluación de las alternativas se concluyó que una estructura en arco sería la solución técnica, económica y estética más recomendable. Una vez adjudicada la obra a la empresa Astori Estructuras SA, este estudio recibe la encomienda del desarrollo de la ingeniería de detalle del proyecto ejecutivo. La tecnología disponible por parte de la empresa constructora, con más de 50 años de experiencia en la producción de elementos premoldeados de hormigón, condujo a proyectar un alto porcentaje de los componentes estructurales en hormigón prefabricado. El arco mismo se diseñó en base a dovelas prefabricadas, lo que le proporciona a este puente un carácter singular por la solución constructiva de su estructura principal.

3 Descripción General

El puente cruza el Lago San Roque a unos 800m aguas arriba del paredón del dique, salvando un estrecho de 140 m de ancho del lago. La estructura es de planta recta de estribo a estribo y consta de una longitud total de 325 m elevándose a 48 m de altura sobre el nivel del lago. Lo componen un viaducto al norte, otro al sur, y un vano central sustentado por dos arcos de 140m de luz entre apoyos. Los arcos se encuentran separados una distancia de 14.2m entre ejes y cada uno consta con una sección transversal hueca de 2.50m x 2.90m. Los mismos están unidos por vigas transversales cada 20m en planta en coincidencia con los ejes de pilas que sostienen el tablero.

El arco se previó despegado del tablero por cuestiones estéticas y constructivas. Su directriz es de arcos de círculo de radio distinto en cada uno de los 7 tramos para que la geometría se aproxime lo más posible a una catenaria invertida, figura geométrica de mayor eficiencia desde el punto de vista estructural por minimizar los momentos flectores bajo cargas uniformes.

Las pilas son también dobles, las más altas de sección 2m x 2.5m huecas y vinculadas con una viga intermedia de aporticamiento de sección 1m x 1.5m. A las pilas cortas de los extremos del viaducto se les redujo la sección para disminuir su rigidez. Inicialmente se plantearon distancias entre pilas de 20m, pero luego, producto de las interferencias con la Ruta E55, el ferrocarril "Tren de Las Sierras", y los condicionantes topográficos, algunos vanos variaron su longitud con un mínimo de 15m y un máximo de 25m.

El ancho de calzada de 25.2 m permite habilitar en una primera instancia dos carriles para cada sentido con amplios arcenes y dos veredas peatonales. En el futuro podrán habilitarse hasta tres carriles por cada sentido de circulación. La calzada tiene una pendiente transversal del 2% a dos aguas rematadas por veredas sobre-elevadas con cañeros para cableado de iluminación y otras conducciones a futuro.

4 El diseño en general

El diseño general del puente refleja entonces los condicionantes externos, la topografía, la factibilidad de ejecución, la eficiencia estructural, los tiempos de ejecución y los aspectos estéticos. En lo sucesivo se describen los aspectos relevantes que definieron el diseño en particular. El cálculo fue confirmando el predimensionado original. No es objeto de este articulo tratar el tema del cálculo estructural sino más bien orientarse a los temas de diseño basado en la búsqueda del sistema constructivo más adecuado por su practicidad, economía y velocidad de ejecución.

5 Sistema constructivo del arco

Los semiarcos en etapa constructiva se fueron sustentando con tensores provisorios desde antenas (también provisorias) como se observa en la fotografía y esquema adjuntos, tal como es de práctica habitual en la construcción de estructuras en arco de cierta magnitud.

Para el montaje de las dovelas de los arcos y del resto de los elementos, y también para abastecer de hormigón y materiales en general a toda la obra se contó con dos grúas torre con una capacidad de 15tn en el extremo de su pluma a 80m de distancia.

Las antenas provisorias fueron de hormigón prefabricado de sección hueca de 17 metros de altura que se montaron y desmontaron con las mismas grúas torre en

rápidas operaciones y estuvieron conectadas a las pilas con barras de acero macizas AISI-SAE 4140.

El sistema permitió un tiempo record de materialización de ambos arcos de 6 meses corridos.

Se usaron en total 124 dovelas prefabricadas y dos piezas clave centrales. Cada una se conectaba a la anterior con 6 bulones ø25mm AISI-SAE 4140 ajustados a torque controlado, previa colocación de resina epoxi en su interfaz. El ajuste de los bulones de unión provisoria permitía la liberación de la grúa. La operación de izaje y sujeción de cada dovela no insumía más de media hora.

A medida que los semiarcos avanzaban se colocaban torones pretensados interiores para materializar la resistencia necesaria a flexo compresión para cada etapa provisoria del arco.

También se materializaron colados de hormigón y colocación de armaduras adicionales para darle a los arcos la sección definitiva necesaria para soportar, tanto las solicitaciones en etapa constructiva como en servicio del puente. La verificación de cada etapa provisoria teniendo en cuenta solicitaciones gravitacionales crecientes, variaciones de solicitaciones por cambios térmicos y acciones de viento exigieron una atención permanente a la obra de parte de la oficina de cálculo. El tipo de tensores provisorios elegido fue el de barras de acero macizas ø38mm y ø57mm AISI-SAE 4140 (Fy:690MPa, Fu:900-1050MPa). Cabe acotar que este es el material base para la producción de las barras de pretensado del sistema Diwidag.

Las mismas fueron tensadas con equipos hidráulicos que permitían una permanente regulación de tensión y longitud de los tensores durante todo el proceso de construcción de los arcos. De esta manera se lograba controlar las solicitaciones y deformaciones en los diferentes estados transitorios.

Figura 3. Sistema de sustentación provisorio. Montaje de la pieza clave del arco OESTE.

5.1 Sistema de corrección angular

Al trabajar con elementos prefabricados unidos posteriormente en obra, los pequeños errores angulares de montaje y construcción podían producir grandes desfasajes cuando se alcanzara la unión en clave de los semiarcos. Para resguardarse de este problema, se diseñaron para cada semi arco 3 uniones que permitían dar regulación angular vertical y horizontal.

Mediante la utilización de gatos hidráulicos "chatos" tipo pastilla (7cm de altura con una carrera de 1cm) dispuestos entre ambas dovelas de la articulación, se realizaba la regulación angular lateral necesaria. La corrección angular vertical se lograba accionando sobre los tensores, ya sea ajustándolos o relajándolos. El sistema de barras macizas con rosca laminada extrema se eligió particularmente para hacer sencilla esta operación y todas las que requirieran ajustes de carga en algún tirante por cualquier circunstancia. Una vez corregida la alineación se procedía a la aplicación de grout para rellenar la unión.

De esta manera se llegó con precisión del orden de milímetros a la unión en clave. Para soportar la compresión en la situación transitoria previa a la corrección se contó con apoyos de neopreno y acero que materializaban la "articulación" durante los operativos de corrección.

Figura 4 - Sección de la dovela prefabricada.

La figura [3] muestra uno de las tras uniones entre dovelas con la disposición de los tacos de neopreno, el gato chato accionando y los espesores de acero que servían de apoyo una vez lograda la alineación correcta hasta el grouteado definitivo de la unión.

5.2 Dovelas prefabricadas

Las dimensiones de las dovelas quedaron condicionadas por la capacidad de las grúas (cap. máx. 15tn). Debían soportar las solicitaciones en las distintas fases provisorias hasta que fueran reforzadas con hormigón y armaduras colocadas "in situ" como completamiento de la sección definitiva. Se observan los conectores y la ¨rugosidad¨ que aseguraban el monolitismo entre el hormigón premoldeado y el hormigón colado "in situ" calculados conforme al esfuerzo rasante correspondiente. De estos condicionantes surgió la sección de los prefabricados de la Figura [4].

Figura 5. Sección de la dovela prefabricada.

Armaduras de conexión entre el hormigón prefabricado y el hormigón "in situ" se diseñaron para garantizar el monolitismo entre ambos mediante la adecuada absorción de los esfuerzos rasantes. Las dimensiones externas

son 2.5m de ancho y 2.90m de alto. Con esta sección, la esbeltez de referencia de los arcos resulta: 140m/2.9m = 48.27.

Dado que la curvatura del arco era variable (catenaria invertida de 7 tramos), se diseñó un molde tal que su base pudiera variar para generar las distintas curvaturas del arco. Cada dovela se fabricó usando como molde en una de sus caras la dovela anterior a los efectos de lograr un perfecto encastre en obra entre dovelas adyacentes. El molde interior era retráctil. La calidad del hormigón utilizado fue H50 (resistencia característica a 28 días sobre probeta cilíndrica de ø15cm x 30cm de 50 Mpa.)

5.3 Sistema de tensores y anclajes

El sistema de tensores se materializó con barras de acero 4140 de 6m de longitud con rosca laminada en sus extremos para los empalmes y anclajes, todo de fabricación nacional. Para suspender las dovelas se emplearon dos tensores ø38mm.

Para contrarrestar las componentes horizontales, se utilizaron barras de ø57mm ancladas en macizos de fundación especiales o a las bases de pilas contiguas. A su vez, estas se anclaron con tensores pretensados (torones de acero 5/8") a la roca a profundidades entre los 20m y 30m.

El sistema de barras macizas adoptado respondió fundamentalmente a tener la posibilidad de hacer sucesivas correcciones de manera sencilla y rápida a lo largo del montaje de los arcos.

El sistema resulto simple y sumamente versátil para adaptarse a las distintas contingencias de obra. La provisión y mecanización local del sistema fue indispensable para el cumplimiento de los plazos exigidos. Cabe acotar que la totalidad del material se recuperó y es de utilidad como acero para distintos usos industriales y constructivos lo que redundó en la economía correspondiente.

Figura 6. Percha articulada para montaje de tensores.

Figura 7. Equipos de tensado de barras de retenida ø57mm en pila.

Figura 8. Equipos de tesado de tirantes de sostén de dovelas con barras ø38mm en pila–.

La utilización de barras exige un cuidado particular a la hora del montaje del sistema. Se debe asegurar la perpendicularidad de la barra con el sistema de anclaje para evitar introducir tensiones de flexión en las mismas. Si bien las tuercas de anclaje en los extremos son de cabeza esférica esto no es suficiente para garantizar una rotula perfecta por la elevada fricción en el contacto placa/tuerca. Es necesario controlar que las barras después de tesadas se mantengan rectas dentro de una tolerancia preestablecida.

5.4 Sistema de monitoreo

Se planteó la necesidad de incorporar un sistema de monitoreo de los tensores de sustentación provisorio del arco. El sistema se basó en sensores que pudieran medir la variación de las tensiones en las barras (*strain-gauges*), complementados con sensores de temperatura y anemómetros. Se dispuso de dos estaciones de adquisición de datos (una en cada una de las pilas que sostenían los semiarcos) las cuales subían la información a un servidor, permitiendo la disponibilidad remota de datos en una PC o un dispositivo móvil. De esta manera se tenía la información disponible en tiempo real, con alertas configuradas para valores máximos de tensiones en los tensores

La virtud del sistema de monitoreo fue que permitía calibrar los *strain-gauges* cada vez que se desconfiaba de un dato arrojado. Para ello se colocaban los sistemas hidráulicos de tesado en las barras deseadas, se tesaba a un valor determinado y se comprobaba la calibración haciéndose correcciones de las variables de ser necesario.

Conociendo los esfuerzos en los tensores y los estados de solicitaciones de las etapas anteriores, se podían determinar los esfuerzos (Momento Flector, Cortante, Compresión o Tracción) en los distintos elementos estructurales mediante fórmulas de equilibrio estático simples. Esos valores se comparaban con los máximos admisibles en los diferentes puntos críticos, y así se controló la seguridad durante las diferentes etapas de montaje.

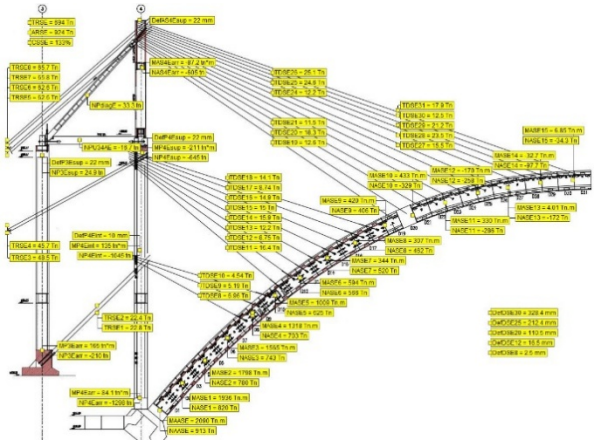


Figura 9. Infograma de esfuerzos y deformaciones del sistema de sustentación.

Cada vez que se incorporaba una carga al sistema, y cada vez que se incorporaba o suprimía un elemento estructural variaban las tensiones en los tensores y las solicitaciones en los elementos estructurales. El sistema aporto tranquilidad durante todo el proceso constructivo.

Cabe acotar que no se tuvo buena estabilidad en el tiempo de las mediciones con

strain gauges, lo que obligó a recalibrar periódicamente los mismos con la información de carga de los equipos de tesado.

6 Elementos estructurales

6.1 Fundaciones

Por tratarse de suelos rocosos se optó para las fundaciones bases directas. Debido a la pronunciada pendiente de las laderas donde apoyaban las pilas de los viaductos, se implementó un sistema de anclajes activos para controlar fallas por deslizamiento de cuñas. Los estribos, de secciones huecas, se diseñaron para recibir los empujes horizontales de viento, frenado y sismo y también fueron anclados a la roca con tensores pretensados.

6.2 Pilas

Se diseñaron pilas de sección hueca y se construyeron de a pares con el sistema de encofrados deslizantes a un ritmo promedio de 3m/día. Para las pilas más altas (hasta 40m de altura) se adoptaron secciones de 2m x 2,5 m y las más cortas de 1 x 2,5 mts.

6.3 Traviesas y dinteles

Las pilas más altas se aporticaron transversalmente con vigas a media altura y con los mismos dinteles superiores. Para su materialización, en ambos casos se utilizó un encofrado colaborante prefabricado en forma de "U" con completamiento en segunda etapa.

6.4 Vigas y losas de tablero

Como es de práctica normal para estructuras de tableros de puentes con luces de entre 15m y 25m, se adoptaron vigas prefabricadas pretensadas de sección doble Te de 1,20m de canto con separación variable según la luz del tramo y pesos compatibles con la capacidad de las grúas torre. Las vigas se premoldearon en planta industrial con hormigón H40 y acero de pretensado en torones de ½".

Para la materialización del tablero, se emplearon losetas prefabricadas de 5cm de espesor con tralichos metálicos y un completamiento de hormigón "in situ" en segunda etapa de 13 cm.

6.5 Amortiguadores antisísmicos

Con el objetivo de limitar los desplazamientos y consecuentemente los esfuerzos de flexión en arcos y pilas por efecto del sismo longitudinal, se dispusieron amortiguadores de simple acción en ambos extremos.

Se realizó un análisis dinámico para la determinación de su capacidad máxima, coeficiente de amortiguamiento y demás parámetros para su fabricación. Se adoptó una capacidad de 600tn de fuerza de reacción máxima distribuidos en 5 amortiguadores de 100tn de capacidad en cada extremo del puente vinculados al estribo y al extremo de las vigas prefabricadas como se ve en la figura XX.

7 Defensas peatonales y vehiculares

Se diseñó especialmente para este puente una baranda peatonal de protección con parantes de acero galvanizado y cables galvanizados pretensados longitudinales como barreras de contención.

Para la seguridad vial se optó por defensas tipo New Jersey centrales de 80cm de altura para dividir ambos sentidos de circulación, y defensas laterales metálicas tipo TL5 de 1,60m que garantizan altos estándares de seguridad.

8 Comportamiento estructural del puente en servicio.

El arco es sin dudas la estructura más racional para conducir cargas uniformes de naturaleza gravitacional a tierra. Las solicitaciones menos deseadas en los arcos son las cargas asimétricas y las no gravitacionales como de viento, sismo y frenado. La solicitación flexional determinante de la sección del arco y de su armadura es la que corresponde a la combinación de sobrecarga máxima aplicada solamente a la primera mitad del arco.

Otra acción importante que solicita a la estructura es la de sismo y viento transversal. Aquí se optó hacer trabajar al tablero como una viga horizontal de 325 metros de longitud con 25,2 metros de canto que descarga los esfuerzos horizontales en gran proporción en los estribos. Así se evitó conducir estos esfuerzos a la fundación a través de las pilas y los arcos. La estructura es monolítica en su totalidad, teniendo juntas tipo peine de acero solamente en los extremos a nivel de tablero para la circulación del tránsito (con movimientos de +/- 20 cm).

En cuanto a la acción del viento se hizo un análisis particular con software usado en la industria aeronáutica, modelando la garganta en donde se emplaza el puente, adoptando la velocidad del viento de diseño del reglamento argentino CIRSOC 102. El software detecto los incrementos de velocidad por efecto Venturi en el estrangulamiento geográfico, dando en cada punto del puente la velocidad a tener en cuenta. Las fuerzas resultantes de este estudio confirmaron una presión de diseño en servicio máxima de 250 kg/m² coincidente con el valor exigido por el reglamento argentino de carga de viento en puentes.

En cuanto al cálculo de solicitaciones debidas a sismo se aplicó la normativa CIRSOC 103 argentina de sismo usándose para el espectro de diseño el de la norma. A su vez también se compararon estos resultados con análisis sísmicos paso a paso para otros acelerogramas (de registros sísmicos considerados probables para la zona) que derivaron en solicitaciones menores a los del análisis modal espectral utilizando el espectro de la normativa argentina.

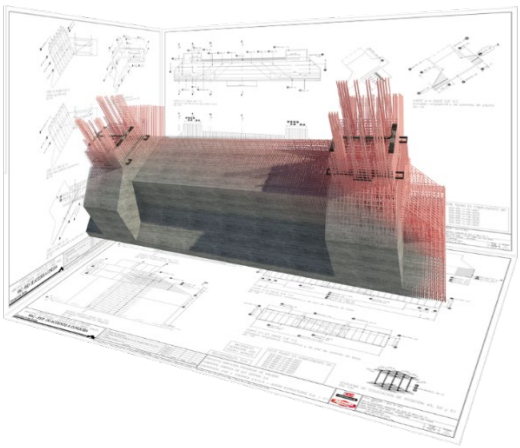
Se compararon también los resultados de la inclusión o no de los amortiguadores sísmicos. Se optó por la inclusión de éstos en el proyecto debido en primer lugar a la incertidumbre de las acciones de naturaleza sísmica y además como protección adicional de la estructura en general y del arco en particular. Es decir que teóricamente la estructura absorbía los esfuerzos sísmicos sin los amortiguadores pero es sabido que para sismos de diseño "destructivos" se garantiza que no hay colapso pero se aceptan daños en las estructura. Los amortiguadores se dispusieron para reducir los desplazamientos y en consecuencia reducir los daños ante una acción como la del sismo de diseño.

Se simularon también desplazamientos de apoyos desfasados en el tiempo como imput, dada la distancia entre estribos extremos.

9 Implementación BIM

Se considero la utilizacion de BIM como metodologia de trabajo.

Para la etapa de anteproyecto, se empleo a nivel volumetrico para poder analizar alternativas mediante computos de hormigon y volumenes de excavacion. A su vez, se utilizo para la generación de la documentacion preliminar, imaganes renderizadas y fotomontajes.



Para la etapa de proyecto ejecutivo, se empleo fundamentalmente para el diseño y desarrollo del sistema de sustentacion provisorio del arco (piezas de anclaje, tolerancias, interferencias, etc), de los elementros prefabricados especiales (dovelas y antenas) y tambien de las bases cuya complejidad lo ameritó (producto de la topografia y los anclajes necesarios de consolidacion y sustentacion).

La modelacion de las barras de refuerzo de armadura para las geometrias complejas fue fundamental para el correcto diseño de los armados y la elaboracion de planillas de doblado de armaduras y computos en general. La interpretacion en obra fue mas sencilla al poder apoyarse en modelos 3D de las armaduras en dispositivos moviles.

10 Apreciación final

La exitosa experiencia de utilizar dovelas prefabricadas como sistema constructivo para la materialización de un arco de esta magnitud, proporciona una alternativa constructiva a tener en cuenta para futuros proyectos. Desafíos mayores con este sistema constructivo podrán lograrse en función de los medios de montaje de que se dispongan para el caso. Se podrá considerar también la utilización de grúas de gran porte montadas sobre pontones flotantes lo que haría posible emplear esta técnica en luces mayores sobre aguas profundas. El uso de barras macizas para los tensores provisorios es otra particularidad que resulta práctica y económica al menos en casos de esta magnitud. La combinación de todos estos factores hizo que sea posible la ejecución del arco en un plazo de 6 meses, y del puente en su totalidad de solo 18 meses.

Agradecimientos

Este estudio agradece la confianza recibida por parte de la comitente "**Caminos de las Sierras S.A.**" (ente privado con control por parte del Gobierno de la Provincia de Córdoba); de la empresa constructora del puente "**Astori Estructuras S.A**.", y de todo su grupo de profesionales ingenieros de dilatada experiencia en fabricación y montaje de grandes estructuras prefabricadas. Por último, al revisor estructural designado por la comitente el **Dr. Ing. Carlos Prato**.