

# PABELLÓN-PUENTE EXPO 2008. CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL Y PROYECTO

<b>Hugo CORRES PEIRETTI</b>	<b>José ROMO MARTÍN</b>	<b>Javier ANDUEZA OLMEDO</b>	<b>Javier ANTÓN DÍAZ</b>
Ingeniero de Caminos FHECOR Presidente hcp@fhecor.es	Ingeniero de Caminos FHECOR Vicepresidente jrm@fhecor.es	Ingeniero de Caminos FHECOR Jefe de equipo Dpto. Obra Civil jao@fhecor.es	Ingeniero de Caminos FHECOR Ingeniero de Proyectos jad@fhecor.es

## Resumen

El Pabellón-Puente para la Expo2008 de Zaragoza es un edificio tendido sobre el río Ebro que sirve como puerta de entrada al recinto de la Expo 2008 a la vez que alberga en su interior espacios expositivos dispuestos en varios niveles. Es un proyecto en el que la estructura es protagonista esencial por su complejidad y porque está fuertemente integrada en el concepto arquitectónico. Fue objeto de un concurso internacional de arquitectura en el que el proyecto ganador resultó ser el propuesto por el equipo de la arquitecta Zaha Hadid.

Se trata de una estructura metálica de 250 m de longitud, planteada con dos vanos de 100 y 150 m de luz respectivamente, con geometría curva en planta y sección transversal variable en anchura, altura y geometría. El proyecto de construcción lo realizó FHECOR Ingenieros Consultores y la construcción fue llevada a cabo por la UTE formada por DRAGADOS y URSSA.

**Palabras Clave:** estructura metálica, Expo, celosía, pabellón, Zaha Hadid.

## 1. Introducción

El Pabellón-Puente para la Expo2008 de Zaragoza fue objeto de un concurso internacional de arquitectura en el que el proyecto ganador resultó ser el propuesto por el equipo de Zaha Hadid. Tras la adjudicación se comenzó el proyecto de licitación que, a nivel estructural, fue planteado de forma muy preliminar por Arup.

Con posterioridad, ExpoAgua convocó un concurso para la construcción de la estructura en el que explícitamente se planteaba la posibilidad de presentar una variante a la estructura y al proceso constructivo propuesto en el proyecto inicial de Zaha Hadid con el condicionante de respetar en todo momento las formas y dimensiones desarrolladas en el proyecto de arquitectura.



*Fig.1 Vista aérea abril 2008.*

Este concurso fue ganado en julio de 2006 por la UTE formada por DRAGADOS y URSSA con proyecto de FHECOR Ingenieros Consultores. En ese momento comenzó el proyecto de la estructura propuesta en la variante y dos meses después se inició la construcción de la estructura metálica. Este proceso requirió un gran trabajo de ingeniería de taller, que fue realizado por URSSA a partir del proyecto de FHECOR.

La variante ganadora del concurso proponía un proceso constructivo en el que el vano de mayor longitud de la estructura se construía en la orilla sur para, posteriormente, ser llevado a su sitio definitivo mediante un complicado proceso de lanzamiento que veía agravada su dificultad por la geometría de la estructura. La ejecución de esta maniobra fue realizada por ALE-LASTRA a partir del proyecto de ingeniería desarrollado por FHECOR y los Servicios Técnicos de DRAGADOS.

## 2. Condicionantes arquitectónicos al proyecto estructural

El volumen del Pabellón-Puente está articulado en cuatro cuerpos o pods; dos centrales uno a continuación del otro, que constituyen la zona de paso (pods 2 y 4), y dos laterales que contienen los espacios expositivos (pods 1 y 3). El tránsito peatonal por los mismos está organizado en cuatro niveles; dos inferiores situados a las cotas 203.60 y 205.10 y dos superiores situados a las cotas 208.30 y 209.60. Todos ellos están comunicados a través de cuatro rampas interiores.

Por debajo del nivel inferior de tránsito existe otro nivel en el que se sitúan las galerías de instalaciones.

Se muestran en la siguiente figura la planta, el alzado y una serie de secciones tipo del pabellón que permiten apreciar la geometría fuertemente cambiante de todas las zonas y de todas las dimensiones principales.

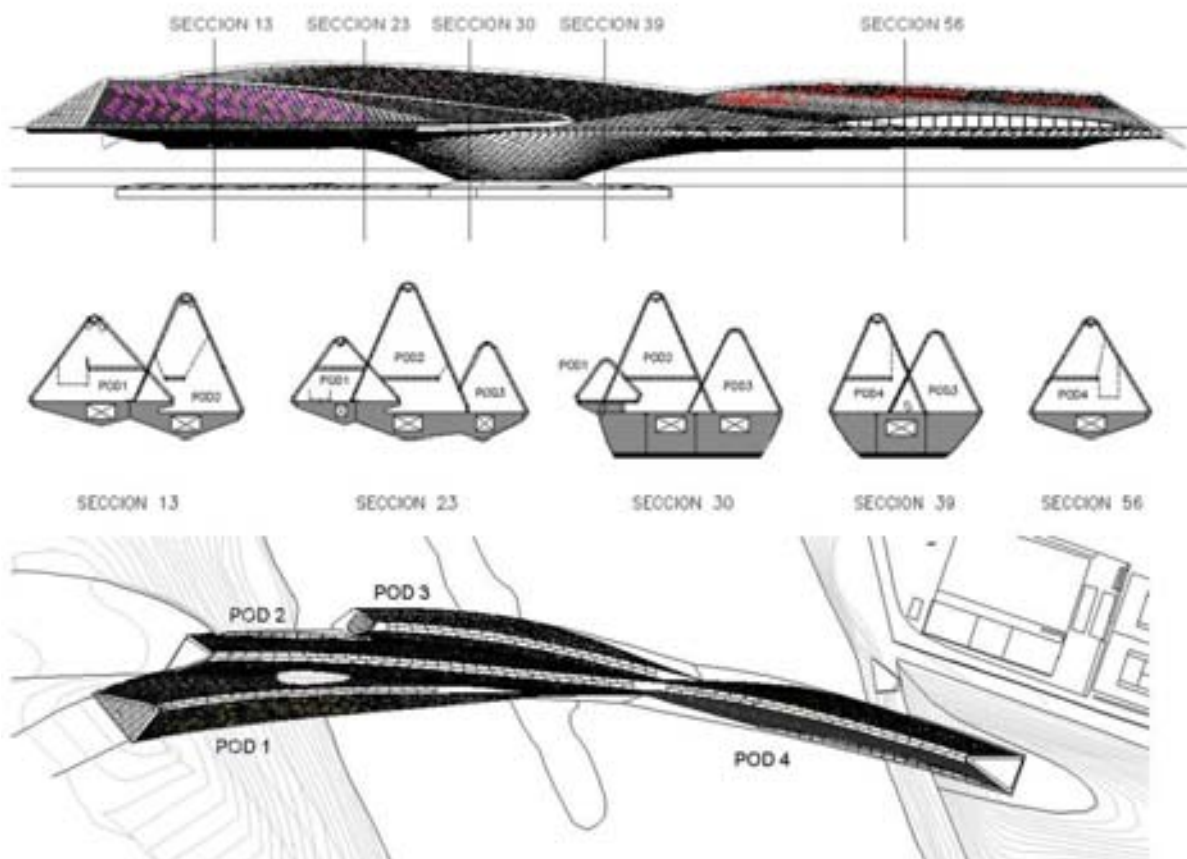


Fig.2 Alzado, secciones tipo y planta

Toda esta variabilidad, sumada a la imposición dimensional de determinados elementos estructurales que quedaban vistos y a la imposición en la forma y localización de otros elementos, conducía a una estructura cuyo comportamiento resistente no era el óptimo y que requirió de grandes dosis de síntesis, abstracción y ...paciencia a todas las partes implicadas en el proyecto estructural.

### 3. Elementos estructurales principales

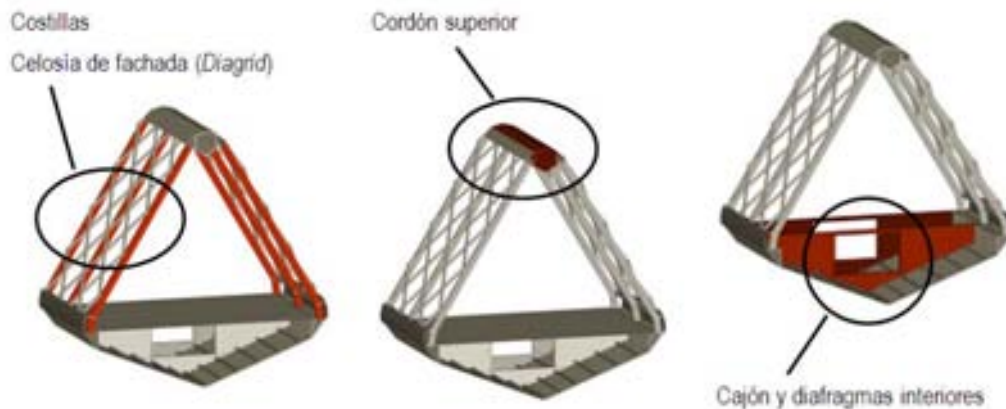


Fig. 3 Elementos estructurales principales

### 4. Concepción estructural

La estructura está concebida como una viga de dos vanos con tres ejes de apoyos; uno en cada orilla y otro central sobre un isla que se encuentra en mitad del cauce. Los apoyos son tipo POT: tres en el estribo norte (dos libres de 9000 y 19000 kN y uno guiado de 10000 kN), dos en el apoyo central (uno fijo de 70000 kN y otro libre de 60000 kN) y dos en el estribo sur (uno libre de 6000 kN y otro guiado de 17000 kN).

En la estructura se desarrollan dos comportamientos estructurales distintos pero asociados. Por un lado el comportamiento longitudinal o primario, que es la forma resistente fundamental, que transmite las cargas hasta la cimentación. Y por otro lado el comportamiento transversal o secundario, que es encargado de que las cargas aplicadas en un cada punto se introduzcan en el mecanismo longitudinal o primario.

El mecanismo primario se desdobra en dos formas resistentes complementarias entre sí: una fundamental en el que la totalidad de la estructura funciona como una celosía espacial tubular y otra complementaria constituida por el trabajo a flexión del cajón inferior metálico.

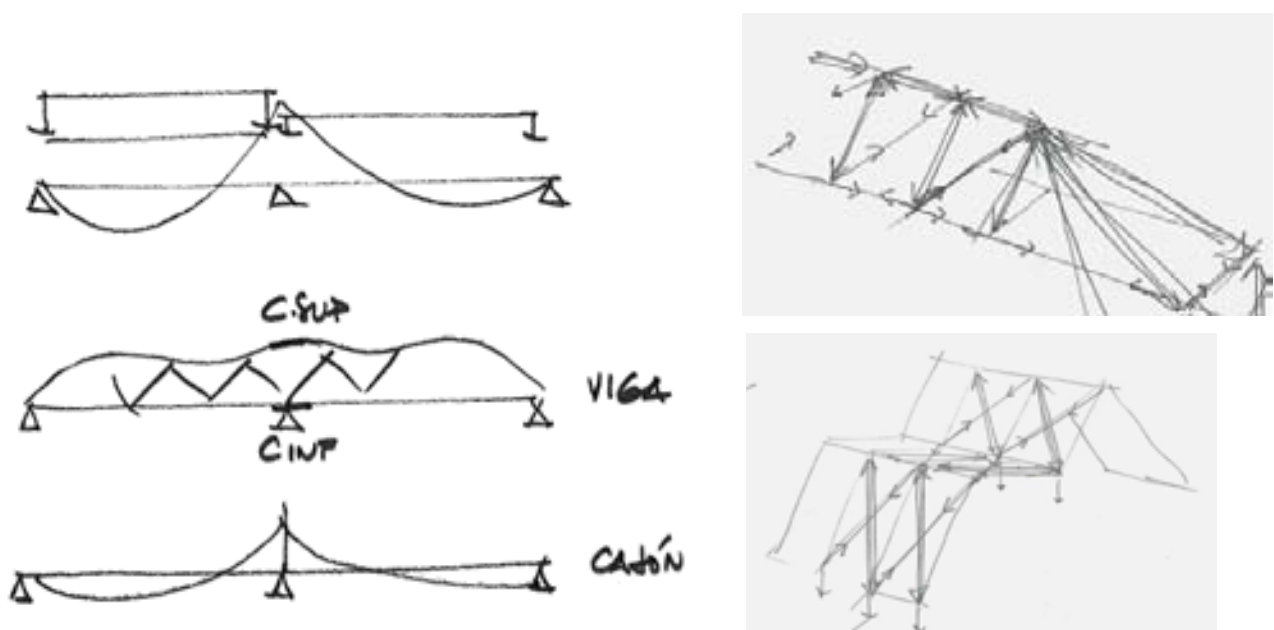


Fig. 4 Primer paso al abordar un proyecto: entender.

El cordón superior de la celosía tubular está constituido por uno, dos o tres elementos, dependiendo de la parte del puente en que nos situemos; el elemento principal es continuo y se dispone en toda la longitud del puente y a cada lado de éste, aparecen otros dos que sólo ocupan parte de la estructura. El cordón inferior lo forma el cajón situado por debajo de la cota de tránsito peatonal. Por último, un entramado de tubos según dos direcciones ortogonales, designado como *diagrid*, une ambos cordones. El circuito resistente se cierra en los extremos del puente y en la zona del apoyo central mediante unos elementos inclinados de geometría compleja, llamados patas, que vinculan el cordón superior y el inferior. En la mayor parte de estos elementos estructurales, el trabajo fundamental es el axil, de tracción o compresión.

Aunque en principio el cajón metálico es el cordón inferior de la celosía y, en consecuencia, su trabajo fundamental es a tracción en centro de vano y a compresión sobre el apoyo central, presenta una capacidad importante a flexión pues tiene 3.3 metros de canto en centro de vano y 5.5 metros de canto en el apoyo central. Esto hace que en el cajón se desarrolle un mecanismo de flexión que complementa al de la celosía. La contribución de este mecanismo es únicamente del 5% en los centros de vano, mientras que sobre el apoyo central supera el 50%. Para resistir éste último se dota al cajón de una losa de hormigón de fondo de 0.50 m de espesor.

La estructura del puente está modulada en 76 secciones transversales verticales separadas 3.60 m; con diafragmas en el interior del cajón de los que salen elementos denominados costillas que también conectan el cordón superior con el cajón. Las costillas apenas participan en el mecanismo primario, pues el *diagrid* aporta mayor rigidez y concentra la carga. Por tanto, las costillas están pensadas para participar en el mecanismo secundario, de forma que introducen en el *diagrid* las cargas que reciben de los diafragmas.

Las costillas de cada *pod* son paralelas. Entre éstas se disponen los paneles que constituyen la celosía de unión o *diagrid* que, en consecuencia, son paneles planos. Únicamente en el cambio de los *pods* 2 y 4, existen algunos paneles que están delimitados por costillas no paralelas, lo que hace que los paneles no sean planos. En estos casos se ha recurrido a sustituir el *diagrid* por paneles de chapa alabeados.

El cajón inferior está resuelto con chapas casi siempre planas entre secciones transversales, aunque en ocasiones son alabeadas debido a los fuertes cambios de geometría. Los cordones superiores tienen distinta geometría dependiendo del *pod* al que pertenezcan, aunque siempre son hexagonales con un canto comprendido entre 1.2 y 1.5 metros. Los paneles *diagrid* son en su mayoría planos, pero debido a la geometría variable del puente, los dos paneles consecutivos que acometen a una costilla presentan ángulos distintos en ésta. Las patas tienen geometría curva en el espacio. Las uniones entre los distintos elementos son todas distintas y muy complejas, haciendo imposible en la mayoría de los casos la definición de uniones tipo.

Por estos motivos, durante todo el desarrollo del proyecto fue necesario un trabajo iterativo entre los cálculos estructurales y la ejecución de modelos y diseños de detalles para la producción en taller.



Fig.5 Vista del puente terminado desde aguas arriba.

## 5. Desarrollo del proyecto

### 5.1 Enfoque general del proyecto

Además de la complejidad geométrica antes descrita, existía otro condicionante fundamental para el desarrollo del proyecto. Era el reducido plazo disponible para el proyecto y ejecución de la obra que obligaba a la definición de los espesores de chapas de los elementos principales tan sólo tres meses después de la adjudicación del proyecto, con vistas a la realización de los pedidos de chapas de acero y al comienzo de los trabajos de ingeniería del taller.

Con estos condicionantes, la realización del proyecto debía comenzar por la elaboración de un modelo de cálculo que simplificara al máximo la complejidad de la estructura, que representara fielmente su comportamiento y que permitiera entender la estructura y dimensionar los elementos principales. A partir de aquí, el desarrollo del proyecto continuaría por dos vías distintas; por una parte el estudio y desarrollo de los múltiples detalles y por otro, el estudio de fenómenos globales que no quedarán suficientemente representados por el primer modelo.

### 5.2 Modelos de cálculo globales

Ante una estructura de esta dificultad, la elaboración de un modelo de cálculo debe hacerse siempre por aproximaciones sucesivas, de forma que la complejidad del modelo evolucione progresivamente, mejorándose a cada paso el grado de ajuste con la realidad. Se puede decir que el modelo de cálculo utilizado era un "modelo vivo", que se modificaba y ajustaba en función de los resultados parciales que se iban obteniendo.

Estos primeros modelos eran bastante simples: formados únicamente por elementos lineales (barras) a los que además se incorporaron varias simplificaciones.

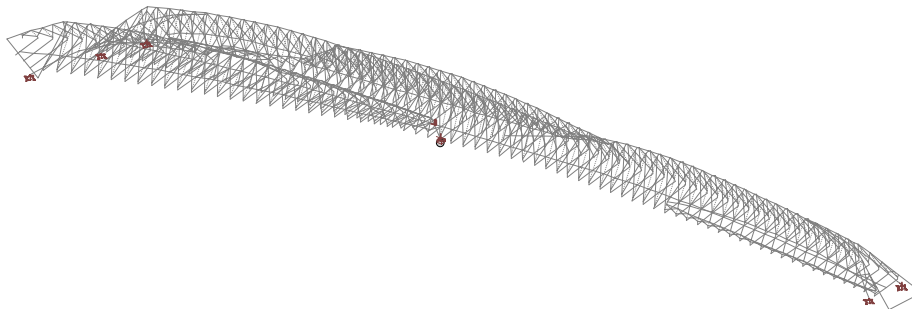


Fig.3 Vista del modelo de cálculo de elementos finitos tipo barra con el programa STATIK5.

Estas simplificaciones afectaron especialmente a tres puntos:

1. *Diagrid*. El *diagrid* es el elemento estructural más complejo de toda la estructura, formado por miles de elementos e uniones. Representar todo el *diagrid* hubiera supuesto miles de barras en el modelo que hubiera conducido a recabar tanta información que en esta primera fase del diseño hubiera sido imposible de interpretar. Por ello se decidió que cada panel de fachada fuera representado únicamente por dos barras a modo de cruz de San Andrés. El ajuste de las características a aplicar a estas cruces fue un proceso largo y laborioso donde se hicieron numerosas hipótesis acerca de su comportamiento que hubo que contrastar con otros modelos de detalle.
2. Costillas. Las costillas no intervenían en este modelo, puesto que se asumía que su función básica era colaborar en mecanismos resistentes secundarios (transversales). Esta hipótesis fue nuevamente contrastada mediante otros modelos de detalle.
3. Cajón. Todas las chapas que forman el cajón fueron sustituidas por una única barra longitudinal en el *pod 4* y por dos barras conectadas entre sí en el *pod 1* y *pods 2-3*. De este modo se daba por bueno que el comportamiento del cajón se asemejaba a la teoría clásica de Resistencia de Materiales. Para el contraste de esta hipótesis se elaboraron modelos de elementos finitos tipo placa que demostraron que la distribución de tensiones a lo largo de una sección del cajón es claramente lineal.

Con este modelo se dimensionaron los espesores de chapas del cajón, del cordón superior, de las costillas y los espesores de los tubos de la celosía de fachada. También sirvió para establecer el tipo de uniones que se debía diseñar entre los distintos elementos y para la definición de las contraflechas, que debían ser incorporadas en los modelos en 3D desarrollados por la ingeniería de taller.



A partir de este momento, los siguientes pasos estuvieron encaminados a la realización de un modelo de cálculo mucho más detallado y complejo pero que proporcionara mucha más información, especialmente ante problemas de carácter local que pudieran darse en la estructura. Este modelo combinaba los elementos lineales de tipo barra en *diagrid*, costillas, cordón y patas junto con elementos finitos planos para representar el cajón y los paneles de fachada compuestos por chapas. La elaboración y ajuste de este modelo requirió varios meses de trabajo, pero supuso confirmar el diseño efectuado hasta entonces y únicamente aconsejó pequeños cambios en el diseño en zonas muy locales.



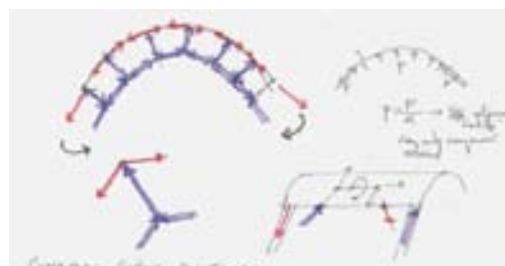
Fig.4 Vista del modelo de cálculo de elementos finitos tipo barra y tipo placa con el programa SOFISTK.

Con este modelo se pudieron estudiar con mucha mayor precisión las deformaciones de la estructura y los puntos más complejos de la estructura, como podían ser la zona de nacimiento del *pod1*, las fuerzas de desvío en las costillas motivadas por el hecho de que los paneles que acometen a una costilla no son coplanarios, los paneles de fachada de poca altura en los que la simplificación con cruces no reflejaba correctamente el comportamiento.

### 5.3 Estudio de los detalles

Una vez establecidos y dimensionados los elementos resistentes principales, se procedió al estudio pormenorizado de cada detalle existente en la estructura, concediendo especial importancia al hecho de que el plazo disponible para la ejecución era muy ajustado y requería, por tanto, la concepción de detalles que favorecieran la fabricación y el montaje en obra.

En primer lugar se planteaba para cualquier elemento el concepto estructural para proceder, posteriormente, al estudio pormenorizado de cada detalle. Cada detalle se definía con croquis y luego se dibujaba en 2D, a partir de una geometría específica. Inmediatamente se llevaba este concepto a un modelo 3D, que servía para identificar los problemas particulares de cada caso. Éstos podían ser de diversos tipos: estructurales, geométricos o de montaje. Estructurales porque la adaptación de un determinado detalle a una determinada geometría podía ser inválida desde el punto de vista estructural. Geométricos porque en ocasiones los detalles diseñados interferían con revestimientos interiores o alteraban la apariencia del edificio. Y de montaje porque el diseño en 3D de los detalles permitía anticipar la existencia de futuros problemas en el montaje y así corregirlos. Una vez resueltos los puntos problemáticos, se realizaban las correcciones oportunas del modelo 3D inicial para reflejar exactamente el detalle o elemento planteado y, finalmente, esta información se utilizaba como modelo para la generación de los planos de taller.



De entre todos los detalles, los más complejos eran los de las uniones de las patas con el cajón y el cordón superior, las riostras del cajón situadas sobre los apoyos en los estribos y las uniones de los paneles de fachada en sus cuatro bordes.

### 5.3.1 Uniones entre patas y cordón superior

Uno de los puntos más complejos tanto desde el punto de vista de la concepción, como del proyecto y de la fabricación, fue la unión entre el cordón superior y las patas. Esta unión debía dar continuidad desde un elemento hexagonal (cordón superior) a dos elementos de sección rectangular (patas).

El concepto estructural que aplicó fue hacer una transición de geometría suave, creando un superficie facetada que permitiera el paso de una geometría a otra y donde las fuerzas y las tensiones siguieran un camino natural, sin cambios bruscos de geometría.

Para el proyecto de estas zonas fue preciso elaborar modelos de cálculo de detalle, que tenían como punto de partida el diseño geométrico tridimensional realizado con programas de diseño gráfico. Una vez que se contaba con un modelo de cálculo afín a la geometría real, se ajustaba el modelo, especialmente las cargas y las condiciones de borde, lo que no era un asunto trivial, pues debía reproducir las condiciones de contorno que, en este caso, era la propia estructura.



Fig.5 Vista de los modelos de cálculo empleados para el cálculo de dos de los nudos de unión entre patas y cordón superior realizados con el programa SOFISTK.



Fig.6 Imágenes del montaje en los talleres de URSSA de dos de los nudos de unión entre patas y cordón superior.

### 5.3.2 Uniones de los paneles de fachada

La obra del Pabellón-Puente se compone de 260 paneles de fachada que deben unirse al resto de la estructura en sus cuatro bordes. Los condicionantes derivados del corto plazo de ejecución obligaron a estudiar estas uniones de forma que estuvieran previstas holguras suficientes para el montaje en obra.

La unión de los paneles de fachada con las costillas se hizo a través de unas chapas centrales a las que acometían los cuatro perfiles que llegan a cada nudo, para lo que se practicaron ranuras en los extremos de éstos. Estas chapas se sitúan en el mismo plano del ala exterior de las costillas, que se interrumpen para alojar la chapa del nudo y que se sueldan a ésta. Debido a las fuerzas de desvío originadas en el nudo por el diferente ángulo con que acomete cada panel a la costilla, fue necesario rigidizar la chapa central del nudo por el interior y por el exterior.

En la siguiente figura se muestra el esquema de diseño seguido en el diseño de las uniones aplicado al caso de unión entre costillas y paneles de fachada.

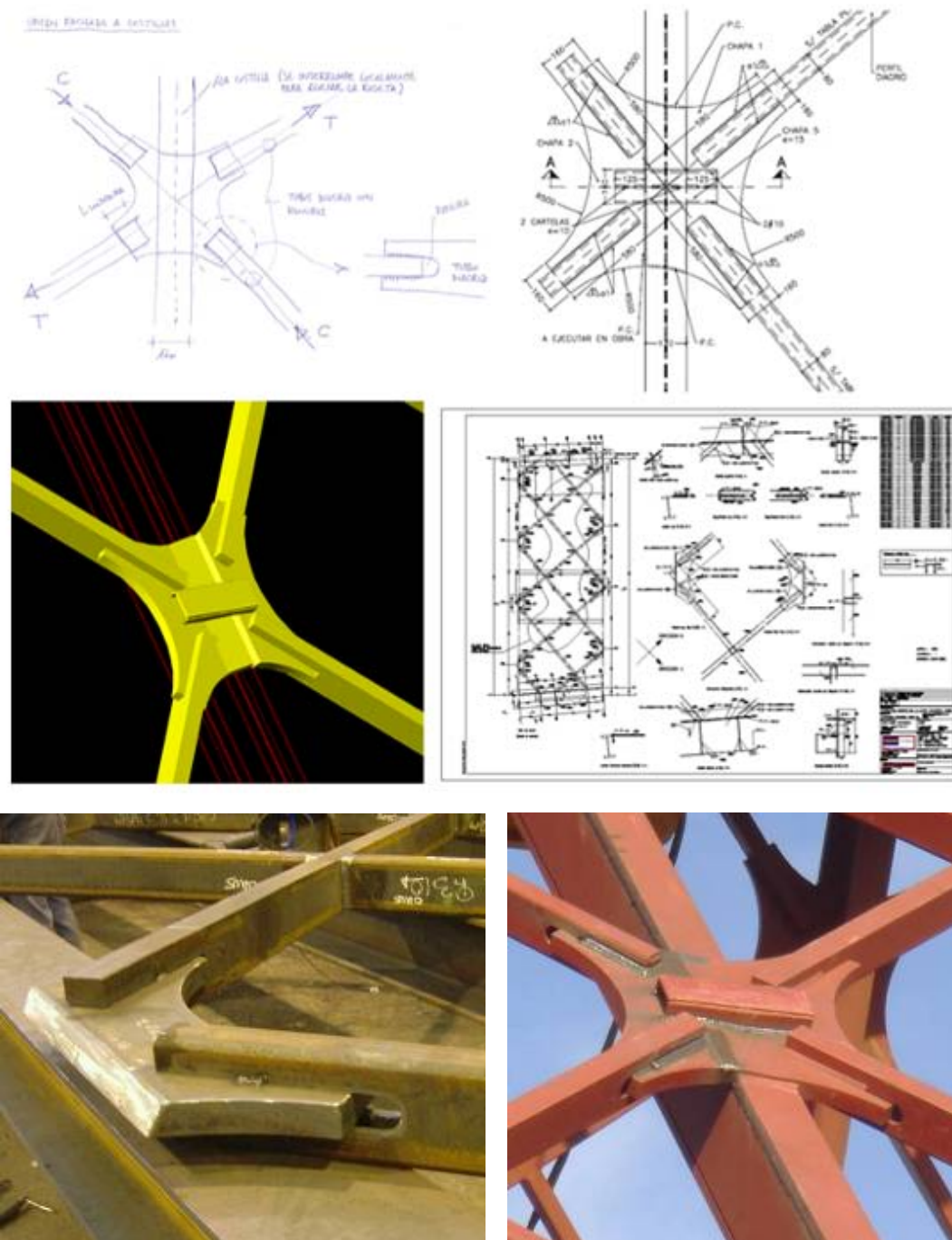


Fig.7 Proceso de definición de las uniones: concepción, definición geométrica en 2D, representación en 3D, plano de taller, fabricación en taller y montaje en obra.





Fig.8 Montaje de la parte sur de la estructura. Cajón, cordón superior, patas, costillas y paneles de fachada.

### 5.3.3 Riostras de estribos

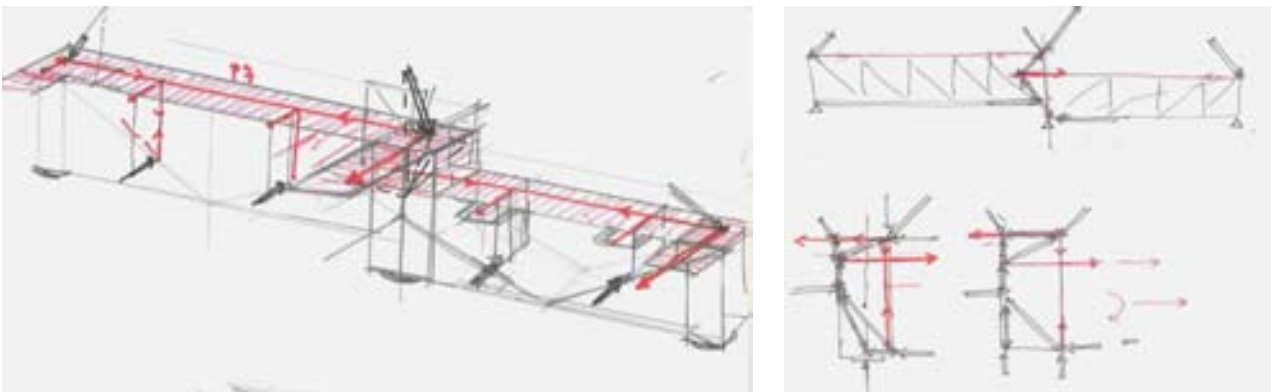


Fig.9 Croquis de la riostra del estribo norte

### 5.3.4 Uniones de las costillas al cajón

Como se ha indicado anteriormente, las cargas aplicadas directamente en el cajón son transferidas por los diafragmas hasta los bordes de éste y, una vez allí, cuelgan de las costillas y entran en el mecanismo resistente global a través de las uniones entre la costilla y los paneles de fachada.

Estas uniones era necesario, por tanto, diseñarlas de manera que todo el paso de esfuerzos desde el cajón a las costillas estuviera contenido en planos formados por chapas; sin inducir flexiones en éstas. De esta forma se diseñaron unas piezas que mantenían la continuidad entre las alas de las costillas y las chapas de las células laterales del cajón.

## 6. Estudio del lanzamiento

En paralelo a la definición de la estructura, se abordó el estudio del proceso constructivo, que incluía el lanzamiento sobre el río Ebro de la mitad sur de la estructura, que se construyó en la orilla sur y una vez completada, se situó en su posición definitiva mediante un complicado proceso de lanzamiento que veía agravada su dificultad por la geometría de la estructura compleja. Para este estudio se realizaron modelos de cálculo mucho más complejos que los utilizados en los estudios iniciales y que permitieron evaluar y predecir con muy buena aproximación las deformaciones y esfuerzos a que se sometió la estructura durante el lanzamiento. Esta fase se trata más en detalle en otro artículo.

## 7. Consideraciones finales y efemérides

Para finalizar, y a modo de resumen, se incluyen una serie de datos que reflejan la complejidad del proyecto y que en cierto modo cuantifican el gran esfuerzo que se ha realizado y que ha finalizado con éxito gracias al trabajo y a la entrega de mucha gente.

Nº de horas dedicadas a la ingeniería estructural: 15.000.

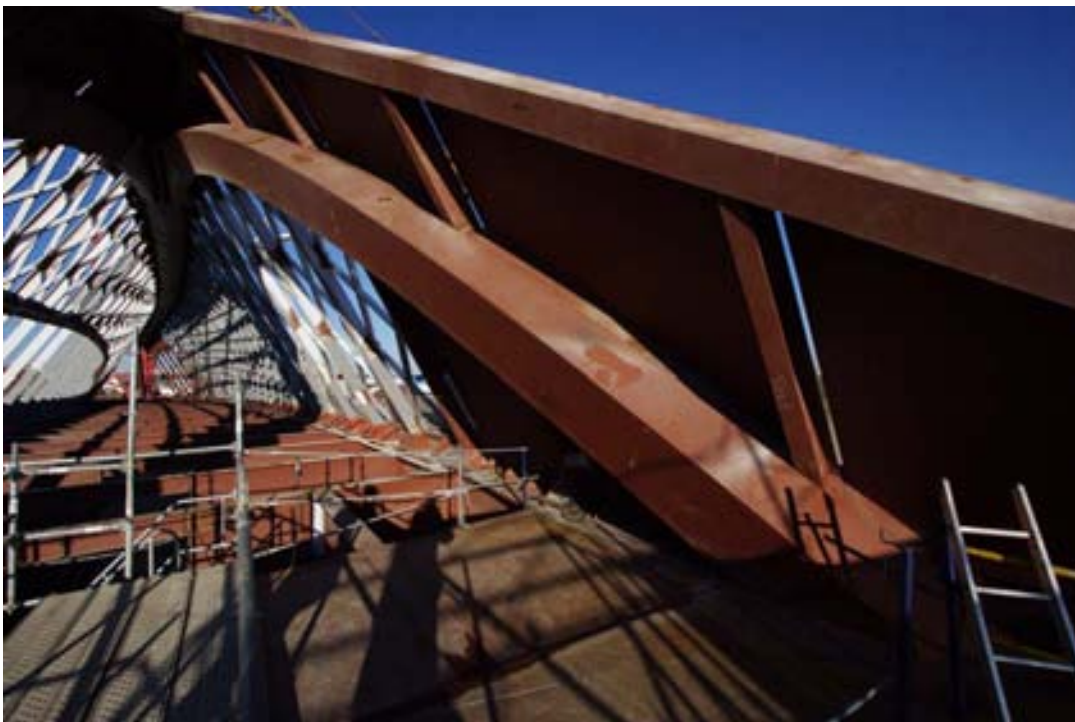
Nº de horas dedicadas a la ingeniería de taller: 90.000.

Nº de piezas que forman la estructura metálica: 62.500.

Nº de planos de taller de conjunto: 1.200.

Tiempo empleado para el proyecto y la construcción: 23 meses.

Peso de la estructura metálica: 5.200 toneladas.



*Fig.10 Vista de la estructura desde el extremo sur*

Además de las personas firmantes y del resto del equipo de FHECOR Ingenieros Consultores, han tenido una participación especial en el desarrollo del proyecto:

*Por parte de DRAGADOS:* Luis Peset González, Ángel Ortega, Vicente Pérez y Alejandro Mendoza.

*Por parte de URSSA:* Pedro Arredondo, José Ramón Angulo y José Ramón González.

## PABELLÓN PUENTE. EXPO 2008. CONSTRUCCIÓN Y LANZAMIENTO

<b>Hugo CORRES PEIRETTI</b> Dr. Ingeniero de Caminos FHECOR Presidente hcp@fhecor.es	<b>José ROMO MARTÍN</b> Ingeniero de Caminos FHECOR Vicepresidente jrm@fhecor.es	<b>Ángel ORTEGA ARIAS</b> Ingeniero de Caminos DRAGADOS Servicio Técnico aortegaa@dragados.com	<b>Vicente PÉREZ PÉREZ</b> Ingeniero de Caminos DRAGADOS Jefe de Obra vperezp@dragados.com
<b>Javier ANDUEZA OLMEDO</b> Ingeniero de Caminos FHECOR Jefe de equipo Obra Civil jao@fhecor.es	<b>Javier ANTÓN DÍAZ</b> Ingeniero de Caminos FHECOR Ing. proyecto Obra Civil jad@fhecor.es	<b>Alejandro MENDOZA MONFORT</b> Ingeniero de Caminos DRAGADOS Jefe de Oficina Técnica amendezamo@dragados.com	<b>Susana LÓPEZ MANZANO</b> Ingeniero de Caminos DRAGADOS Servicio Técnico slopezm@dragados.com

### Resumen

La construcción de una obra de estas características en tan sólo 17 meses siempre es un reto. A la complejidad inherente del montaje de 62500 piezas metálicas se une la necesidad de realizar una complicada maniobra de lanzamiento de una estructura de 140 m de longitud y 2100 toneladas de peso por encima de un río de 120 m de ancho sin situar ningún apoyo intermedio en el cauce. Esto sólo ha sido posible gracias a un trabajo minucioso de todo el equipo humano que ha intervenido en la concepción, diseño, fabricación, montaje y lanzamiento de la estructura.

Lo más singular de esta obra es, sin duda, la maniobra de lanzamiento. Éste fue un proceso sin precedentes, ya que el tramo de puente lanzado era curvo en planta, de canto y anchura variables y totalmente asimétrico. El diseño de la maniobra supuso meses de trabajo de un equipo formado por gente de FHECOR, DRAGADOS, URSSA y ALE LASTRA. La maniobra se prolongó durante tres meses y durante todo el proceso se realizó una auscultación en tiempo real de la geometría y de los esfuerzos en determinados elementos.

**Palabras Clave:** Estructura metálica, Celosía, Estructura tubular, Lanzamiento, Empuje, Tiro, Retenida, Gateo, Expo.



*Fig. 1 Vista de una fase de lanzamiento*



## 1. Esquema general del proceso constructivo

Las bases del concurso organizado por ExpoAgua para la realización del Pabellón-Puente, imponían la necesidad de afrontar la construcción de la estructura en dos frentes; uno de ellos sobre una península provisional en la margen izquierda del río Ebro y otro en la orilla opuesta, lo que obligaba a la realización de una posterior maniobra de lanzamiento.

Por todo ello, se planteó la construcción de la estructura dividida en dos partes. La norte, de geometría muy compleja se construyó cimbrada sobre la península provisional ganada al río. Y la sur, de geometría más sencilla que la anterior se construyó fuera de su emplazamiento definitivo para, posteriormente, empujarla sobre el cauce del río Ebro hasta colocarla en su posición definitiva.



*Fig.2 Febrero de 2007. Vista de la península provisional construida en la orilla norte (margen izquierda) y área de montaje del vano principal en la margen derecha.*



*Fig.3 Agosto 2007. Montaje de la estructura metálica en ambas márgenes.*



## 2. Montaje de la estructura metálica

El montaje de la estructura metálica siguió el mismo proceso en ambas márgenes.

El primer paso fue la colocación de hileras de apoyos provisionales separadas 3.60 m, coincidiendo con todos los elementos transversales de la estructura. Sobre éstos se disponían las chapas que forman el cajón: las chapas de fondo con los rigidizadores, las células laterales longitudinales y los diafragmas interiores dispuestos cada 3.60 m.



*Fig.4 Diafragma interior del cajón.*

Finalizado el proceso de soldadura de los diafragmas al resto de chapas del cajón, se disponían sobre éstos las torres provisionales que se instalaron para el posicionamiento de los tramos de cordón superior que venían montados del taller en tramos de 10-12 m.

El siguiente paso era el montaje de las costillas y de los paneles de fachada. Todas las costillas llegaban a obra desde el taller por parejas y con el panel de fachada situado entre ellas completamente soldado a éstas. De esta forma, había en obra dos tipos de paneles de fachada: los que tenían ya soldadas las costillas a cada lado y los que no tenían costillas y debían soldarse a ellas en obra.

Los primeros paneles en colocarse eran los que se situaban en los extremos de cada tramo de cordón superior ya posicionado, de forma que dotaran a éste de rigidez suficiente antes de soldarse, ya que al tener espesores de chapa importantes, la cantidad de calor aportado durante el procedimiento de soldadura podrían inducir deformaciones importantes si no se encontraban suficientemente arriostrados.

Una vez soldados los tramos de cordón superior se colocaban los restantes paneles de fachada y a continuación las patas y los nudos de unión de éstas con el cordón superior.

De todas estas labores, la que más trabajo suponía era el montaje y soldadura de los paneles de fachada. Para facilitar la labor, las uniones de los paneles en los cuatro bordes se diseñaron de forma que contemplaran la existencia de holguras suficientes para el montaje. Estas holguras se consiguieron a través de chapas que penetraban en ranuras practicadas en los perfiles de los paneles y que tenían el juego suficiente para permitir el ajuste antes de soldar.

Concluida la ejecución de la estructura metálica principal, se procedió al montaje de la estructura del forjado superior y las rampas interiores y al hormigonado de la losa superior de hormigón ligero que cierra el cajón por su parte superior.



*Fig.XX Secuencia constructiva del vano norte desde febrero de 2007 hasta diciembre de 2007.*



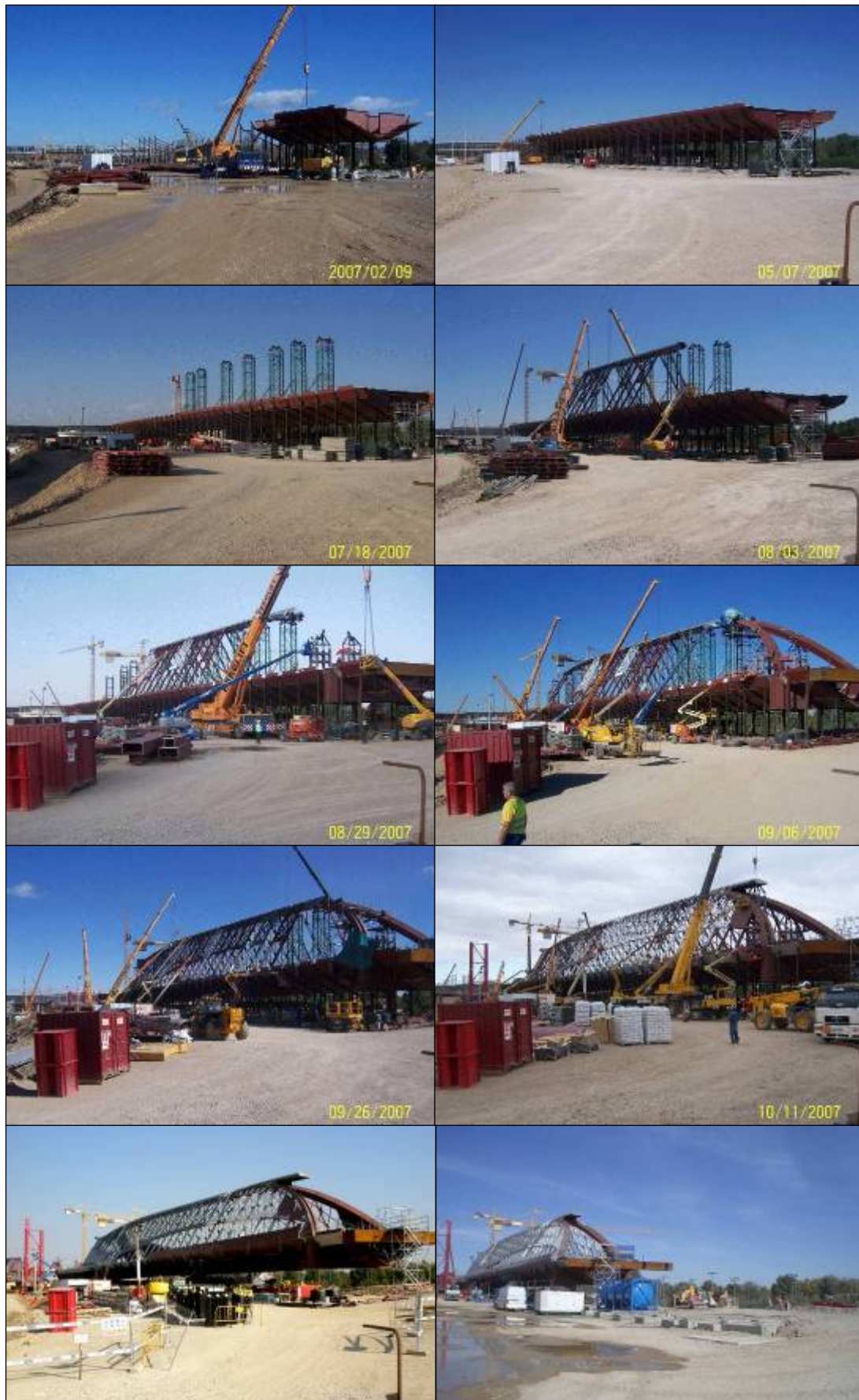


Fig.XX Secuencia de construcción del vano sur. 1 Apeos provisionales. 2 Montaje del cajón y diafragmas interiores. 3 Colocación de torres de apeo para el montaje del cordón superior. 4 Colocación de costillas y paneles de fachada.

### 3. Maniobra de lanzamiento de la parte sur

El vano principal fue construido completamente en la margen derecha y posteriormente fue lanzado por encima del río en una maniobra que duró tres meses. Esta fue seguramente la parte más delicada, compleja y espectacular de la construcción de este puente. Se trataba de mover 123 m una estructura de 2100 toneladas de peso sobre el río Ebro. Fue un proceso complejo y sin precedentes, ya que el tramo de puente lanzado era curvo en planta, de canto y anchura variables y totalmente asimétrico. Estos hechos fueron determinantes en el diseño de toda la maniobra e influyeron en gran medida en el diseño y dimensiones de los elementos auxiliares utilizados.

El proceso se estructuró en tres fases diferenciadas por el origen del movimiento y durante todas ellas estuvo funcionando un sistema automático de control geométrico y de medida de esfuerzos en los elementos de soporte de la estructura.

#### 3.1.1 Primera fase

En esta fase, la estructura se apoyaba en unos elementos deslizantes autopropulsados que se mueven por dos carriles, llamados patines. Eran ocho en total; cuatro delanteros y cuatro traseros. El conjunto de patines delanteros recibían 1500 toneladas de peso, mientras que los traseros únicamente soportaban 600 toneladas. Aparentemente esta configuración de patines no es la óptima, sin embargo, la premisa fundamental en esta fase era situar el patín delantero lo más retrasado posible, para que en este movimiento se pudiera acercar el puente al río la mayor cantidad posible.

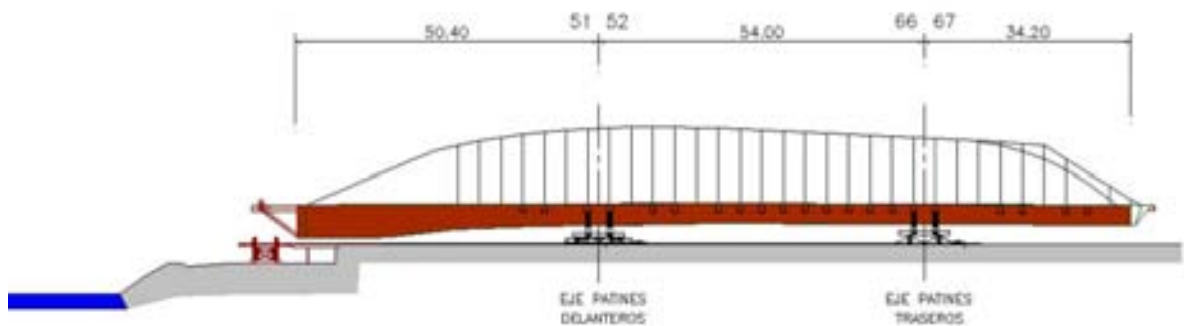


Fig.XX Configuración de apoyos durante la primera fase.



El movimiento se hizo en tres etapas: 27.0 metros en sentido longitudinal, 9.0 metros en sentido transversal y 17.5 metros en sentido longitudinal.

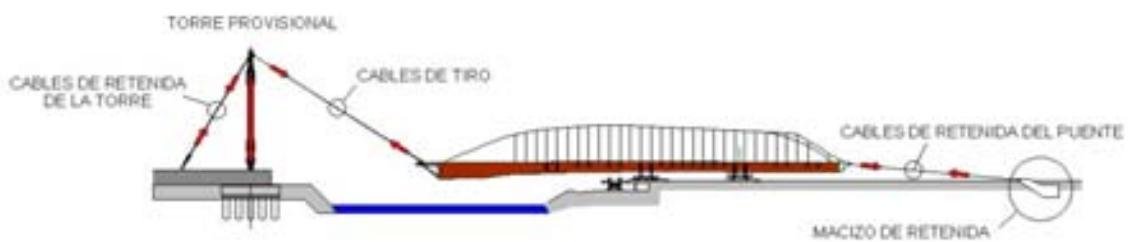


Fig.XX Los tres movimientos que constituyeron la primera fase del lanzamiento.

Esta fase incluyó los tres movimientos representados en la figura anterior. No fue posible construir la estructura desde un principio en la alineación correcta por falta de espacio, ya que no se podían invadir los terrenos situados al este de la estructura. Por ello se decidió montar el puente desplazado 9.0 metros con respecto a su posición definitiva y después del primer movimiento de 27.0 metros, se procedió a girar 90° los patines para realizar el desplazamiento transversal.

### 3.1.2 Segunda fase

La estructura apoya en los mismos elementos deslizantes que en la fase anterior, pero con una diferencia muy importante: el movimiento se produce a través del tiro mediante cables que se ejerce sobre la estructura desde unas torres provisionales de 40 metros de altura ejecutadas en la parte fija. El movimiento total de esta fase fue de 79.00 metros en sentido longitudinal.



La utilización de cables y torres provisionales evitaba la ejecución de apoyos provisionales en el cauce y, por tanto, no suponía ninguna afección adicional al régimen del río Ebro.

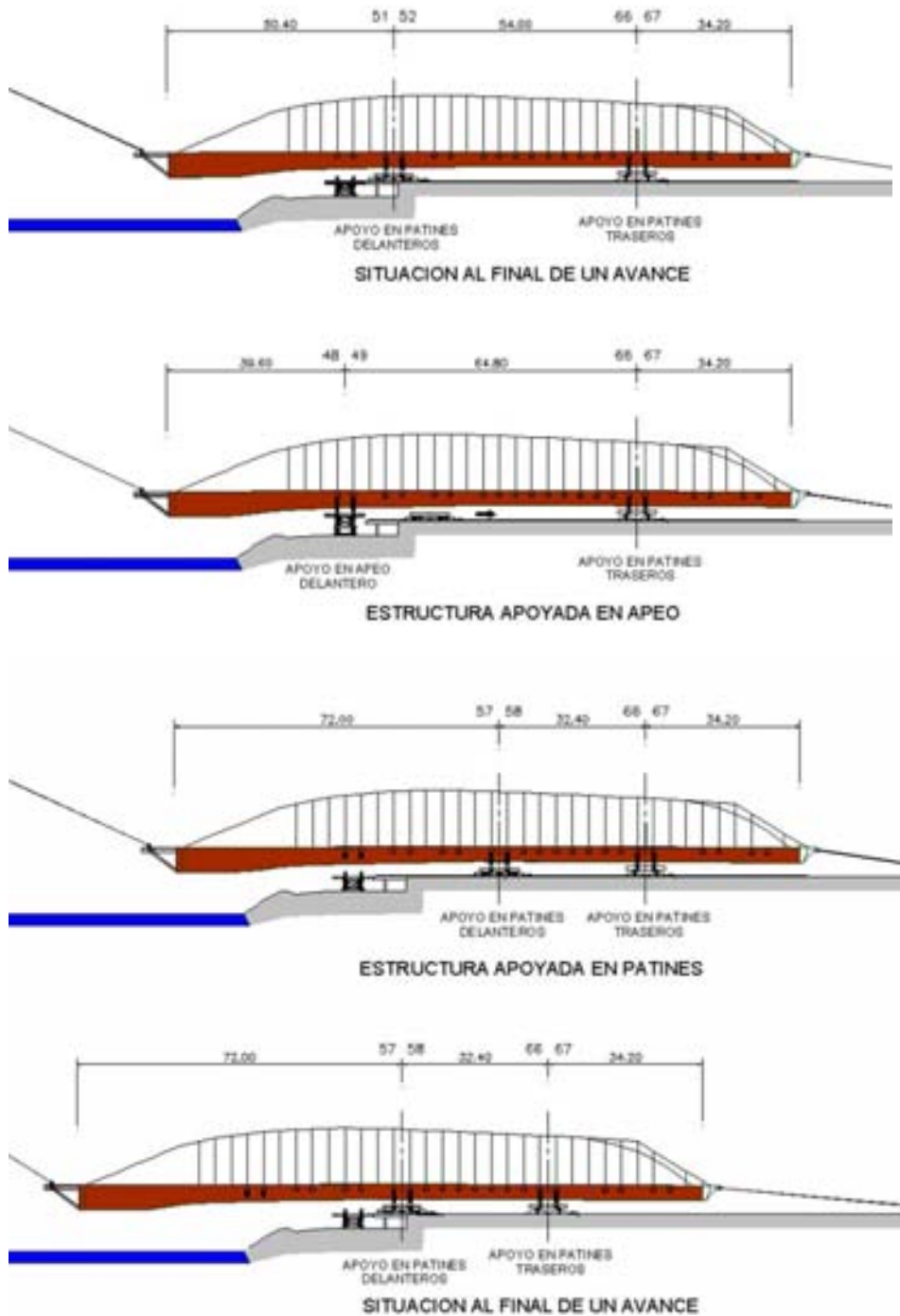


Fig.XX Esquema del movimiento tipo de una de las quince etapas de que se componía la segunda fase del movimiento

Con esta estructuración del movimiento, los 79.00 m restantes del movimiento se completaron en 15 fases, que supusieron 18 configuraciones de apoyos distintas que fueron estudiadas y para las que se hizo una previsión de deformaciones y esfuerzos que fueron contrastados con mediciones que se tomaron durante el lanzamiento.



Fig.XX Secuencia de la segunda fase del lanzamiento.





*Fig.XX Vista de una de las etapas de la segunda fase del lanzamiento desde la margen izquierda.*

### *3.1.3 Tercera fase*

Los elementos auxiliares necesarios para las dos fases anteriores exigían que el puente se construyera 2.70 m elevado respecto a su posición final. Por tanto, una vez concluido el movimiento horizontal, era necesario descender el puente hasta su cota definitiva. El movimiento total fue de 2.70 m en vertical.

El descenso debía hacerse sincronizadamente en los dos extremos del puente. En la parte delantera era simple descender el puente, puesto que al estar colgado mediante cables, únicamente era necesario soltar el cable controladamente. La dificultad se concentraba en la parte sur, donde fue preciso montar un sistema de gateo que consistía en sustentar el puente mediante 4 gatos, que descendían 500 mm hasta apoyar el puente en torres metálicas, liberando los gatos de carga para hacerlos descender otros 500.

Esta última maniobra fue extremadamente complicada, porque además de controlar los esfuerzos a los que se sometía a la estructura, era necesario realizar los ajustes finales para que el posicionamiento del puente fuera el deseado.



*Fig.XX Estructura utilizado para el gateo (descenso) de la parte trasera de la estructura.*



#### 4. Equipo interviniente

Además de las personas firmantes, han tenido una participación especial en el desarrollo del proyecto y obra:

*Por parte de FHECOR Ingenieros Consultores:* Alberto Reig Pérez, Alicia Sigüenza Ibáñez, Alejandro Pérez Caldentey, Javier Milián Mateos, Julio Sánchez Delgado, Tobías Philipp Petschke, Patricio Padilla Lavaselli, Lourdes Anciano Martín, Pablo Álvarez Lietor y Juan José Jorquera Lucerga, entre otros.

*Por parte de DRAGADOS:* Luis Peset González, Alberto Ortega Giménez, Alfredo Muñoz González, Germán Moro Martín y Félix Pueyo, entre otros.

*Por parte de URSSA:* Pedro Arredondo, José Ramón Angulo, José Ramón González, Donato Díez y Jon Peña, entre otros.