

# EL PUENTE DE LA BARQUETA, SOBRE EL VIEJO CAUCE DEL RIO GUADALQUIVIR, EN SEVILLA

Por Juan J. Arenas y Marcos J. Pantaleón  
Dres. Ingenieros de Caminos.  
APIA XXI, S.A. Santander.

## 1. INTRODUCCION

Nace el Puente de la Barqueta de un Concurso de Proyecto y Construcción lanzado por la Sociedad Estatal para la EXPO'92 de Sevilla en diciembre de 1987. El Concurso se refiere a dos obras de cruce del Meandro de San Jerónimo que van a servir para unir el casco histórico de Sevilla con la vecina Isla de La Cartuja, las cuales reciben los nombres de Pasarela de la Barqueta y Pasarela de la Cartuja.

En el mes de abril de 1988 se produce el fallo del Jurado, adjudicando la ejecución de la Pasarela de la Barqueta al Proyecto presentado por las empresas AUXINI y ENSIDESA y realizado por los Ingenieros de Caminos autores de este trabajo.

En el mes de julio del mismo año, se presenta a la Sociedad Estatal el definitivo Proyecto de Construcción que, una vez aprobado por ella, sirve para la formalización del Contrato de construcción entre la Sociedad Estatal y las Constructoras que, a estos efectos, constituyen una Unión Temporal denominada AUXIDESA.

Los trabajos de cimentación del puente se iniciaron en el mes de septiembre de 1988 mientras que los de construcción de piezas de acero comenzaron en los talleres metálicos en el mes de octubre del mismo año. La obra se desarrolló en la orilla lado EXPO del viejo cauce del Guadalquivir, y en el mes de mayo de 1989 el puente estuvo dispuesto para su montaje por rotación, operación que se llevó a cabo el día 30 del mismo mes.

*Esta parte se basa en el texto y figuras del Capítulo escrito por los Proyectistas del Puente de la Barqueta dentro del libro «Los Puentes del 92», editado por el Colegio de Ingenieros de Caminos de Andalucía Occidental en 1989.*

A partir de esa fecha, y con el puente en su emplazamiento definitivo, continuaron los trabajos de acabado, que en diciembre de 1989 estaban totalmente concluidos. Las pruebas de carga del puente tuvieron lugar en vísperas de la Navidad de 1989. A partir de entonces, ha prestado un servicio importante como camino de obra para toda la edificación que en esa Isla se ha llevado a cabo. En los momentos actuales, y con la Expo en funcionamiento, el puente materializa la Puerta de la Barqueta, que es uno de los cinco accesos de que dispone la muestra. Aunque, por su emplazamiento privilegiado de conexión del centro histórico de Sevilla con la Isla de la Cartuja, parece que es el que, de lejos, está siendo más utilizado por la gente.

## 2. TIPOLOGIAS Y MECANISMOS RESISTENTES BASICOS

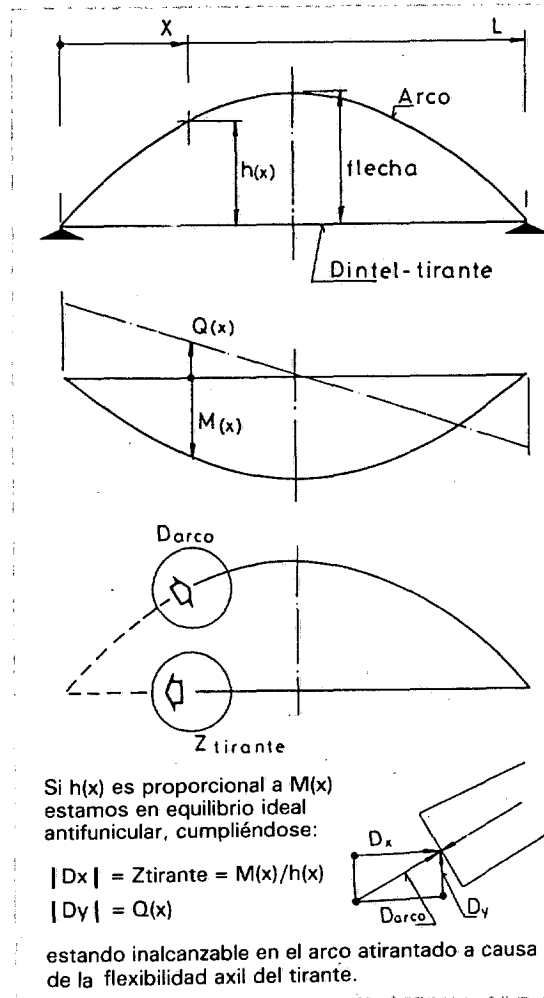
No sería demasiado exacto aquí hablar de tantos, al plantearnos la tipología de la obra. Y ello, porque, con las condiciones básicas del Concurso, nos pareció desde el primer momento que la solución más adecuada para salvar un vano de casi 170 ms, a escasa altura sobre el agua y con terreno de cimentación relativamente flojo, era la de arco superior atirantado por el propio tablero.

En efecto, un arco atirantado funciona en términos generales como tramo simplemente apoyado, o sea como gran viga isostática que ha de soportar las leyes de momentos flectores y esfuerzos cortantes que las cargas aplicadas le engendren. Pero, con absoluta lógica resistente, lo hace como gran viga compuesta por cabezas separadas que resisten el flector (arco superior resistiendo la fuerza de compresión y tablero inferior soportando la de tracción) y, además, con una

**En el caso del arco, pieza fundamentalmente comprimida, las posibilidades del hormigón, frente al acero, aumentan.**

ley de variación de canto, o sea de flechas del arco respecto al eje del tablero, que, si fuera rigurosamente proporcional a la ley de flectores, conduciría a una situación de pura antifunicularidad. Viniendo, por ende, los constantes resistidos por la pendiente del arco en cada punto, creciente desde clave hasta arranques, como proyecciones verticales del axil de compresión que el arco transmite (figura 1).

La gran viga simple de canto variable, en que en el fondo consiste un arco superior atirantado por el tablero, se apoya sobre pilas verticales con la misma comodidad con que lo hace un tablero recto cualquiera de puente: Mediante aparatos de apoyo capaces de transmitir la carga vertical y de, al mismo tiempo, aceptar sin grandes esfuerzos los movimientos impuestos de desplazamiento y giro del mismo. Pero sin que aparezcan por ningún lado los componentes horizontales de reacción, consustanciales a los arcos empotrados en el terreno. O sea, el arco atirantado funciona como arco, es decir con empuje horizontal a lo largo de todas sus secciones, pero obteniendo tal fuerza del tablero puesto en tracción y sin solicitar horizontalmente a un terreno que, como el de las margas del Guadalquivir, no se presta a ello demasiado bien.



**Figura 1. Analogía entre arco atirantado y viga de canto variable.**

Las otras dos alternativas básicas que son el tablero atirantado con mástiles en una o en ambas orillas y el dintel de tramo recto funcionando en flexión sin auxilio de elementos resistentes por encima de la calzada se descartaban con facilidad por razones de distribución de luces y condiciones de la cimentación, importantes cuanto más cortos sean los vanos laterales. En términos globales, con la distribución de luces que el concurso planteaba, la solución atirantada nos parecía poco natural para resolver el problema del cruce del Meandro. En cuanto al dintel flexionando, y aún contando desde el principio con solución de acero, la luz de 170 metros sólo puede resolverse, casi como proeza técnica y apuradamente, a base de vanos adyacentes de empotramiento del principal. O sea, con las mismas secuelas de prolongación no deseada de la estructura y reacciones negativas en sus apoyos extremos.

Si uno revisa las veintitantas soluciones presentadas al Concurso de ambas pasarelas, los arcos superiores atirantados predominan considerablemente sobre los dinteles o los tableros atirantados.

### 3. LA ELECCION DEL MATERIAL: ACERO U HORMIGON

El arco atirantado se compone de arco comprimido y tablero traccionado. Para éste último, el empleo de acero, como material resistente a tracción, parece claro, aunque la alternativa podría haber sido un tablero de hormigón pretensado, en el que el hormigón se ve precomprimido por la acción de los tendones de pretensado y es, gracias a ello, capaz de resistir tracciones. Cierto que con un peso propio del orden de cinco veces el del tablero de acero.

En el caso del arco, pieza fundamentalmente comprimida, las posibilidades del hormigón, frente al acero, aumentan. O sea, pensamos que, con formas y dimensiones globales similares a las del proyecto de acero, este arco hubiera podido desarrollarse en hormigón armado. Incluso habría que decir aquí que las formas que hemos adoptado en el arco y los pies inclinados, que son planos con rehundidos longitudinales, provienen de una mentalidad de proyectista de hormigón, que trabaja sobre un material que tiende más a volúmenes macizos que huecos, frente a la de un proyectista de estructuras de acero, material en el que las superficies planas, aprovechando la bidimensionalidad de las chapas, es la regla general.

El plazo ofertado por AUXINI-ENSIDESA para la realización del puente era de sólo 10 meses, cifra que resultó la típica ofertada por el conjunto de constructores que acudieron al Concurso. Pues bien, tal plazo, que con estructura de acero se ha demostrado real, hubiera sido difícilmente posible con estructura de hormigón. Y ello, en primer lugar, por la ligereza de este material y, en segundo, por la prefabricación en taller a él inherente.

Por supuesto que el hormigón admite también prefabricación de segmentos y ensamblaje posterior en obra. Pero ello con un peso muy superior que hubiera impedido el procedimiento constructivo basado en el giro y flotación. El puente hubiera debido montarse en su emplazamiento

definitivo, cruzando sobre el meandro de San Jerónimo, y ello hubiera exigido una importante cimentación provisional de pilotes hincados o excavados, planteando además un serio problema constructivo para el emplazamiento de piezas prefabricadas de gran peso.

No entraremos aquí en la polémica que sanciona el acero con gastos de conservación de los que, se dice, el hormigón está libre. Vale la pena reseñar aquí que países como Suiza y Alemania están, cada vez más, procediendo a pintar puentes de hormigón para aumentar la protección de sus armaduras. Por tanto, lo menos que hoy puede decirse es que el acero es un material de construcción para puentes que hay que considerar con la mayor atención a la hora de elegir. La economía de las obras de hormigón seguirá imponiéndose en muchos casos, como ocurre en Francia, Alemania y Suiza, pero hay que desear que, por sus propios méritos, un cierto número de grandes puentes se construyan en acero, como forma de mantener una capacidad tecnológica que un país necesita tener a punto constantemente.

#### 4. Puentes Clásicos de Arco Atirantado por su Tablero

Hasta ahora hemos hablado, en términos globales, de un arco superior atirantado por el tablero, sin detallar dónde se sitúa este arco y cómo se engarza con aquél. Los puentes de esta familia están compuestos en su mayoría por una par de arcos verticales, dispuestos en ambos bordes del tablero, o situados, más hacia el centro, entre la calzada y las aceras. La organización de puente es, en tal caso, muy simple: El tablero se compone de sendos nervios longitudinales, dispuestos en los planos de los arcos, que soportan vigas transversales espaciadas un cierto intervalo. En los puntos de carga del nervio transversal sobre el longitudinal se suelen disponer péndolas verticales concebidas para suspender la acción transmitida al arco. Cada arco compone con su nervio inferior y las péndolas que los relacionan una subestructura atirantada, capaz de soportar cargas, con el arco fundamentalmente comprimido (en general, en flexocompresión), el tirante en flexotensión y las péndolas en tracción pura, supuesta su total ausencia de rigidez. En el caso de que la ley de flechas del arco resulte proporcional a la ley de flectores de viga simplemente apoyada debida a las cargas soportadas, la situación será de casi perfecta antifunicularidad, con el arco en casi compresión pura y el nervio inferior en casi tracción pura. La distancia entre el casi y el todo desaparecería si la rigidez axial del tirante fuera tan grande que el alargamiento que experimentara bajo la tracción que en él induce el empuje horizontal del arco tendiera a cero.

Ello, sin perder de vista que la situación de antifunicularidad es más una referencia conceptualmente interesante que un estado tensional al que haya que aspirar, dado que él sólo es imaginable en estados de carga permanente, bajo acciones perfectamente conocidas, pero que carece de sentido tan pronto como interviene la sobrecarga variable.

Desde el momento en que el puente incluye dos

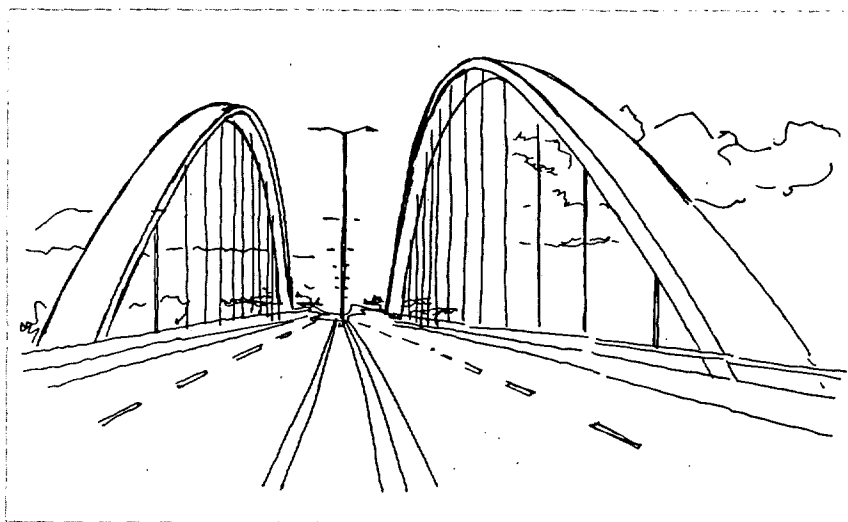


Figura 2. Puentes sobre el Danubio en Regensburg (RFA).

pórticos verticales espaciados en sentido transversal, los únicos mecanismos esenciales para su resistencia son la flexión de los nervios transversales y el funcionamiento de cada arco atirantado del modo arriba indicado, sin prácticamente esfuerzos de torsión ni en el tablero ni en los arcos. Estos presentan el problema de su estabilidad en el plano transversal al puente y, dado que la rigidez torsional aumenta su seguridad frente al pondeo lateral, suelen componerse con secciones cerradas. Con suficiente inercia lateral y torsional se han construido grandes puentes de arcos exentos como el del Danubio en Regensburg (RFA), figura 2.

Lógicamente, el mejor medio de aumentar la estabilidad lateral de los arcos consiste en arriostarlos uno contra otro, y ello mediante elementos transversales que se establecen en la zona central del vano. En ocasiones, se ha buscado en tales arriostamientos bellos efectos de encaje y lacería, a base de nervios repetidos entrelazados. En la figura 3 mostramos un esquema del puente de acero sobre el Danubio en Straubing que salva 200 metros de luz con un juego de arriostamientos que es modelo de pureza y elegancia.

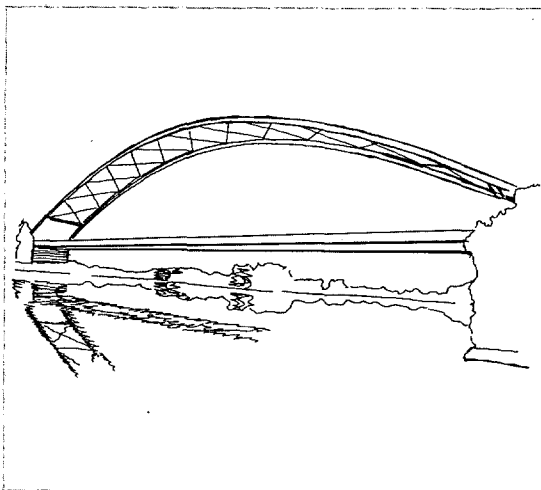
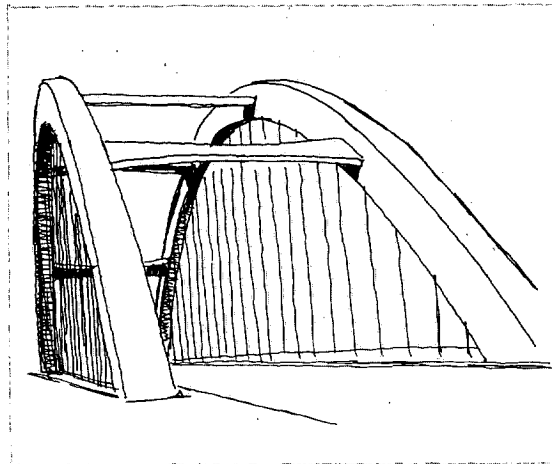
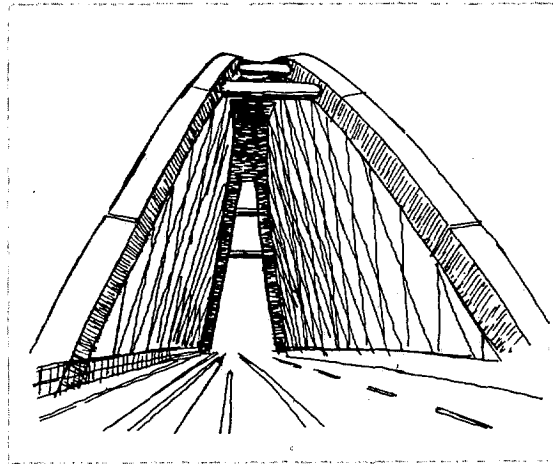


Figura 3. Puentes sobre el Danubio en Straubing.

**Figura 4. Puente de hormigón sobre el Twenthekanal (Holanda).**



**Figura 5. A la derecha: Puente de Fehmarnsund (RFA).**

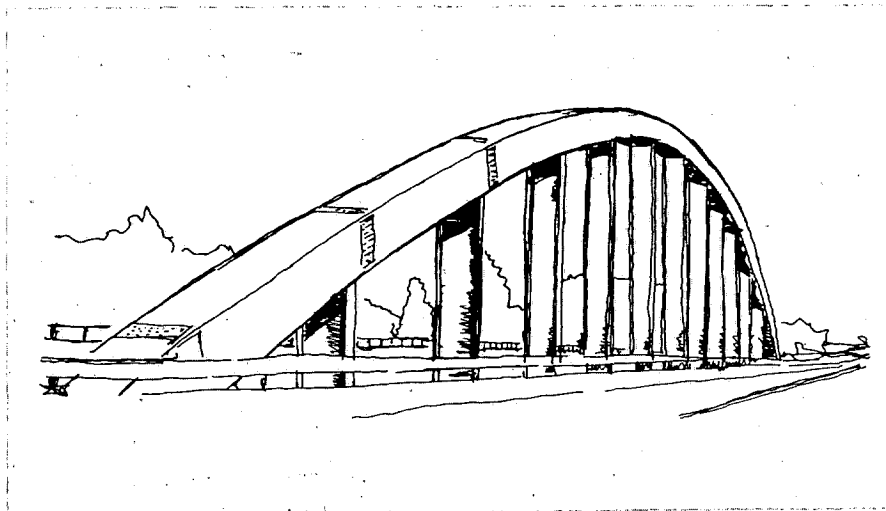


Por el contrario, y con arcos de hormigón, pocos nervios de arriostamiento con formas limpias y expresivas ha sido una receta a seguir (figura 4).

Pero, buscando máxima simplicidad, se puede obtener estabilidad transversal por la vía de plantear sendos arcos gemelos que, en lugar de situarse en planos verticales y, por tanto, paralelos, se emplazan en planos inclinados transversalmente, convergiendo en la zona de clave. Con esta disposición disminuye la importancia de los elementos de arriostamiento transversal y se avanza más en el sentido de la máxima integración formal de la obra. El puente de Fehmarnsund, en la zona fronteriza entre la RFA y Dinamarca es probablemente el ejemplo más notable de esta tendencia (figura 5).

El paso siguiente consiste ya en eliminar el doble arco y reemplazarlo por un arco único vertical, situado lógicamente en el plano medio del puente. Es solución sólo aceptable para puentes de autopista o urbanos como mediana central. Existen ejemplos de esta tendencia como el puente Tomoegawa en Japón, vano de 171 ms, o el de Salzach, cerca de Salzburgo, que salva el río con luz de 133 metros, figura 6. En ambos casos, el arco

**Figura 6. Puente sobre el Salzach en la autopista del Tauern (Austria).**



se aloja en la mediana y su ancho extremo queda limitado por el de ésta, con las consiguientes restricciones para su seguridad frente al pandeo lateral. En estos dos ejemplos, la caída del arco sobre el tablero resulta ópticamente dura y hasta agresiva para el tráfico que los usa.

## 5. EL DISEÑO DEL PUENTE DE LA BARQUETA

El arco único de plano central nos pareció desde el principio muy deseable, y ello por tratarse de un puente que durante la celebración de la EXPO va a funcionar como pasarela peatonal y en el que, por tanto, hay que pensar en la máxima comodidad para los visitantes que lo crucen a pie.

Sin embargo, deseábamos evitar a toda costa el efecto duro de caída del arco sobre los extremos del tablero. Y, por otro lado, éramos conscientes de la limitación de anchura del arco al ancho libre de la mediana, si no resolvíamos ese aspecto, lo que nos llevaría al proyecto de un arco con problemas de estabilidad transversal y con más canto que ancho, algo poco lógico cuando tal arco se halla más coartado frente al pandeo dentro de su plano que fuera del mismo.

Todo lo cual nos condujo a la idea de abrir el arco en ambos extremos, descomponiéndolo en pares de pies inclinados que, al abrirse, no sólo no caen sobre el tablero sino que lo abrazan. Y, de paso, e independizado el diseño del arco de la anchura libre de mediana, estamos en condiciones de acordar a éste las dimensiones de sección transversal que estimemos cómodas para su trabajo estructural (figura 7).

Pero es que la idea de volar el arco central a partir de sendos pórticos triangulados nos conduce de paso a reducir enormemente el problema de su estabilidad transversal. Al distribuir los 168 metros de luz del puente en dos segmentos extremos de 30 ms cada uno, proyecciones horizontales de los pórticos triangulares, con un hueco central de sólo 108 ms donde se desarrolla con libertad el arco único, resulta que la carga crítica que produce el pandeo lateral del arco es dos veces y media mayor que la que hubiéramos te-

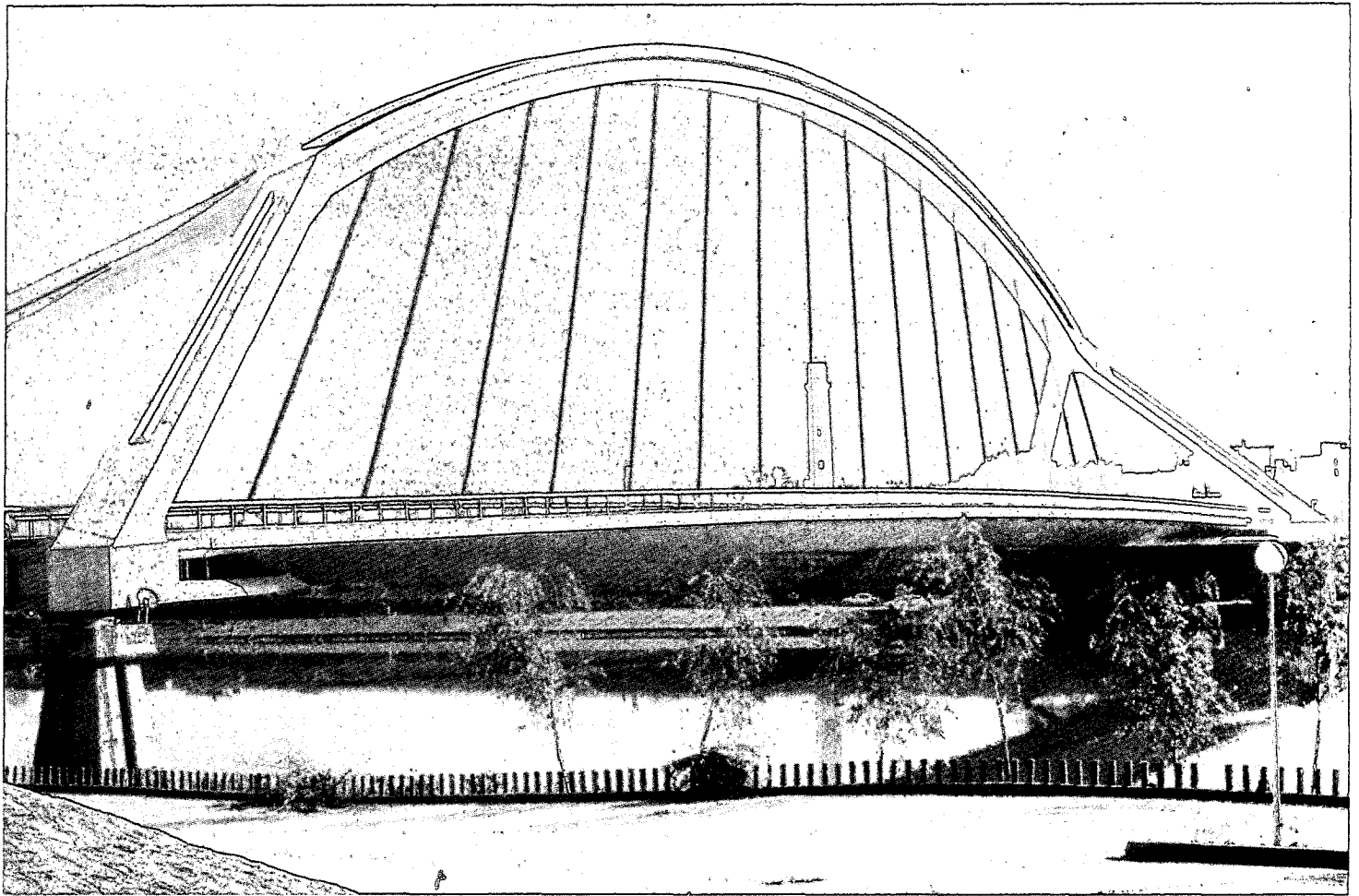


Figura 7.

nido con el diseño de arco único, libre desde uno a otro extremo del puente. Estimaciones básicas que se vieron totalmente confirmadas cuando, más adelante, llevamos a cabo el análisis no lineal del puente como estructura espacial, en teoría de segundo orden.

Cierto que, como todo tablero sustentado por plano único de péndolas, el nuestro estaba obligado a recoger la totalidad de las cargas torsoras que pudieran solicitarlo y trasladarlas, sufriendo los correspondientes esfuerzos de torsión, hasta los apoyos finales donde quedarían equilibradas por las reacciones exteriores verticales. Pero tal esfuerzo de torsión resulta sumamente cómodo de resistir por un tablero de acero, y más aún, por una sección completamente cerrada. Forma que, de paso, contribuye de modo importante a facilitar la pintura y conservación de la obra.

Pero el concepto de arco desarrollado entre pórticos triangulares extremos iba a tener otra consecuencia formal que ha contribuido a la originalidad del diseño de este puente: la inclinación variable de las péndolas a lo largo del tablero. La existencia de arco central en sólo la parte media del puente nos llevó a concebir las péndolas según una organización en abanico y convergente hacia arriba, donde un conjunto de puntos del tablero, espaciados 8,50 metros longitudinalmente, quedan enlazados con otro conjunto de pun-

tos homólogos en el arco, pero espaciados éstos 675 cm. en proyección horizontal (figura 8).

O sea, la suspensión del tablero desde el arco puede llevarse a cabo planteando amarres cada 8,50 metros en éste, distancia adecuada para la organización interna del tablero. Pero los 144 metros de tablero que existen entre amarres de péndolas extremas (16 módulos, o sea, 17 péndolas de las que una coincide con el eje del puente y resulta, por tanto, vertical), se hacen corresponder con los 108 ms de proyección horizontal del arco libre. De ahí la separación horizontal de 6,75 metros que resulta entre cuelgues consecutivos de péndolas en el arco.

La unión entre el arco libre y los pies inclinados se ha resuelto a través de un nudo que, por su complejidad, ha constituido uno de los puentes más espinosos del proyecto.

#### 6. ARCO Y PIES INCLINADOS

Punto importante fue el de determinar la dirección del arco. Es sabido que la búsqueda de figuras antifuniculares de las cargas de peso propio ha llenado en el pasado muchas páginas de la literatura técnica, lo que es bien comprensible cuando se trata de obras de hormigón en las que

Razones para abrir un arco en sus extremos.

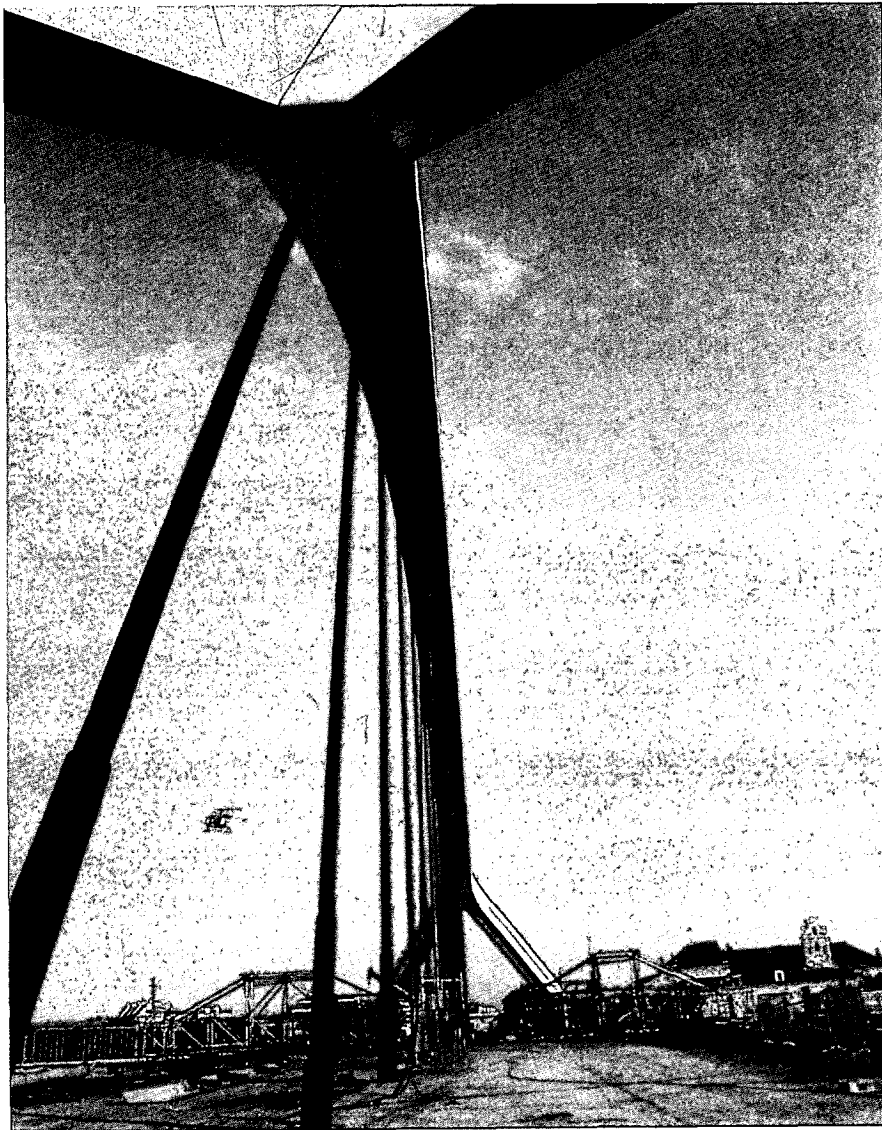


Figura 8.

el peso propio predomina ampliamente sobre las cargas variables.

Pero, en acero, el problema cambiaba sustancialmente y ello tanto por la falta de preponderancia del peso de la estructura como por lo fácilmente que el acero acepta estados de flexocompresión con tracciones incluidas. Por ello, entendimos que había que dar prioridad a la limpieza de geometría sobre consideraciones de afinamientos mecánicos de la directriz, harto discutibles además con este material. Ello nos llevó, de modo directo, a concebir un arco de directriz circular, porque el círculo, figura perfecta para los pitagóricos y renacentistas, ofrece muy claras ventajas a la hora de la fabricación en taller de sus diferentes segmentos.

La otra cuestión, claramente conceptual, hacía referencia al planteamiento de los pies inclinados. En efecto, visto el puente en alzado, los pies no son otra cosa más que la prolongación del arco hacia sus bases de arranque. Pero, desde el mo-

mento en que, a diferencia de lo que ocurre con el arco, aquí ya no hay cargas suspendidas (tan sólo su pequeño peso propio), entendemos que su curvatura debe desaparecer. Que los pies inclinados deben ser piezas radicalmente rectas.

Queda el problema de la péndola extrema que viene a anclarse al eje del Nudo de enlace entre arco central y par de pies inclinados. La carga concentrada que ella transmite nos ha llevado a establecer un cierto quiebro angular entre alzada de directriz de pies inclinados y directriz de arranque del arco central en tal nudo. La ausencia de tal quiebro, claramente perceptible en la obra real, produce un claro empobrecimiento de la figura del puente que aparece así como debilitado, sin fuerza estructural (figura 9).

Aspecto esencial fue en este proyecto determinar la flecha del arco, distancia entre las directrices del arco y el tablero. La flecha acordada, que es de 29,84 metros, equivale al 18 por ciento de la luz y no está sacada de ninguna consideración apriorística. Para su elección nos basamos en sucesivos dibujos en los que tal flecha variaba y en los que pudimos apreciar la importancia estética de una correcta relación entre el arco y el tablero.

Porque ocurría que flechas menores, del orden del séptimo de la luz, transformaban la impresión de arco-bóveda que éste produce, fuerte y flexible al mismo tiempo, por la de viga-rígida-de-canto-variable. Y, a partir de flechas mayores, del orden del quinto de la luz, comenzaba a perderse la relación óptica entre arco y tablero, que empezaban a parecer como disgregados el uno del otro.

La figura 10 muestra el alzado transversal del pórtico formado por el par de pies inclinados visto desde el centro del río, donde se aprecia tanto al engarce de arco y pies a través del nudo como el efecto de los rehundidos de todas sus caras. También se muestra con claridad la geometría de las grandes vigas traviesas de ejes de apoyo, que, con 30 metros de luz, cierran el triángulo de los pies inclinados, al tiempo que toman la carga de extremo de tablero y la transmiten hasta las pilas de hormigón que sustentan la estructura.

La sección transversal del arco central, figura 11, se compone a partir de un rectángulo de 270 cm de ancho por 180 cm de canto, en cuyas cuatro caras se han planteado amplios rehundidos, de 30 cm de profundidad. La idea de los rehundidos nace del doble deseo de cortar ópticamente las grandes superficies de chapa y de resolver con la mayor limpieza la rigidización de éstas. En efecto, con la sección diseñada, disponemos de superficies autorrigidizadas en sus cuatro caras, eliminando por completo la necesidad de rigidizadores internos. Cada una de las ondas parciales de la sección transversal compone un soporte con suficiente radio de giro, en relación con la distancia a que se disponen los diafragmas transversales, para garantizar su estabilidad y la de cada una de las chapas que lo componen, cuyos espesores oscilan entre 16 y 36 milímetros.

Los diafragmas internos del arco, espaciados del orden de 180 cm, cumplen numerosas misiones, tales como:

- Estabilizar cada una de las caras del arco, funcionando entre ellos como chapas autorrigidizadas.

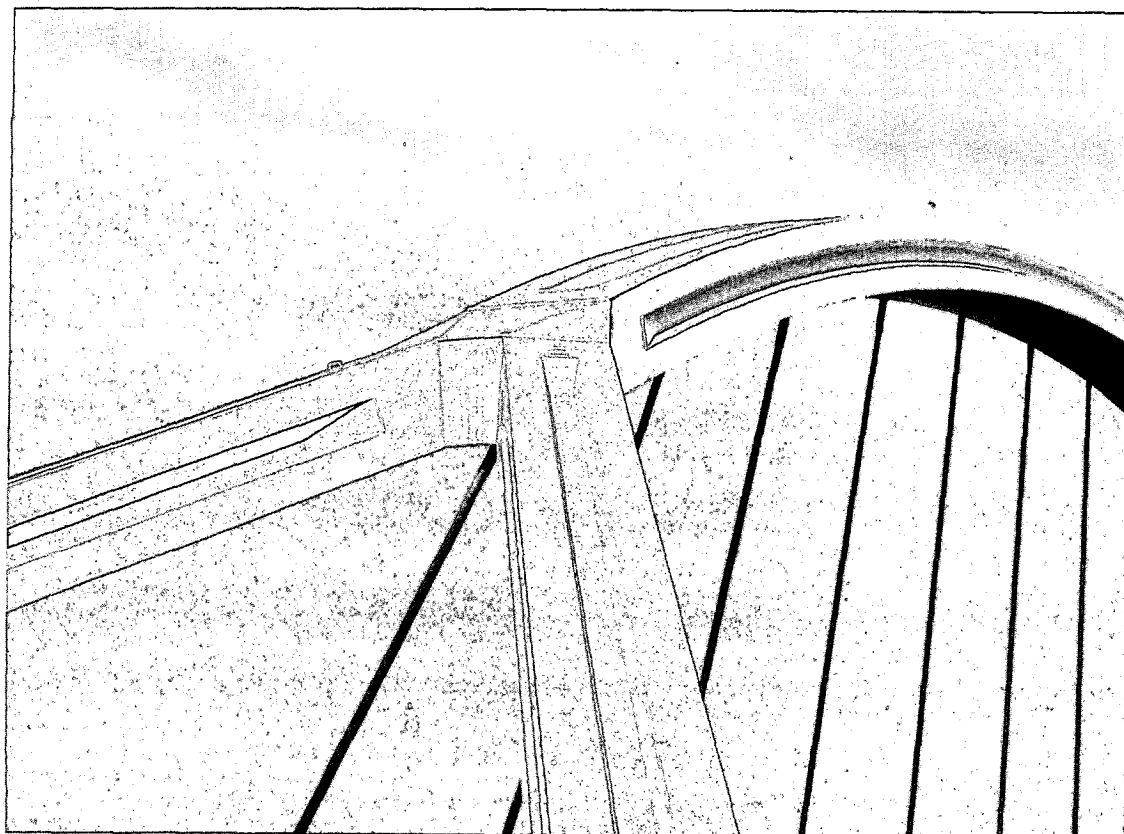


Figura 9.

— Permitir el anclaje de cada péndola y transmitir su carga concentrada a las diferentes chapas que componen su sección transversal, mediante tensiones tangenciales adecuadas al estado tensional membrana que soportan.

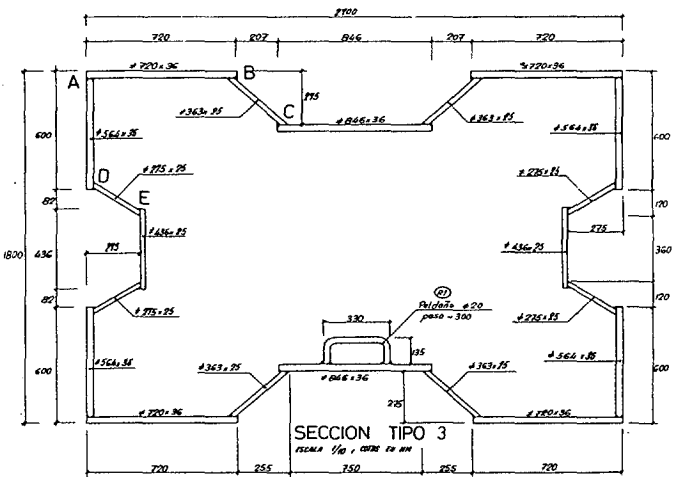
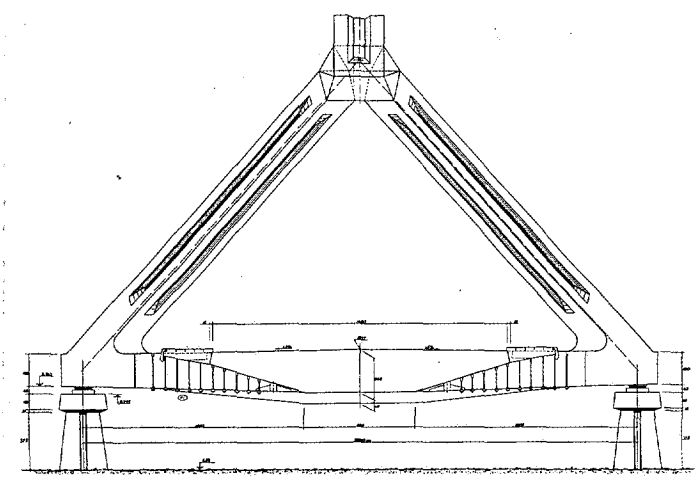
— Equilibrar fuerzas de desviación de las chapas curvas del arco con tales cargas concentradas de péndola. Esto último supone que las caras superior e inferior del arco funcionan como vigas continuas que soportan las fuerzas de desviación

engendradas en ellas por la curvatura del arco, con luces iguales a las distancias entre diafragmas consecutivos. Los estados tensionales engendrados por esta flexión local, a combinar con las tensiones longitudinales del trabajo principal del arco, no resultaban desdeñables y ello nos animó a no separar demasiado los diafragmas.

Cada pie inclinado se genera a partir de un cuadrado de 180 cm de lado, con rehundidos en todas las caras de 30 cm de profundidad. Los dia-

Figura 10. A la izquierda. Alzado transversal del pórtico triangular.

Figura 11. Sección transversal del Arco central.



**Figura 12. Geometría básica del Nudo Arco-Pies inclinados.**

fragmas internos se establecen aquí cada 330 cm desde el momento en que, al ser rectos, no aparecen fuerzas de desviación ni, por tanto, flexiones locales en sus caras.

**7 EL NUDO DE ENLACE ARCO-PIES INCLINADOS**

Su misión es dar continuidad a todas las chapas del arco y de los pies inclinados. Las caras superior e inferior de uno y otros se enlazan sin dificultad mediante planos, en forma de trapecios y triángulos, aunque con las fuerzas de desviación resultantes de los quiebros angulares. Por el contrario, el enlace de las chapas de caras laterales resulta más comprometido. Para unir las caras externas del arco con las triángulos de los pies es preciso plantear un doble triángulo de chapa con arista y pequeño quiebro intermedio. La cara lateral interna de cada pie se enlaza con la cara lateral externa del arco mediante superficie plana. La figura 12 da una idea global de la configuración descrita.

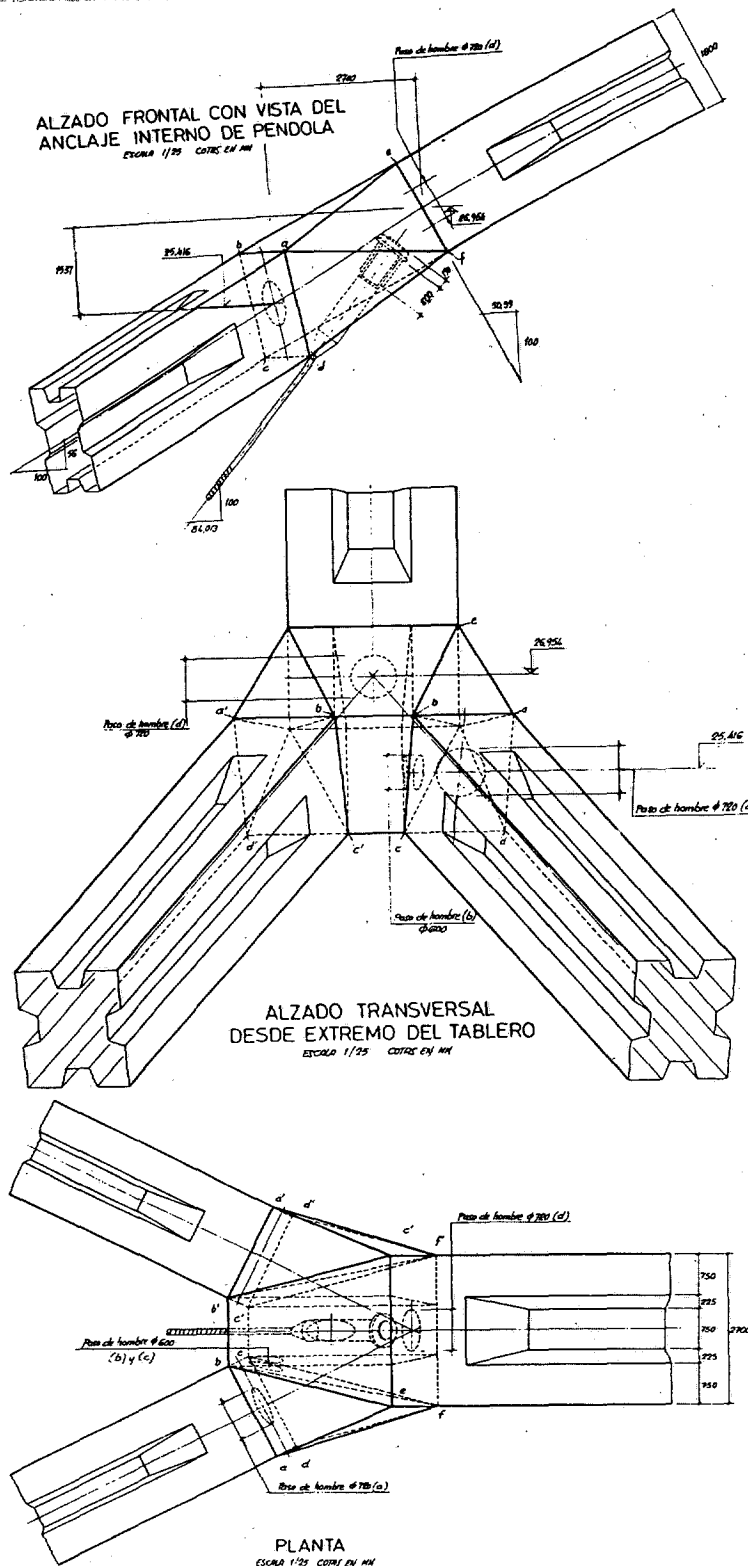
El problema consistió en encontrar la definición geométrica detallada de todo este conjunto de chapas, aristas y ángulos diedros y en plantear un sistema interno de rigidización que asegurara la estabilidad de todas sus chapas componentes. La existencia, dentro del nudo, del anclaje de la péndola extrema no hizo, lógicamente, más que complicar algo más las cosas.

**8 EL TABLERO**

En la figura 13 se muestra la sección tipo del núcleo del tablero, de 16 metros de ancho, con un fondo de sólo 6 metros, canto en el eje de 240 cm y almas laterales fuertemente inclinadas, ancho que corresponde con el que las Bases del Concurso exigían como solución básica, ampliable hasta 21 ms mediante aceras voladas. Puede verse cómo la sección incluye sendas almas verticales separadas sólo 1 metro en el eje del tablero, de modo que resulte fácil anclar las péndolas entre ambas. La losa superior es de tipo ortótropo, compuesta por chapa de 12 mm y bulbos de rigidización, de 280 mm de canto y chapa de 6 mm, espaciados 600 mm centro a centro. También la chapa de fondo, así como la de almas externas e internas se rigidiza mediante bulbos cerrados, con una separación variable en función de la intensidad de las compresiones longitudinales de la zona rigidizada.

Puede allí también verse el marco transversal tipo que, con espaciamiento de 425 cm, rigidiza dicha sección. Se trata de una triangulación imperfecta, por causas del pasillo central entre almas verticales que es preciso dejar libre para el anclaje de las péndolas.

Es el momento de mostrar (figura 14) la sección vertical por el eje del puente, en la que se puede ver con claridad el sistema de sustentación del tablero. Las péndolas, de inclinación variable, penetran en éste y se anclan entre las dos almas centrales arriba descritas. Del mismo modo, tras penetrar en el cuerpo del arco, la péndola queda amarrada entre dos chapas verticales, paralelas al puente que cierran un rectángulo interno de la sección transversal.





La sección tipo del núcleo del tablero, tiene 16 metros de ancho, con un fondo de sólo 6 metros, canto en el eje de 240 cm y almas laterales fuertemente inclinadas.

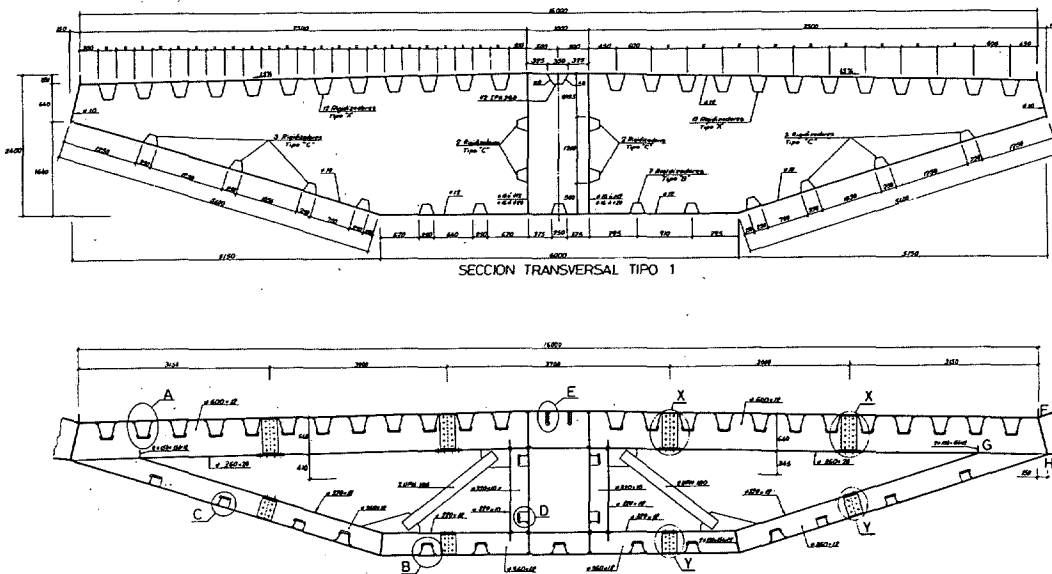


Figura 13. Sección transversal del tablero.

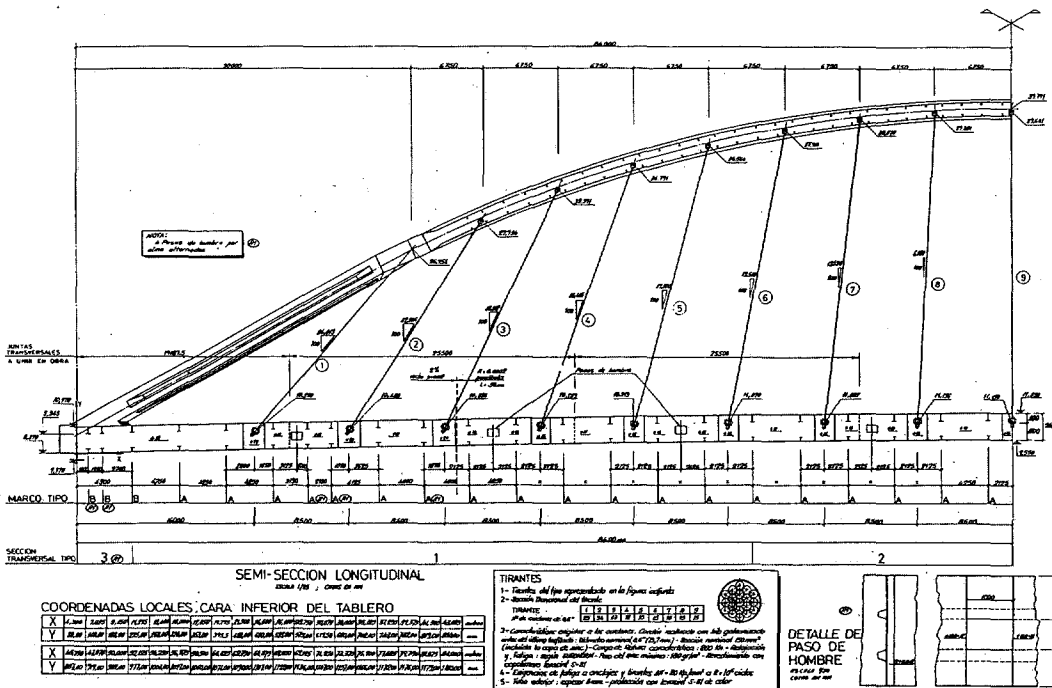


Figura 14. Semisección longitudinal por plano medio del puente.

**9. LAS BASES DE PIES INCLINADOS**

En los pies de los pies aparecen las reacciones verticales de pilas que equilibran las cargas del tablero. Pero, además, tenemos la componente horizontal, o empuje, del arco que no va a ser equilibrada por cimentación alguna sino por el tablero trabajando a tracción.

Aunque, en este caso, ocurre que tales bases se hallan fuertemente desplazadas del tablero y, además, inclinadas respecto al eje del mismo. Ello explica la existencia de tirantes horizontales, externos al tablero, que enlazan la base de cada pie con el cuerpo de éste. Tirantes oblicuos, capaces de poner en tracción a un tablero con la sección trapecial arriba mostrada.

La mejor solución que fuimos capaces de encontrar es la de componer tales tirantes con sendos planos de chapas situadas a nivel de las tablas superior e inferior de las que componen el tablero. La figura 17 muestra la definición básica de tal dispositivo en planta, proyecciones verticales y sección transversal. Obsérvese cómo, por efecto de la forma de la sección transversal, la chapa superior tiene la mitad de longitud de la inferior. Con sentido común de ingeniero, lo que hicimos fue graduar las secciones de ambas chapas de modo que, bajo la carga axial que cada una de ellas tomaba, el alargamiento total de ambas fuera el mismo. Lo que exige, claro está, que la deformación de un plano pueda ser independiente de la del otro.

La mejor solución que fuimos capaces de encontrar es la de componer tales tirantes con sendos planos de chapas situadas a nivel de las tablas superior e inferior de las que componen el tablero.

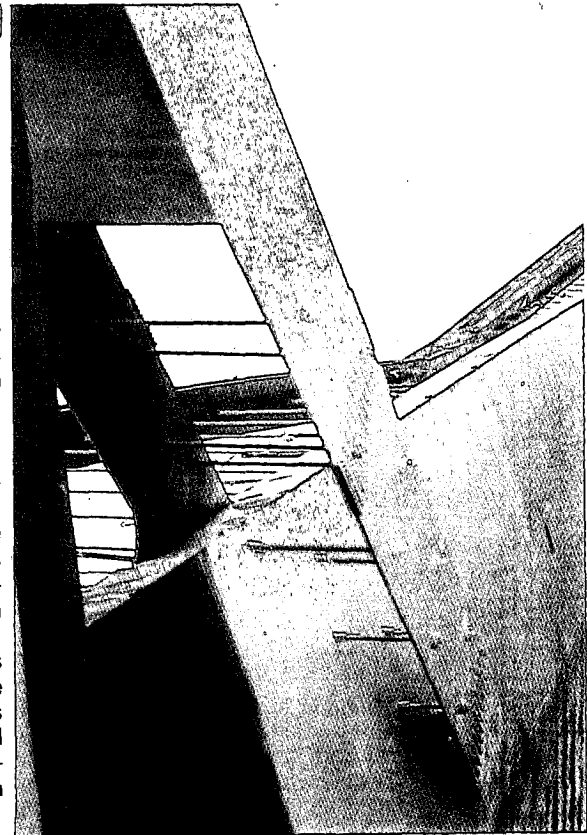


Figura 16.

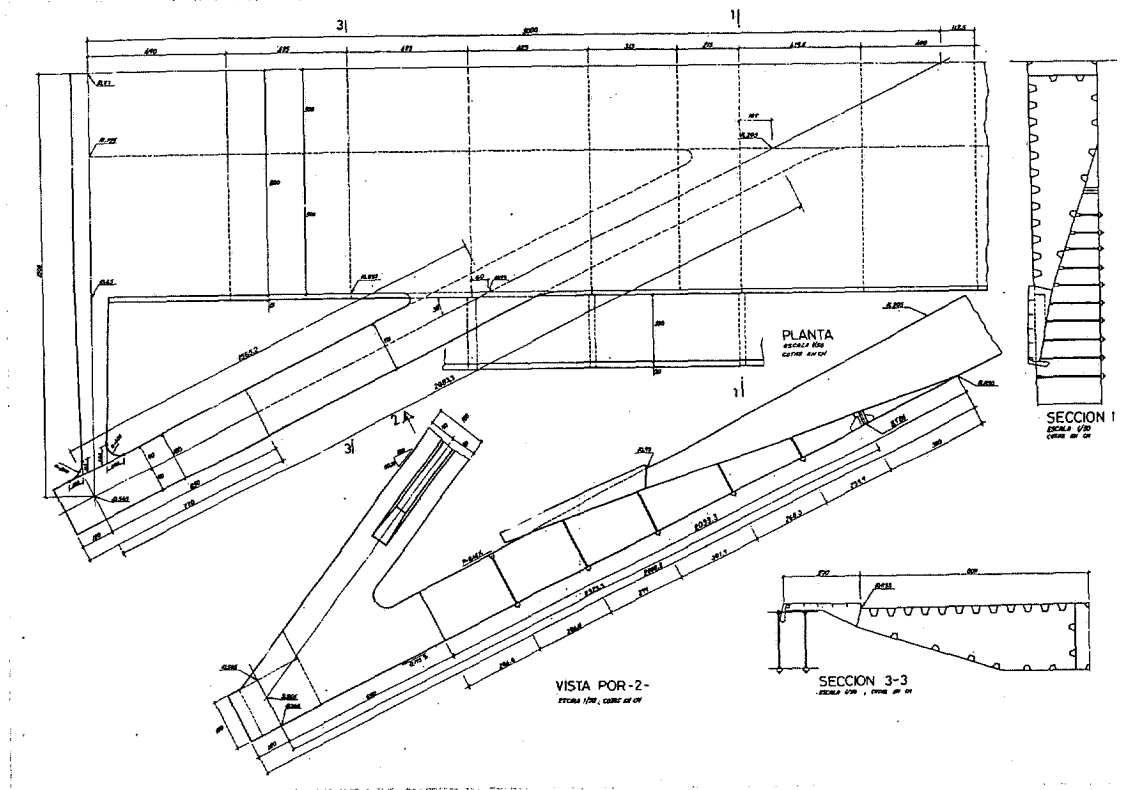


Figura 15. Tirantes oblicuos.



1.1 DISCRETIZACION DE LA ESTRUCTURA

Numeración de Nudos

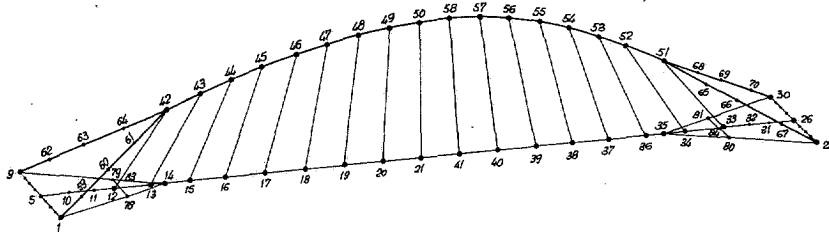


Figura 18. Modelo básico de barras.

la figura 18, donde las barras representan segmentos del arco y pies inclinados, tablero a todo el ancho que se ve reducido a los anchos eficaces de chapas, péndolas, traviesas finales y torrapuntas traccionados.

Respecto a ese ancho eficaz de las chapas del tablero que se estudió por separado para los planos superior e inferior, encontramos reducciones de las mismas no superiores al 5 por ciento. A estos efectos, prácticamente todo el tablero era eficaz. Sin embargo, en esta reducción de anchos no incluimos la correspondiente inestabilidad de

chapas comprimidas, tal como preconiza la BS. Nosotros, con la filosofía contraria, calculamos esfuerzos con estas secciones totales, o sea, exigiéndonos a priori estabilidad de las chapas, para después comprobar que tal condición de estabilidad se satisfacía.

Las hipótesis procesadas en el análisis lineal fueron:

1. Peso propio más Carga Permanente más Pretensado de péndolas.
2. Conjunto de 12 hipótesis de SC repartida de 400 kp/m<sup>2</sup>.
3. Conjunto de 12 hipótesis de vehículo excepcional de 60 Mp.
4. Viento transversal al puente.
5. Variación térmica uniforme de  $\pm 30^\circ \text{C}$ .
6. Gradiente térmico de  $20^\circ \text{C}$  entre cara superior e inferior del tablero.
7. Fuerzas longitudinales de frenado.

Los esfuerzos de SC de ese conjunto de hipótesis permiten pasar, con buena aproximación, al concepto de envolventes de sobrecarga que se agrupan en las cuatro sollicitaciones límites que conducen a las tensiones normales máximas y mínimas en cada una de las dos chapas extremas. En el caso del arco y pies inclinados donde la influencia de los esfuerzos laterales es importante, a las tensiones extremas en cada uno de los 4 vértices extremos.

En situación de linealidad la superposición de esfuerzos es válida. Los esfuerzos correspondientes se han combinado y mayorado, pasándolos a «valores de cálculo» y, para cada sección del tablero o del arco, se ha realizado una comproba-

CUADRO 19

SECCION TABLERO		NUDO: 14		SECCION TABLERO		NUDO: 14	
Area = 6.5943E-01		Inercia y = 5.484E-01 Inercia z = 1.732E+01		Area = 6.5943E-01		Inercia y = 5.484E-01 Inercia z = 1.732E+01	
winf = 1.602 wsup = -0.798		Ancho = 21.000		winf = 1.602 wsup = -0.798		Ancho = 21.000	
Tensiones de Servicio debidas a:							
Hipótesis	$\sigma(1)$	$\sigma(2)$	$\sigma(3)$	$\sigma(4)$			
Estado Perm	-204	367	367	-204			
$\sigma_{\text{max SC rep}}$	739	494	-311	-779			
$\sigma_{\text{min SC rep}}$	-779	-311	494	739			
$\sigma_{\text{max Carro}}$	143	50	-66	-83			
$\sigma_{\text{min Carro}}$	-83	-66	50	143			
$\sigma_{\text{grad Term}}$	109	-73	-73	109			
Tensiones de servicio de (CP + SC)							
	$\sigma(1)$	$\sigma(2)$	$\sigma(3)$	$\sigma(4)$			
Tensiones Máximas	678	911	-10	-1065			
Tensiones Mínimas	-1065	-10	911	678			
Tensiones de Servicio de (CP+SC+Gradiente Térmico)							
	$\sigma(1)$	$\sigma(2)$	$\sigma(3)$	$\sigma(4)$			
Tensiones Máximas	787	839	-83	-956			
Tensiones Mínimas	-956	-83	839	787			

SECCION TABLERO		NUDO: 14		
Tensiones de cálculo (*) de (CP + SC)				
	$\sigma(1)$	$\sigma(2)$	$\sigma(3)$	$\sigma(4)$
Tensiones Máximas	1118	1305	-199	-1563
Tensiones Mínimas	-1563	-199	1305	1118
Tensiones de Cálculo (*) de (CP+SC+Gradiente Térmico)				
	$\sigma(1)$	$\sigma(2)$	$\sigma(3)$	$\sigma(4)$
Tensiones Máximas	1260	1210	-293	-1422
Tensiones Mínimas	-1422	-293	1210	1260

$\sigma(1)$ : Tensión en la cara inferior, en el centro de la cara.  
 $\sigma(2)$ : Tensión en la cara superior, en el centro de la cara.  
 $\sigma(3)$ : Tensión en la cara superior, compatible con  $\sigma(1)$ .  
 $\sigma(4)$ : Tensión en la cara inferior, compatible con  $\sigma(2)$ .

$\sigma(1)$ : Tensión en la cara inferior, en el centro de la cara.  
 $\sigma(2)$ : Tensión en la cara superior, en el centro de la cara.  
 $\sigma(3)$ : Tensión en la cara superior, compatible con  $\sigma(1)$ .  
 $\sigma(4)$ : Tensión en la cara inferior, compatible con  $\sigma(2)$ .

ción tensional total. El Cuadro 19 muestra la salida de ordenador correspondiente al Nudo 14 del tablero. Se muestran allí las tensiones normales debidas a las hipótesis base en condiciones de servicio y las de cálculo, obtenidas mayorando y combinando las anteriores, en dos situaciones diferentes:

- a) Carga Permanente más Sobrecarga de uso.
- b) Anterior más Gradiente térmico.

Para el análisis no lineal es preciso comenzar por combinar acciones para llegar a la hipótesis de carga total. Y, puesto que realizamos las comprobaciones en ELU, es preciso que tales acciones sean mayoradas. A ellas se añaden imperfecciones voluntarias en la geometría de la estructura. En nuestro caso, tales imperfecciones de construcción se reflejan en los dos supuestos de la figura 20 que reproducen los dos primeros modos de pandeo transversal del arco. La excentricidad máxima de error de construcción se estableció en 360 milímetros, realmente brutal. Bajo la totalidad de la Carga Permanente y 2/3 de la Sobrecarga característica, más un viento transversal de 200 kp/m<sup>2</sup> de fuerza total de arrastre, la estructura resultaba estable y la flecha transversal adicional que en esas duras condiciones resultaba no superaba 1/4 de la inicial.

En cuanto a las tensiones normales del arco, el análisis no lineal producía incrementos en las mismas, resumidos como sigue: En la zona del Nudo se pasaba de 3.000 kp/cm<sup>2</sup> a 3.465 kp/cm<sup>2</sup>. En la Clave del arco, de 2.400 a 2.660 kp/cm<sup>2</sup>. El límite de las mismas, salvo limitaciones por inestabilidad de chapas comprimidas, era el límite elástico del acero A52, igual a 3.600 kp/cm<sup>2</sup>.

Había ahora que considerar los esfuerzos locales en el arco producidos por los empujes al vacío derivados de la curvatura de sus chapas de techo y fondo. Al haber planteado una sección transversal con rehundidos de 300 mm de altura disponíamos de una buena sección resistente, en forma de teja, para hacer frente a los mismos. Obsérvese que la magnitud de estas flexiones superpuestas al trabajo fundamental del arco depende básicamente de la luz de las tejas, o sea de la separación entre sucesivos diafragmas de apoyo. Que terminamos estableciendo cada 750 mm. En estas condiciones, el incremento que estas flexiones introducían en la máxima tensión de compresión (en ELU) era del orden de los 150 kp/cm<sup>2</sup>. La estabilidad del rigidizador, o sea de la propia forma de teja de la sección resultaba con esas dimensiones más que garantizada (esbeltez mecánica igual a 15).

El estudio del comportamiento de los diafragmas transversales del arco bajo la acción de los cortantes transmitidos por las vigas-teja de ambas cabezas superior e inferior, fuerzas que debían ser transportadas hasta las almas del mismo marco, se resolvió mediante análisis por elementos finitos. En la figura 21 se muestra como ejemplo la deformada y el estado tensional de uno de los casos estudiados.

Análogos estudios se llevaron a cabo en los marcos próximos al Nudo donde se produce la desviación transversal de chapas de rehundidos.

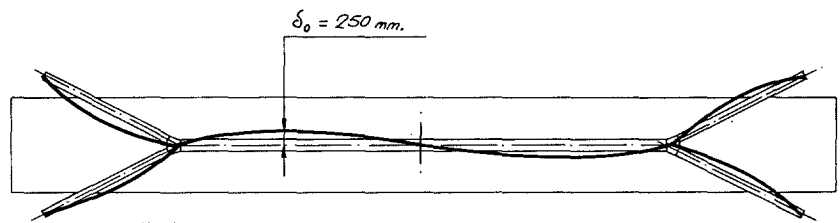
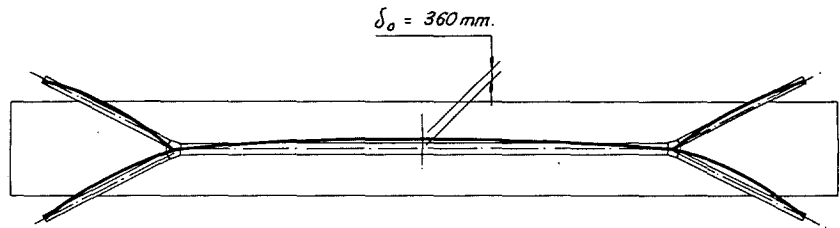
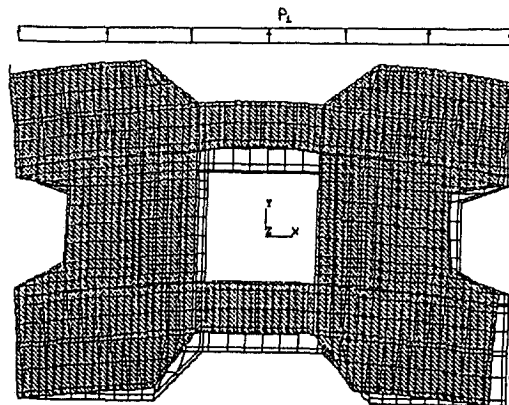


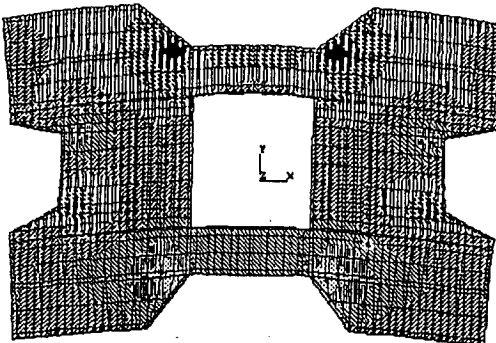
Figura 20. Deformadas iniciales supuestas para análisis no lineal.



Deformada

ANVS 4.3A2  
JUL 4 1988  
7:48:12  
PLOT NO. 4  
DISPL.  
STEP=1

ITER=1  
DMX =0.463E-03 mm/05  
ZU =1  
DIST=1.405



Tensiones SXS

ANVS 4.3A2  
JUL 4 1988  
7:48:35  
PLOT NO. 1  
STRESS  
STEP=1  
ITER=1  
SX (AVG)  
S CLOM1  
DMX =0.463E-03  
SMX =-3856  
SMX =3571

ZU =1  
DIST=1.405  
-3831  
-2206  
-1380  
-535.062  
270.17  
1093  
1921  
2746  
3571

Figura 21. Análisis por EF de un diafragma transversal del arco.

Figura 22. Análisis por EF de un marco de anclaje del arco.

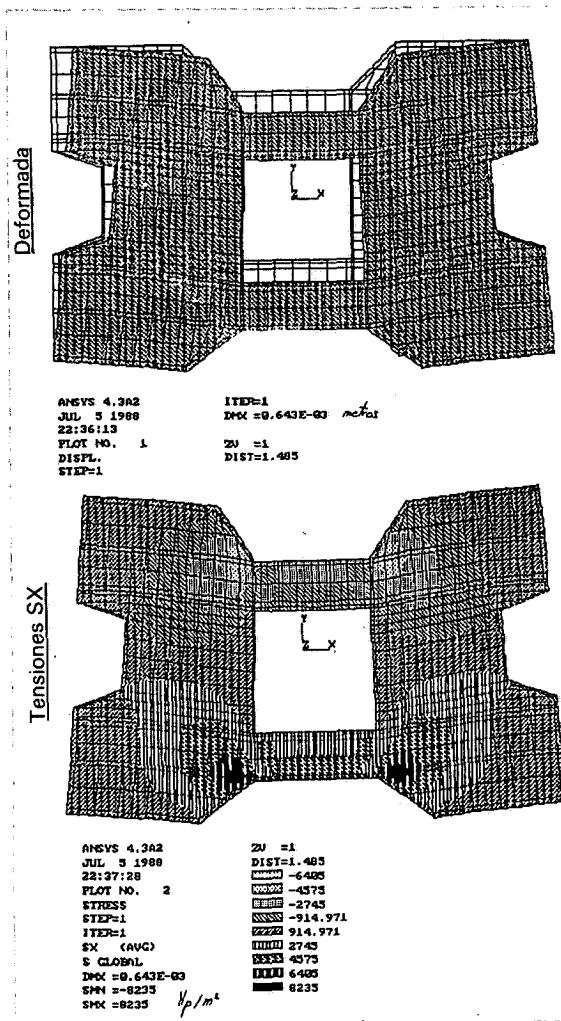
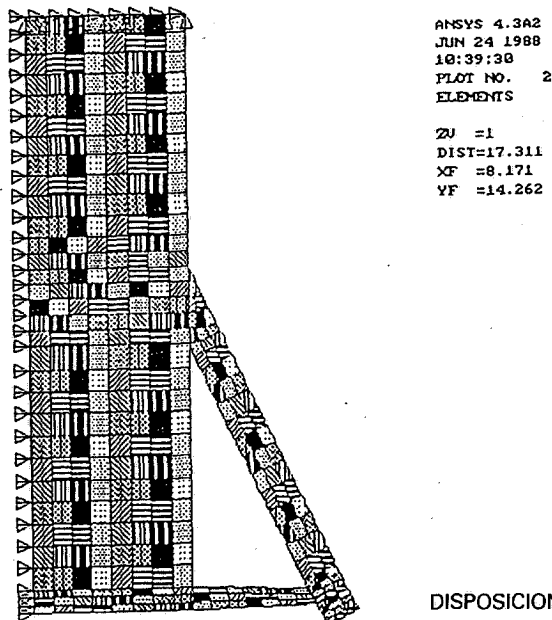


Figura 23. Modelo de EF relativo a tablero, tornapuntas y traviesa de apoyo.



Los marcos de anclaje de péndolas (fig. 22) muestran, al verse sometidos a cargas descendentes que han de transportar hasta las almas del arco, una deformada de signo contrario. En este caso concreto se muestra la distribución de tensiones  $S_x$  en la chapa del marco que alcanza valores punta de tracción de 823 kp/cm<sup>2</sup> en la zona inferior y valores en compresión de hasta -640 kp/cm<sup>2</sup> en la superior.

Para terminar esta parte, el sistema de chapas de apoyo del anclaje de la péndola fue también procesado para conocer su estado tensional como modelo de elementos finitos tridimensional.

Similares estudios se llevaron a cabo respecto de los pies inclinados. Al no existir allí ni curvatura ni fuerzas concentradas de anclajes sus únicos diafragmas delicados eran los que sujetaban las fuerzas concentradas de desviación producidas por las chapas de fondo de rehundidos que salían a la superficie.

Ya en el tablero, la losa ortótropa se analizó en detalle mediante un modelo de emparrillado bidimensional cubriendo un total de 3 módulos reales con vinculaciones de giro en extremos que simulaban la continuidad más allá de los mismos. Las tensiones normales en los bulbos del tablero realmente significativas se debían al carro de 60 toneladas y alcanzaban valores que oscilaban desde -1.832 kp/cm<sup>2</sup> en la fibra inferior de uno de ellos sobre un marco transversal y +1.498 kp/cm<sup>2</sup> en la misma fibra y en la sección de centro luz entre marcos.

Los diferentes tipos de marcos transversales del tablero se analizaron de modo simple como estructuras planas. Los apoyos verticales de las mismas se establecían en las almas centrales del cajón mientras que las fijaciones a torsión del tablero, de modo seguro, se planteaban en ambas chapas superior e inferior y en el eje del mismo. Los esfuerzos axiales así resultantes en las barras del pórtico transversal derivados de la acción excéntrica del carro eran claramente superiores a los que en la realidad aparecerían en ellas al existir una conexión continua de tales barras con la piel, rígida a torsión, del cajón. Cuyas fuerzas rasantes distribuidas se encargan de transmitir parte de esa acción concentrada desde el mismo extremo de la barra en el que es aplicada.

Especial importancia para la seguridad de esta obra reviste el funcionamiento de los tornapuntas extremos que toman la componente horizontal de los pies inclinados y la transmiten, trabajando a tracción, hasta el cajón del tablero. La figura 23 muestra la discretización para medio tablero de la chapa superior, donde aparecen, además del tablero y la chapa del biplano, el ala superior de la gran viga traviesa de apoyo.

La figura 24 muestra la deformada de ese modelo bajo las cargas máximas mayoradas, apreciándose bien el juego del alargamiento axil del tornapunta y la flexión de plano horizontal inducida en la traviesa de apoyo. Y, también, el estado de tensiones  $S_y$  que, como puede verse, no se distribuyen uniformemente en la chapa del tornapuntas sino que, a causa de esa flexión de plano horizontal, conduce a concentraciones tan altas

SECCIONES DE REFERENCIA

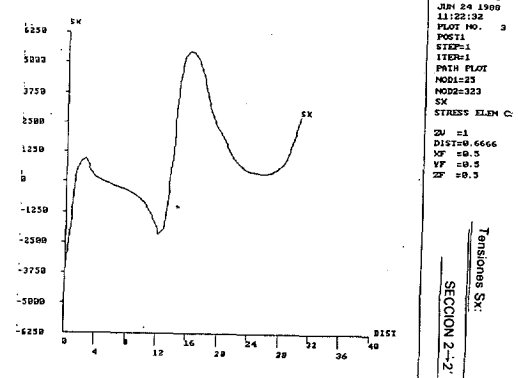
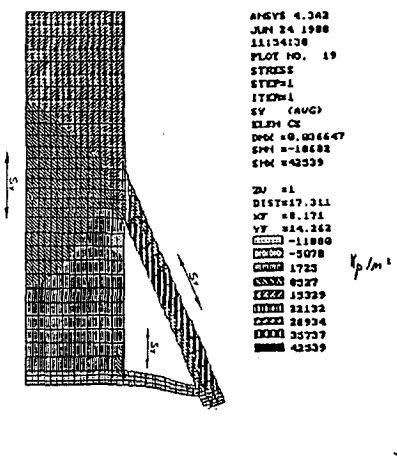
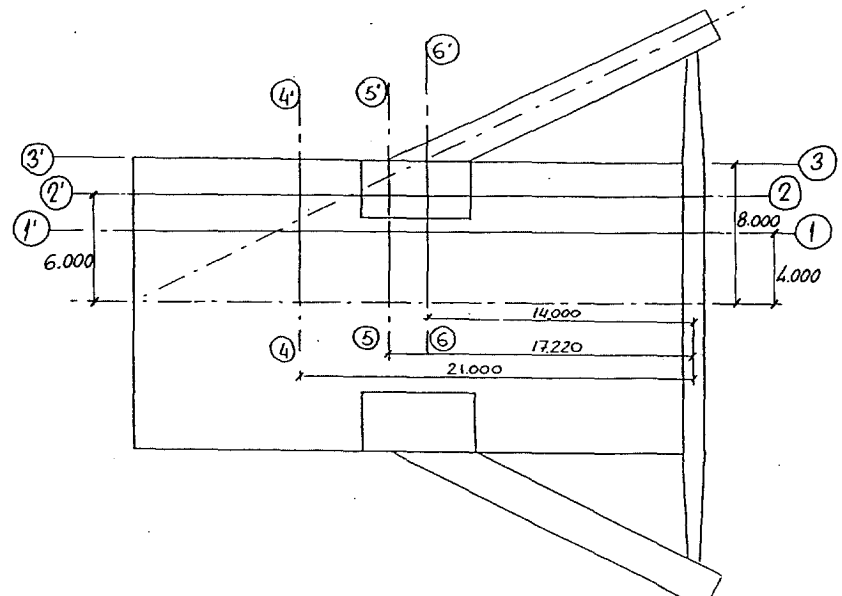
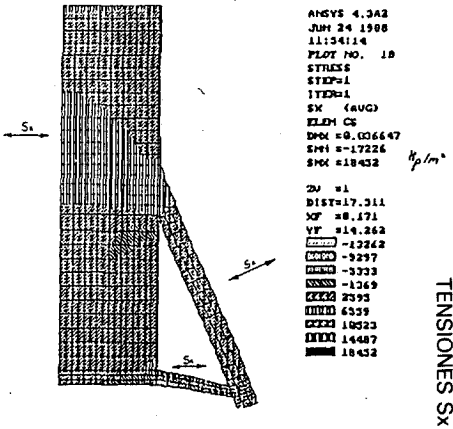


Figura 24. Deformada y estado tensional de la misma zona.

como de 4.250 kp/cm<sup>2</sup>. Este resultado nos obligó a realizar la operación de pretensado de la travesa, en sentido contrario a la acción de las cargas posteriores, que en otro lugar hemos descrito.

Preocupados por el estado tensional en la chapa del propio tablero, la figura 25a muestra un conjunto de ejes de referencia orientados en sentido tanto longitudinal como transversal, a lo largo de los que se obtuvieron tensiones Sx y Sy. Y la figura 25b las representa para el corte (2-2').

Similares estudios se hicieron en los contactos entre chapa del tablero y alas de la viga travesa de apoyos.

En lo que al nudo entre arco y pies inclinados respecta, y una vez resuelta su configuración geométrica sobre la base de conectar las cuatro chapas del primero con las ocho de los otros dos, buscando siempre equilibrio interno para las fuerzas de desviación resultantes, el cálculo del mismo sólo tuvo como característica especial la de comprobar la estabilidad de aquéllas una vez rigidizadas por un conjunto de rigidizadores orientados tanto en sentido longitudinal como transver-

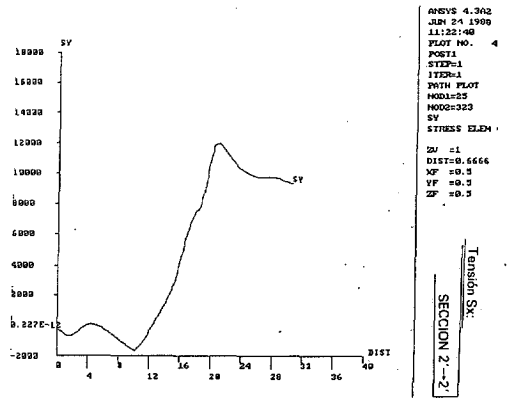
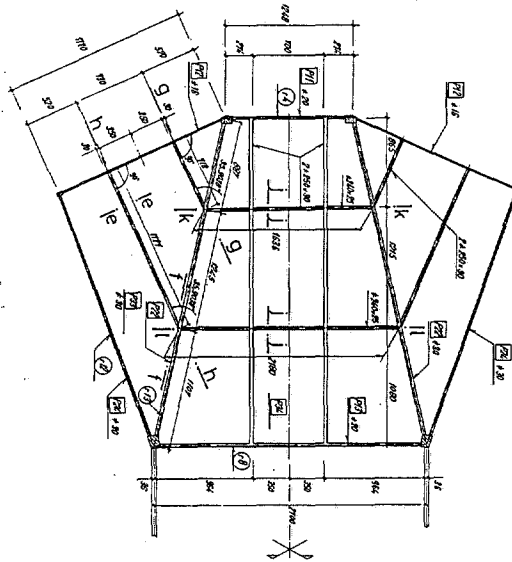
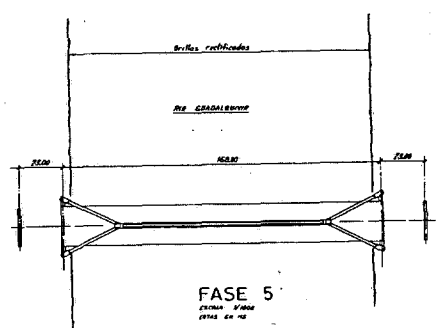
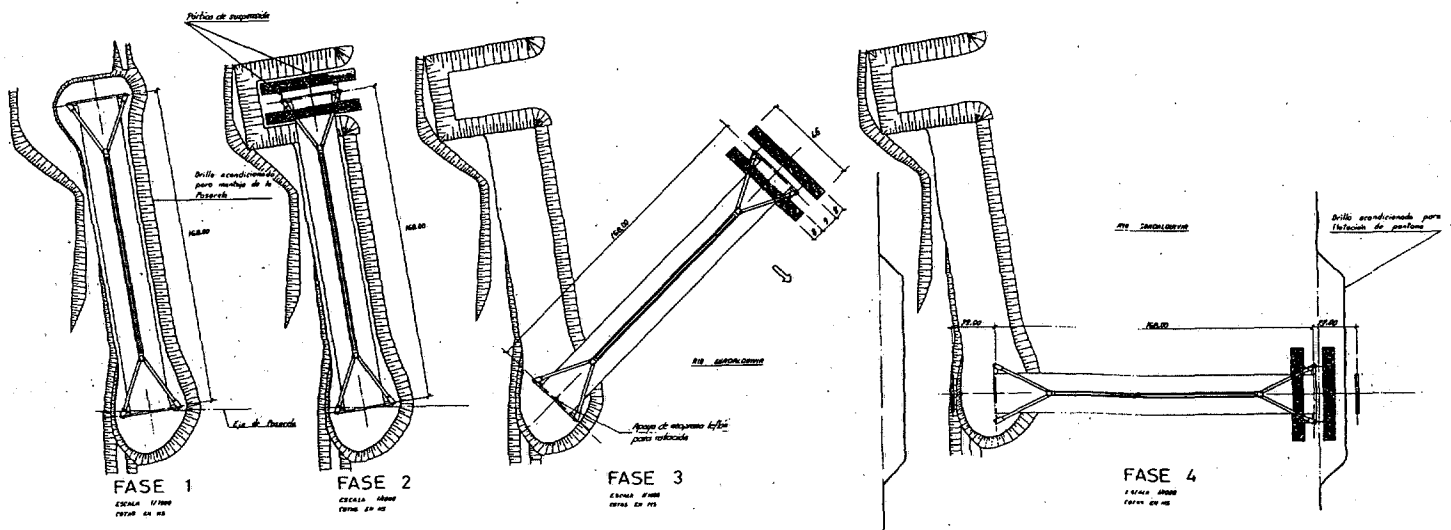


Figura 25. Tensiones Sx, Sy a lo largo del eje (2-2').

**Figura 26. Sistema de rigidización de las chapas del Nudo.**



**Figura 27. Montaje del puente por giro.**



**CARGA DE LA PASARELA EN LA PONTONIA**  
 Una vez construida la pasarela en la orilla del Guadaluquivir, local CAERUSA (fase 1), es preciso suspenderla por uno de sus extremos para realizar su transporte. Para ello, hay que abrir una claraboya de aproximadamente 16x30, se procede a introducir en ella a los dos pontones, debajo del tablero tal como se representa en la Fase 2, seguidamente se montan los púrticos de suspensión.  
 Posteriormente mediante gatos se levanta la pasarela.

**TRANSPORTE DE LA PASARELA**  
 Una vez suspendida la pasarela por uno de sus extremos se procede a su traslado, efectuando el apoyo de temporales según. (En operación se realiza mediante unos cabrestantes (Fase 3))

**DESCARGA DE LA PASARELA**  
 Una vez situado la pasarela en su posición definitiva, se descarga mediante los gatos hidráulicos situados en los púrticos de suspensión (fase 4).

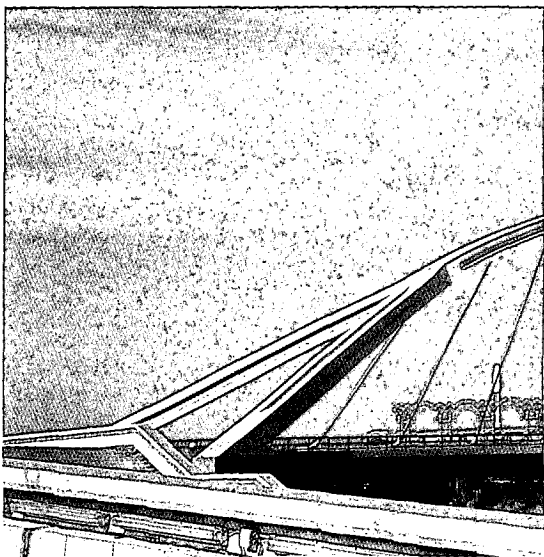
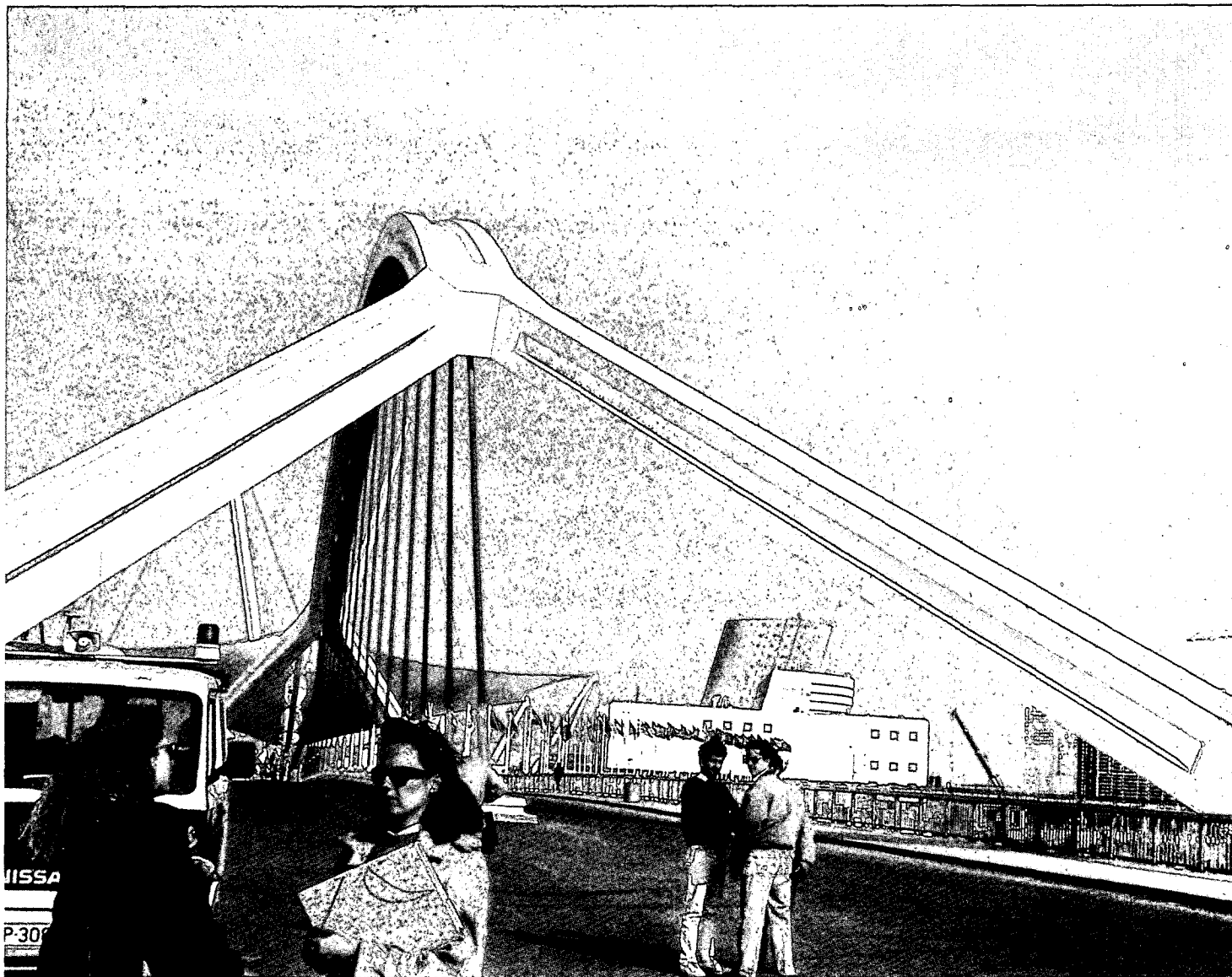
sal. La figura 26 muestra, por ejemplo, la organización de las chapas de fondo del mismo.

**12. EL PROCESO CONSTRUCTIVO**

Desde el principio imaginamos que el puente debería construirse en una orilla para ser girado posteriormente mediante flotación hasta su emplazamiento definitivo. La figura 27 muestra el esquema del proceso de giro: Terminado el montaje del puente y tesadas y sus péndolas, se excava una dársena en la margen del río por la que penetran sendos flotadores que toman, con gatos, la mitad de su peso.

Tal giro es posible mediante una rótula, diseñada para aceptarlo sin apenas rozamiento, cimentada adecuadamente y con dispositivos de seguridad para hacer frente a cualquier balanceo indeseado. Los flotadores, arrastrados con cables, aproximan al puente a la otra margen y pasan a uno y otro lado de las pilas en ella construidas. Llegados a su destino, el puente desciende sua-





vemente sobre sus apoyos definitivos, y, hecho ésto, se procede a desmontar la rótula provisional.

Las fotos de las figuras 28 y 29 son dos aspectos del puente terminado y funcionando como acceso a la exposición universal.

*Figuras 28 y 29.*

### 13. NOTA FINAL

Como se ha dicho, el puente fue construido por AUXINI y ENSIDESA, en UTE. Como jefe de obra actuó el ingeniero industrial D. Vicente Faus. Los detalles del proceso de montaje: rótula provisional de giro y mástil de suspensión de bases de pies inclinados, pórticos de cuelgue sobre plataformas flotantes, etc, fue desarrollado por el ingeniero de caminos de AUXINI D. Rafael Chueca.

La dirección de obra corrió a cargo de la División de Proyectos y Construcción de Expo'92, a cargo del ingeniero de caminos D. Ginés Aparicio, con el también ingeniero D. Rodolfo Vicente como responsable directo de la obra. ■