

El puente sobre el río Ebro en Riba-Roja

José M^a de Villar Luengo
Francisco Calderón Alvarez
José M. Simón-Talero Muñoz

José A. Torroja, Oficina Técnica S.A.

1.- INTRODUCCION

El puente de Riba-Roja permite el cruce sobre el río Ebro en las proximidades de la localidad de Riba-Roja de Ebro en la provincia de Tarragona (España). La obra se encuadra dentro del Plan de Emergencia Nuclear (PENTA). Con la construcción de esta vía, entre los años 1995 y 1997, se provee a los pueblos de las comarcas próximas a las centrales nucleares de Ascó y Vandellós de nuevas vías de escape en caso de que se produzca alguna anomalía en el funcionamiento de las citadas centrales.



Figura 1. Vista general del puente

El presente artículo tienen como objeto describir someramente las características del puente, presentar algunas de las incidencias que surgieron durante su construcción y detallar ciertos aspectos relevantes del control y seguimiento de la ejecución de la obra.

En primer lugar se presenta una descripción técnica del puente seguida de una breve memoria que relata de forma general el proceso de ejecución. A continuación se presentan algunas consideraciones sobre aspectos de la concepción y del diseño del puente que creemos son destacables. Seguidamente se mencionan algunas incidencias surgidas durante la construcción y las soluciones que para su corrección se adoptaron. Se continúa con una relación de algunas particularidades de la instrumentación que se empleó para el control de deformaciones y para la monitorización durante el desarrollo de la prueba de carga. Finaliza este artículo con una lista de las mediciones de las unidades más significativas y la relación del equipo técnico que intervino, tanto en la redacción del Proyecto como durante la construcción de la obra.

2.- DESCRIPCION DEL PUENTE

El puente sobre el río Ebro es una estructura continua de hormigón pretensado de 3 vanos de luces 100+150+100 entre ejes de apoyos construida por voladizos sucesivos. La anchura del tablero es de 10.6 m con sección transversal en cajón unicelular de canto variable entre 7.46 m sobre pilas y 3.00 m en centro del vano central.

La planta del puente es recta y el perfil longitudinal tiene una pendiente variable entre el 0,5% y el 5%. Transversalmente el tablero posee un bombeo del 2%.



El tablero tiene una anchura de 10.60 m, capaz para dos carriles de 3.50 m, dos arcenes de 0.50 m y dos aceras de 1.50 m donde van dispuestas las barrera flexible y la barandilla, obteniéndose un ancho total de plataforma de 11,0 m.

El esquema estructural es el de una viga continua de 3 vanos con luces de 100+150+100 m, aunque al realizarse el apoyo en los dos brazos de las pilas intermedias se transforma en 5 vanos de luces 97+6+144+6+97 m.

La sección transversal resistente es un cajón unicelular de canto variable, como ya se ha comentado, con un valor máximo de 7.46 m sobre pilas y un mínimo de 3.00 m en el centro de la estructura y en las zonas contiguas a los estribos.

Figura 2. Vista desde península provisional

El núcleo de la viga-cajón tiene una anchura de 6.0 m y va rematado superiormente con sendos voladizos de 2.30 m de longitud sobre cuyos bordes se dispone la imposta. Las almas son de 0.40 m de espesor. El forjado superior tiene un espesor variable entre 0.22 y 0.30 m en los voladizos y entre 0.21 y 0.24 entre almas; la unión con las almas es acartelada con cartelas triangulares de 0.80 x 0.22 m la externa y 1.00 x 0.36 m la interna. El espesor del forjado inferior varía entre 0.22 m en las secciones del menor canto y 1.00 m sobre pilas.

El pretensado, dispuesto según el esquema típico de voladizos sucesivos, está compuesto por 72 tendones superiores sobre cada pila (pretensado isostático), formados por 11 cordones de 0,6" y 76 tendones inferiores (pretensado de continuidad), de las mismas características que los superiores, de los que 28 corresponden al vano central y 24 a cada vano lateral. Además de dispone de un pretensado vertical de almas, formado por 204 tendones de 3 cordones de 0,6" cada tendón.

El tablero se apoya en las pilas intermedias mediante aparatos de apoyo de neopreno-teflón que permiten la libre dilatación del tablero en la pila P1, empotrándose el tablero en los dos brazos de la pila P2. Cada pila está constituida por dos pantallas en V de 7.6 m de anchura y canto variable entre 1.6 en la parte superior y 2.75 m en la inferior. Estas dos pantallas se empotran en el encepado en la pila P1 y en un núcleo de 2.7 m de altura en la pila P2.



Figura 3. Pila P2

La cimentación de la pila es profunda mediante pilotes de 1.50 m de diámetro, en número de 14 por cada pila, con encepados de hormigón armado de forma circular en planta de 15.20 m de diámetro interior y 3.25 m de canto.

El estribo de la margen izquierda está formado por un cargadero de 10.6 m de anchura que recibe el tablero y sobre el que se empotran dos pilotes de 1.5 m de diámetro que atraviesan el terraplén compactado y transmiten la carga a la roca.

El estribo de la margen derecha es cerrado con aletas solidarias en vuelta y cimentación directa sobre roca.

3.- PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo seguido para la construcción de cada una de las partes de obra es el que se describe someramente a continuación.

La ejecución de los pilotes de las pilas se efectuó desde unas penínsulas artificiales construidas en el cauce del río. Para la excavación hasta la cota del encepado, una vez hormigonados los pilotes, se procedió a la ejecución de una pantalla de hormigón, con objeto de disminuir hasta prácticamente cero la penetración de agua en el recinto.

Las cimentaciones de los estribos se excavaron y hormigonaron por métodos convencionales.

Las pantallas que constituyen las pilas se ejecutaron por métodos convencionales asegurando convenientemente la estabilidad de los encofrados y de las armaduras, tarea que no resultó fácil debido a la aparición de fuertes vientos, frecuentes en la zona (ver fotografía adjunta).



Figura 4. Voladizo de P1 en construcción

El tablero se construyó por dovelas sucesivas, 36 en cada pila, hormigonando “in situ” con carros de avance. Las cabezas de pila se hormigonaron apoyando el encofrado sobre una cimbra apoyada en el terreno formado por las penínsulas artificiales.

Las zonas extremas del puente (24.55 m desde el eje de estribos), se hormigonaron sobre cimbra convencional, una vez construida la última dovela del vano lateral ejecutada con carro y desmontados los carros. Para evitar movimientos del extremo del voladizo, éste se apoyó sobre castilletes de cimbra, dimensionados para absorber los esfuerzos producidos al impedir la deformación que originaría el gradiente térmico actuando sobre el voladizo.

4.- LA CONCEPCION Y EL DISEÑO DEL PUENTE

El río Ebro tiene unos 170 m de anchura de cauce en la zona en la que se encuentra el puente, siendo la profundidad máxima del agua de unos 15 m. La lámina de agua varía poco su nivel dado que el puente se encuentra situado en la cola del embalse de Flix, estando, por tanto, muy regulado el caudal del río.

Estos condicionantes de anchura del cauce y calado del agua, junto con la suave orografía de las márgenes abogan por una solución tipológica en puente de voladizos sucesivos, que, por otra parte, ha sido muy empleada en este tramo del río Ebro. La presencia de una línea de ferrocarril con varias vías y una carretera que discurren paralelas al río en su margen derecho obliga a disponer de un vano lateral de compensación de luz también importante.

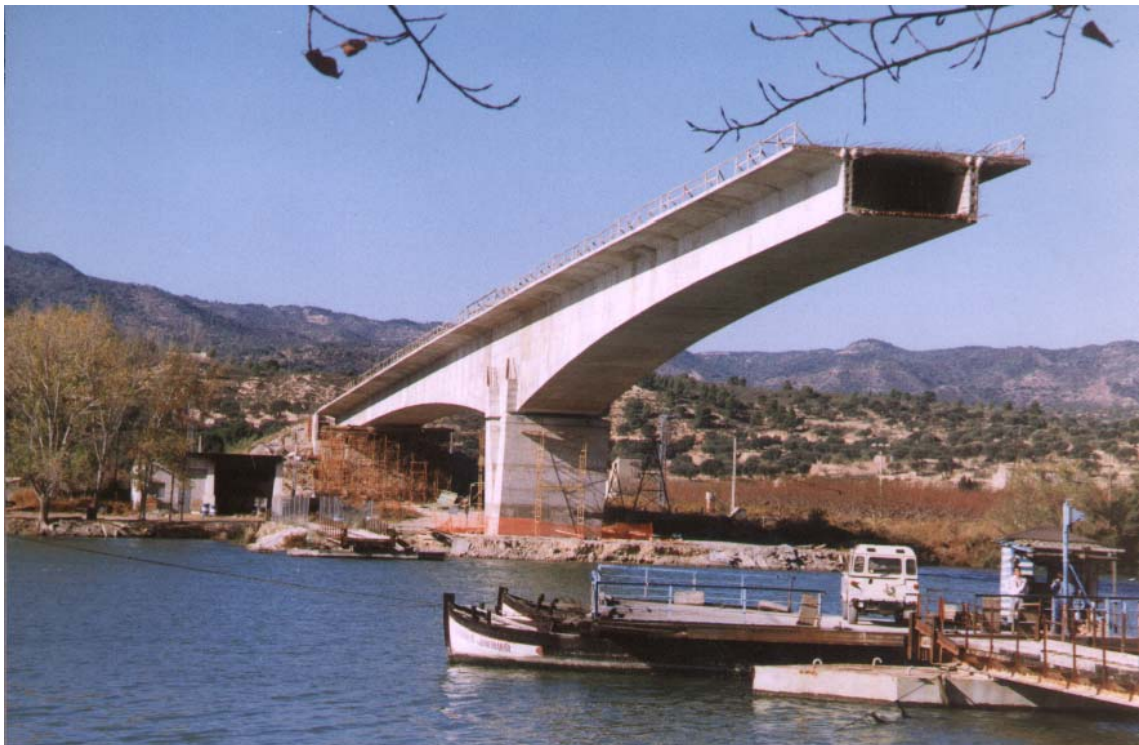


Figura 5. Voladizo de P1 finalizado

Así se justifica tanto la luz central de 150 m como la de 100 m del vano adyacente al estribo E2. El vano lateral de la margen izquierda resulta por simetría también de 100 m. La presencia ya mencionada de las vías del ferrocarril genera un perfil longitudinal que, aún tratándose de un acuerdo convexo, no resulta, sin embargo, simétrico.

Como ya se ha comentado cada pila está constituida por dos pantallas de hormigón armado en forma de V. La razón es no sólo formal sino también constructiva; la escasa distancia entre rasante y lámina de agua, junto con el elevado canto del tablero, dada la considerable luz del vano central, abogaba por tipologías de pilas de formas rotundas que no desentonaran con el gran canto del tablero. Sin embargo, el proceso constructivo en voladizo obliga a disponer una tipología de apoyos en pilas que sean capaces de absorber los desequilibrios que produce la ejecución con dovelas sucesivas. Para no tener que disponer unos apoyos provisionales se diseñó una pila que pudiera resistir los citados momentos como un par de fuerzas aplicado en cada uno de los brazos de las pilas. Sin embargo, dada la tipología de las pilas, los movimientos impuestos al tablero por la retracción y fluencia del hormigón y por las variaciones térmicas, agotarían las pantallas, en caso de que se empotrara el tablero en ambas pilas. Así se decidió conectar el tablero a la pila P2 y simplemente apoyar aquél en la pila P1.

En el proyecto original estaba previsto disponer un pretensado vertical en los brazos de las pilas en V. Así se conseguiría resistir el flector que las cargas verticales producen en la zona inferior de cada brazo de las pilas. A instancias de la Empresa Constructora el pretensado de las paredes inclinadas de las pilas se sustituyó por armadura pasiva. Además se dispuso un tirante horizontal entre ambos brazos de cada pila, con objeto de transformar el esquema estático ya descrito en otro más próximo al trabajo de biela-tirante.

Como ya se ha comentado el estribo de la margen izquierda está cimentado con pilotes que transmiten la carga a la capa rocosa profunda. Es, por tanto, un estribo similar a los de tipo abierto pero con cimentación profunda. La colocación del estribo en la coronación del terraplén y la ejecución de los pilotes desde esa cota superior, mejora apreciablemente el comportamiento de los pilotes, ya que se reduce considerablemente el cortante horizontal que el empuje del terreno produce en los pilotes.

Para finalizar este apartado dedicado a algunas particularidades del diseño, sólo resta hacer mención a la ausencia de losa de transición en el estribo de la margen derecha. Este estribo se apoya en una excavación efectuada en la roca caliza. Dado que la carretera de acceso se ubica directamente sobre la roca caliza que aflora en esa zona no era necesario, más bien resultaría contraproducente, el disponer una losa de transición. Al contrario, se rellenó la excavación del trasdós del estribo con hormigón ciclópeo para así igualar los asientos del acceso, prácticamente nulos al cimentarse sobre roca, con los del tablero y con los del estribo que resultaban también despreciables.

5.- INCIDENCIAS DURANTE LA CONSTRUCCION

a) Cabeza de pila P1

Debido a un error en la disposición de la armadura principal de flexión en la cara interior de la pata inclinada lado río en la pila P-1 del puente de RIBA-ROJA, aquélla se dispuso con un gran recubrimiento. Sufrió un desplazamiento creciente a partir del entronque de las patas de la pila, variando desde cero en el entronque hasta unos 25 cm en la cabeza de la pila.



Para comprobar el estado de la pila, se procedió a realizar dos cálculos de naturaleza diferente. En primer lugar se estudió la posible afección de cada al E.L.U. de Rotura de las secciones de la pila y en caso de que existiera una disminución de la seguridad, estudiar en cuanto se reducen los diferentes coeficientes de seguridad. En segundo lugar se estudiaron las condiciones de fisuración, investigando qué posibles desequilibrios en el peso propio del tablero pudieran hacer aparecer una fisuración excesiva en cualquiera de las secciones de la pila.

Figura 6. Pila P2 en construcción

Como complemento del citado estudio, se realizó una inspección detallada para comprobar el estado de ejecución del citado elemento de obra y estudiar “in situ” las posibles medidas correctoras a efectuar.

De los cálculos realizados se dedujeron las siguientes conclusiones:

- La seguridad de la pila con respecto al E.L.U. de Rotura se vería afectada por el error cometido pero hasta extremos admisibles.
- Sin embargo, un desequilibrio ligero de las cargas de peso propio del tablero durante la construcción podría provocar una fisuración muy importante

durante el servicio de la estructura. Así, un desequilibrio del peso propio del 1% con un aumento del 10% en el valor de las sobrecargas con respecto a los valores característicos pondría fuera de servicio la pila. Además, un desequilibrio del peso propio del 2% la pondrían fuera de servicio incluso con las sobrecargas características.

Dado que la seguridad global en ELU y ELS del elemento estudiado se encontraba según se ha justificado, dentro de unos márgenes admisibles no se consideró procedente proceder a la demolición del brazo de la pila P1 tratado. Sin embargo, puesto que estos márgenes de seguridad se reducían ostensiblemente en el caso de la comprobación de fisuración correspondiente al ELS se recomendó reforzar el sistema de control ya previsto con las siguientes medidas:

- Realización de un control exhaustivo, tanto volumétrico como geométrico, durante la ejecución del tablero.
- Instalación de 16 extensómetros en la cara interna del brazo lado río de la pila P1 conectados al sistema de adquisición de datos ya previsto con objeto de efectuar un seguimiento continuo de la posible fisuración en la zona mencionada. Los resultados de la monitorización que se dispuso se comentan en el apartado correspondiente.

Aunque la seguridad global de la estructura no se vió afectada, como ya se ha comentado, hasta extremos inadmisibles, sí es cierto que la disposición de armaduras no era la adecuada para resistir los esfuerzos locales que se producen en la cabeza de la pila. Por añadidura esta zona estaba sometida a unos esfuerzos locales de gran magnitud y complejidad debido a la introducción simultánea, en una superficie relativamente pequeña, de unas cargas muy importantes como son la transmitida por los aparatos de apoyo y la introducida por los anclajes del pretensado de la traviesa de pila.

Por ello se recomendó y así se hizo, la demolición de la cabeza superior ya ejecutada del brazo lado río de la pila P1 en sus 50 cm superiores, y su posterior conexión con armadura pasiva de pila y consiguiente hormigonado.

b) Conexión voladizo-tramo cimbrado

En puentes de la tipología del que nos ocupa, se deben conectar, dado el proceso constructivo, diferentes tramos del tablero de forma que se modifica a lo largo de la ejecución el esquema estático resistente. Así, una vez finalizada la construcción de los voladizos isostáticos de pilas, se desmontan los cursos de avance, se hormigonan los tramos extremos de los voladizos laterales con ayuda de una cimbra convencional y se tesa el pretensado de continuidad del vano lateral haciendo así solidario el voladizo correspondiente con el tramo hormigonado sobre cimbra. Este proceso teórico que parece simple se ve, sin embargo, perturbado por algunas particularidades inherentes al proceso de ejecución. Así, por ejemplo:

- El hormigonado a sección completa del tramo sobre cimbra no es, a veces, posible, dado el canto importante de la sección. Si se quiere, entonces, hormigonar en tres fases (forjado inferior, almas y vuelos y forjado superior) es necesario tener en cuenta la disposición del pretensado de continuidad que

se sitúa ascendiendo por las almas pero de forma sensiblemente paralela a la junta prevista.

- Finalizado el hormigonado del tramo cimbrado en la zona adyacente al voladizo ya ejecutado, éste tenderá a seguir los movimientos verticales que el gradiente térmico le imponga, sin prácticamente ninguna coacción, ya que el hormigón fresco del tramo cimbrado no resulta todavía suficientemente resistente. Por el contrario este hormigón se verá arrastrado a ello por el movimiento del voladizo, lo que provocaría la fisuración prematura del hormigón del tramo cimbrado en la zona de conexión con el voladizo.

Para evitar esta fisuración se siguió el siguiente proceso de conexión:

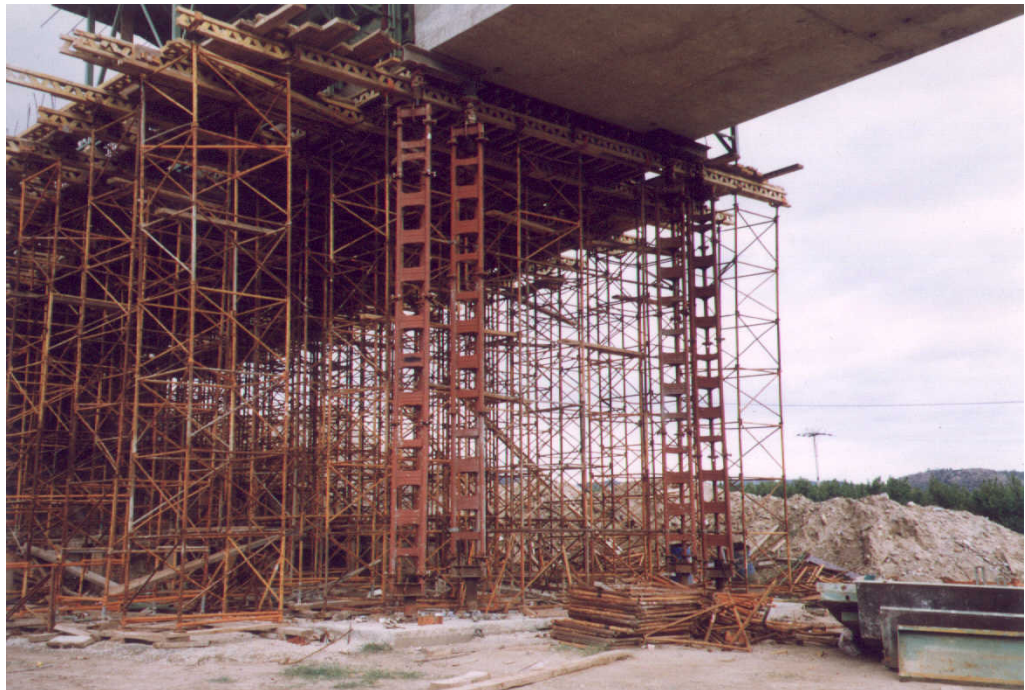


Figura 7. Cimbra del tramo E2-P2

- Colocación de puntales metálicos que calzaban el extremo del voladizo. Esta operación se realizó a primera hora de la mañana en que la punta del voladizo tiende a situarse en su cota más elevada.
- Colocación de unos pesos de 20 Ton en la última dovela del voladizo, para evitar el movimiento ascendente de éste, en caso de que tendiera a producirse.
- Hormigonado del tramo sobre cimbra, con el movimiento inmovilizado en su conexión con el voladizo.
- Tesado del pretensado de continuidad en 1ª fase.
- Retirada de contrapesos de la punta del voladizo.
- Tesado del pretensado de continuidad en fase definitiva.
- Retirada de la cimbra.

c) Cierre central

La fase final de la ejecución de la estructura de un tablero construido en avance en voladizos sucesivos es la conexión en el centro del vano central de los dos voladizos. En Ribaroja se efectuó un cuidadoso control de deformaciones en construcción, según se expone en el capítulo correspondiente de este artículo, que permitió llegar al cierre central con un error en cota de unos 15-20 mm. Sin embargo, la diferencia de pendientes que aparecía entre las dovelas extremas de cada voladizo generaría, de haberse efectuado el cierre en esas condiciones, un quiebro en el trazado del pretensado que hubiera sido difícil de absorber con las traviesas del forjado inferior dispuestas al efecto en esa zona. Por eso se optó por colocar un peso de unas 25 Ton y utilizar el propio peso del carro de avance, que a la razón se estaba empleando como soporte del encofrado de la dovela de cierre central, para igualar estas pendientes. Aún así se incrementó la armadura de las traviesas centrales citadas, realizándose el cierre de la estructura sin otra particularidad digna de ser resaltada.

6.- INSTRUMENTACION Y CONTROL

a) Instrumentación dispuesta

Para un adecuado seguimiento y control de las cotas de dovelas durante el avance en voladizo se dispuso una instrumentación consistente en un sistema automático de adquisición de datos de 20 canales conectado a un ordenador que soportaba los programas adecuados. En cada “T” del avance en voladizo se dispusieron los siguientes aparatos de medida:

- 1 clinómetro para medir giros en cabeza de pila.
- 8 bandas extensométricas conectadas a 8 barras de acero pertenecientes al bloqueo provisional de apoyo de la Pila P1, y a las barras de conexión pila-tablero en la pila empotrada P2.

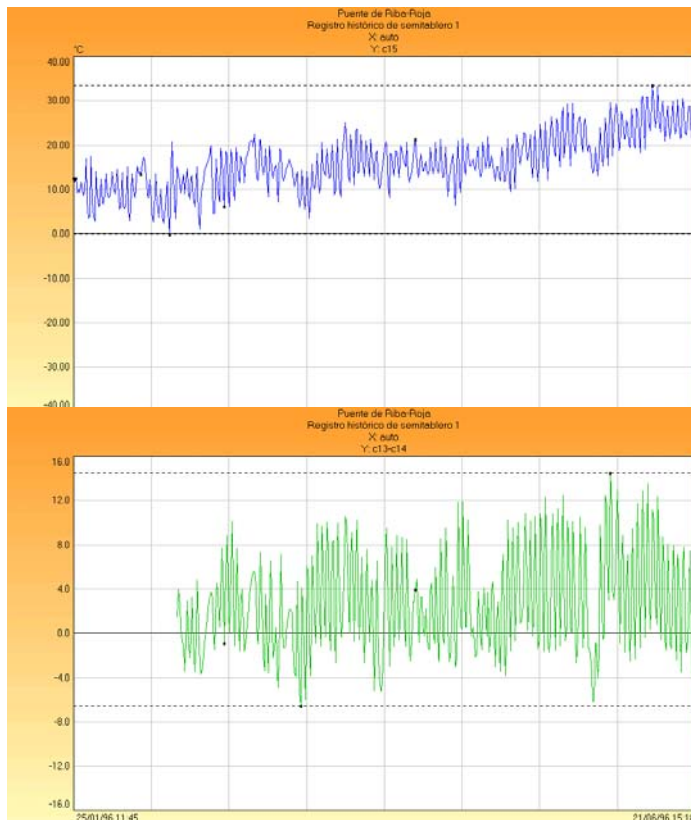


Figura 8. Temperatura ambiente y gradiente en tablero durante la construcción del voladizo de P1

Además se conectaron 3 sondas de temperatura en el tablero; una en cara superior y otra en cara inferior para poder valorar el gradiente existente y una última para medir la temperatura ambiente.

Por añadidura se dispusieron, como se ha indicado en el capítulo correspondiente de este artículo, 16 bandas extensométricas en puntos característicos de la pila P1, para así poder monitorizar adecuadamente la posible existencia, apertura y evolución de las fisuras que pudieran haber aparecido en caso de desequilibrios apreciables

durante la construcción en voladizos sucesivos.

b) Resultados obtenidos

Como inicialmente estaba previsto, las lecturas de las barras instrumentadas y, principalmente, del clinómetro fueron empleados para el control de desequilibrios durante la construcción y para la determinación de las contraflechas de ejecución de cada dovela en función del giro de pila existente en cada momento y de la previsión del giro final.

El gráfico adjunto muestra la evolución del gradiente y de la temperatura media medidos a lo largo de la ejecución de la obra. Una diferencia de temperatura entre cara inferior y superior del tablero de 14°C y un rango de temperatura ambiente de 33°C fueron los máximos valores medidos. Huelga cualquier comentario.

La monitorización del brazo lado río de la pila P1 se utilizó para controlar la fisuración de la pila que resultó, en todo momento, despreciable y admisible.

7.- LA PRUEBA DE CARGA

Para la realización de la prueba de carga, se instalará 4 tipos de sensores:

- Transductores de desplazamiento para la medición de flechas en los vanos laterales.
- Un sistema láser para la medida de las flechas en el vano central.
- Clinómetro para la evaluación del giro de las pilas.
- Un acelerómetro para la evaluación de la prueba de carga dinámica.

El sistema láser se utilizó por las dificultades de instrumentar por otro procedimiento la medida de flechas en el vano central, a causa del fuerte caudal que discurre por el cauce del río. Dicho sistema consiste, básicamente, en una unidad que emite un haz de luz coherente hacia un retrorreflector compuesto por un triedro de espejos dispuestos ortogonalmente entre sí. Cuando el haz incide en el retrorreflector, se refleja y retorna hacia el mismo punto de disparo. La particularidad del instrumento empleado es que permite que el haz de luz incida permanentemente en el retrorreflector a pesar de los movimientos de éste, para lo cual explora de forma continua el entorno de la posición inmediatamente anterior en que se encontraba el retrorreflector. Puede, incluso, dirigir sucesivamente el haz de un retrorreflector a otro. Como resultado de todo ello, deja un registro de los movimientos del retrorreflector respecto de la posición del emisor.

Para evitar reflejos e interferencias con la fuerte luz solar reinante (la prueba de carga se llevó a cabo en el mes de Julio), el equipo láser se instaló en el interior del cajón; exactamente, en el paso de hombre por el que se accede desde la cabeza de pila P2 al vano central. La cabeza de pila, por su parte, no es una referencia absoluta, sino que presenta los giros estructurales que provocan los sucesivos estados de carga y descarga del puente. Por ello, cuando el retrorreflector se mueve, al giro relativo que detecta el sistema láser hay que sumar el giro de referencia que se produce en la cabeza de pila. Ambos giros se medían mediante clinómetros dispuestos al efecto en la cabeza de pila P2.

Los resultados de la prueba de carga realizada mostraron que el comportamiento estático del puente era aceptable, produciéndose unas flechas máximas durante la realización de la prueba de carga de unos 40 mm en el vano lateral E1-P1, de unos 60 mm en el vano central P1-P2 y de 33 mm en el vano lateral P2-E2, siendo la recuperación del puente prácticamente instantánea. Estos valores resultaban un poco mayores (del entorno de un 5%) que los previstos en el cálculo.

El comportamiento de la estructura durante la prueba dinámica también fue correcto. La frecuencia principal de vibración resultó 1,31 Hz, un poco inferior a la teórica (1,69 Hz), lo que apoya la idea ya expuesta de que la estructura es ligeramente más flexible que lo considerado en el cálculo.



Figura 9. Equipo láser utilizado en la prueba de carga

La aceleración vertical máxima presentó un valor máximo de pico igual a 0,008g, cifra que se considera poco perceptible por las personas. Los registros de flechas tampoco reflejaron la existencia de amplificaciones resonantes dignas de mención.

8.- MATERIALES

Las mediciones y cuantías de algunas de las unidades de obra más representativas son las que se mencionan a continuación:

Tablero:

Hormigón:	3.484 m ³ (0,93 m ³ /m ²)
Acero pasivo:	675.900 Kg (181 Kg/m ²)
Acero activo:	196.900 Kg (53 Kg/m ²)

Pilas:

Hormigón:	1.036 m ³
-----------------	----------------------

Acero pasivo:	127.600 Kg (123 Kg/m ³)
Barras de pretensado:	144 Kg
Pantallas horm. armado 65 cm espesor	1.051 m ²
Pilotes 1,50 m diámetro.....	332 m

9.- EQUIPO TECNICO

Los organismos y empresas y personal técnico que ha intervenido en la redacción del Proyecto y en la construcción de la obra son los que se relacionan a continuación.

Dirección del Proyecto y de la Obra:

DIPUTACION DE TARRAGONA

- D. Juan Zaballos Guijarro, Ingeniero de Caminos
- D. Vicente Cuello, Ingeniero Técnico de Obras Públicas
- D. Ignacio Alustiza, Ingeniero Técnico de Obras Públicas

Autores del Proyecto:

JOSE A. TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.

- D. José Antonio Torroja, Doctor Ingeniero de Caminos
- D. José María de Villar, Ingeniero de Caminos
- D. Francisco Calderón, Ingeniero de Caminos
- D. José Manuel Simón-Talero, Ingeniero de Caminos

Constructor:

NECSO:

- D. Eduardo Cerezo, Ingeniero de Caminos
- D. José Luis Bassas, Ingeniero Técnico de Obras Públicas

Asistencia Técnica y Control y Vigilancia durante la ejecución:

JOSE A. TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.

- D. José María de Villar, Ingeniero de Caminos
- D. Francisco Calderón, Ingeniero de Caminos
- D. José Manuel Simón-Talero, Ingeniero de Caminos

PROSER

- D. Ferrán Rodá, Ingeniero Técnico de Obras Públicas

Instrumentación:

KINESIA

- D. Vicente Puchol, Ingeniero de Caminos