

Diagnosis del paso superior Joaquín Costa – Francisco Silvela. Madrid, 2020

Diagnosis of the overpass Joaquín Costa - Francisco Silvela. Madrid, 2020

Alberto Martín Galán^a, Julio Sánchez Delgado^b, Fco. Javier León González^c,
Cristina Cobo Rodríguez^d, Juan Jesús Álvarez Andrés^e, Conchita Lucas Serrano^f

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Jefe de Departamento Obra Civil. amg@fhcor.es

^bIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Co-director técnico. jsd@fhcor.es

^cDr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Co-director técnico. jlg@fhcor.es

^dIngeniera de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS. Servicio de Puentes y Estructuras de Obra Civil. ccobor@dragados.com

^eIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS. Jefe Serv. de Puentes y Estruct. de Obra Civil. jjalvarez@dragados.com

^fIngeniera de Caminos, Canales y Puertos. DRAGADOS. Jefe Dpto. Estruct., Geotecnia y Obras Marítimas. clucass@dragados.com

RESUMEN

Construido en 1969, este viaducto de hormigón pretensado venía manifestando algunos problemas hasta que, en febrero de 2020, se detectó la rotura de un tendón. Tras constatarse que cerca del 10% de los tendones presentaba ese problema y que la resistencia característica del hormigón, con un diagnóstico inequívoco de fuerte ataque árido-álcali, apenas llegaba al 50% de la del proyecto –con un nivel de seguridad inadmisiblemente e insalvable– se recomendó al Ayuntamiento de Madrid el cierre y el desmontaje de la estructura. El soporte de la ETSICCP-UPM y nuestra perseverancia permitieron completar dos campañas paralelas de reconocimiento *post-mortem* de gran valor.

ABSTRACT

Built in 1969, this prestressed concrete viaduct had shown some issues and, eventually, a broken tendon in February 2020. Further inspection of the viaduct revealed that c. 10% of the tendons had that same problem, and that concrete had experienced a severe alkali-aggregate reaction. This meant that f_{ck} had experienced at least a 50% decrease compared to what it was originally. This rendered the structure's safety inadmissible and insurmountable, leading us to advise Madrid's City Council to close the viaduct to traffic and dismantle it. The support from the Engineering School of Madrid and our perseverance enabled us to carry out two valuable autopsies simultaneously.

PALABRAS CLAVE: corrosión bajo tensión, fragilidad, ataque árido-álcali, pretensado 'excesivo'.

KEYWORDS: stress-corrosion, brittle failure, alkali-aggregate attack, 'excess' of prestressing.

1. El proyectista y la obra

José Antonio López Jamar fue un gran ingeniero de INTECSA cuya obra ha sido insuficientemente valorada. Cabe citar el puente José León de Carranza (Cádiz) y el excelente Palacio de los De-

portes de La Coruña. En 1968 proyectó este viaducto [1] (figuras 1 y 2). La considerable esbeltez $L/h = 28.15$ de los vanos del tramo principal venía motivada por la necesidad de acotar la rasan-

te y asegurar gálibos suficientes. Para eso fue preciso dotar a la estructura de una notable cuantía de armadura de pretensado (37 kg/m^2 , figura 3), lo que supone una cuantía total –corregida en función de f_p – de 33.3 kg/m^2 , viniendo a ser un 33% mayor que las cuantías habituales hoy día (25 kg/m^2). La cuantía de armadura pasiva ascendió a 49 kg/m^2 . Globalmente, la cuantía total ponderada de acero fue de 139 kg/m^2 , el 79% del valor habitual hoy (175 kg/m^2).



Figura 1. Escorzo del viaducto, 11 de marzo de 2020.

En ausencia de reglamentación española propia para hormigón pretensado –la primera Instrucción llegaría en 1977–, López Jamar hizo

uso de reglamentos franceses y dejó constancia del análisis estructural en listados de ordenador, como consta en el archivo del Ayuntamiento de Madrid (57-237-1, Inv. 865).

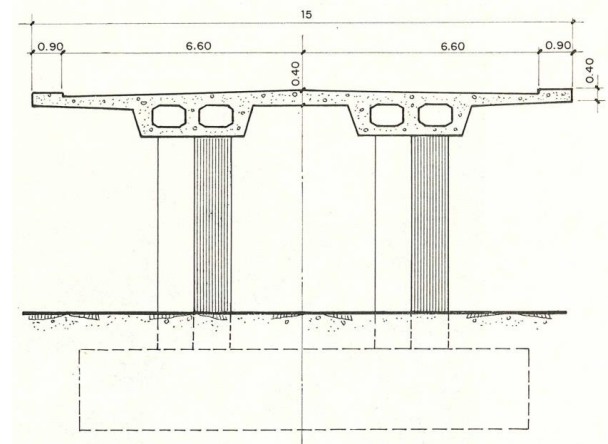


Figura 2. Sección transversal. El canto es de 1,20 m.

La construcción, muy meritoria por el reducido canto de las piezas (figuras 2 y 4), fue rápida (8 meses), inaugurándose la obra en 1969. Según [2], *El tablero se ha construido hormigonando in situ, por el sistema de avance por tramos completos –entre puntos de inflexión de tramos sucesivos–, empleando cimbras tubulares.*

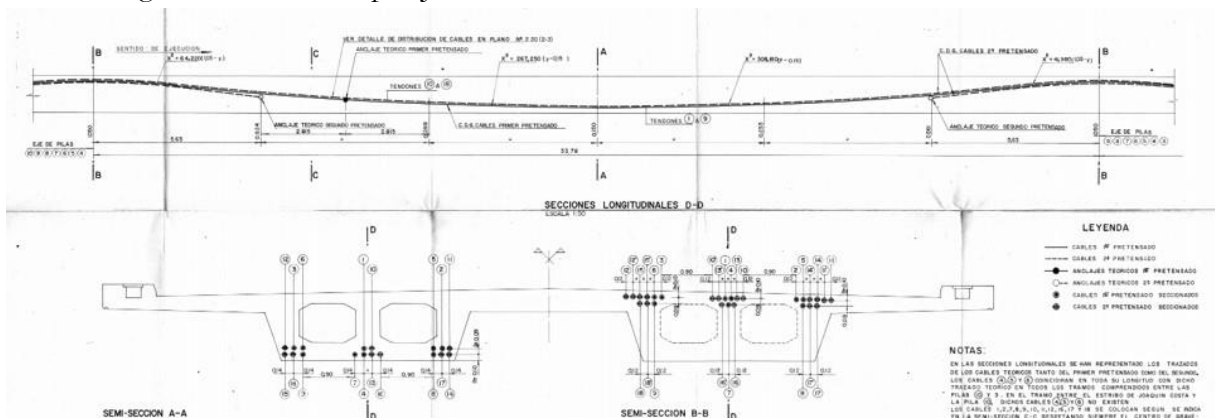


Figura 3. Disposición del pretensado.

2. Daños y deterioros observados

La estructura venía manifestando movimientos desmesurados de la junta más alejada del punto fijo, situada en el lado de Joaquín Costa, y unas misteriosas fisuras longitudinales en las losas de fondo y en las almas (figuras 5 y 6), prácticamente sistemáticas, que permanecieron inexplicablemente sin diagnóstico, con un tratamiento meramente paliativo (pintura y sellado).



Figura 4. Sección de unas de las dovelas cortadas en las proximidades de un apoyo.

A comienzos de febrero de 2020, en coincidencia con las labores de mantenimiento

que llevaba a cabo DRAGADOS, se detectó la muy rápida evolución, en cuestión de pocos días, de una de las fisuras longitudinales. De la fisura se pasó a una grieta de abertura superior al centímetro, tal y como se advierte en la figura 7. El 12 de febrero de 2020, FHECOR participa en la inspección de la estructura y solicita practicar una calicata en la zona de la grieta observada. Se detectó, en efecto, un tendón sin lechada protectora y roto, con fractura reciente (figuras 7 y 8).



Figura 5. Fisuras longitudinales (foto del informe de inspección principal de INES Ingenieros, 2012).



Figura 6. Fisuras longitudinales selladas en losa de fondo (foto de los autores, marzo de 2020).

Como es sabido, la rotura completa de un tendón, tras la rotura sucesiva de los cordones correspondientes, supone mecánicamente la aparición de una fuerza igual y contraria a la existente inmediatamente antes de la rotura. Esa fuerza de reacción provoca en el elemento “tendón” una compresión sobre un elemento tan esbelto que produce un efecto látigo (transversal) que está detrás de la conversión de una de las fisuras longitudinales en una grieta. La escasa cuantía de armadura pasiva transversal explica que el prisma de hormigón no pudiera resistir la acción perpendicular al eje del tablero.

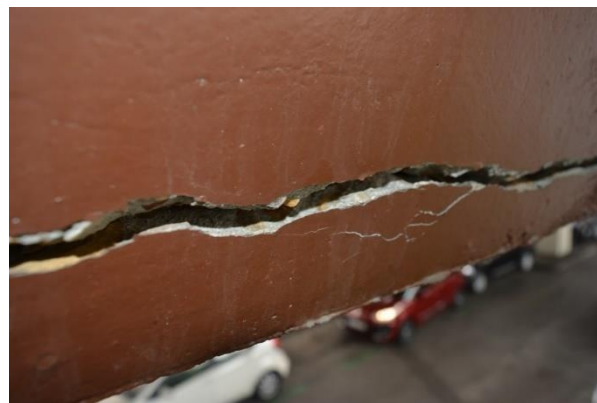


Figura 7. Grieta en vano 6 (suroeste de la estructura). Foto de los autores, 12 de febrero de 2020.



Figura 8. Tendón roto, sin lechada, detectado tras practicar una calicata en la zona de la figura 7.

3. Tras la pista de la corrosión

Dada la trascendencia de lo observado, el mismo día en que se detectó el tendón roto se acometió la realización de una calicata adicional en la zona de tablero ubicada sobre la pila 6, también en el lado suroeste. Se trataba de averiguar si, además de en la zona baja (figura 8), también se habría producido un déficit de inyección en la parte alta, asociada quizás a la inexistencia de puntos de purga en esa zona.

Es oportuno recordar que el hecho de que el puente se construyera en 1969 no es razón suficiente para sospechar que la probabilidad de que fuera mayor encontrar vicios ocultos achacables a tecnologías aún desconocidas o insuficientemente probadas. El proyecto, ya se ha dicho, contó con el apoyo de cálculos con ordenador, la cimbra fue modular y moderna, el hormigón de proyecto era de $f_{tk} = 40$ MPa y las técnicas de pretensado (aquí CCL, hoy VSL) estaban ya a

punto. En 1969, recuérdese, el ser humano conquistó la Luna y DRAGADOS construyó este viaducto de manera muy eficiente. Los autores hemos encontrado tendones rotos y vicios ocultos en obras mucho más próximas en el tiempo.

En la figura 9 se muestra el estado de las vainas y de los tubos de purga encontrados. En la figura 10 se puede apreciar el estado de los alambres de los cordones de uno de los tendones sobre pila 6, con lechada y síntomas de incipiente corrosión (parte derecha).



Figura 9. Vainas y tubos de purga sobre pila 6. Armadura pasiva estirada en frío, típica de la época (foto de los autores, 12.02.2020).



Figura 10. Calicata sobre pila 6. Foto de los autores, 12.02.2020.

Se practicaron otras calicatas, a partir de un programa sistemático orientado al efecto, encontrándose (figura 11) otros tendones con ausencia o déficit de inyección de lechada, lo que representaba aproximadamente el 10% del total de tendones. Cabe añadir que en ese 10% de tendones no se encontraron más alambres rotos, pero eso no significaba que no se hubiesen roto

en otro lugar o que estuviesen cercanos a la rotura en otros puntos.

De forma inmediata, ese mismo día 12 de febrero, se entregaron en el Laboratorio de Ciencia de Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid unas muestras de los cordones de la zona de rotura detectada en citado vano 6 (figura 12).



Figura 11. Aspecto de otro tendón sin inyección. Foto de los autores, 12.02.2020.



Figura 12. Muestras de los cordones rotos, en la zona de rotura (derecha) y en una zona menos dañada (foto del Laboratorio de Ciencia de Materiales).

Los resultados de las determinaciones realizadas sobre las muestras de los alambres fueron muy reveladores [3]. La figura 13 muestra la rotura dúctil del alambre central de uno de los cordones (típicamente formados por un alambre central y 6 perimetrales). En la figura 13 se aprecia asimismo que no hay pérdidas tan significativas de sección por corrosión, a diferencia de lo que se observa en los alambres perimetrales.

En la figura 14 se presenta comparativamente el estado de daño interno del alambre central y el de uno de los periféricos [3]. Como puede apreciarse, en el alambre periférico se advierte nítidamente una discontinuidad que refleja, en definitiva, una corrosión bajo tensión, con rotura frágil en el típico pico de flauta.

Desde el punto de vista estructural, la figura 15 es de un gran interés. El efecto mecánico que tiene la presencia de corrosión es el de la

fragilización del acero. En efecto, en muestras mecanizadas hasta eliminar la corrosión de alambres corroídos (eliminar las micro-entallas exteriores) el comportamiento es dúctil, típico del acero sano. Sin embargo, las muestras ensayadas del acero sin mecanizar revelan que, manteniéndose el límite elástico, el comportamiento es frágil al alcanzarse el límite elástico.

Los alambres periféricos, pues, alcanzaron la rotura frágilmente, pasando la carga a los alambres restantes, rompiéndose sucesivamente los periféricos y descargando sobre los centrales que, en mejor estado de conservación, rompen dúctilmente (figura 13), sí, pero sin capacidad portante, que se ha reducido a la séptima parte.

Las consecuencias de este comportamiento de la armadura alertaron al equipo interviniente acerca de los riesgos asociados a una rotura frágil en flexión al ser también frágil el comportamiento de la armadura activa, protagonista

de la capacidad resistente de las piezas, especialmente en las zonas de vano.

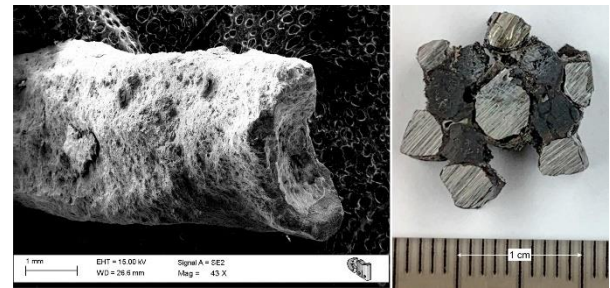


Figura 13. Rotura dúctil de un alambre central [3].

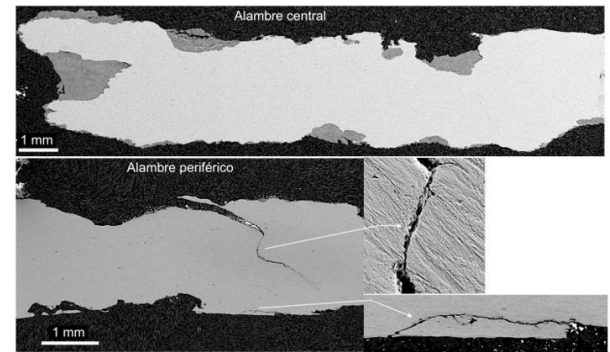


Figura 14. Comparativa de los estados de daño interno entre alambre central y uno periférico [3].

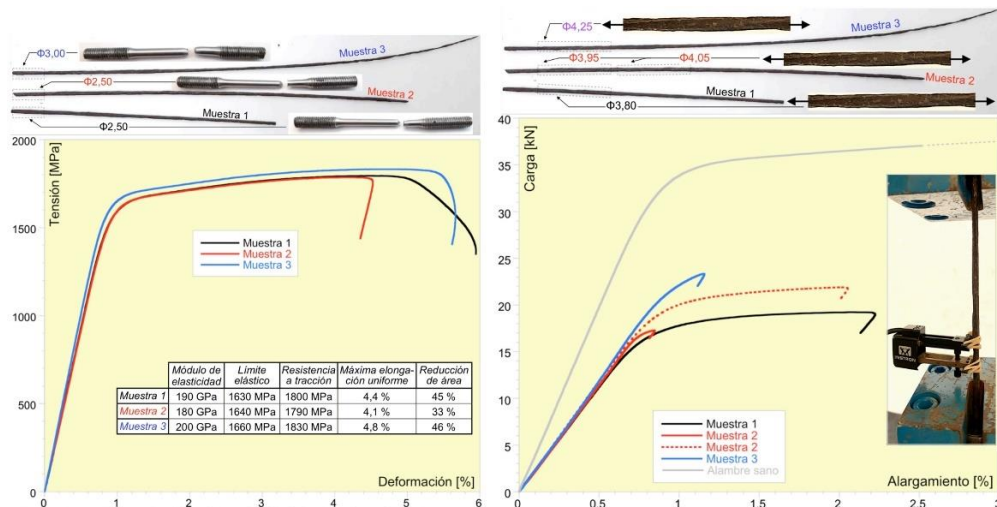


Figura 15. Diagramas tensión-deformación y carga-alargamiento de muestras mecanizadas y muestras sin mecanizar. Las no mecanizadas son frágiles [3].

En la figura 16 se explica cómo, si la evolución de esfuerzos se aparta de la previsión ideal de proyecto de comportamiento elástico y lineal —por fisuración o por cualquier otra variación de la ley real de rigideces $E_c I_b$ con relación a la teórica— y, además, el comportamiento de las secciones (diagrama momento-curvatura) es elasto-frágil por serlo la armadura, la seguridad estructural se puede ver gravemente comprometida.

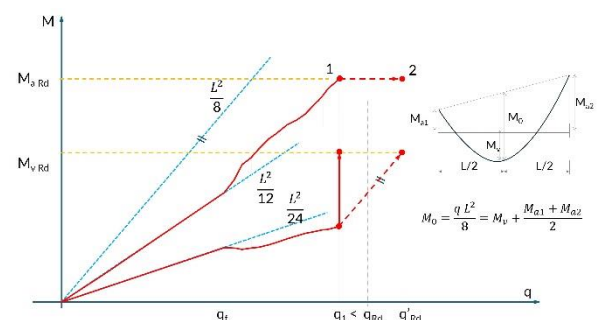


Figura 16. 2: ductilidad suficiente; 1: comportamiento elasto-frágil (a partir de [4]).

4. Tras la pista del hormigón

La campaña de inspección especial –en pleno confinamiento por el Covid-19– permitió sacar conclusiones aún más alarmantes que las deducidas del acero de pretensado. Se extrajeron testigos de diferentes elementos del tablero [5] dando un valor de la resistencia característica estimada $f_{ck,est}=18.37$ MPa, el 47% de la resistencia característica especificada en proyecto, 40 MPa –un valor, en 1969, que no era extraordinario, pero necesario según el autor del proyecto para el pretensado exigido con la geometría impuesta–. Añádase que como resistencia media se obtuvo $f_{cm}=29.15$ MPa. El valor del módulo de deformación longitudinal E_{cm} resultó ser de 15.8 GPa, equivalente apenas al 51% del de proyecto, estimado en unos 30 GPa.

Estos resultados hicieron pensar en un potencial ataque árido-álcali que, como es sabido, se manifiesta en términos mecánicos con una reducción tanto de la capacidad resistente como de la rigidez con relación a los valores iniciales de hormigón sano. Los autores de este artículo tenían experiencias previas de este tipo de ataques, en los que lo habitual es que las deformaciones de los tableros sean apreciables, incluso muy considerables. En efecto,

$$flecha = k \frac{qL^4}{EI} \quad (1)$$

siendo q la carga uniforme aplicada, L la luz y EI la rigidez (k es un coeficiente que depende de las condiciones de vinculación). Es decir, si E , se había dividido por dos, a igualdad de todo lo demás, la flecha se habría duplicado. Pero ¿por qué, a diferencia de otras situaciones vividas, aquí no se apreciaba flecha, como se comprobó el mismo 12 de febrero de 2020 (figura 17)? La respuesta está implícita en la propia expresión (1) y en la consideración de que q es la carga total neta, suma del peso propio y de las cargas muertas –también de una parte de las sobrecargas, pero los valores reales de éstas son pequeños con relación a los valores nominales, tratándose

además de un viaducto urbano, con poca frecuencia de vehículos pesados–, y también de las fuerzas equivalentes de pretensado, tan importantes aquí, como era habitual en aquellos años y hasta entrada la década de 1990, de pretensado total, lo que significaba, en la práctica, $q_{neta} \approx 0$. Así, la expresión (1) da valor nulo de la flecha sean cualesquiera que sean los demás parámetros. Obsérvese que, con aquel criterio de proyecto, las curvaturas de las secciones son nulas (o muy pequeñas) y, por tanto, nulas también las flechas diferidas.



Figura 17. Correcta alineación de la estructura, sin flechas apreciables. Foto de los autores 12.02.2020.

El razonamiento anterior no colisiona con el hecho, ya adelantado, de que se habían observado importantes y sistemáticos incrementos en la junta del estribo del lado Joaquín Costa, el más alejado del punto fijo, en el cruce con Príncipe de Vergara. El pretensado longitudinal era tan fuerte y el módulo de deformación virtual (instantáneo más diferido) tan bajo con relación al teórico, que la junta en ese estribo se había abierto desmesuradamente.

La observación de los testigos extraídos (algunos de ellos en coincidencia con las fisuras detectadas, con el fin de medir su profundidad) y de las calicatas practicadas incorporaba, además, otros elementos interesantes para la reflexión. La figura 18 presenta, a título de ejemplo, áridos partidos en la misma alineación, pero no así la pasta de mortero o, al menos, no en términos comparables a los de los áridos.

Observamos que la alineación de las roturas de los áridos era longitudinal, es decir, coincidente con la de la acción longitudinal del pretensado, grande como se ha anticipado. No es objeto de este artículo entrar en la etiología de ese efecto, que, en opinión de algunos de los autores, tendría que ver con el efecto recíproco de

áridos y pasta, similar al proceso que se produce en las obras de sillería o de ladrillo, en las que las piezas más rígidas (los sillares o los ladrillos) han de funcionar a tracción para confinar al mortero, más deformable y menos resistente. La pérdida de adherencia árido-pasta como consecuencia del ataque árido-pasta completaría la acción de someter a los áridos a una especie de ensayo brasileño, cargados en los extremos, configurándose las roturas sistemáticamente alineadas en la dirección de las compresiones. La cuestión, que hemos visto después en otras situaciones, merece ser objeto de investigación pormenorizada.



Figura 18. Fisuras longitudinales en testigos. Foto cortesía del Laboratorio de Química de la Escuela de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Madrid.

Aún hay algo más. El mismo día 12 de febrero de 2020 –muy fecundo, como habrá deducido el lector que haya llegado hasta aquí– se realizó una perforación coincidente con uno de los alvéolos en la misma zona en que se había producido la rotura del tendón. Al punto salió una gran cantidad de agua, toda la acumulada en el interior de los alvéolos (figuras 4 y 19).

El agua no era limpia y tenía un color parecido al de los refrescos de cola. Se pidió opinión al Laboratorio de Química de la Escuela de Ingenieros de Caminos, C. y P. de la UPM, que emitió un informe [6] que concluía que *La composición y características químico-físicas de la disolución pueden haber tenido una contribución significativa al*

proceso de corrosión de la armadura. La elevada conductividad de la disolución y la presencia de bicarbonatos pueden haber acelerado dicho proceso.

Las concentraciones encontradas, tanto de ión magnesio como de ión potasio, podrían indicar una contribución del árido a la presencia de dichos iones en disolución. Los feldespatos o los áridos dolomíticos pueden generar estos iones al disolverse.



Figura 19. Drenaje del alvéolo contiguo al tendón roto en vano 6. Foto de los autores, 12.02.2020.

Como es sabido, es buena práctica asegurar el drenaje de los alvéolos e incluir la operación de vigilancia en el plan de mantenimiento: el agua supone una importante carga permanente adicional, no prevista en proyecto, afecta a la durabilidad de las armaduras porque convierte con más facilidad al hormigón en electrolito y es catalizadora imprescindible en los procesos de ataque árido-álcali. De nada vale impermeabilizar si el agua está dentro.

La figura 20 evidencia un caso, muy repetido durante la fase de diagnóstico y aún más en la de autopsia, de ataque árido-álcali. Con el fin de confirmar las sospechas, se enviaron al Instituto Eduardo Torroja unos testigos para conocer dictamen acerca del ataque árido-álcali. Recibido este informe [7] el 29 de junio de 2020 que confirmaba, sin lugar a duda, el ataque, sistemático, aunque no uniforme, se cerró el informe con el análisis estructural de valoración del nivel de seguridad de la estructura.



Figura 20. Probeta con aureolas de gel en la interfaz árido-pasta. Foto Laboratorio de Química [6] de la Escuela de Ing. de Caminos, C. y P. de Madrid.

5. Efectos estructurales del hormigón caracterizado y del pretensado

En paralelo con los trabajos de campo y de laboratorio, el equipo de FHECOR desarrolló un análisis estructural completo con la finalidad de valorar de la manera más fidedignamente posible las características de la estructura a la luz de los datos disponibles. Para ello se elaboró un modelo sobre el software SOFISTiK (figura 21), capaz de tener en cuenta las no linealidades correspondientes, si bien no todas se consideraron hasta sus últimas consecuencias, como la fluencia no lineal en la que, sin duda alguna, había entrado el hormigón, al superar las tensiones permanentes del hormigón el umbral aproximado de $0.45 f_{ik}$. El análisis realizado se refería a las comprobaciones en ELS y en ELU.

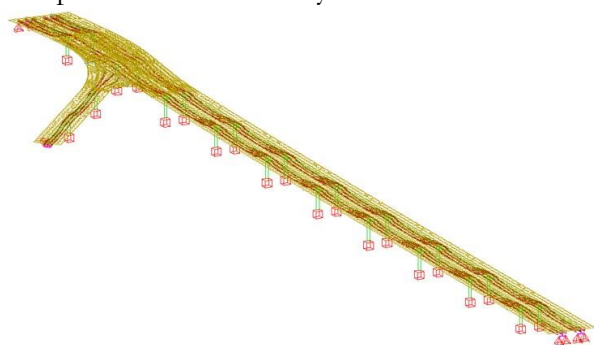


Figura 21. Modelo SOFISTiK utilizado.

En efecto, para el vano 10, considerado suficientemente representativo, se obtuvieron, en ELS, los resultados que se presentan en la tabla 1 con los criterios de la figura 22.

Cabe observar que $\sigma_{c,sup,apoyo\ en\ vacío} = -25$ MPa equivale, como se ha anticipado, a $0.63 f_{ik,1969}$ valor mayor que el límite convencional de la fluencia lineal. Además, $\sigma_{c,sup,apoyo,frecuente} = -21$ MPa, valor de compresión que supera el valor $f_{ik,2020} = 18.37$ MPa. A pesar de que, en teoría, en cara inferior de apoyo se alcanzarían 4 MPa de tracción que habrían podido fisurar el hormigón ($4 > f_{tik,2020} = 2.1$ MPa), lo cierto es que no se detectó fisuración transversal alguna en ninguna sección del tablero. Una explicación es que el pretensado se habría visto disminuido por el acortamiento diferido.

Tabla 1. Tensiones en vano 10 en ELS.

	(MPa)	apoyo	vano
vacío	$\sigma_{c,sup}$	-25	-3
	$\sigma_{c,inf}$	-7	-17
frecuente	$\sigma_{c,sup}$	-21/-17	-9/-1
	$\sigma_{c,inf}$	-1/4	-17/3

En el vano 10 se obtuvieron los resultados resumidos en la figura 23, en la que por “eficiencia” se entiende el valor por el hay que dividir los esfuerzos para obtener un coeficiente de seguridad unidad en el diagrama de interacción.

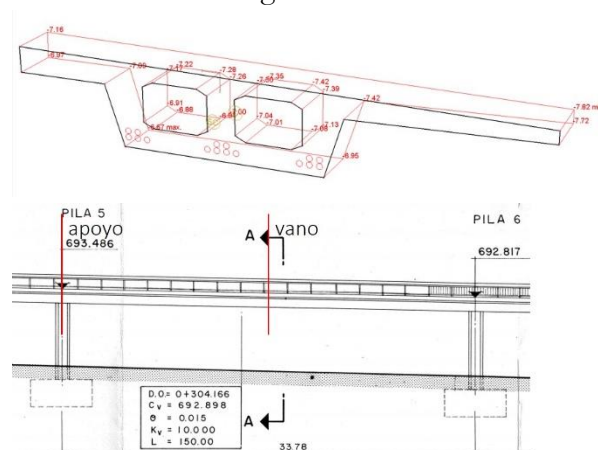


Figura 22. Tensiones en centro de vano 10 para la combinación frecuente



Figura 23. Resumen de resultados en apoyo y centro de vano 10 en ELU.

Como puede verse, del análisis seccional se desprende que los resultados son de todo punto inadmisibles y que, incluso, si el modelo tratase de ser predictivo, se habría producido ya el colapso en flexo-compresión. Entre otros argumentos que pueden utilizarse para entender los resultados está el hecho ya adelantado de que el pretensado habrá perdido valor como consecuencia del acortamiento diferido del hormigón.

Asimismo, debe tenerse en cuenta la muy reducida cuantía de armadura pasiva transversal, resultado típico de los criterios de la época, que tanta relevancia otorgaban al papel del pretensado. Así, teniendo en cuenta incluso dos inclinaciones distintas para las bielas comprimidas de hormigón ($\cot \theta = 2.5$ según EC-2 y $\cot \theta = 2$ según EHE-08), con $f_{ck}=18.37$ MPa (valor deducido en la campaña de inspección especial) resultaba $V_{Rd}/V_{Ed} = 0.08$ con EC-2 en ELU. Sin embargo, la ratio $V_{Rd}/V_{Ed} = 1.09$ en ELS si se considera para la resistencia del hormigón el valor medio $f_{cm}=29.15$ MPa.

La sección crítica resultó ser la coincidente con el punto de inflexión del pretensado, es decir, fuera de la zona macizada sobre apoyos, que revelaba agotamiento de la biela comprimida del hormigón con $f_{ck}=18.37$ MPa y por agotamiento de la armadura pasiva si se consideraba, también en ELU, el valor $f_{cm}=29.15$ MPa.

Se concluyó que el nivel de seguridad era nominalmente insuficiente e inasumible la incertidumbre.

Teniendo en cuenta que no es viable, por ineficaz, un refuerzo sobre un material que está ya agotado se elevó al Ayuntamiento de Madrid informe final en el que se recomendaba el cierre y el desmontaje del viaducto.

6. Lecciones aprendidas

Las fisuras longitudinales no siempre son inocuas, ni han de estar unívocamente asociadas a ataque químico. Su origen probable podría situarse en las primeras edades, por gradiente térmico –hormigón de $f_{ck,esp} = 40$ MPa, con mucho cemento CEM I (o el equivalente en 1969) y gran calor de hidratación– más el gradiente de contenido de humedad (retracción diferencial).

Debe evitarse pintar una estructura que exhibe fisuras si el diagnóstico no es claro. Al inspector se le recomienda desconfiar de lo pintado y sellado.

Es muy recomendable drenar los alvéolos o aligeramientos, analizando su contenido. Cada vez son más frecuentes –porque ha ido transcurriendo el tiempo y se revelan ahora problemas congénitos– los ataques químicos (árido-álcali y etringita).

Debe tenerse especial cuidado con los puentes pretensados en clase I –típicos del periodo 1950-1990, aproximadamente– porque un comportamiento deformacional aparentemente correcto puede encubrir deficiencias de módulo de deformación pues la q_{neta} puede ser próxima a cero (merced a las fuerzas de desvío). Además, no pueden descartarse déficits de inyección en vainas y, por tanto, fenómenos de corrosión en aceros que, hasta 1970 aproximadamente, tenían una especial sensibilidad frente a la corrosión y corrosión bajo tensión.

La fragilización por corrosión bajo tensión rebaja drásticamente las posibilidades de redistribución de esfuerzos, lo que afecta al nivel de seguridad global.

La reducción de la resistencia del hormigón afecta a la seguridad en flexo-compresión y, sobre todo, a cortante y torsión. Cabe añadir que, para el ingeniero que trata con construcciones existentes, el hormigón se caracteriza con algo más que $f_{ck}(t)$. Debe profundizarse en el conocimiento del comportamiento a nivel “meso”.

Como ya se indicó en [8], a propósito del valor de las autopsias, en la que se trataba esta

estructura, *El gran riesgo que corría la estructura era precisamente que agotase por compresión (flexo-compresión y cortante), debida fundamentalmente al pretensado. Sucedió algo que tiene mucho de paradójico: la rotura por corrosión de un cierto número de tendones de pretensado, unida al acortamiento y, consiguientemente, a unas considerables pérdidas diferidas de pretensado había tenido un efecto beneficioso. Los autores de esta ponencia jamás habrían pensado que llegarían a hacer una afirmación tan rara.*

La propuesta de desmontaje que planteamos incluía una campaña de autopsia que, en honor a la verdad, no contó con apoyo decidido. La actitud de los laboratorios de la ETSICCP-UPM y nuestra perseverancia permitieron completar dos campañas paralelas de reconocimiento post-mortem de gran valor. Cinco meses después de concluir el desmantelamiento, se celebró en el Colegio de Ingenieros de Caminos un acto de presentación de lo sucedido, auspiciado también por el Ayuntamiento.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Ayuntamiento de Madrid la confianza depositada en DRAGADOS y en FHECOR para la realización del trabajo de referencia. Asimismo, agradecen los autores a los laboratorios de Ciencia de Materiales y de Química de Materiales de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la UPM las facilidades y la profesionalidad en los trabajos de diagnóstico. De manera especial, agradecen los autores a Francisco J. Martín Carrasco, director entonces de la Escuela, por el apoyo brindado para la autopsia durante el desmontaje, así como a Miguel Ángel Delgado Núñez (IMESAPI) por la desinteresada ayuda prestada para la extracción de testigos y otras muestras en la aludida autopsia.

Referencias

[1] Cobo Rodríguez, C., Álvarez Andrés, J.J., Sánchez Delgado, J., Martín Galán, A., León González, F.J., Lucas Serrano, C. (2025) *Desmontaje del Puente Joaquín Costa - Francisco Silvela (Madrid)*. IX Congreso de ACHE - Granada.

[2] López Jamar, J.A., Gimeno Fungairiño, A. (1971) *Paso elevado Francisco Silvela- Joaquín Costa, Hormigón y Acero*. 22 (100): 43–48.

[3] Departamento de Ciencia de Materiales, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2020) *Ensayos y análisis de daño mecánico y fractográfico del acero de pretensado del paso elevado VE0503*. Documento no publicado.

[4] Calavera, J., Corres, H., Fernández, J., León, J. (1993) *Bending moment distribution for designing reinforced and prestressed beam-block floors*. CEB Bulletin d'Information, nº 218. Ductility – reinforcement.

[5] INTEMAC. (2020) *Informe de los ensayos efectuados sobre 23 testigos de hormigón extraídos en el tablero del puente entre la c/ Joaquín Costa y la c/ Francisco Silvela en Madrid*. Documento no publicado.

[6] Laboratorio de Química de Materiales, Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (2020) *Informe preliminar sobre las muestras de hormigón y líquido recogido de la estructura sobre la glorieta de López de Hoyos*. Documento no publicado.

[7] Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. (2020) *Identificación de los posibles productos indicativos de desarrollo de reacciones expansivas en el hormigón de una estructura sobre la glorieta de López de Hoyos*. Documento no publicado.

[8] Sánchez Delgado, J., León González, Fco. Javier (2023) *Las autopsias como fuente de aprendizaje y valoración del patrimonio*. I Congreso Internacional del Patrimonio de la Obra Pública y de la Ingeniería Civil.