

PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO SOBRE EL RIO TORDERA

Por J. LOPEZ BUSTOS,
Ingeniero de Caminos,

Se describen en el presente artículo interesantes particularidades de proyecto y construcción de un puente de hormigón pretensado para atravesar el río Tordera por un camino particular, cuya obra se llevó a cabo con gran rapidez y esmero.

Para salvar el paso del río Tordera por un camino particular en las inmediaciones del pueblo de San Celoni (provincia de Barcelona), se proyectó hace unos años un puente de hormigón armado, constituido por tres tramos rectos de igual luz, construyéndose por entonces las cimentaciones de pilas y estribos.

Después de varias vicisitudes se decidió la terminación urgente de las obras, sustituyéndose el proyecto primitivo por otro en hormigón pretensado, con notable economía de peso, en beneficio de las cimentaciones existentes, mejorándose también, al reducir la altura de las vigas, el desagüe lineal del cauce.

La estructura está constituida por dos vigas continuas de tres tramos con luces iguales de 15,60 metros, con relación de inercias de centro de tramo a apoyos igual a 0,10 y variación de secciones, siguiendo una ley parabólica.

Estas dos vigas gemelas, de ancho constante de 40 cm. y separación entre ejes de 2,10 m., van enlazadas en su parte superior por un tablero de 20 cm. de espesor y 4,60 m. de anchura total, sobre el cual se dispone una calzada central de 3 m. y dos andenes laterales de 80 cm.

La estructura se calcula para el paso de un vehículo pesado de 30 toneladas, repartidas en tres ejes espaciados 1,50 m., con una anchura total de 3 m.,

y ocupando el resto de la calzada una sobrecarga uniformemente repartida de 500 Kg./m.². En las aceras se supone una sobrecarga, también uniforme, de 300 Kg./m.².

Como el ancho de la calzada es de 3 m., suponemos que la sobrecarga móvil se reparte por igual en las dos vigas gemelas del puente; únicamente en el cálculo de los voladizos de las aceras se ha tenido en cuenta la eventualidad de que el vehículo de referencia pudiera subir a la misma.

Para determinar las posiciones más desfavorables de esta sobrecarga móvil se dibujaron las líneas de influencia correspondiente a las secciones situadas a 0,40 del extremo en las luces laterales, las secciones de los apoyos intermedios y la sección media del vano central. Estas líneas de influencia se calcularon teniendo en cuenta la variación de inercias de la viga, según las tablas de F. Schleicher.

El peso propio se consideró en principio con un valor medio aproximado de 1 500 Kg. por metro lineal, y las cargas permanentes del pavimento, bordillo y barandilla se evaluaron en 280 Kg./m. Una vez dimensionadas las secciones principales de la viga, se rectificaron los momentos flectores debidos al peso propio, teniendo en cuenta también el peso de los acartelamientos, utilizando para ello las líneas de influencia antes descritas.



En resumen, se obtuvieron los siguientes momentos flectores, expresados en metros-tonelada:

	Carga permanente	SOBRECARGA	
		Máximo positivo	Máximo negativo
Sección a 0,40 del extremo . . .	28,6	59,6	- 18,4
Sección de los apoyos	59,9	25,5	- 83,5
Sección central	2,7	36,5	- 27,2

Partiendo de los máximos momentos flectores totales, positivo, 88,2 m./T. (a 0,4 del extremo), y negativo, -143,4 m./T. (en los apoyos), se determinó la armadura necesaria siguiendo las normas alemanas para el cálculo a rotura, considerando la sección en π formada por las dos vigas y el tablero; esta armadura se distribuyó a lo largo de la viga, teniendo en cuenta la curva envolvente de los máximos momentos flectores, abriendo en abanico las barras al pasar del fondo de las vigas a la cara superior, al objeto de distribuir de un modo más uniforme la tensión previa y poder contar con la colaboración del tablero. En las secciones donde sobran barras, éstas se cortaron, colocando en uno de sus extremos un anclaje perdido; en todos los casos se tuvo muy en cuenta que la curvatura de las barras no fuera excesiva y que en las de gran longitud pudiera aplicarse la tensión previa por ambos extremos; para ello, algunas de estas barras se hicieron salir al exterior en la cara superior del tablero, disponiendo entalladuras apropiadas para el ajuste del gato tensor, que posteriormente fueron hormigonadas.

La comprobación de las secciones se hizo determinando las tensiones marginales debidas a las cargas permanentes, sobrecarga, tensión previa, fluencia y retracción del hormigón y, por último, a los momentos flectores secundarios que aparecen por el hiperestatismo de la estructura, sumándose los efectos más desfavorables en cada caso.

Sección a 0,4 de los extremos (altura total, 0,69 metros): $S = 0,602 \text{ m}^2$. Momento de inercia, $I = 0,02233 \text{ m}^4$. Momentos resistentes:

$$W_s = 0,090 \text{ m}^3 \text{ (fibra superior).}$$

$$W_i = 0,0455 \text{ m}^3 \text{ (fibra inferior).}$$

1.º Tensiones debidas a la carga permanente:

$$\text{Fibra superior: } \sigma_s = \frac{-28,6}{0,090} = -318 \text{ T./m}^2 \text{ (compresión).}$$

$$\text{Fibra inferior: } \sigma_i = \frac{28,6}{0,0455} = 628 \text{ T./m}^2 \text{ (tracción).}$$

2.º *Tensiones debidas a la sobrecarga.*— Teniendo en cuenta el efecto de la armadura ($22 \phi 19$), con un coeficiente de equivalencia $m = 6,2$ (según las normas alemanas), la sección total equivalente será:

$$St = 0,602 + 5,2 \times 0,0062 = 0,634 \text{ m}^2; \quad It = 0,0269 \text{ m}^4;$$

y los momentos resistentes:

$$W_s = 0,1030 \text{ m}^3 \quad y \quad W_i = 0,0568 \text{ m}^3.$$

Las tensiones correspondientes al momento flector positivo son:

$$\sigma_s = \frac{-59,6}{0,103} = -578 \text{ T./m}^2 \quad y \quad \sigma_i = \frac{59,6}{0,0568} = 1050 \text{ T./m}^2$$

y para el momento flector negativo:

$$\sigma_s = \frac{18,4}{0,103} = 178 \text{ T./m}^2 \quad y \quad \sigma_i = \frac{-18,4}{0,0568} = -322 \text{ T./m}^2.$$

3.º *Tensiones debidas al pretensado de la armadura.*— Se emplearon barras de $\phi 19$ de acero de alta calidad, con límite de elasticidad de unos 6 000 kilogramos/cm.² y carga de rotura alrededor de los 9 000 Kg./cm.², considerando como carga admisible del acero 4 000 Kg./cm.², algo inferior al 75 por 100 del límite elástico.

Para determinar la tensión máxima definitiva que hemos de dar a las armaduras para no sobrepasar el anterior valor, calculamos primeramente el incremento de tensión que han de sufrir bajo el efecto más desfavorable de la sobrecarga:

$$\Delta \sigma = 6,2 \times \frac{59,6 \times 0,325}{0,0269} = 4464 \text{ T./m}^2;$$

así tendremos $\sigma_a = 40\,000 - 4\,464 = 35\,536 \text{ T./m}^2$, y la tensión previa total será $Z = \omega \sigma_a = 0,0062 \times 35\,536 = 220 \text{ Tn}$.

Siendo 0,34 m. la excentricidad de la armadura, las tensiones marginales debidas a esta tercera causa serán:

$$\sigma_s = -\frac{220}{0,602} + \frac{220 \times 0,34}{0,090} = -366 + 832 = 466 \text{ T./m}^2$$

$$\sigma_i = -\frac{220}{0,602} - \frac{220 \times 0,34}{0,0455} = -366 - 1638 = -2004 \text{ T./m}^2$$

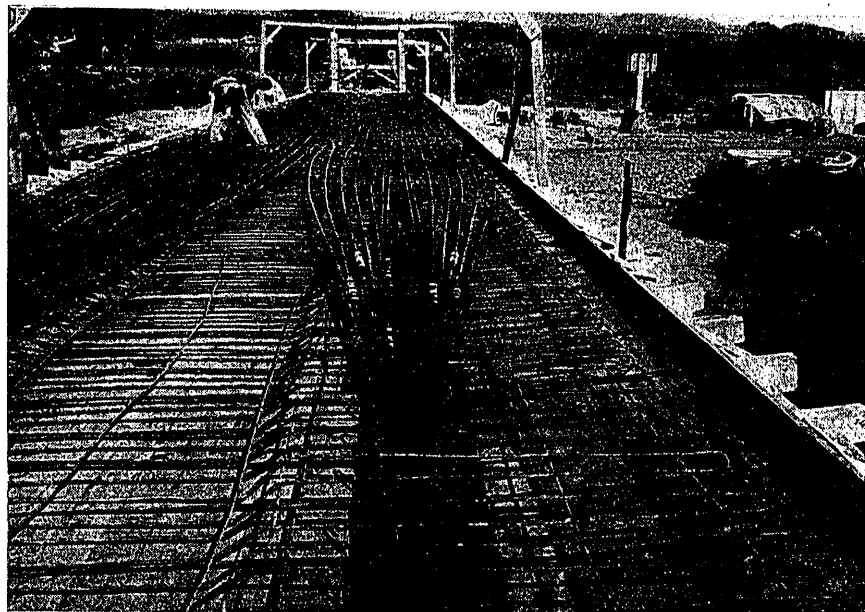
4.º *Tensiones debidas a la fluencia y retracción del hormigón.*— Para determinar la pérdida de tensión de las armaduras por estas causas, se ha preferido, en lugar de recurrir a porcentajes más o menos aproximados deducidos de casos similares, la adopción de una fórmula teórica sancionada por la prác-

tica que en función de la tensión inicial de las armaduras y de las características mecánicas de la sección nos dé un valor más aproximado de esta pérdida de tensión.

En ella se ha tenido en cuenta una cifra de fluencia $\varphi = 2$ (estado de conservación al aire libre) y un coeficiente de endurecimiento del hormigón $k = 0,75$ (correspondiente al momento de la aplicación de la

aparecen en los apoyos las correspondientes reacciones hiperestáticas.

Estas reacciones (momentos flectores hiperestáticos) se han calculado por el método de los ángulos de giro, integrando la expresión $E\varphi = \sum \frac{M}{I} \Delta x$, de un modo aproximado, por la fórmula de Simpson, para lo cual se dividió la viga continua en partes igua-



tensión previa cuando la resistencia del hormigón ha alcanzado el 85 por 100 de su valor final).

El acortamiento por retracción se ha asimilado a un descenso de temperatura de $K \times 15^\circ$, siendo K el coeficiente antes mencionado que expresa el grado de endurecimiento del hormigón.

Con estos datos se obtiene, aplicando las fórmulas empleadas por los alemanes para la ejecución de sus puentes, una pérdida de tensión en las armaduras de 860 Kg./cm.^2 , lo cual representa una pérdida total $\Delta s = 63 \times 860 = 54,2 \text{ Tn.}$

Las tensiones originadas por este esfuerzo de tracción son las siguientes:

$$\sigma_s = \frac{54,2}{0,602} - \frac{54,2 \times 0,34}{0,090} = 90 - 206 = 116 \text{ T./m.}^2;$$

$$\sigma_t = \frac{54,2}{0,602} + \frac{54,2 \times 0,34}{0,0455} = 90 + 405 = 495 \text{ T./m.}^2.$$

5.º Tensiones debidas al hiperestatismo de la estructura. — Al poner en tensión las armaduras se produce en cada sección un momento flector, debido a la excentricidad de la misma; por esta causa, y teniendo en cuenta la continuidad de la estructura,

les, determinándose en cada una de ellas la excentricidad de la armadura y el momento flector "M" debido a la tensión de la misma (para este cálculo se consideró una pérdida de tensión, por fluencia, de 750 Kg./cm.^2 como valor medio).

Con auxilio de los coeficientes de giro empleados para la determinación de las líneas de influencia, determinamos el momento que corresponde en cada apoyo a los giros $E\varphi$ antes calculados. Por razones de simetría, estos momentos hiperestáticos resultan iguales en ambos apoyos, con un valor de $\mu = 7\,200$ metros/Kg. y signo positivo.

Bajo la acción de estas reacciones hiperestáticas (momentos) se produce en cada una de las secciones de la viga un momento flector secundario, que será constante e igual a μ para las secciones del tramo central, y decreciente, según ley lineal, en los tramos laterales, hasta anularse en los extremos.

En la sección a 0,40 del extremo el momento flector secundario calculado da origen a unas secciones marginales:

$$\sigma_s = -\frac{0,4 \times 7,2}{0,090} = -32 \text{ T./m.}^2 \text{ y } \sigma_t = \frac{0,4 \times 7,2}{0,0455} = 63 \text{ T./m.}^2$$

Resumen de tensiones.

Para determinar las tensiones más desfavorables, agrupamos las calculadas en el siguiente cuadro, reduciéndolas a Kg./cm.²:

	Carga permanente	SOBRECARGA		Pretensado	Fluencia y retracción	Momentos secundarios
		M > 0	M < 0			
σ_s	-31,8	-57,8	17,8	46,6	-11,6	-3,2
σ_t	62,8	105,0	-32,2	-200,4	49,5	6,3
	1	2	3	4	5	6

Sumando las columnas 1, 4 y 6 tendremos la hipótesis más desfavorable para la viga en vacío, antes de apreciarse los fenómenos de fluencia y retracción:

$$\sigma_s = 11,6 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ (tracción) y}$$

$$\sigma_t = -131,3 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ (compresión)}$$

La suma de las columnas 1, 2, 4, 5 y 6, y 1, 3, 4, 5 y 6 nos darán las tensiones máximas producidas en régimen normal de trabajo bajo la acción de las posiciones más desfavorables de la sobrecarga:

$$\sigma_s = -57,8 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = 23,2 \text{ Kg./cm.}^2$$

(para el momento positivo);

$$\sigma_s = 17,8 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = -114,0 \text{ Kg./cm.}^2$$

(para el momento negativo).

Siguiendo un proceso de cálculo análogo, obtuvimos en las otras secciones estudiadas los siguientes valores:

Apoyos intermedios. — Altura de la jácena, 1,42 metros; armadura, 22 ϕ 19:

	Carga permanente	SOBRECARGA		Pretensado	Fluencia y retracción	Momentos secundarios
		M > 0	M < 0			
σ_s	21,1	27,8	-8,5	-52,8	7,8	-2,5
σ_t	-38,2	-52,6	15,5	34,0	-4,7	4,8

En vacío:

$$\sigma_s = -34,2 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = 0,6 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Momento positivo:

$$\sigma_s = 1,2 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = -56,7 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Momento negativo:

$$\sigma_s = -34,9 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = 11,4 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Sección central (vano central). — Altura de la jácena, 0,67 m.; armadura, 18 ϕ 19:

	Carga permanente	SOBRECARGA		Pretensado	Fluencia y retracción	Momentos secundarios
		M > 0	M < 0			
σ_s	3,7	-45,5	33,8	-6,2	0,9	-8,9
σ_t	-7,2	85,5	-64,0	-76,5	11,3	17,6

En vacío:

$$\sigma_s = -11,4 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = -66,2 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Momento positivo:

$$\sigma_s = -56,0 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = 30,6 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Momento negativo:

$$\sigma_s = 23,3 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ y } \sigma_t = -118,8 \text{ Kg./cm.}^2.$$

Todas estas tensiones resultan inferiores a las máximas admisibles según las normas alemanas (DIN 4227), que para un hormigón de 300 Kg./cm.² de resistencia mínima a la compresión, medida en probeta cúbica de 20 cm. de arista, son las siguientes:

$$\text{Hormigón a compresión: } \sigma_{\text{máx}} = -150 \text{ Kg./cm.}^2.$$

$$\text{Hormigón a tracción: } \sigma_{\text{máx}} = 30 \text{ Kg./cm.}^2.$$

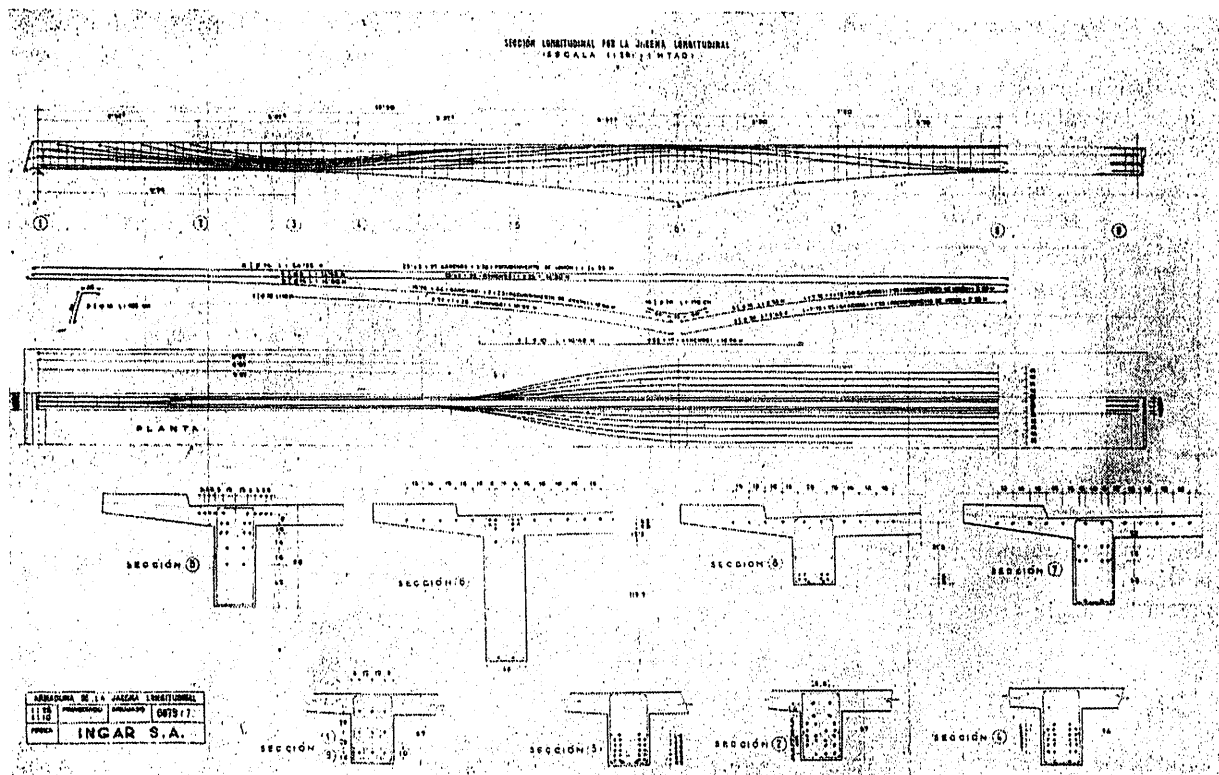
Esfuerzos cortantes.

Se determinaron los máximos esfuerzos cortantes debidos a las cargas permanentes, sobrecarga en su posición más desfavorable y componente vertical del esfuerzo de pretensado por la curvatura de las barras. La resultante de estos esfuerzos cortantes, compuesta con la componente normal del pretensado, producen tensiones principales oblicuas que en ningún caso han sobrepasado las máximas admisibles.

Las obras dieron comienzo a primeros de septiembre de 1952, con objeto de aprovechar la época de estiaje, llevándose con ritmo acelerado, para dejar completamente terminado el puente el 15 del mes siguiente; es decir, en seis semanas de trabajo.

El hormigón se dosificó a base de 350 Kg. de supercemento Asland y áridos clasificados en tres tamaños; la proporción de los mismos, así como la cantidad de agua se determinaron después de repetidos ensayos granulométricos realizados a pie de obra, al objeto de conseguir la mayor compacidad del hormigón.

Durante los trabajos se obtuvieron periódicamente



te probetas de hormigón ejecutadas y conservadas en idénticas condiciones a las de la obra, con las cuales se obtuvieron resistencias, a los veintiocho días de su fabricación, que sobrepasaron siempre los 300 Kg/cm.².

El hormigonado se realizó de una manera ininterrumpida, trabajándose en varios turnos, para dejarlo terminado en un solo día; exactamente diecisiete horas de trabajo. Se emplearon vibradores de inmersión que trabajan a 9 000 r. p. m.

La colocación de la armadura se hizo con el máximo esmero, siguiendo rigurosamente las instrucciones de los planos, para lo cual se colocaron en los puntos donde era necesario los adecuados dispositivos para la sujeción de las barras.

A los ocho días de hormigonado, y a la vista de la resistencia conseguida en las probetas obtenidas al efecto, se procedió a la operación del tensado de las armaduras, la cual se realizó alternando la aplicación de los gatos a las distintas barras, de modo que en ningún momento se tuvieran sobre la estructura esfuerzos anormales no previstos.

La inyección de mortero entre las barras y los tubos envolventes se realizó inmediatamente de puesta en tensión la totalidad de las armaduras.

Esta obra fué ejecutada por la Empresa constructora "Ingar, S. A.", de Barcelona, utilizándose el procedimiento "Dywidag" de hormigón pretensado y adaptándose a las normas alemanas sobre la materia.