

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS

PUBLICACION TECNICA DEL CUERPO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR

D. MANUEL MALUQUER Y SALVADOR

COLABORADORES

LOS INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

SE PUBLICA LOS JUEVES

Dirección y Administración: Plaza de Oriente, 6, primero derecha.

APLICACION DE LA TEORIA DE MÖRSCH

Puente de hormigón armado sobre el río Júcar EN JALANCE (VALENCIA)

POR

ARTURO MONFORT

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

(CONCLUSIÓN) (1)

Estas tracciones las causa principalmente el descenso — 20° de la temperatura que hemos supuesto; así, pues, si, como hacen algunos autores, no se hubiese tenido en cuenta aquella, los esfuerzos límites, según el cuadro anterior, hubiesen sido los siguientes:

SECCIONES	LÍMITE DE LOS VALORES	
	Kg. por cm²	Kg. por cm²
Clave.....	σ_o + 26,84	+ 14,64
	σ_u + 16,33	+ 4,22
Sección 3.ª.....	σ_o + 23,14	+ 9,15
	σ_u + 17,93	+ 3,82
Sección 5.ª.....	σ_o + 21,09	+ 6,71
	σ_u + 18,96	+ 3,65
Sección 9.ª.....	σ_o + 11,22	+ 5,35
	σ_u + 16,14	+ 7,98
Sección 13.....	σ_o + 10,09	+ 0,72
	σ_u + 16,46	+ 7,27
Arranque.....	σ_o + 11,47	— 2,73
	σ_u + 17,44	+ 4,09

Salvo un ligero esfuerzo de tracción en el trasdós de los arranques, de 2,73 kg. por cm² que el hormigón puede resistir, en las demás secciones los esfuerzos límites son todos de compresión

(1) Véase el núm. 2179.

y menores de 45 kg. por cm², es decir que no teniendo en cuenta la temperatura se hubiera podido prescindir de la armadura.

Podría también adoptarse un término medio, que consistiría en ejecutar la obra en época próxima á la en que tuviera lugar el mínimo de temperatura, que siendo éste en el país de — 2° pudiera ser á los 6° por ejemplo, y con esto el descenso, que es el que produce tracción á partir del punto inicial, sería de 8°, no siendo de temer las compresiones, pues tenemos margen para ellas, y más aún colocando armaduras. Además, en las hipótesis hechas para llegar á obtener los esfuerzos límites antes hallados es preciso que coincida con el máximo descenso de temperatura la máxima sobrecarga, que no es tampoco probable.

Sin embargo, colocándonos, como siempre, en el caso más desfavorable, aceptamos la primera hipótesis de su incremento ($\tau = \pm 20^\circ$), respecto á la temperatura de construcción, y vamos con ella á calcular las armaduras que la bóveda necesita.

CÁLCULO DE LAS ARMADURAS DE LA BÓVEDA.—Tomando un trozo de bóveda vemos que, por los esfuerzos á que está sujeto, se trata de una pieza sometida á esfuerzos de flexión y compresión, para los que calculada la altura de la fibra neutra en la sección de bóveda que se considera, bastará resolver una ecuación de tercer grado, ó aplicar los gráficos de la obra del Sr. Mörsch, pág. 129, para conocer los esfuerzos máximos á que está sometido el hormigón y la armadura que se adopte.

Para esto, pues, necesitamos conocer la fuerza que produce la compresión N y el momento flector M correspondiente á la sección que se estudia, que por tener ya armadura no será la del hormigón, sino la virtual correspondiente, ocurriendo lo propio con el momento de inercia J y el resistente W .

SECCIÓN DE ARRANQUE.

Adoptemos para esta sección una armadura simétrica por metro de bóveda.

$$F_e = 10 \phi 15 \text{ mm.} = 17,67 \text{ cm}^2$$

Siendo el ancho de la bóveda $b = 5$ metros y el espesor $h = 1$ metro, la sección virtual, tomando la relación de los módulos de elasticidad del hormigón y hierro $u = 15$, será:

$$\left\{ \begin{aligned} F &= b \times h + 2 u \times F_e \times 5 = 52.650 \text{ cm}^2 \\ J &= \frac{1}{12} \cdot b h^3 + 2 u \cdot F_e \times 5 \left(\frac{h}{2} - 5 \right)^2 = 47.032.900 \text{ cm}^4 \\ W &= \frac{J}{\frac{1}{2} h} = 940.658 \text{ cm}^3 \end{aligned} \right.$$

Las fuerzas normales que actúan sobre la sección, son las debidas á la carga permanente que llamaremos N_1 y á la sobrecarga N_2 .

Forman la primera la resultante de los pesos P y empuje horizontal H_s , y además las fuerzas complementarias H_e producidas por las fuerzas normales de deformación y H_τ por la variación de temperatura. Según esto:

$$N_1 = \sqrt{P^2 + (H_s - H_e + H_\tau)^2} = \sqrt{208,990^2 + (286,200 - 6,661 + 30,900)^2} = 345.180 \text{ kg.}$$

La fuerza normal N_2 debida á la sobrecarga, según Mörsch, pág. 127:

$$N_2 = \frac{N_{ku} - M_{ko}}{2 W} \times F'$$

Los momentos máximos M_{ku} y M_{ko} producidos por la sobrecarga respecto á los extremos del núcleo los conocemos ya para cada una de las secciones, y aun cuando al tener ahora en cuenta la armadura que entonces no tuvimos, el núcleo de la sección virtual variará, siendo la armadura simétrica lo hará simétricamente respecto al centro y á las coordenadas de sus extremos, ocurriendo lo propio á los brazos de palanca de los momentos; por ello el numerador de la expresión de N_2 variará sirviendo los momentos obtenidos para continuar el cálculo. Ahora bien, en éstos, según vimos en las correspondientes líneas de influencia, hay dos positivos con relación á los dos extremos del núcleo y los dos negativos, y con el fin de colocarnos en el caso más desfavorable adoptaremos, no la sobrecarga completa de la bóveda, sino sólo la que produzca el máximo momento positivo ó negativo:

$$N_2 = \frac{M_{ku} - M_{ko}}{2 W} \times F' = \begin{cases} \frac{+6,449,300 - 5,108,660}{2 W} \times F = 37,520 \text{ kg.} \\ \frac{-5,300,100 + 6,051,100}{2 W} \times F = 17,000 \text{ »} \end{cases}$$

Adoptando el primero de estos valores

$$N = N_1 + N_2 = 382.700 \text{ kg.}$$

El momento flector se compondrá del debido á la carga permanente, que es nulo por ser la línea de presiones de aquélla el eje del arco, más el debido á la fuerza $-H_x$ y $\pm H_\tau$, más el debido á la sobrecarga. Este último, según Mörsch, pág. 127.

$$M_1 = \frac{M_{ku} + M_{ko}}{2}$$

Haciendo las mismas consideraciones de simetría hechas antes por las que la semisuma de los momentos M_{ku} y M_{ko} no variará con la armadura, tendremos:

$$M = \frac{M_{ku} + M_{ko}}{2} - H_e \times y_k \pm H_\tau \times y_k = \frac{64,493 - 51,086}{2} - 6,661 \times 4,062 \pm 30,900 \times 4,062 = 15.624.900 \text{ kg. por cm.}$$

Según esto, en un metro de bóveda tendremos:

$$\begin{cases} N = \frac{382.700}{5} = 76.540 \text{ kg.} \\ M = \frac{15.624.900}{5} = 3.124.980 \text{ kg. por cm.} \end{cases}$$

Siendo la expresión

$$\frac{M}{N \times h} = 0,41 \quad \text{y} \quad \mu = \frac{F}{b \times h} = \frac{F_e}{10.000} = 0,0018$$

obtendremos por el gráfico antes citado de Mörsch, pág. 129,

$$x = 0,50 \times h = 50 \text{ cm.}$$

y la compresión en el hormigón:

$$\sigma_b = \frac{N}{\frac{b \times x}{2} + \frac{n \times F_e}{x} (2x - h)} = 31 \text{ kg. por cm}^2$$

Colocando el eje de las armaduras á 5 centímetros de los bordes y llamando

$$e = e' = \frac{h}{2} - 5 = 45 \text{ cm.}$$

el esfuerzo de tracción para la armadura será:

$$\sigma'_e = n \times \sigma_b \frac{e' + \frac{h}{2} - x}{x} = 420 \text{ kg. por cm}^2$$

y el de compresión para la misma

$$\sigma_x = n \sigma_b \frac{e' - \frac{h}{2} + x}{x} = 417 \text{ kg. por cm}^2$$

Tanto el hormigón como el hierro de las armaduras trabajan, pues, en buenas condiciones, y si bien hubiéramos podido aceptar una armadura disimétrica, sin embargo, por la variación del signo que los esfuerzos pueden sufrir en cada una de las secciones de la bóveda, hemos creído conveniente, aun á costa de algún pequeño exceso de metal, adoptar la armadura simétrica propuesta.

CLAVE.

Repetimos para esta sección los mismos cálculos hechos para la de arranques, adoptando la misma armadura.

$$F_e = 10 \phi 15 \text{ mm.} = 17,67 \text{ cm}^2$$

La sección virtual, el momento de inercia y el resistente serán, siendo $h = 40$ centímetros, $b = 500$ centímetros y $n = 15$.

$$\begin{cases} F = b \cdot h + 2 n F_e \cdot 5 = 22.650 \text{ cm}^2 \\ J = \frac{1}{12} \cdot b h^3 + 2 n F_e 5 \left(\frac{h}{2} - 5 \right)^2 = 3.256.920 \text{ cm}^4 \\ W = \frac{J}{\frac{1}{2} h} = 162.846 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

Las fuerzas normales N_1 y N_2 debidas á la carga permanente y sobrecarga, respectivamente, serán:

	Kilogramos.
$N_1 = H_s - H_e \pm H_\tau = 286,200 - 6,661 + 30,900 = \dots\dots$	349.439
$N_2 = \frac{M_{ku} - M_{ko}}{2 W} \cdot F = \begin{cases} \frac{1.224.000 - 809.800}{2 W} = 28.994 \dots \\ \frac{-403.300 + 806.400}{2 W} = 12.337 \dots \end{cases}$	28.994
$N = N_1 + N_2 = \dots\dots\dots$	339.433

El momento flector M , con relación á la clave, será:

$$M = \frac{M_{ku} - M_{ko}}{2} - H_e Y_k \pm H_\tau Y_k = + 2.805.300 \text{ kg. por cm.}$$

En un metro de bóveda

$$\begin{aligned} N &= \frac{339.433}{5} = 67.887 \text{ kg.} \\ M &= \frac{2.805.300}{5} = 561.060 \text{ kg. por cm.} \end{aligned}$$

Siendo, por tanto,

$$\frac{M}{N \cdot h} = 0,21, \mu = \frac{F_e}{b \cdot h} = 0,0044 \text{ y } e = e' = 15, \text{ según el gráfico de Mörsch.}$$

$$x = 0,945 \times h = 37,8 \text{ cm.}$$

y la compresión en el hormigón

$$\sigma_b = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} + \frac{n \cdot F_e}{x} (2x - h)} = 32 \text{ kg. por cm}^2$$

La tracción en el hierro

$$\sigma'_e = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{e' + \frac{h}{2} - x}{x} = -36,$$

lo que indica que no hay tracciones; y la compresión

$$\sigma_e = n \sigma_b \cdot \frac{e' - \frac{h}{2} + x}{x} = 420 \text{ kg. por cm}^2$$

Siendo en la clave y en los arranques donde se ejercen en los bordes, según vimos, los esfuerzos máximos y calculada la armadura para aquellas secciones, habiendo obtenido coeficientes de resistencia para el hierro y hormigón aceptables, podemos adoptar para las restantes la citada armadura. Según esto la armadura, tanto en el trasdós como en el intradós estará formada por metro de ancho de bóveda de 10 ϕ de 15 milímetros de diámetro. Además se colocan los hierros que al describir aquella se consignanaron.

CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN DEL ARCO.—Presentamos, finalmente, el cálculo de la deformación que la carga permanente produce en el arco.

Supongamos el elemento de arco en x y elástico y el resto rígido. A consecuencia de la deformación de ese elemento sufrirá la clave C un desplazamiento vertical. Suponiendo, como en la figura 32 se representa, empotrado el arco en su apoyo iz-

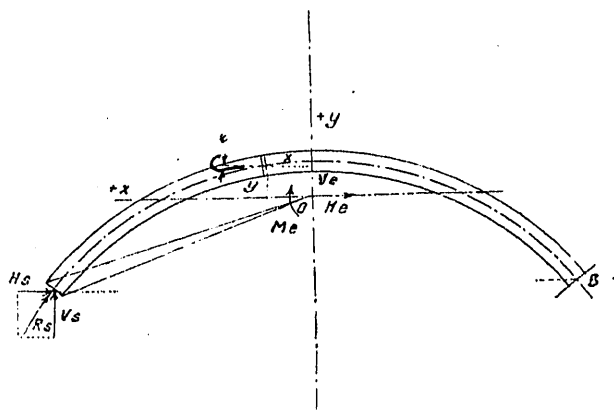


Fig. 32.

quierdo y libre en el derecho, el desplazamiento del arranque ha de ser nulo.

A consecuencia de la fuerza normal N_x se produce un acortamiento en el elemento que estudiamos de

$$\Delta ds = \frac{N_x}{E \cdot F} \cdot ds \cdot \sin \varphi.$$

A consecuencia del momento de flexión M_x las dos secciones próximas del elemento sufren un giro relativo cuyo ángulo es:

$$d\gamma = \frac{M_x}{EJ} \cdot ds$$

y el punto C se levantará:

$$d\gamma \cdot x = \frac{M_x}{EJ} \cdot ds \cdot x$$

El descenso, pues, de la clave que se busca (prescindiendo del pequeño esfuerzo cortante de la sección) será:

$$\delta = - \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M_x}{EJ} \cdot x \cdot ds + \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M_x}{EF} \sin \varphi ds$$

Se hubiera podido llegar también a esta expresión aplicando la ley de los desplazamientos virtuales a los verdaderos desplazamientos debidos a M_x y N_x .

Considerando sólo la carga permanente y coincidiendo, como dijimos, su línea de presiones con el eje del arco:

$$\begin{cases} M_x = H_e y \\ N_x = N_s - H_e \cos \varphi = \frac{H_s}{\cos \varphi} - H_e \cos \varphi \end{cases}$$

Sustituyendo estos valores en el de δ y multiplicando por E los dos miembros, tendremos:

$$ES = - H_e \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x \cdot y}{J} \cdot ds + H_s \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \cdot \frac{ds}{F} - H_e \int_0^{\frac{l}{2}} \sin \varphi \cdot \cos \varphi \cdot \frac{ds}{F}$$

La primera integral la tenemos ya calculada y para calcular las dos siguientes obtendremos antes los siguientes valores:

Elementos entre columnas.	$\frac{S}{F}$	$\cos \varphi = \frac{h}{h'}$	$\sin \varphi$	$\frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \cdot \frac{S}{F}$	$\sin \varphi \cdot \cos \varphi \cdot \frac{S}{F}$
1'	1,40	0,966	0,257	0,372	0,348
4	0,85	0,950	0,311	0,276	0,251
6	0,77	0,938	0,346	0,284	0,250
8	0,69	0,924	0,377	0,282	0,240
10	0,63	0,908	0,419	0,290	0,239
12	0,58	0,884	0,468	0,267	0,240
14	0,54	0,863	0,506	0,316	0,236
15'	0,07	0,843	0,537	0,045	0,032
$\Sigma_0^{\frac{l}{2}}$	»	»	»	2,132	1,836

Pero según vimos en el cálculo de los denominadores

$$\int_0^{\frac{l}{2}} xy \cdot \frac{ds}{J} = -809,603$$

y también

$$H_e = 6,661 \text{ ton.}$$

$$H_s = 286,200 \text{ »}$$

luego

$$ES = + 6,661 \times 809,603 + 286,2 \times 2,132 - 6,661 \times 1,836 = 5.990,714 \text{ tm.}$$

de donde para $E = 2.000.000$

$$S = 0,003 \text{ m}^3$$

Este será, pues, el descenso en la clave por la carga permanente al descimbrar el arco.

Damos con esto por terminado el cálculo del puente de hormigón armado, fábrica a la que, como vemos, se puede aplicar la exacta teoría de la elasticidad, cuyos resultados se han comprobado en gran número de obras construidas, algunas de ellas tan importantes como la proyectada y construida por el Ingeniero a quien tantas veces nos hemos referido en esta Memoria, E. Mörsch, sobre el Sitter, cerca de Cummden, en el cantón de Appenzell, en arco de 79 metros de luz, obra que nos ha servido de guía para la de que es objeto de este proyecto, demostrándose con ello que el recelo con que aun hoy miran algunos Ingenieros esta clase de obras es infundado, pues a ello se aplican, como a

cualquier otro material y la experimentación las confirman, las más elevadas teorías de la técnica moderna.

CIMBRAS Y ANDAMIOS.—La figura de la hoja núm. 6 de los planos da los detalles del andamio y cimbra que se proyecta, y que debe ser construida muy resistente y con gran esmero, pues á ella está fiada la estabilidad del arco.

Basta considerar que con cualquier asiento sensible que éste tuviera, la línea de presiones no coincidiría con su eje, y los cálculos anteriormente expuestos serían inexactos. Vemos, pues, que tanto en los apoyos que exigen una buena fundación y fábricas esmeradas, como en cualquier otro punto del arco, no deben producirse asuntos apreciables.

Se comprende, pues, que la economía que se podría obtener proyectando una cimbra corrediza para ejecutar la bóveda por fajas es inadmisibile por la falta de fijeza de aquélla y posibilidad, por tanto, de asientos en la construcción. Debe, pues, ejecutarse en todo el ancho de bóveda.

La cimbra descansa sobre un andamio formado por castilletes perfectamente arriostrados que termina al nivel del arranque del arco en traviesas, sobre las que van las cajas de arena y sobre éstas otras segundas traviesas que sostienen la superestructura de la cimbra.

En ésta se debe procurar, y con este criterio la proyectamos, que sus principales piezas resistan sólo compresiones axiales, tan sólo las camones que forman el intradós de la bóveda trabajen á flexión, y para ello se les debe dar mucha resistencia y tornapuntarlos convenientemente.

Estas tornapuntas, así como los pies derechos de la cimbra se mueven sobre la traviesa, según se representa en la figura 33, por medio de cajas abiertas en una pieza de madera especial muy dura, reforzada con hierros perfilados que evita la incrustación observada algunas veces en los puntales y tornapuntas sobre la traviesa. La cimbra está formada por cinco cerchas, según vemos en la sección transversal, tornapuntadas las de paramento sobre dos más que tiene el andamio.

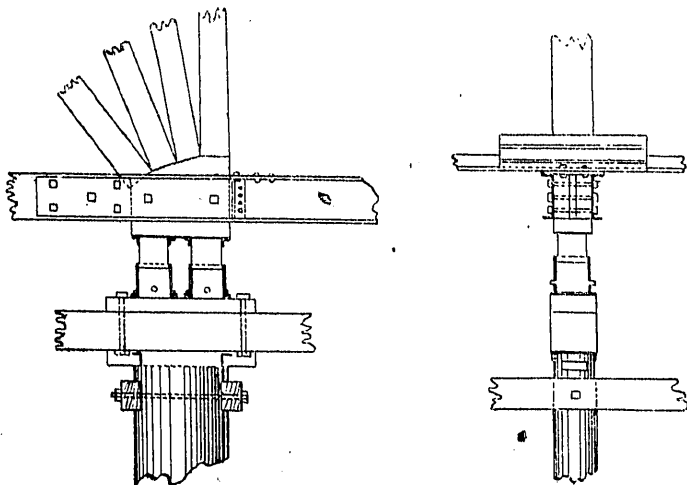


Fig. 33.

Una y otro, antes de ser colocadas en su sitio, deben cuidadosamente ser replanteados y ensamblados en la monte correspondiente, á fin, como hemos dicho, de obtener para la bóveda la forma exacta que se desea y ha servido de base al cálculo. Los pies derechos del andamio descansarán sobre cimientos de hormigón, y el descimbrado se practicará después de construido completamente el tablero del puente con sus aceras y pretilas antes de ser colocado el firme, sirviendo el mismo material para ejecutar otro de los arcos restantes, según al tratar de las pilas indicamos.

MEZCLAS Y DETALLES DE EJECUCIÓN.—Las arenas, que procede-

rán del lecho del río, deberán presentar una composición granulométrica tal que el volumen de los granos gruesos comprendidos entre 5 y 2 milímetros sea por lo menos vez y media el de las finas inferiores á 0,5 milímetros; y el de las medias, ó sean comprendidas entre este último diámetro y las primeras, no exceda de la mitad de dichos granos finos. Si la arena del río no cumpliera con esta condición se le agregará la necesaria cantidad de grano grueso, que de no existir podrá ser sustituido por detritus calizo de aquella dimensión procedente del machaqueo de la piedra.

Procederá ésta, para los hormigones, del mismo cauce que ofrece canto rodado abundante y su dimensión deberá estar comprendida entre 5 y 30 milímetros, no excediendo la proporción de granos inferiores á 10 milímetros del 20 por 100, cribándose en caso de que así no fuera.

El agua será la del mismo río, pero perfectamente clara, para lo que si es preciso se filtrará ó depurará por sedimentación en depósitos ó balsas convenientes.

El cemento será artificial de fraguado lento y cumplirá todas las condiciones que impone el pliego especial que rige para este material, aprobado por la Superioridad.

El mortero núm. 1 estará compuesto de 450 kilogramos de cemento y un metro cúbico de arena, y se empleará en el piso de los andenes y enlucido del trasdós de la bóveda.

El núm. 2 formado por 300 kilogramos de cemento y un metro cúbico de arena, se empleará en el rejuntado de mamposterías y asiento de sillerías, y el núm. 3 de 250 kilogramos de cemento para el mismo volumen de arena, en las mezclas de la fábrica de mampostería.

En todos estos morteros hidráulicos se mezclarán en seco los materiales y se les agregará el agua necesaria para obtener una consistencia jugosa á lo más plástica.

En el hormigón armado proponemos el empleo de 400 kilogramos de cemento portland artificial, 400 litros de arena y 800 litros de piedra, materiales que se mezclarán íntimamente en seco y se manipularán con poca agua, tan sólo la necesaria para obtener la llamada pasta seca; únicamente en piezas ó uniones de piezas en que las armaduras están muy próximas se dará conglomerado de consistencia jugosa, pero siempre se tendrá cuidado de apisonar enérgicamente, tanto para evitar huecos como que las armaduras pudieran quedar al descubierto.

En el hormigón en masa se mezclarán 300 kilogramos de cemento, 400 litros de arena y 800 litros de piedra, y se empleará en el cuerpo de las pilas y semipilas de los estribos y cimentación de unas y otros.

El acero que se emplee en las armaduras del hormigón será de calidad dulce y deberá su carga límite aparente elástica no bajar de 2.500 kilogramo por centímetro cuadrado, ni exceder de 3.000, presentándose las barras bien laminadas, sin pelos ni rebabas.

Los moldes serán parte de madera y parte metálica, pero siempre con la necesaria rigidez para soportar sin deformación apreciable el peso del hormigón que han de contener y el de la parte de obra que subsiguientemente ha de ir gravitando encima. Los enlaces de los distintos elementos del molde serán sólidos y sencillos en forma que su montaje y desmonte se realicen con facilidad y que el apisonado del hormigón se ejecute bien.

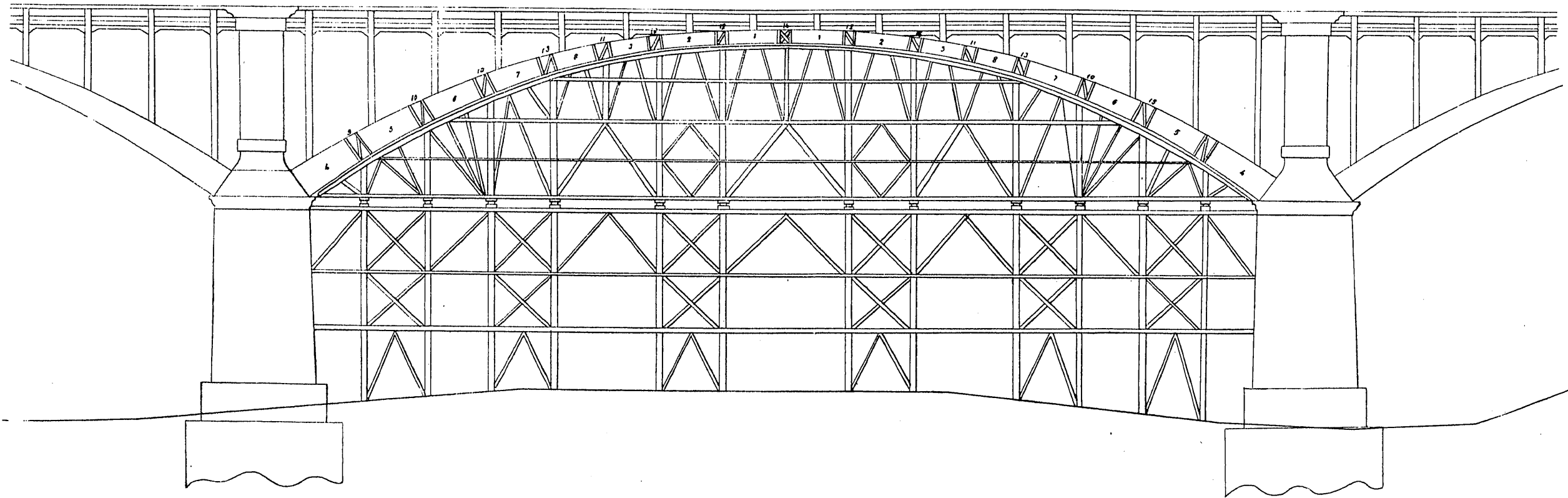
En cuanto á la fabricación del hormigón se suspenderá cuando baje la temperatura de 3 grados sobre cero, y si fuera urgente el hormigonado para terminar una pieza ó unión de piezas con el fin de no dejar en ellas una junta entre hormigones de edad bastante distinta, se aumentará en un 20 por 100 la proporción del cemento, se amasará el conglomerado con agua calentada á 30

Puente de hormigón armado sobre el río Júcar en Jalance (Valencia).

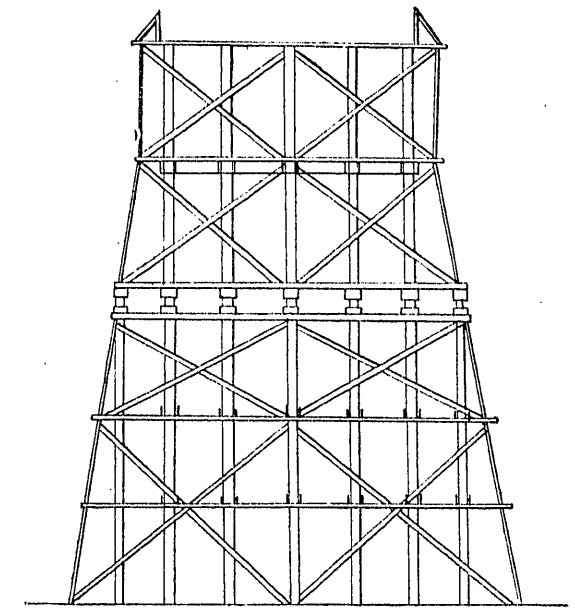
Hoja núm 6.

Esquema del tipo de cimbra y andamio que se proponen.

ALZADO DE FRENTE

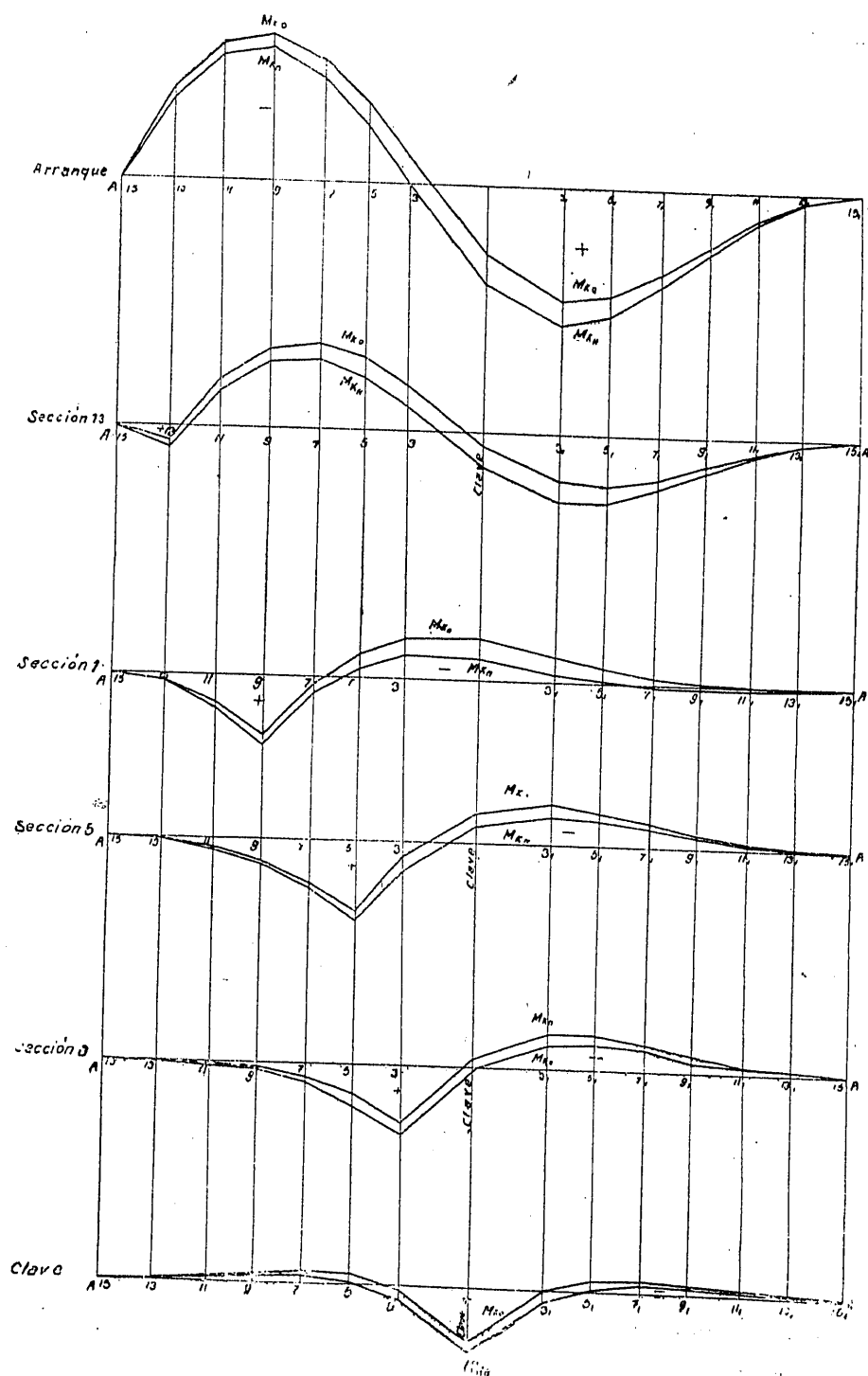


ALZADO LATERAL



Puente de hormigón armado sobre el río Júcar en Jalance (Valencia).

Anejo núm. 5.



grados en la que previamente se habrá disuelto un 10 por 100 de carbonato sódico y se abrigará el hormigón inmediatamente después de apisonado, con sacos que se regarán con agua tibia cada tres ó cuatro horas.

Las armaduras se limpiarán frotándolas con cepillos de alambre duro de la herrumbre que en espesor apreciable pudieran tener; ahora bien, la puramente superficial firmemente adherida que no se desprenda, se dejará por ser favorable á la adherencia. Luego se presentarán las barras previamente encorvadas, las que así deban serlo, dentro de los moldes ó en ocasiones éstos alrededor de las barras ya presentadas y se sujetarán unos elementos contro otros hasta dejarlos en la posición relativa que les corresponda.

En las piezas ó uniones de piezas, en que se reunan ó crucen numerosas barras, se recubrirán éstas inmediatamente, antes de proceder al hormigonado, con una capa superficial de mortero rico de 800 kilogramos de cemento por metro cúbico de arena fina con la cantidad de agua necesaria para que la pasta adhiera bien al acero, procediéndose en seguida al hormigonado y apisonado.

Al interrumpir el hormigonado, aunque solamente sea para las horas de descanso, se dejará la superficie terminal lo más irregular posible y se cubrirá con sacos húmedos. Al comenzar de nuevo el hormigonado, si todavía no hay principio de fraguado, se recubrirá la superficie con una delgada capa del mortero rico ya definido é inmediatamente se verterá el hormigón y apisonará por pequeñas porciones. Si la superficie del hormigón estuviera ya en fraguado se empezará por picarla frotándola fuertemente con el cepillo de alambre; se humedecerá con abundancia y se recubrirá con la capa delgada del mortero rico, prosiguiendo como queda dicho.

Las armaduras necesitarán en muchos puntos para mantenerse en su debida posición durante el hormigonado la colocación de tacos que deberán ir provistos de un mango visible para que nunca por inadvertencia queden ahogados en la masa y se irán retirando á medida que la superficie terminal del hormigón se vaya aproximando á los puntos en que aquéllos estén colocados.

En las caras horizontales ó poco inclinadas en las que el hormigón no queda protegido por moldes, se recubrirá inmediatamente con sacos húmedos y sobre ellos se extenderá una capa de arena que se mantendrá también húmeda durante seis días, por lo menos, en verano y cuatro en las demás estaciones.

En los paramentos verticales ó muy inclinados se quitarán los moldes á las veinticuatro horas, á las setenta y dos en las superficies inferiores de forjado, largueros, traviesas, etc., á las ciento veinte en las aceras voladas y á las ciento sesenta y ocho en los arcos. Estos plazos son mínimos contados á partir de la terminación del hormigonado, en las piezas á que se refieren.

Los bordillos de las aceras se fabricarán con hormigón de mortero núm. 1, ó sea de 450 kilogramos de cemento y grava muy pequeña de 15 milímetros como máximo, en moldes metálicos, con especial cuidado y apisonándolos enérgicamente, manteniéndolos húmedos durante un mes después de su moldeo. La cara inferior se dejará muy desigual y se enlazará con el hormigón del forjado, refiriendo á las armaduras de éste las de aquéllos, con las precauciones ya dichas para la soldadura del hormigón. El borde exterior del bordillo se defenderá por medio de un hierro de ángulo de 150×150 .

Las aceras y bordillos deberán ejecutarse á trozos alternados, de 2 metros de longitud, que en las secciones transversales de sus extremos se pintarán con *Preolit* para que al ejecutarse el relleno de los huecos intermedios no se suelden unos á otros y sirvan estas juntas de dilatación, juntas que deberán colocarse

sobre la ménsula de apoyo. En los pasamanos y zócalos del pretil se dejará esa junta en el centro del vano entre pilares. En la junta de dilatación que forman los péndulos correspondientes á dos extremos inmediatos se cubrirá con chapas de palastro que sostendrán el afirmado en los 20 centímetros de ancho que tiene aquélla.

Lo propio se hará entre la semipila de los estribos y el cuerpo de éstos.

PRUEBAS.—Las pruebas consistirán en:

a) Sobrecargar el andén de un claro con 400 kilogramos por metro cuadrado y hacer pasar un carro de 6 toneladas junto al bordillo contiguo. La flecha en el borde exterior del andén no deberá exceder de dos milésimas del vuelo de aquél, ó sea 1,3 milímetros.

b) Sobrecargar los dos andenes de un claro y el arroyo con 400 kilogramos por metro cuadrado. La máxima flecha en el intradós de la clave del arco sumada á la que al descimbramiento produzca la carga permanente que en el cálculo de resistencia de aquél detallamos, será de una milésima de la luz, ó sea 30 milímetros al cabo de una hora de permanencia de la carga.

c) Sobrecargar los dos andenes de un claro con 400 kilogramos por metro cuadrado y situar en el arroyo una doble fila de carros de 6 toneladas con el número de caballerías enganchadas que prescribe la Instrucción, ó si esto no es posible con carretas cargadas á 3.100, distanciadas de eje 5,50 metros. La flecha al cabo de una hora de permanencia será de 8 diezmilésimas de la luz, ó sea 24 milímetros.

d) Con los dos andenes y la mitad del firme con la carga de 400 kilogramos por metro cuadrado se haría pasar por la otra mitad del firme la carga móvil citada. La flecha máxima no deberá exceder de 0,0009 de la luz, ó sean 27 milímetros.

e) Sobrecargar andenes y arroyo con 400 kilogramos por metro cuadrado la mitad de la luz de un claro, quedando descargada la otra mitad. Después de una hora de permanencia de esta carga, la flecha máxima en la clave no excederá de 20 milímetros.

f) Sobrecargar andenes y arroyo con 400 kilogramos por metro cuadrado en el tercio central del arco. La flecha obtenida á la hora de estar cargado no deberá exceder de 15 milímetros.

g) Se repetirán estas mismas cargas á la vez en dos claros contiguos, sin que en ninguno de ellos excedan las flechas de las indicadas en los párrafos anteriores.

PRECIOS.—Por no ofrecer particularidad alguna los precios de las distintas unidades de fábrica que constituyen la obra, tan sólo nos ocuparemos de los correspondientes á la tonelada de acero laminado y á la de la fábrica de hormigón.

Precio de la tonelada de acero laminado.—Por el alza considerable que la tonelada de acero ha sufrido por el actual conflicto europeo, y sin que podamos precisar el límite á que aquélla pueda alcanzar cuando las obras se ejecuten, hemos partido de los precios actuales (2 Agosto 1916), que suponen un término medio de 530 pesetas en talleres, siendo de 70 pesetas el de transporte al pie de obra y de 250 el montaje y colocación, tendremos

Tonelada de acero laminado en armaduras para la bóveda del puente de hormigón armado.

	Pesetas.
Adquisición del material.....	530
Transporte al puerto de Valencia.....	70
Idem á Requena.....	
Idem al pie de obra.....	
Montaje y colocación.....	250
TOTAL.....	850

Tonelada de acero laminado en armaduras para los pilares y el tablero del puente.

	Pesetas.
Adquisición del material.....	530
Transporte al puerto de Valencia.....	70
Idem á Requena.....	
Idem al pie de obra.....	
Montaje y colocación.....	400
TOTAL.....	1.000

Precio del hormigón de cemento portland núm. 1.—Según vimos al hablar de las mezclas, compónese el hormigón de cemento número 1 de 300 kilogramos de portland artificial, 400 litros de arena y 800 de piedra, y se empleará en el cuerpo y cimientos de las pilas y estribos.

El precio de la tonelada de un buen cemento portland puesta en Valencia, es hoy de 72 pesetas. Agregándole el coste del transporte á Requena á 0,09 pesetas tonelada y kilómetro, ó sean 6,30 pesetas y el recorrido de Requena al pie de obra, 42 kilómetros á 0,50 pesetas tonelada y kilómetro, ó sean 21 pesetas, resultará para el precio de aquella á 99,30 pesetas, y, por tanto, los 300 kilogramos correspondientes al metro cúbico de fábrica 29,79 pesetas.

El metro cúbico de arena al pie de obra cuesta 2 pesetas, y, por tanto, los 400 litros 0,80 pesetas, y la grava cribada á 4 pesetas, resultando los 800 litros á 3,20 pesetas.

Según esto, el precio del metro cúbico de hormigón núm. 1 será:

	Pesetas.
Cemento necesario para producirlo.....	29,79
Arena necesaria para ídem.....	0,80
Grava ídem para ídem.....	3,20
Encofrados por metro cúbico.....	10,00
Manipulación, empleo y terminación.....	6,00
TOTAL.....	49,79

Precio del hormigón armado para la bóveda del puente.—El hormigón armado, según vimos, se compone de 400 kilogramos de cemento portland artificial, 400 litros de arena y 800 de grava.

Siendo el precio de la tonelada al pie de obra, según hemos hallado en el párrafo anterior, de 99,30 pesetas, el coste de los 400 kilogramos será 39,72 pesetas, al que hay que agregar 0,80 y 3,20 pesetas por la arena y grava.

Valorando aparte el andamio y cimbra proyectados para voltear los arcos y cargar sobre ellos la superestructura, no habrá que incluir aquí más que el valor del ligero molde que va sobre la cimbra que, corrientemente no estando decorada la obra, se presupone en una peseta por metro cúbico, y poniendo otra por desmolde y terminación, tendremos, aparte de la armadura, para el metro cúbico de hormigón armado el precio siguiente:

	Pesetas.
Cemento necesario para un m ³ de hormigón....	39,72
Arena necesaria para un ídem de ídem.....	0,80
Grava ídem para un ídem de ídem.....	3,20
Manipulación y empleo.....	7
Moldes.....	12
Desmolde y terminación.....	2
TOTAL.....	64,72

Si á este precio hallado se agrega el de la armadura que por metro cúbico entra en cifra redonda 100 kilogramos, ó sean 85 pesetas, tendremos para el metro cúbico de hormigón armado en bóveda la cifra de 149,72 pesetas.

PRECIO DEL HORMIGÓN ARMADO EN PILARES Y TABLERO DEL PUENTE.—Difiere éste tan sólo del hallado para la bóveda en el mayor coste de los moldes y armadura y en los andamios.

	Pesetas.
Cemento necesario para un m ³ de hormigón....	39,72
Arena.....	0,80
Grava.....	3,20
Manipulación y empleo.....	7
Moldes y andamios.....	40
Desmolde y terminación.....	5
TOTAL.....	95,72

Precio al que agregando por la misma cuantía aproximada de armadura antes dicha el importe de ésta, ó sea 100 pesetas, tendremos para el precio un importe total de 195,72 pesetas.

Tanto en este precio como en el anterior va incluido la pequeña cantidad de mortero rico que en algunos puntos de la obra así como en soluciones de continuidad de ésta debe emplearse, según describimos antes al hablar de los detalles de ejecución. También se incluye en este último precio hallado el barniz con que se recubren las juntas de dilatación.

COSTE DEL ANDAMIO Y CIMBRA.—El procedimiento más exacto para determinar el verdadero coste del andamio y cimbra necesario para ejecutar los arcos de hormigón armado y su tablero correspondiente es el confirmado por la experiencia de obras análogas construidas.

Según los resultados obtenidos en el puente de Gummden en el cantón de Appenzell ya citado, así como en el de Grumvald y en el de Strassen, el precio medio por metro cuadrado de claro para ancho de bóveda análogas á la del proyecto, resulta ser de 34 pesetas. Siendo, pues, el claro de un arco en el puente proyectado de 305 metros cuadrados, en cifra redonda, el coste del andamio con su montaje y desmonte costará 10.370 pesetas.

Ahora bien, utilizando el mismo andamio para otro de los arcos restantes, calculamos para reparar desperfectos en él así como por montaje y desmontaje 3.000 pesetas.

Según esto, el coste alzado de una cimbra y andamio será: $10.870 + 3.000 = 13.370$ pesetas y para todo el puente de $2 + 13.370 = 26.740$ pesetas, ó sea redondeando la cifra 27.000 pesetas.

PRESUPUESTO.—El presupuesto resultante de la solución de puente de hormigón estudiado es la siguiente:

	Pesetas.
Estribos.....	28.043,56
Pilas.....	234.404,88
Tramos y cimbras.....	139.863,56
Avenidas.....	2.177,18
TOTAL.....	404.489,18

que produce sobre la solución metálica una economía de pesetas 107.140,03.

Conclusión.

Se ha obtenido tan importante economía merced á tan gran diferencia de coste entre los tramos metálicos y los arcos de hormigón para los que se encuentran las gravas y arenas en la proximidad de la obra y el cemento portland relativamente en muchas mejores condiciones económicas por su carestía y transporte que el hierro aún en precios normales.

Así, pues, sobre la base de encontrar un buen terreno de fundación é inmovilidad por tanto de los apoyos, es, sin duda, ventajosa la solución de hormigón armado, en la que además de ser los gastos de conservación mucho menores, las condiciones estéticas son de una superioridad incomparable.

Teruel, 14 Febrero 1917.