

a la llegada $\cos \varphi = 0,9$. Se desea conocer la tensión y la sección de los conductores más convenientes económicamente.

Los datos son:

$$N = 10\,000 \text{ kW} \quad N_a = \frac{10\,000}{0,9} = 11\,100 \text{ kVA} \quad L = 100 \text{ km.}$$

La ecuación [13] nos da, puestos los valores de N_a y L :

$$E^3 + 41,6E^2 = 1,21 \times 10^6$$

Resuelta esta ecuación se encuentra como raíz real

$$E = 94 \text{ kilovoltios.}$$

Habiéndose supuesto, en estos cálculos económicos, $E_l = vE = 0,875 E$, la tensión en la llegada más conveniente resulta ser

$$E_l = 0,875 \times 94 = 82 \text{ kilovoltios.}$$

La sección de los conductores más recomendable económicamente, será:
con cables de cobre,

$$S = \frac{I}{i} = \frac{N_a}{\sqrt{3E_l i}} = \frac{11\,100}{\sqrt{3 \times 82 \times 1,3}} = 60 \text{ mm}^2 \text{ de cobre;}$$

con cables de aluminio reforzado,

$$S = \frac{I}{i} = \frac{N_a}{\sqrt{3E_l i}} = \frac{11\,100}{\sqrt{3 \times 82 \times 0,8}} = 98 \text{ mm}^2 \text{ de aluminio}$$

Ejemplo 2.º — Proyectada una línea de 250 km de

longitud, para transportar 50 000 kW por dos circuitos trifásicos, siendo el factor de potencia a la llegada $\cos \varphi = 0,9$, se desea calcular la tensión y la sección de los conductores más convenientes económicamente.

Los datos son:

$$N = 50\,000 \text{ kW} \quad N_a = \frac{50\,000}{0,9} = 55\,500 \text{ kVA} \quad L = 250 \text{ km.}$$

La ecuación [16] da, puestos los valores de N_a y L :

$$E^3 + 89,1E^2 = 7,91 \times 10^6$$

Resuelta la ecuación, se encuentra:

$$E = 174 \text{ kilovoltios}$$

y la tensión en la llegada:

$$E_l = 0,875 \times 174 = 152 \text{ kilovoltios.}$$

La sección de los conductores más económica es:
Con cables de cobre,

$$S = \frac{I}{i} = \frac{N_a}{2\sqrt{3E_l i}} = \frac{55\,500}{2 \times \sqrt{3 \times 152 \times 1,3}} = 81 \text{ mm}^2;$$

con cables de aluminio reforzado,

$$S = \frac{I}{i} = \frac{N_a}{2\sqrt{3E_l i}} = \frac{55\,500}{2 \times \sqrt{3 \times 152 \times 0,8}} = 132 \text{ mm}^2.$$

Los cables de cobre de 81 mm² son en este caso insuficientes para prevenir el efecto corona, siendo necesario emplear los de aluminio reforzado, de mucho mayor diámetro total.

Pedro JOSÉ LUCIA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

EL VIADUCTO DE TERUEL

Los inconvenientes que para el tránsito presenta el primer tramo de la carretera de Teruel a Sagunto, con un descenso rápido para cruzar la rambla de San Julián y una subida de longitud aproximada de medio km e inclinación superior al 13 por 100, unidos a la existencia, a la misma altura de la población y del otro lado de la rambla, de una planicie bastante extensa para que pueda constituir el futuro ensanche de Teruel, que las condiciones del terreno hacen por cualquiera otra parte impracticable, me hicieron pensar, desde hace bastantes años, en la conveniencia de construir un viaducto que, al unir la meseta indicada con la ciudad, hiciese posible la expansión de ésta, transformase la primera parte de la carretera en un trazado de condiciones excelentes y estableciera en Teruel la antigua salida hacia Valencia, que indica el nombre de la calle que sale frente al lugar del viaducto y que sustituyó a la puerta del mismo nombre que existió en las murallas.

De aquí nació la propuesta de inclusión en plan de obras de la variante de la carretera de Teruel a Sagunto y la orden de su estudio dada, como director general de Obras públicas, por el que tanto tra-

bajó por el progreso de Teruel y su provincia, don Carlos Castel y González-Amezúa.

Tenía ya tanteadas algunas soluciones, basadas en modelos de distintas clases, pero ninguna se adaptaba de un modo tan perfecto a las condiciones del terreno como la adoptada, que me fué sujerida por el entonces jefe de Obras públicas de la provincia, D. Arturo Monfort, que acababa de hacer estudios en Valencia, sobre puentes en arco de hormigón armado, y me proporcionó una monografía del proyectado y construido por Mörsch sobre el Sitter, en el cantón de Appenzell, que me sirvió de base para el primitivo proyecto, con arreglo al cual se verificó la subasta, y se adjudicó la construcción al ingeniero especializado en esta clase de trabajos, D. Mariano Luíña.

Necesidad observada al replantear la obra de un aumento de luz en los arcos laterales, cumplimiento de prescripciones contenidas en la aprobación del proyecto, como son las de reducción de longitud del cañón y la de que, para mejor aspecto, se diese a las pilas un pequeño talud, y la conveniencia de adaptar la disposición del tablero a la de los formu-

larios de tramos de hormigón armado, ya que éstos habían sido estudiados con mayor competencia y detenimiento, como asimismo la de calcular todas las partes de la obra para las cargas de las modernas construcciones, hicieron precisa la redacción de un proyecto reformado que, si bien conservó el sistema general de la obra, puede decirse que, en cuanto a dimensiones de sus diversas partes, no tiene de común con el primitivo sino la luz y la flecha del arco principal, ya que hasta la forma de éste varió algo al hacer que su línea media coincida con la curva de presiones debida a la carga permanente, que corresponde a la nueva disposición del tablero.

La descripción que sigue se ciñe, pues, al proyecto reformado, con sujeción al cual se ejecuta la obra en todas sus partes.

Consta ésta, como puede apreciarse en el alzado de la figura, de un arco principal, de 79 m de luz

culas y que forma la imposta sobre la que va la barandilla.

Los cuatro pilares de cada palizada se unen por su parte superior con un arriostramiento transversal, cuyas armaduras se ligan con las de las ménsulas, y además las dos palizadas extremas de cada lado llevan otra riostra a la altura de los arranques de los arcos laterales.

La separación de eje a eje de los largueros extremos del tablero es de 5 m, igual al ancho del afirmado, que se propone de losetas de asfalto comprimido, y los andenes son de 1,50 de ancho, con lo que resulta el total de 8 m.

Como para la disposición del tablero se tenía a la vista la de los modelos de la colección oficial, y para el resto se contaba como tanteo con el proyecto primitivo, se fijaron con estas bases todas las dimensiones de las distintas partes de la obra, no quedando

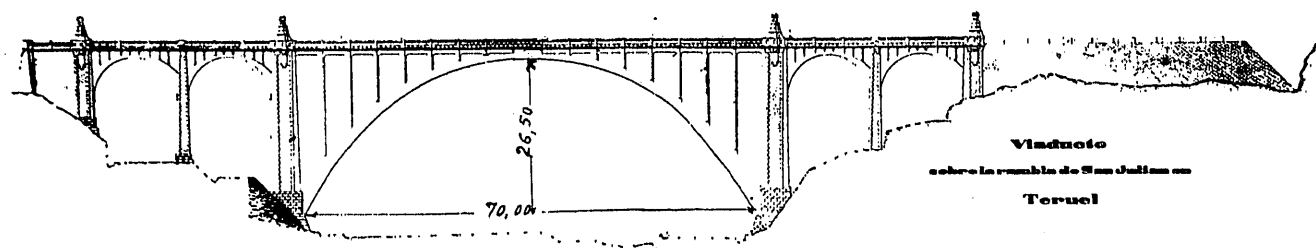


Fig. 1.ª Alzado del viaducto, según el proyecto.

y 26,50 de flecha, sobre cuyos estribos se levantan pilastrones que separan esta parte de las laterales, que están formadas, por cada lado, por dos arcos de medio punto, de 14,40 m de luz, pasando bajo el primero de la izquierda la carretera que se sustituye y uniéndose los muros de acompañamiento de este lado con los construídos para sostenimiento de la ronda, que forma el enlace de las carreteras que afluyen a la capital.

La bóveda central tiene un espesor en la clave de 1,20 m, y en los arranques, normalmente a su línea media, de 2,40, lo que da verticalmente los 4 m de altura de los zócalos de los pilastrones. La longitud del cañón es en la clave de 5,50 m, teniendo los paramentos de la bóveda un talud de 2 centésimas, con lo que la longitud en el intradós de los arranques es de 6,608.

Sobre la bóveda insisten seis palizadas a cada lado, distantes de eje a eje 4,80 m, y un relleno en la clave, que comprende la longitud de tres espacios, también de 4,80. Cada palizada se forma por cuatro pilares, de los que los centrales son de sección cuadrada de 0,40 de lado y los exteriores se constituyen por un rectángulo de 0,70, paralelamente al paramento y 0,20 de espesor, y dos nervios, de los que el interior es de 0,40 $\times$ 0,15 y el exterior de 0,30 $\times$ 0,15 en la parte superior, pero en el que la dimensión 0,15 va aumentando con arreglo al talud de 2 centésimas, pues la cara anterior de estos nervios exteriores está en el mismo plano de paramento de la bóveda.

A los extremos superiores de los pilares se unen los cuatro largueros del tablero, constituido por éstos y por el correspondiente forjado, que en la parte exterior o volada se apoya también sobre ménsulas que forman la prolongación del nervio exterior de los pilares de las palizadas, teniendo también un larguero exterior unido a los extremos de las mén-

para determinar por el cálculo sino la línea media del arco principal y las armaduras de todos los elementos que forman la estructura completa.

Esta consideración me llevó a comenzar los cálculos por la bóveda principal, fijando para el peso del



Fig. 2.ª Cimbra y moldes del arco central dispuestos para el hormigonado (agosto, 1926).

metro cúbico de hormigón armado el de 2 500 kg, cualquiera que fuese la cuantía de las armaduras, ya que con esto entendí no cometía error apreciable y tenía la ventaja de fijar ante todo la forma definitiva del arco, de la que podían depender modificaciones en las alturas de las palizadas, datos que habían de entrar en el cálculo de las mismas y del tablero.

Comencé, pues, por determinar, tras algunos tanteos, la línea media del arco, coincidente con la curva de presiones debida a la carga permanente, en el supuesto de estructura isostática, o sea fijados como puntos de paso arbitrarios los centros de las secciones de clave y arranques.

Con la línea media así obtenida y los espesores

que, partiendo de 1,20 en la clave y aumentando según ley lineal llegasen en los arranques a 2,40, quedó completamente determinada la bóveda, cuyo cálculo como arco empotrado se hizo a continuación, siguiendo paso a paso el procedimiento expresado en el *Cálculo de estructuras* del inolvidable maestro Zafra.

Así, se comenzó por completar el estudio de los efectos de la carga permanente hallando el valor de la reacción hiperestática horizontal aplicada al centro elástico y deduciendo los esfuerzos totales en los bordes de las diferentes secciones, como sumas de las compresiones uniformemente repartidas halladas para el arco isostático con el efecto de flexión producido por la reacción antes indicada.

Análogamente se halló el valor de la reacción horizontal debida a la variación de temperatura, que se ha supuesto de 30° C, con lo que si se construye a + 15°, se tiene en cuenta un descenso hasta — 15°, muy próximo a las mínimas de la localidad. Se obtienen las cargas máximas por este concepto en los bordes de las diferentes secciones.

Al tratar de la carga accidental, como no caben las simplificaciones que en la permanente, que hacen que no exista más reacción hiperestática que la horizontal, hay que hallar las líneas de influencia de las tres reacciones, cuyas ecuaciones se deducen de la aplicación del teorema de Castigliano.

Con esta base y la aplicación de la fórmula general que da el momento flector en función de estas reacciones y del momento flector correspondiente a

la viga recta isostática de igual luz que el arco, se llegan a determinar las ordenadas de las líneas de influencia de los momentos de los extremos del núcleo central correspondiente a las diferentes secciones, líneas de influencia sobre las que se estudia el efecto de las cargas en sus distintas posiciones. Para este estudio, como el ancho del firme es de 5 m y los andenes de 1,50 m cada uno, se ha considerado que en éstos y en un metro de ancho de firme actúa la carga uniformemente repartida de 450 kg × m², y en los cuatro metros restantes se cruza un tren tipo número 1 con otro número 2 de los consignados en la Circular de la Dirección general de Obras públicas de 15 de febrero de 1923.

Con estas cargas, teniendo en cuenta la forma de las líneas de influencia halladas y que la transmisión a la bóveda se hace por las palizadas, se dedujeron las cargas accidentales que deben actuar en cada una de ellas para producir los máximos momentos positivos y negativos en los extremos del núcleo central de cada sección, las que, multiplicadas por las ordenadas de influencia, dan los máximos valores de los momentos, de los cuales se deducen las cargas unitarias en los bordes de cada sección.

Los resultados obtenidos, o sean los valores de las cargas máximas unitarias en el trasdós e intradós de las secciones que se consideran, que son las de la clave y arranques y las de las palizadas 2, 4, 6 y 8, que distan, respectivamente, de la clave 7,20, 16,80, 26,40 y 36 m horizontalmente, se consignan en el cuadro siguiente:

SECCIONES		CARGA PERMANENTE — Kg/cm ²	CARGA ACCIDENTAL		CAMBIOS DE TEMPERATURA		LÍMITES DE LOS VALORES	
			Positivas	Negativas	Positivas	Negativas	Máximas	Mínimas
			Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Clave.	n_t	+ 19,92	+ 17,10	— 5,87	+ 11,65	— 11,65	+ 48,67	+ 2,40
	n_i	+ 15,08	+ 14,67	— 8,12	+ 12,65	— 12,65	+ 42,40	— 5,69
Sección 2.	n_t	+ 17,03	+ 14,80	— 7,86	+ 7,10	— 7,10	+ 38,93	+ 2,07
	n_i	+ 13,88	+ 12,63	— 9,87	+ 8,35	— 8,35	+ 34,86	— 4,34
Sección 4.	n_t	+ 14,32	+ 12,79	— 10,32	+ 1,30	— 1,30	+ 28,41	+ 2,70
	n_i	+ 13,67	+ 11,44	— 13,29	+ 1,95	— 1,95	+ 27,06	— 1,57
Sección 6.	n_t	+ 12,82	+ 5,35	— 5,27	+ 4,71	— 4,71	+ 22,88	+ 3,84
	n_i	+ 14,48	+ 4,44	— 8,24	+ 4,25	— 4,25	+ 23,17	+ 1,99
Sección 8.	n_t	+ 12,17	+ 9,17	— 6,47	+ 9,53	— 9,53	+ 30,87	— 3,83
	n_i	+ 15,91	+ 7,58	— 8,35	+ 9,26	— 9,26	+ 32,75	— 1,70
Arranques.	n_t	+ 11,84	+ 13,62	— 8,99	+ 11,11	— 11,11	+ 36,57	— 8,26
	n_i	+ 16,22	+ 12,11	— 10,77	+ 10,88	— 10,88	+ 39,21	— 5,43

La carga en el trasdós de la clave, de 48,67 kg por centímetro cuadrado, pasa de la que se fijaba como límite para la compresión del hormigón, que era de 45 kg, siendo la dosificación de 350 kg de cemento por metro cúbico; además, en el trasdós de arranques se obtiene una carga de tensión de 8,26 kg por centímetro cuadrado, que debe contrarrestarse; esto hizo necesaria la armadura, cuyo efecto, al amplificar la sección resistente, hace que la carga límite de compresión baje y que desaparezcan los esfuerzos de tensión.

Estas armaduras son simétricas, o sea iguales en el intradós que en el trasdós, si bien no son las mismas en toda la longitud de la bóveda, sino de mayor sección en los arranques, sin embargo de lo cual, como en éstos la superficie es mucho mayor, la cuantía es en realidad más pequeña.

Se parte en los arranques de diez y ocho barras de 28 mm de diámetro en el trasdós y otras iguales

en el intradós, que a la tercera parte del semiarco pasan a ser diez y seis del mismo diámetro, y en

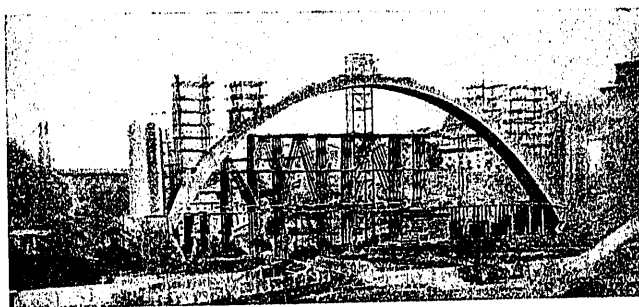


Fig. 3.^a El arco central descimbrado (marzo, 1927).

el segundo tercio se convierten en diez y seis de 23 mm. Las cuantías están siempre comprendidas.

entre 0,0007 y 0,001, algo inferiores a las que resultan en el arco del Sitter del profesor Mörsch.

Hechos los cálculos correspondientes se deduce que, con estas armaduras, se suprimen las cargas de tensión, y las de compresión no exceden de 30 kg por centímetro cuadrado para el hormigón ni de 450 para las armaduras.

Tanto en el intradós como en el trasdós se colocan barras de repartición transversales, con separación de 50 cm, y que son de 10 mm de diámetro, excepto en las zonas de apoyo de las palizadas, que son de 18. También se enlazan las armaduras principales con estribos o marcos, que comprenden dos o tres barras del trasdós e intradós, que van en secciones intermedias a las de las armaduras de repartición y que están formados con barras de 8 mm.

Las armaduras de la bóveda se prolongan dentro de los estribos, en donde, con otras verticales y horizontales, se forma un fuerte anclaje.

Los estribos son de hormigón, aunque paramentados con sillería desbastada de grandes bloques en la base y labrada con almohadillado en los zócalos, sobre los que se asientan los pilastrones de manpostería ordinaria con aristones de sillería labrada.

Los cimientos son de hormigón en masa y se retallan con escalones bastante amplios y dispuestos en forma que se logre en su asiento sobre el terreno, que es de arcilla compacta, y que se hace con una inclinación próximamente normal a las presiones, que la repartición de éstas sea casi uniforme y su valor de 3 kg : cm².

Siguiendo en un todo los procedimientos de cálculo consignados en la obra de Zafra de *Hormigón armado*, edición póstuma, se fijaron y comprobaron las armaduras del forjado del piso, largueros exteriores de los andenes y ménsulas, sin que el trabajo del hormigón a la compresión pase de 40 kg × cm² ni el de las armaduras a tensión llegue a 1 000, siendo las cargas tangenciales inferiores a 4,5 kg. Para el cálculo, tanto de los largueros del tablero como de los pilares de las palizadas, se ha hecho aplicación

dera la estructura formada, a cada lado de la clave, por siete tramos que se unen elásticamente a los extremos de las seis palizadas, estando el primero empotrado en su unión con la bóveda y el último simplemente apoyado sobre rodillos en el pilastrón correspondiente. Como cada palizada está formada por cuatro pilares y sobre cada uno insiste un larguero, se descompone la estructura en sentido transversal en cuatro partes, que se suponen independientes, siendo iguales las dos centrales y las dos laterales entre sí, pero diferentes las de una y otra clase, ya que varían las secciones de los pilares y las cargas.

Como no se trata de un caso sencillo, por ser diferentes las flexibilidades relativas a causa de las distintas alturas de los pilares, no procedí al planteamiento y resolución de las ecuaciones numéricas, que sería pesadísimo, sino pasé a obtener los coeficientes y las líneas de influencia, que se deducen de la propagación de las flexiones en los distintos tramos.

De la aplicación a las líneas de influencia halladas de las cargas, tanto permanentes como accidentales, hecho para éstas el estudio de las posiciones más desfavorables, se llegan a obtener los momentos flectores y esfuerzos tangenciales máximos en los distintos tramos de larguero, así como los momentos flectores y reacciones de los pilares, con cuyos elementos se fijan para los primeros las armaduras principales con los puntos de encorvamiento y armaduras secundarias.

Para los pilares de las palizadas se estudian primero las cargas de flexión y a ellos se agrega la que corresponde a las compresiones axiales, comprobando si las totales resultantes son admisibles teniendo en cuenta el coeficiente de seguridad preciso para que no se produzca el pandeo.

Esta consideración hizo que en las palizadas extremas más altas se construyese un zócalo armado, de espesor de 70 cm y de la altura necesaria para que los pilares no pasen de 16 m. Se tiene, sin embargo, un margen de seguridad mayor, pues de la constitución de la estructura se desprende que se está mucho más próximo al caso de doble empotramiento de los pilares en sus extremos que al de articulación, y en los cálculos el coeficiente se ha tomado como el promedio de los dos casos, aparte de la trabazón transversal, que hace que no sean aisladas, como se han considerado para el cálculo, las cuatro estructuras, que se han supuesto independientes.

En las partes laterales del viaducto las bóvedas son de hormigón en masa, también con 5,50 m de longitud de cañón en la clave y paramentos con el talud de 2 centésimas, que también tienen todas las pilas. Sobre esta bóveda van tabiques de dos clases: los principales, que se prolongan en ménsulas iguales a las del tablero del arco principal y que tienen una separación de eje a eje de 5 m, y los secundarios, que dividen en tres partes iguales cada tramo, que son de menor espesor y que se prolongan formando ménsulas menos salientes.

Estos tabiques llevan únicamente en su parte superior armaduras que enlazan las de las ménsulas de uno y otro lado y las de las losas que forman el forjado y cuya luz es sólo de 1,26 m.

Las pilas intermedias de estos arcos laterales son de sección rectangular, con un ancho de 1,75 m en los arranques de los arcos y una longitud que haga

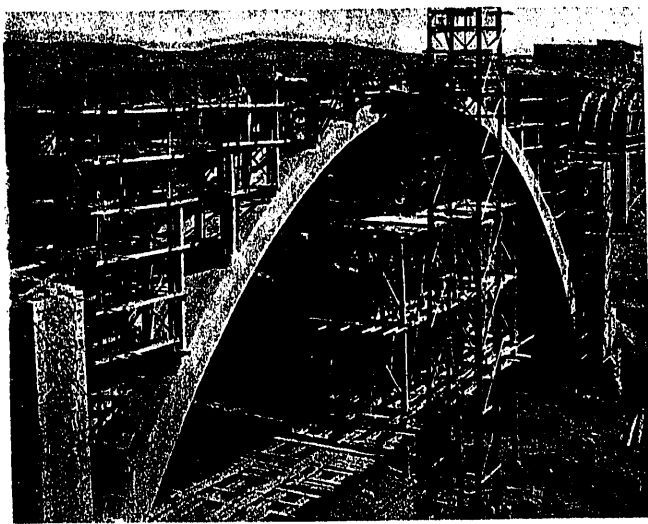


Fig. 4.ª Construcción de las palizadas.

del capítulo del pórtico múltiple, consignado en el *Cálculo de estructuras*.

Como los tres tramos centrales insisten directamente sobre la bóveda a la que se unen, se consi-

destacar los aristones sobre el paramento de las bóvedas, teniendo las cuatro caras el mismo talud de 2 centésimas. De esta suerte quedan las pilas en un segundo término respecto al volado de los andenes y a las pilastras de los apoyos principales.

Causas ajenas a la voluntad de los que hemos intervenido en la construcción de esta obra han hecho que los trabajos se desarrollasen con gran lentitud. El montaje de la cimbra del arco principal, proyectado por el ingeniero constructor Sr. Luña, con la

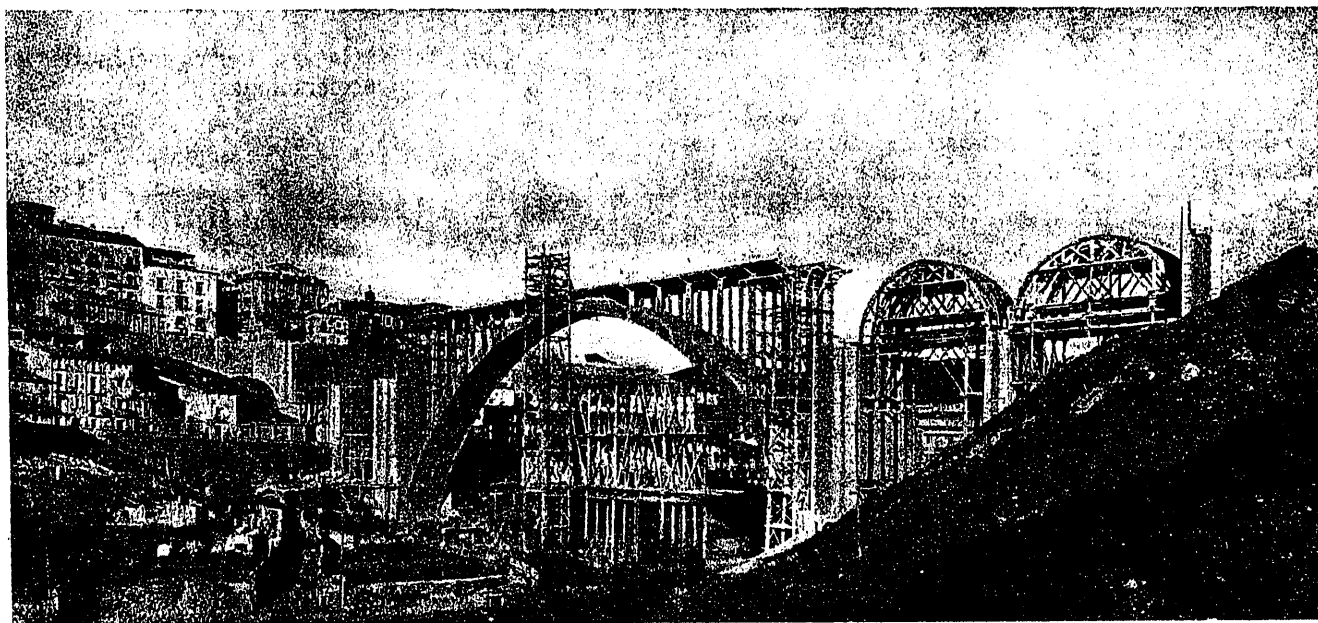


Fig. 5.* Situación de la obra a fines de 1927.

Los pilastrones que van sobre los estribos del arco principal y en los estribos extremos del viaducto tienen un saliente que se subordinó a que, para la altura del muro de acompañamiento del estribo del lado de Teruel, coincidiesen en la base los puntos correspondientes al talud de un décimo del muro y al de 2 centésimas del pilastrón.

Sobre estos salientes, y en forma que no ocupen parte alguna de los andenes, se proyectan remates decorativos, que servirán para la colocación de farolas.

De los estados de cubicación correspondientes se obtienen las siguientes cifras totales para las principales unidades de obra:

Mampostería ordinaria.	5 660 m ³
Hormigón en masa.	2 305 »
» armado.	2 353 »
Sillería.	432 »
Acero en barras de armaduras.	82 980 kg
Hierro en barandillas.	23 200 »

El presupuesto total de ejecución material de esta obra, incluyendo una partida de 100 000 pesetas para cimbras, moldes y toda clase de medios auxiliares, asciende a 700 472,47 pesetas.

Agregando lo que corresponde a las demás obras del tramo de carretera, de longitud aproximada de kilómetro y medio, se llega a una suma para la ejecución material de 790 490,20 pesetas, y a un total de contrata de 909 063,73 pesetas.

colocación de las armaduras de la bóveda, quedó terminado en el verano de 1926, realizándose el hormigonado de la bóveda en los meses de septiembre a diciembre de aquel año, ejecutándose en tres capas, de las que la primera quedó cerrada en 28 de octubre.

Para la última hubo necesidad de tomar precauciones que evitasen los efectos de las heladas, lo que se consiguió cumplidamente, pues no se notó el menor defecto de fraguado.

En 21 de marzo de 1927 se practicó el descimbramiento de la bóveda, que había quedado completamente ultimada el 4 de enero, no pudiéndose apreciar descenso alguno y comprobándose posteriormente que la forma del arco correspondía exactamente con el proyecto.

Las fotografías dan idea de distintas situaciones de la construcción, siendo la última la que corresponde a la terminación del año 1927.

En cuanto a los materiales empleados, el cemento ha sido Asland; la sillería caliza blanca, de la cantera de la Escaleruela, que es la que se empleó en los viaductos de Albentosa de las líneas férreas del Central de Aragón y de Ojos Negros a Sagunto, y la mampostería de relleno y de paramento de los muros, de la caliza de la Peña del Macho, corriente-mente empleada en Teruel y de la que son los muros de las rondas, pero habiendo empleado en los paramentos de los estribos y pilas caliza azul para que sobre ella destaquen más los aristones de sillería.

Fernando HUÉ
Ingeniero de C., C. y P.