

## Puente de 72 metros de luz sobre el río Nalón, en San Román de Candamo, provincia de Oviedo

La REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, deseosa de tener al corriente a sus lectores de las principales obras de ingeniería que se están construyendo, sobre todo en España, y noticiosa de que en la provincia de Asturias se está llevando a cabo la ejecución de un puente de arco de hormigón armado, con una luz de 72 metros, solicitó del ingeniero de Caminos D. Javier Marquina, autor del proyecto e inspector de la obra, unas notas sobre tan interesante puente y el Sr. Marquina, atendiendo deferente a nuestro ruego, honra estas columnas con el artículo que insertamos a continuación.

Al aprobarse el proyecto de la obra que nos ocupa mereció del Consejo de Obras públicas un alto elogio y del informe de la Sección correspondiente es el siguiente párrafo:

*"La Sección se complace en llamar la atención de la Superioridad sobre el meritísimo trabajo del ingeniero D. Javier Marquina, que revela conocimientos muy poco comunes de Mecánica moderna del trabajo elástico y un perfecto dominio de sus procedimientos, todo ello unido a una laboriosidad y un celo por el servicio dignos de todo elogio. La Sección tiene el honor de proponer a la Superioridad que se le conceda como recompensa una distinción honorífica."*

\* \* \*

Sobre el río Nalón, uno de los de mayor caudal de Asturias, y en las proximidades de su desembocadura en el mar, se está ejecutando una obra de hormigón armado de relativa importancia e interesante, desde luego, para los lectores de la REVISTA.

Para enlazar dos carreteras, cruzando el río que entre ellas pasa, se habían proyectado dos soluciones de puentes metálicos en el año 1911. La longitud total a salvar es de 72 metros, aproximadamente, y se hacía en uno de los proyectos mediante dos tramos de viga parabólica de 37 metros de luz cada uno, y en el otro por un solo tramo de 72 metros, con vigas de grandes mallas sistema Linville, de montantes comprimidos y diagonales extendidas. Se aprobó, a pesar de ser de mayor coste, la solución del tramo único, por evitar la cimentación de la pila, que, dado el terreno de acarreo en que había de hacerse y la profundidad, por tanto, a que había que fundar, la altura de la lámina de agua y las importantes crecidas que este río tiene, exigía emplear el aire comprimido y recargaba esencialmente el coste el traer el tren de cimentación y la instalación de él para una sola pila.

Al ordenarnos, en 1920, la revisión del proyecto aprobado, estimamos era necesario completar el estudio con una solución de hormigón armado, dados los progresos que de este material se habían obtenido desde la aprobación del primitivo proyecto, las ventajas indudables que en la conservación representa sobre el hierro y la perspectiva de que pudiera obtenerse un puente más económico.

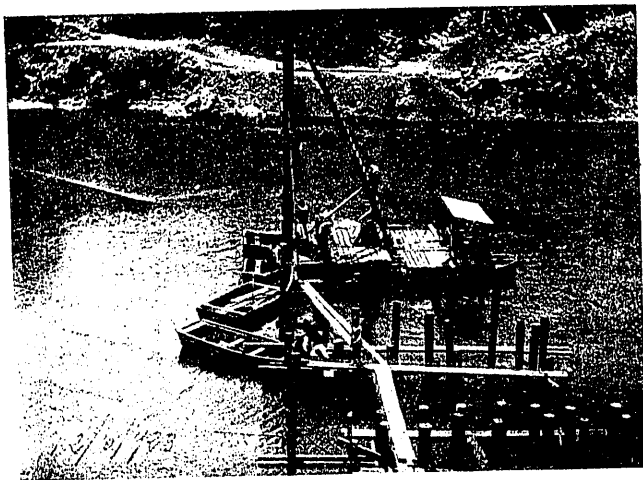
Fijado ya de antemano el emplazamiento del puente y su desagüe y definida su rasante, no sólo por el caudal de avenidas, sino por el cruce con el ferrocarril Vasco-Asturiano, y desechada la idea de pila intermedia por las razones antes dichas, se imponía, desde luego, para salvar la luz de 72 metros, el establecimiento de un arco, bien articulado o empotrado. Así lo pedía también la constitución de las márgenes, en las que aparecía la roca al descubierto en una de ellas y en la otra a muy poca profundidad.

Nos decidimos por el arco empotrado en contra del articulado, por parecernos más a propósito para el hormigón armado, en que se busca una continuidad de firme, un enlace homogéneo entre elementos distantes entre sí, y es más racional emplear el empotramiento en las sustentaciones, en este caso, que no la articulación doble o triple, a pesar de haber visto en varios tratados puentes de tanta o más luz que este en que se articuló la bóveda.

La razón que hemos visto muchas veces usada, de que al articular se conoce el punto de paso de las reacciones en las juntas de clave y arranque, nos parece de muy poco fundamento. Pase que cuando se adopte para el cálculo de la bóveda la curva de Mery, en la que arbitrariamente se fijan dichos puntos de paso a los tercios, tenga fuerza dicho argumento; pero si después de cálculos tan prolijos como los que hay que hacer con el método de cálculo derivado del trabajo elástico (método que hemos seguido) van a ser todavía inciertos los resultados y poca la confianza que se tenga en los trabajos que para las secciones se obtengan, no vale la pena de estudiar la bóveda con ese detalle y hubiera sido preferible adoptar la curva de presiones de Mery. Con el método que hemos seguido, conocemos perfectamente los puntos de acción de las reacciones y ninguna ventaja nos hubiera proporcionado el articular la bóveda. La hay, sí, con la articulación, en el caso de que, por la calidad del terreno en que ha de estribarse el arco, hayan de temerse asentamientos. No ocurre esto en nuestro caso, en que, como hemos dicho, hay roca en ambas márgenes y en que el coeficiente de trabajo que para ella nos resultó es muy admisible. Existe también la ventaja a favor de la articulación si se hubieran de temer variaciones de temperatura exageradas; pero no ocurre esto en el clima de Asturias, al menos en el punto en que el puente ha de emplazarse, próximo al mar. No concurriendo, pues, ninguna de estas circunstancias en que las ventajas de la articulación son indudables, nos decidimos por el arco empotrado, por parecernos más a propósito para el hormigón armado.

Decidida ya la forma del arco, constituimos el puente del modo siguiente: un arco parabólico de 72 metros de luz y 8 de flecha, rebajado, por tanto,

al 1/9, empotrado en los arranques. Sobre él, dividiendo la luz total en diez partes iguales, dos vigas longitudinales a lo largo del puente, continuas, apoyadas en el arco por medio de pilares de altura variable. Enlazando estas vigas va un forjado con dos voladizos a cada extremo que sostienen los andenes y



Hinca de los primeros pilotes para la cimbra en 6 de junio de 1923.

la barandilla, y sobre el forjado, por intermedio de una capa de arena, el firme con los espesores corrientes.

Hemos seguido en la constitución del puente el criterio de poner pocas piezas y resistentes, mejor que adoptar tabiques o disminuir las luces de las vigas con pilares más cercanos. El arco es la parte resistente por excelencia de la sección transversal, que ha de soportar todas las cargas verticales, además de los esfuerzos del viento y las variaciones propias de temperatura. En los demás elementos se disminuye la importancia de las acciones que han de resistir.

Todas las cargas verticales se transmiten al arco por medio de los montantes o pilares, repartiéndose uniformemente gracias a los chaflanes y a las armaduras transversales en zonas simétricas a contar del eje de pilar, de 2,60 metros. La zona intermedia que queda del arco sirve de arriostamiento para él y para contrarrestar los esfuerzos del viento.

Para el paso del ferrocarril Vasco-Asturiano dispusimos un tramo de 5 metros de luz entre estribos, poniendo en él cuatro vigas longitudinales en vez de dos, con objeto de disminuir su altura y enlazando dichas vigas un forjado continuo que soporte el firme.

Cuando redactamos el proyecto no se había publicado todavía la instrucción reciente de cálculo de puentes metálicos, y considerando la anterior anticuada, no ajustamos exactamente las cargas de cálculo a lo que aquélla disponía, deseosos de no tener que poner algún día cortapisa al tránsito por el puente.

Adoptamos como trenes tipos uno de carros de 6 toneladas sobre un eje arrastrado por una caballería de 500 kilogramos de peso, y otro de carros de 10 toneladas sobre dos ejes con dos tiros de dos caballerías, cada grupo, de 500 kilogramos cada una.

Las distancias entre ejes de carros y con las caballerías son de 3 metros siempre, y en el cruce de dos

trenes, la separación entre ruedas la supusimos de 0,50 metros. En ningún caso hemos reducido estas sobrecargas dinámicas a cargas uniformes, prefiriendo estudiar en cada uno las combinaciones más desfavorables que pueden presentarse.

La sobrecarga estática se supuso de 400 kilogramos por metro cuadrado.

Como, además, circulan por la carretera cilindros apisonadores, nos pareció prudente tenerlo en cuenta en el cálculo, adoptando el mayor que había en la provincia, de 22 toneladas, y haciendo entrar en las combinaciones de carga la del cruce de ese cilindro con un camión de 10 toneladas sobre dos ejes, después de haber realizado los cálculos con los trenes tipos dichos.

Para los esfuerzos producidos por el viento indica la instrucción que se calculen como una fuerza uniforme de 150 kilogramos por  $m^2$  y sobrecarga dinámica, o con una fuerza de 270 kilogramos por  $m^2$  y descargado el puente. Como suponemos que dichos esfuerzos los soporte el arco y transmita a los arranques poniendo en la bóveda armaduras que exclusivamente los sufran, hemos calculado el esfuerzo de 270 kilogramos por  $m^2$  prescindiendo de si está o no sobrecargado, pues las sobrecargas dinámicas representan muy poco en el arco junto a los trabajos producidos por el peso propio y las variaciones de temperatura.

Por último, ésta la hemos supuesto oscilar entre  $-5^\circ$  y  $+35^\circ$ , y suponiendo que se ejecute el puente a la temperatura media de  $15^\circ$ , la variación es de  $20^\circ$  en más o en menos. No creemos necesario suponer mayor variación, primero, porque dichas temperaturas pueden suponerse extremas en aquella parte de Asturias, y después, porque siendo el arco tan rebajado—al 1/9—, el trabajo debido a estas varia-



Situación de la cimbra en 17 de julio.

ciones es muy exagerado, y como, además, simultaneamos la máxima variación con la máxima carga, caso verdaderamente extremo de trabajo y que ha de presentarse muy pocas veces, nos parece impropio aumentar las dimensiones de los elementos del puente, que le agrandarían bastante por esta causa y elevarían el presupuesto por una situación de cargas que será muy extraño que se produzca de máxima va-

riación de temperatura y sobrecargado el puente al máximo de peso.

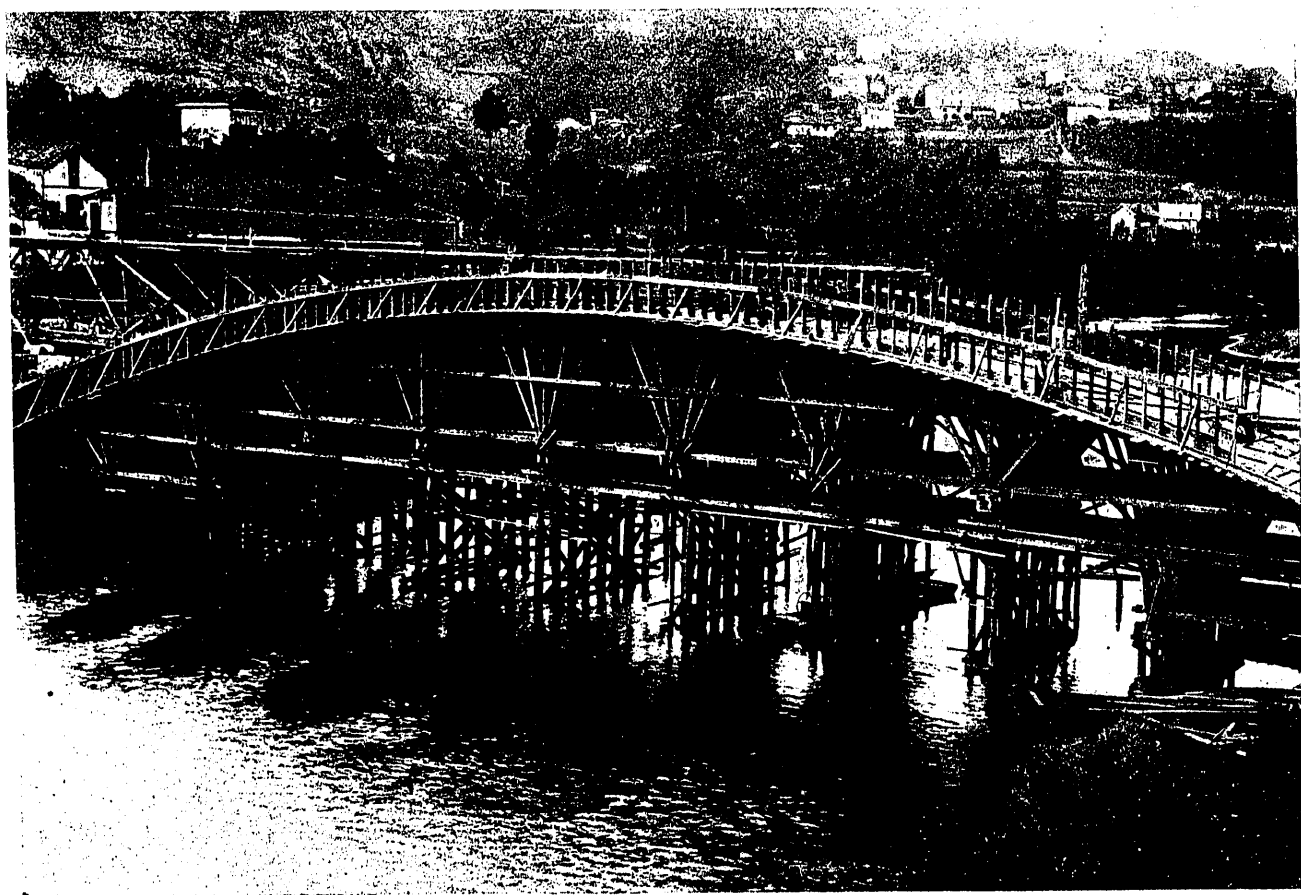
En cuanto a los coeficientes de resistencia que nos impusimos, fueron de 56 kgs por  $\text{cm}^2$  para el trabajo del hormigón a la compresión, 5,6 kgs por  $\text{cm}^2$  para el desgarramiento del hormigón y deslizamiento de las armaduras y 1 200 kgs por  $\text{cm}^2$  para el trabajo de la extensión de las armaduras.

Al adoptar estos coeficientes se hace preciso fijar una dosificación al hormigón de 400 kgs de cemento por metro cúbico. De adoptarse menor dosificación

el hormigón, con lo que se aumenta poderosamente su resistencia, y esto es lo que hemos hecho en una zona extensa del arco.

A propósito del método de cálculo adoptado, decíamos en la Memoria del proyecto, en agosto de 1920, lo siguiente:

*«En un todo hemos seguido para el cálculo de los elementos diversos del puente los métodos y fórmulas que tan admirablemente expone nuestro insigne y querido profesor Sr. Zafra en sus libros Cálculo de Estructuras y Construcciones de hormigón armado.*



La cimbra concluida en 31 de julio.

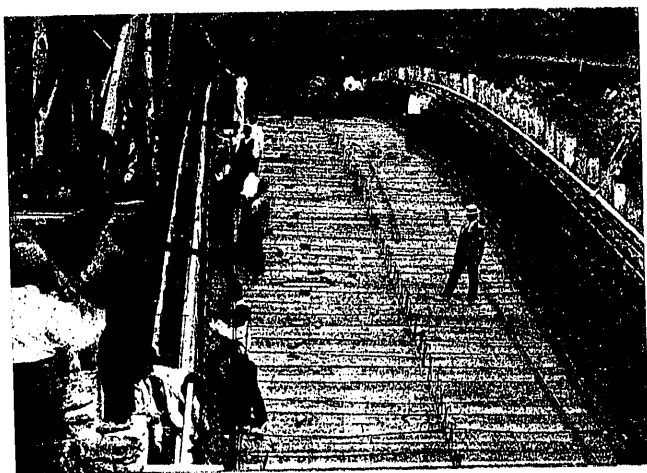
y disminuir, por tanto, los coeficientes de trabajo, las secciones de los elementos hubieran tenido que ser mayores y el volumen total del puente aumentado con mayor coste, aunque fuera menor el precio del metro cúbico de hormigón, por ser menos rico en cemento.

En puentes de dimensiones grandes se hace preciso forzar los coeficientes de trabajo para disminuir dimensiones que de otro modo resultarían muy elevadas e inarmónicas.

En una extensa zona a los lados de la clave de la bóveda, no es posible rebajar el coeficiente de trabajo del hormigón al límite fijado, ocurriendo esto en todos los puentes de grandes luces. Suele aceptarse siempre esto, construyendo esta parte de la bóveda con materiales escogidos que permitan un mayor trabajo. En nuestro caso de hormigón armado hay una solución magnífica para ello: zunchar

*Suponemos que mucho le habrá satisfecho las demostraciones de admiración del Cuerpo de Ingenieros, los banquetes y agasajos que hayan podido dársele y el ingreso en la Academia de Ciencias, donde tan merecidamente ocupa un puesto; pero creemos que nada le producirá más satisfacción que el ver que los ingenieros estudian sus obras y las aplican a la vida práctica, y que esto constituirá el mayor homenaje que puede rendírsele. Quiera Dios que animado y estimulado por ello prosiga su tarea de publicar nuevas obras y complete la que escribió de hormigón armado. También en algunos puntos hemos utilizado un artículo publicado en la REVISTA, relativo a un puente proyectado por nuestro compañero Alfonso Peña, joven todavía pero ya gloria del Cuerpo y verdadero maestro en lo que a la mecánica se refiere. El Cálculo de Estructuras, obra de un valor inmenso, que enlaza la mecánica aplicada desde puntos de vista desconocidos en España*

*y que, seguramente, será la obra de nuestra carrera de mayor importancia que se ha publicado en castellano,*



Comienzo de colocación de la armadura en 1.º de agosto.

*nos ha servido para calcular el puente considerado mecánicamente, previa la transformación del material heterogéneo, hormigón armado, en material homogéneo. Y la obra Construcciones de hormigón armado permite, una vez determinados los esfuerzos de cada elemento, calcular sus secciones, tanto del hormigón como de las armaduras, y distribuir éstas. Todas las fórmulas, notaciones y símbolos que en los cálculos aparecen, son tomados de alguna de esas dos obras.»*

En el tiempo transcurrido desde que esto escribíamos ha ocurrido la muerte del llorado Zafra (e. p. d.), hombre bueno como pocos, de talento y capacidad de trabajo excepcionales y con una afición a su profesión difícilmente igualada, y hoy más que nunca debemos los que fuimos sus discípulos estudiar sus obras para perpetuarlas en las aplicaciones de nuestra carrera.

No podemos en este artículo exponer al detalle los cálculos de los elementos del puente; exigiría esto mucho tiempo y espacio de que hoy no disponemos, y sólo haremos un ligero resumen de cada uno.

Los elementos del puente son el forjado, voladizos, vigas, pilares y arco.

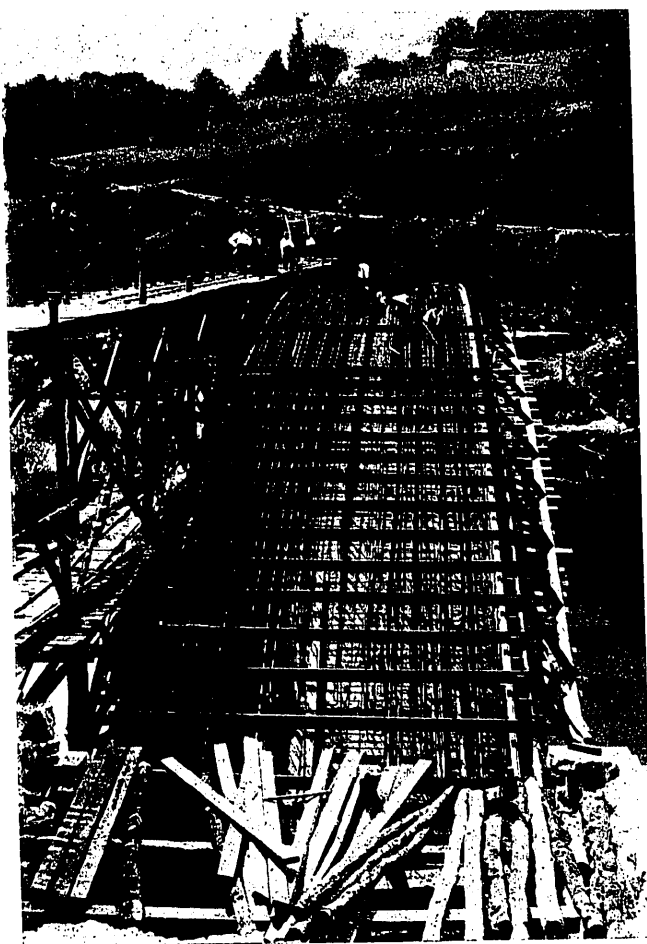
Hemos considerado el forjado para el cálculo como pieza semiempotrada en sus extremos. Hubiéramos podido estudiar voladizos y forjado unidos, formando un pórtico volado doblemente con enlaces sobre las vigas; pero la poca altura de ésta y su pequeña flexibilidad transversal nos permiten simplificar el problema y calcular ambos elementos como piezas separadas, semiempotrado el forjado y empotrados los voladizos.

La luz de forjado es de 3,80 metros entre ejes de apoyos y el espesor asignado de 0,30 metros, siendo una pieza asimétrica por facilidades de la construcción, dado su poco espesor. La situación más desfavorable de los trenes tipos produce un trabajo total en el hormigón de 38,6 kg : cm<sup>2</sup> y un trabajo en la armadura primaria de 966 kg : cm<sup>2</sup>. Los esfuerzos de desgarramiento del hormigón y de tendencia al deslizamiento de las armaduras son, respectivamente, de 2,4 kg y de 5,11 kg : cm<sup>2</sup>. Con el cilindro apisonador se obtienen cargas de trabajo mayores, pues

llegan en el hormigón a 43,6 kg. : cm<sup>2</sup> y en la armadura a 1 158 kg : cm<sup>2</sup>. La flecha máxima en el caso más desfavorable es de 0,00116 m.

Nos extendimos bastante en el cálculo de este elemento en el proyecto porque lo consideramos uno de los más importantes del puente, por cuanto, al igual que ocurre en las viguetas de puentes metálicos, se presenta frecuentemente en la práctica la disposición de fuerzas que producen los mayores esfuerzos. Ha de presentarse muchas veces en la realidad el cruce de dos vehículos de seis toneladas, posición que resulta la más desfavorable para el forjado, y, en cambio, es muy raro ocurran las posiciones desfavorables en que se calculan las vigas y arco, de trenes continuos de carros, con sobrecarga estática máxima simultánea y máxima variación de temperatura. Por esta razón preferimos no llegar en el forjado, en los esfuerzos a que ha de estar sometido el hormigón, a los coeficientes máximos de resistencia y darle dimensiones que proporcionen margen de garantía suficiente contra cualquier eventualidad.

Los voladizos son piezas empotradas en un extremo y libres en el otro, haciéndolas también así-



La armadura del arco en construcción.

métricas y colocando la armadura primaria en la parte superior. El trabajo en el caso más desfavorable del hormigón resulta de 22 kg : cm<sup>2</sup>, y el de la armadura, de 475 kg : cm<sup>2</sup>, y los de desgarramiento y

deslizamiento, de 2,30 y 4,88 kg : cm<sup>2</sup>. La flecha máxima es de 0,0002 m.

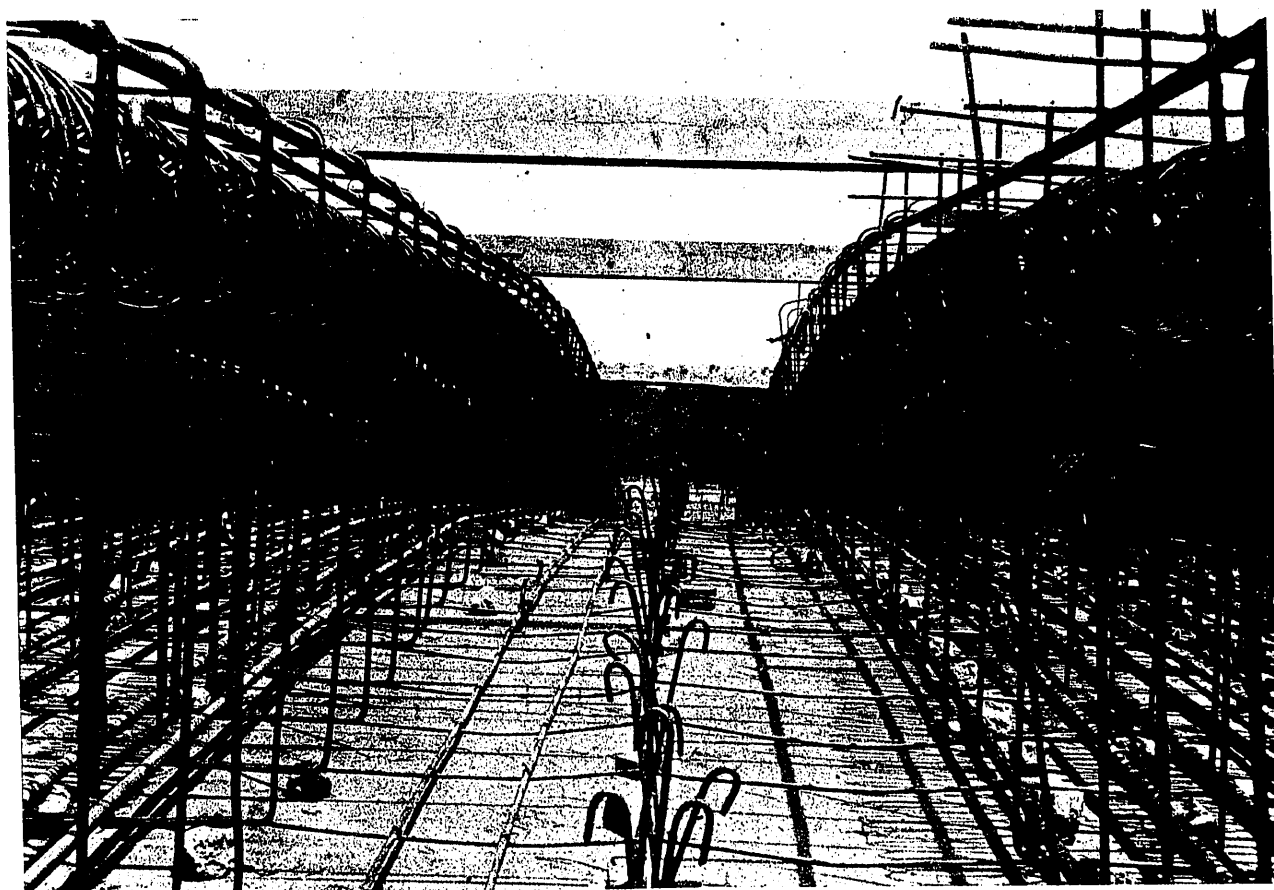
Para las vigas seguimos el método llamado de pórtico múltiple, considerándolas como vigas de varios tramos apoyadas en pilares flexibles. Pero como la base del método es el conocimiento de las relaciones de flexibilidad entre el pilar y la viga, y en ellas entran los productos  $E, I$  de ambas piezas, se hace preciso conocer previamente las dimensiones y secciones de armadura y su colocación, y para ello consideramos primero las vigas semienpotradas y los pi-

fieren a las sobrecargas dinámicas mediante el estudio de las líneas de influencia y de las flexiones propagadas.

Agrupando todos los momentos y esfuerzos producidos, llegamos a determinar las leyes de ellos con un momento máximo de 31 911 m kg y un esfuerzo cortante máximo de 27 382 kg.

Los trabajos máximos para el hormigón resultan ser de 52,06 kg : cm<sup>2</sup>, para la armadura superior de 916 kg : cm<sup>2</sup>, y para la inferior de 645 kg : cm<sup>2</sup>.

De la ley de esfuerzos cortantes máximos se dedu-



Disposición del zunchado en los arcos.

lares independientes unos de otros, y con las dimensiones y secciones que resultaron aplicamos el método del pórtico múltiple, comprobando entonces las dos piezas.

Aunque la viga es de diez tramos de 7,2 metros de luz cada uno, por la simetría y por quedar en el centro unida al arco, puede considerarse como empotrada en el centro, y queda, por tanto, reducida a dos vigas de cinco tramos continuos con independencia una de otra y sus empotramientos perfectos en sus extremos.

Se estudiaron las leyes de variación de los momentos flectores y esfuerzos cortantes que pueden producirse en las diferentes secciones de la viga, considerando primero las que se refieren a las cargas uniformemente repartidas, como son las permanentes y la sobrecarga estática, y también a las variaciones de temperatura; y en segundo lugar, las que se re-

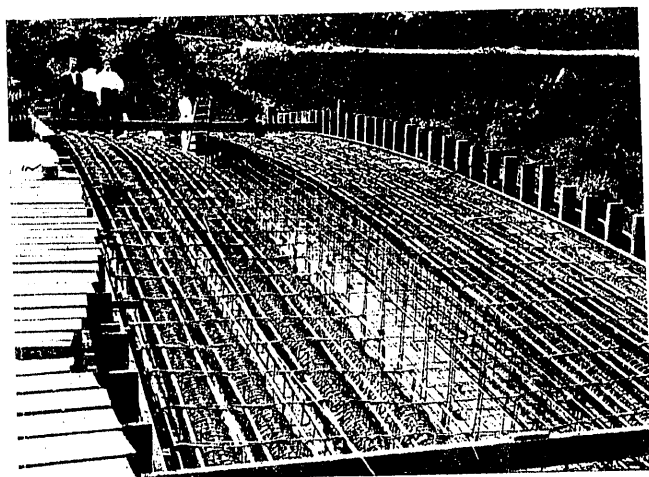
cen las cargas transversales de las vigas y los esfuerzos de desgarramiento del hormigón y deslizamiento de las armaduras, que se mantienen inferiores siempre a los límites fijados mediante la colocación de estribos transversales, levantamiento de las barras primarias y terminación de éstas en ganchos. Considere, que cuadruplica la resistencia al deslizamiento.

La flecha máxima, en el caso más desfavorable, es de 0,00107 metros: poco más de un milímetro.

Para el cálculo de los pilares estudiamos el de mayor longitud, que es de 5,12 m, hallando el peso propio, el de la carga permanente y sobrecarga estática y el efecto de la móvil mediante las líneas de influencia de cada pilar, resultando un coeficiente de trabajo del hormigón de 43,9 kg : cm<sup>2</sup> y de la armadura = 665 kg : cm<sup>2</sup>, no siendo de temer el peligro de pandeo.

Para el cálculo del arco seguimos el método deri-

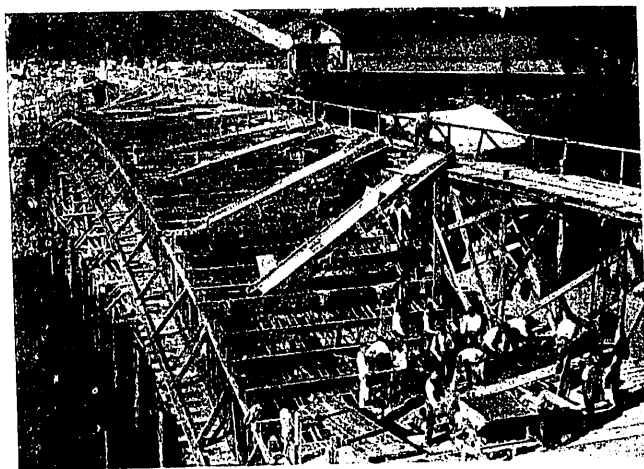
vado del trabajo elástico, haciendo la estructura isostática previamente y determinando por la aplicación del teorema de Castigliano los recorridos prácticamente nulos de las tres reacciones tomadas como independientes. Toda la carga del puente es transmi-



Vista de la armadura del arco terminada.

tida al arco por medio de los montantes en puntos determinados y supusimos que en el sentido transversal, debido a los chaflanes en el asiento de los pilares y debido también a las barras de distribución, los esfuerzos interesan una zona de 260 cms, tomando como centro de dicha zona el eje del pilar y suponiéndola simétrica.

La parte central del arco no resiste a las cargas verticales, pero sirve para la transmisión de los esfuerzos del viento y arriostramiento continuo de los dos



Hormigonado del arco en 6 de septiembre.

arcos extremos. Pudiera sustituirse por viguetas transversales; pero dado el poco espesor y que no se obtendría economía de cimbra ni de moldes, no merece la pena hacerlo.

Así supuesto, el cálculo es el de un arco de fibra media parabólica de 72 m de luz y 8 de flecha y con 2,60 m de ancho y altura variable, sometido a las cargas que le transmiten los montantes, además de su peso propio y variación de temperatura. Los espe-

sores en clave y arranques son de 1,30 y 2,30 ms, respectivamente, y es simétrico en la disposición de las armaduras desde el arranque hasta la abscisa unitaria 0,25, es decir, la cuarta parte de él, y disimétrico en el resto.

En el resumen de las reacciones producidas en cada sección se ve la influencia que en arcos tan rebajados tiene la temperatura, que produce momentos comparables a los del peso propio y sobrecarga móvil.

El resumen de los coeficientes de trabajo en los casos más desfavorables y en las diferentes secciones unitarias es el siguiente:

| Secciones | Hormigón                           | Armadura superior | Armadura inferior |
|-----------|------------------------------------|-------------------|-------------------|
|           | Kilogramos por centímetro cuadrado |                   |                   |
| 0         | 37,28                              | 100,6 compresión  | 520,0 compresión  |
| 0,05      | 30,25                              | 187,4 »           | 339,5 »           |
| 0,10      | 38,80                              | 547,0 »           | 203,7 »           |
| 0,15      | 45,82                              | 664,0 »           | 108,4 »           |
| 0,20      | 50,80                              | 701,0 »           | 89,0 »            |
| 0,25      | 55,13                              | 760,8 »           | 66,1 »            |
| 0,30      | 63,40                              | 865,4 »           | 0 »               |
| 0,35      | 66,10                              | 902,2 »           | 9,9 tensión.      |
| 0,40      | 68,40                              | 933,6 »           | 22,5 »            |
| 0,45      | 70,10                              | 956,8 »           | 35,7 »            |
| 0,50      | 75,22                              | 1020,8 »          | 107,4 »           |

La resultante de las acciones actúa en la mitad inferior en la sección de arranque y en la siguiente, pasando luego a la mitad superior y aumentado el brazo de palanca hasta llegar a la clave.

El trabajo de las armaduras cae siempre por debajo del límite admitido, siendo el de las armaduras inferiores en las cuatro últimas secciones de tensión, por caer la fibra neutra por encima de ellas.

El trabajo del hormigón pasa, desde la sección 0,25 hasta la clave, del límite fijado de 56 kg : cm<sup>2</sup>, llegando a ser de 75 kg en la clave, y hubiera llegado a ser de 84 a no haber hecho el arco disimétrico en esa parte, lo que nos proporcionó interesar mayor sección del arco a la compresión. Ya indicamos que para solucionar este exceso de trabajo habíamos zunchado el arco en la mitad central de él. El zunchado, como armadura helicoidal, aumenta la resistencia al aplastamiento del hormigón en proporción variable, según sus dimensiones, peso, diámetro, llegando hasta 2,1 veces la resistencia del hormigón solo, es decir, en nuestro caso de hormigón de 400 kg, hasta 120 kg por cm<sup>2</sup> de aumento. En cuanto a las cargas transversales produjeron menores coeficientes de trabajo que los admitidos.

La flecha máxima en la clave, que se obtiene por el cruce de la apisonadora con un carro de 10 toneladas y sobrecargada con 400 kg por m<sup>2</sup> la mitad central del arco, pasa escasamente de 3 milímetros. En cambio, la flecha que la máxima variación de temperatura produce en la clave, llega a ser de 6 cm, viéndose la influencia en este arco de dicha vicisitud.

Los esfuerzos producidos por el viento, que, como ya dijimos, los calculamos a razón de 270 kg por m<sup>2</sup>, prescindiendo de sobrecargas, son resistidos por armaduras y arriostramientos independientes, determinando en cada sección los momentos flectores, la torsión y los esfuerzos cortantes que se producen.

Por último, en los empotramientos resultan 11,8 kg : cm<sup>2</sup> para el trabajo de compresión de la roca, cifra, como se ve, perfectamente admisible, aunque no fuera de muy buena calidad la roca.

Se proyectó y calculó también la cimbra, elemento de la mayor importancia en esta clase de obras, pues sus defectos pueden acarrear muy serias consecuencias, desde una deformación permanente del arco que altere sus condiciones de trabajo y afee su aspecto, hasta el hundimiento total del puente.

Proponíamos que el sistema administrativo para la construcción de esta obra fuera el de concurso. Temíamos que en una subasta ordinaria pudiera darse con la obra algún contratista sin conocimientos ni medios de realizarla y en los que corren pareja la ignorancia con la audacia, caso este frecuente y que debía evitarse, como decía D. Enrique Colás en reciente artículo, exigiendo garantías a los contratistas, de solvencia técnica.

Se acordó el concurso y hasta fueron aprobadas las bases que para el mismo habíamos redactado; pero, sin que sepamos el motivo, la obra salió a subasta ordinaria a principios de este año. La suerte nos favoreció, pues quedó con la obra la Casa «Monnoyer et fils», sociedad belga de construcción, que tiene una sucursal en España, y que, haciéndose cargo de la importancia de la obra y contando con medios, tanto de personal como de maquinaria adecuados, ha hecho un verdadero alarde de rapidez y de perfección en la construcción.

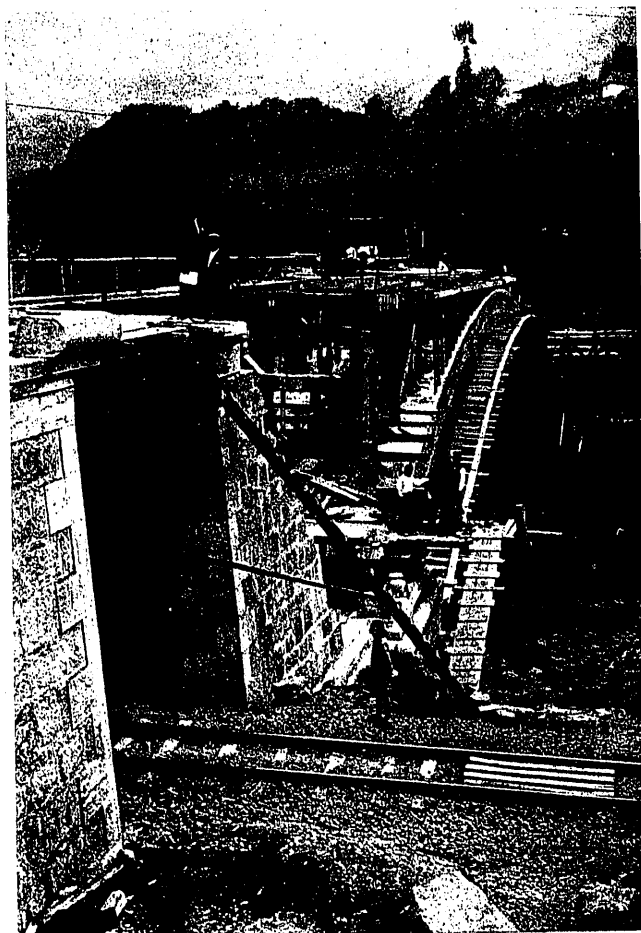
Se empezó la obra a mediados de junio, cuando el caudal del río consentía hincar los pilotes de la cimbra, operación que fué la más pesada de todas por el número de ellos y las dificultades que el terreno presentaba. Terminada esta operación, se colocó en breves días la cimbra, cuyos elementos estaban ya preparados y labrados en la montea construida a tal fin. Aguas arriba de ella, y apoyados en pilotes taje-mares de los de la cimbra, se han colocado tres pasos provisionales a diferentes alturas, en los que se instalaron vías «Decauville» que empalman en un montacargas situado en el extremo izquierdo de la cimbra. Con estos tres pasos se domina por completo todo el arco en sus distintas alturas y por ellos se conducían las vagonetas que subían por el montacargas con el hormigón, vertiéndolo mediante tolvas, en el arco.

Como medios auxiliares mecánicos se instalaron un motor para elevar el agua a un depósito emplazado sobre la hormigonera, otro motor para la machacadora, otro para el servicio del montacargas y, por último, el que corresponde a la hormigonera, todos ellos de gasolina.

El agua se tomaba de un arroyo próximo, pues la

del Nalón, por sus impurezas de residuos carboníferos, era impropia para el hormigón.

Con tal disposición de elementos se ha logrado hormigonar el arco con sus empotramientos, que cubica en total 900 m<sup>3</sup>, aproximadamente, en unos quince días, pues se ha obtenido un promedio de 60 m<sup>3</sup> de producción diaria en la hormigonera.



Vista del estribo derecho y del paso superior al ferrocarril Vasco-Asturiano.

El arco ha sido ejecutado en tres tongadas de igual altura, llevadas simétricamente desde los arranques, y se terminó a mediados de septiembre.

Cuando aparezcan estas notas se habrá verificado ya el descimbramiento mediante la extracción de la arena de las cajas colocadas, operación desde luego interesante y de la que daremos cuenta, así como del resultado de las pruebas, en otro artículo.

Javier MARQUINA  
Ingeniero de C., C. y P.