LOS ARCOS DE TABLERO INTERMEDIO

Por CÉSAR VILLALBA GRANDA, Ingeniero de Caminos.

Termina con el presente artículo el trabajo iniciado en nuestro número anterior, dedicado a una completa descripción del importante puente sobre el Duero, en Peñafiel. A continuación puede ver el lector una detallada exposición de los métodos de cálculo que ha seguido el autor del proyecto.

(*Conclusión.*)

Cálculos: Criterio seguido. — Siendo la solidaridad entre los elementos de una estructura a las diversas solicitaciones una de las características más peculiares de las construcciones de hormigón armado, hemos procurado alcanzar una distribución de esfuerzos y realizar el cálculo correspondiente dentro de esta modalidad. Resultado de ello es un reparto más armónico de masas, en evidente beneficio estético y mecánico de la estructura.

En un arco atirantado, por ejemplo, suele asignarse al arco el único papel de soportar las cargas verticales transmitidas por las péndolas, que, a su vez, no participan en los esfuerzos de viguetas; el tirante sólo se considera para contrarrestar el esfuerzo horizontal del empuje del arco, sin que colabore al trabajo del tablero, y éste al del tirante como tal, etc. Por el contrario, en los arcos con tablero solidario se aprovechan las ventajas de la conjunción de esfuerzos.

En nuestro caso, el estudio del tablero como emparrillado correlaciona forjado, largueros y viguetas; la consideración de los pórticos simples transversales inversos que forman viguetas y péndolas, y la de pórticos múltiples longitudinales inversos que forman el tablero completo y las péndolas, establece el ciclo del conjunto y da un todo más armónico (figura 18).

Obsérvese, al efecto, por ejemplo, el mal aspecto estético de un arco y tablero de fuerte masa y unas péndolas de exigua dimensión transversal.

Como el cálculo efectuado en esta forma es de bastante complicación, es interesante ver hasta qué punto, considerando esta misma solidaridad, se puede simplificar, lo que dependerá, principalmente, de las dimensiones relativas y absolutas de los elementos. Por ello indicamos el grado de inexactitud y hasta dónde es posible la simplificación en este caso. El criterio del proyectista apreciará, en otros casos, si puede también hacerse en ellos o no.

Bases generales del cálculo. — Cuando calculamos esta obra no existían las normas españolas, empleando nosotros las alemanas de marzo de 1932. Se adoptaron como cargas límites para la compresión unitaria en hormigones de 300, 350 y 400 Kg.: 46,5 Kg./cm.^{2}; 50 y 56 Kg./cm.^{2}, respectivamente; 1 200, para tracción de armaduras; 4 Kg./cm.^{2}, para carga tangencial del hormigón, y 4,5, la de adherencia; la tracción del hormigón, cero en las piezas a flexión o tensión y 1,2 Kg./cm.^{2} en las de flexión compuesta. El coeficiente de retracción por fraguado se fijó en 0,00015, para el arco, teniendo en cuenta su armado y disposición. La variación de temperatura se fijó en $\pm$ 15° para aquellas piezas de gran sección, como las bóvedas de los arcos, ya que se trataba de piezas de 1 m. de espesor, y $\pm$ 20° para las restantes (montantes, péndolas, etc.). El coeficiente de dilatación lineal fué de 0,000010.

Para las cuantías, procuramos que en las piezas sometidas a compresión, flexión simple o compuesta y presión variable, no excediese del límite económico, resultando 0,144 como límite superior. En piezas sometidas a compresión, fija 0,03 como límite superior el Reglamento alemán, y 0,008, el inferior, y así se tuvo en cuenta. En las piezas sometidas a tracción, no rigen estas reglas respecto a cuantía, ni ello es posible. En definitiva, salvo en piezas a tracción, fijamos como límite máximo de cuantías 0,144 y 0,03, en compresión, y el mínimo en estas últimas, 0,008, sin límite máximo en las primeras y sin límite máximo ni mínimo en las piezas a tracción.

Para las sobrecargas se han utilizado los trenes de carga de la Instrucción de obras metálicas, y para los elementos del piso, la carga aislada y única de 13 Tn. Como coeficientes de impacto se adoptaron los siguientes: 1,4, para las losas del tablero, viguetas y largueros; para los tabiques, arcos y demás elementos de la estructura, 1,2.

Tablero. — Constituído el tablero del puente, como hemos dicho, por un sistema de viguetas que se

enlazan a las péndolas o montantes o bien al arco, según los casos, entre cuyas viguetas se sitúan los largueros y sobre éstos el forjado, queda entre las dos péndolas situadas a uno y otro lado de la clave del arco interrumpido el tablero para constituir la junta de dilatación, disponiéndose esta zona en voladizo que parte de dichas péndolas. Es por ello preciso distinguir dos clases de tablero: el situado entre apoyos y el constituído en voladizo.

El tablero primero está formado por viguetas situadas en los planos verticales de péndolas, salvo en el encuentro con el arco, ya que se trata de piso intermedio, en cuyo encuentro se une directamente a las bóvedas gemelas de aquél. La distancia entre viguetas es de 3,10 m., y la luz de éstas, o sea entre ejes de péndolas del mismo plano transversal, es de 8 m. A estas viguetas se empotran los largueros, distinguiéndose en éstas un larguero central, que corresponde al eje de la calzada, a cada lado, y a 2 m. entre ejes, uno intermedio, y limitando el tablero, uno de orilla o andén a cada lado. Cubriendo los rectángulos así formados, se sitúa el forjado. El piso tiene 6 m. de superficie de rodadura y 1 m. para cada andén.

El forjado fué estudiado de cuatro maneras, en vista de la indeterminación que en el grado hiperestático de estos elementos siempre existe, como lo prueba la diversidad de criterios que unos y otros autores siguen a este respecto, y más si pasan de dos los largueros, como ocurre en este caso, que son cinco. Primero se consideró como empotrado perfecto, luego como semiempotrado, después como losa continua de 4 tramos supuestos (éstos, limitados por los largueros), y, por último, como losa limitada en todo su contorno por los largueros y viguetas. La elección de los valores más desfavorables nos da así una garantía de seguridad muy sobrada.

La carga máxima para el hormigón, a compresión, resulta ser de 44,48 Kg./cm.^{2}, y tiene lugar, para la hipótesis de semiempotramiento, en la sección central del forjado central; la armadura inferior tiene, para fatiga máxima, a tensión, 1 038,57 Kg./cm.^{2} en la misma hipótesis e igual sección; la armadura superior tiene su máxima tensión, 1 104,89 Kg./cm.^{2} en la hipótesis de forjado empotrado y en el empotramiento del forjado central, siendo su máxima compresión 423,52 Kg./cm.^{2} para el centro del forjado central, en la hipótesis de semiempotramiento.

La flecha máxima, 2,4 mm., y la relativa, 0,0012, que representa una milésima de la luz en la hipótesis más desfavorable, la del forjado considerado como viga. Como placa se obtuvo 0,6 mm. Los largueros y viguetas son objeto de una doble investigatigación, bien considerándolos como elementos independientes o bien aquéllos como formando parte del

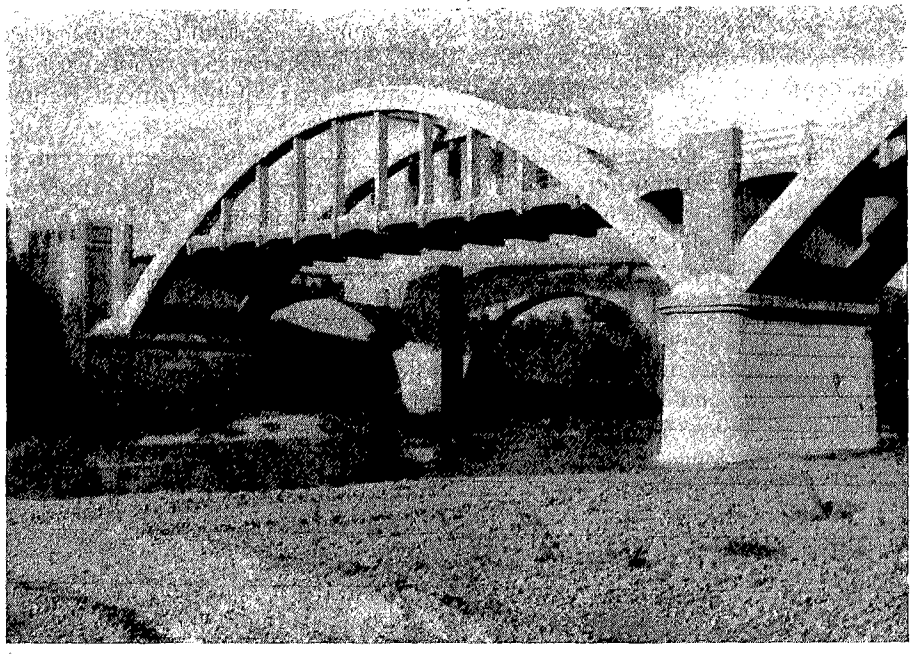

Fig. 18. — Vista de uno de los tramos.

pórtico longitudinal inverso que constituyen las péndolas y el tablero, así como las viguetas como elementos horizontales de los pórticos transversales inversos que forman con las péndolas correlativas.

En el primer caso, los largueros son considerados como semiempotrados, para el cálculo de la sección central, y como empotrados, para las de arranque, aun cuando el cálculo más preciso del grado de empotramiento se deduce al estudiar los pórticos longitudinales.

En lo que afecta a transmisión de sobrecargas concentradas no actuando directamente en el larguero en cuestión, las cuales se consideran íntegras, para las que actúan en el forjado, se transmiten al larguero en distinta cuantía, según el grado de empotramiento que se suponga en la unión del forjado con el larguero, por lo cual se admitieron dos supuestos: forjado unido con semiempotramiento al larguero, o simplemente apoyado en él, aceptando luego el valor más desfavorable, ya que para las cargas próximas al larguero el semiempotramiento transmite mayor reacción al larguero inmediato, y en cambio en los alejados transmite mayor reacción al larguero más alejado la hipótesis de simple apoyo.

Dentro de esta misma consideración de elementos aislados, que sirve como primer tanteo para estudiar luego los pórticos, se calculan las viguetas, en un criterio pesimista, como simplemente apoyadas en los extremos, para los momentos positivos, y en empotramiento perfecto, para los momentos negativos, criterio acaso excesivo, compensándolo en parte al considerar la flexibilidad de las péndolas, lo que equivale a adoptar la mitad; esto es, un semiempotramiento.

Cuando efectuamos el cálculo del tablero, no se habían realizado aún los interesantes trabajos teóricos y fotoelásticos de que hoy disponemos para el estudio de los emparrillados. Pero, sin embargo, realizamos el estudio de la estructura hiperestática formada por los largueros y viguetas, aplicando los métodos teóricos entonces conocidos, de Ostenfeld y Krabbe (Ostenfeld: "Lastverteilende Quervenbände", Kopenhagen. J. Gjellrup, 1930; Krabbe: "Beitrag zur Behandlung von Trägerrosten", Bauing., 1934, 15).

En el mismo campo puramente matemático se dispone hoy del método de Melan, con conocidas tablas para casos sencillos (Melan, E., y R. Schidler: "Die genaue Berechnung von Trägerrosten", Viena, 1942); el método más fácil y rápido, de Leonhardt (Leonhardt: "Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelgerter Trägerroste", Bautechnik, 16, 1938, páginas 555-557. "Anlectung für die vereinfachte Trägerrostberenchnung, Berlín, 1940), mediante coeficientes de distribución transversal que pueden obtenerse empíricamente (el método de Melan da valores más pesimistas que el de Leonhardt), y, por último, actualmente, son de gran interés los ensayos en modelos reducidos y la aplicación de la fotoelasticidad, estudio realizado por primera vez en el Laboratorio de la Escuela de Caminos (E. Torroja y L. Villena: "Estudio teórico y fotoelástico de emparrillados", Revista de Obras Públicas, abril, mayo y junio, 1944).

El interés de este estudio en este caso, en lo que al cálculo de largueros y viguetas se refiere, más que por la reducción de cargas que se introduce en la vigueta, ya que en uno y otro caso resistía holgadamente, por las hipótesis aceptadas en el primer cálculo, estriba especialmente en el aumento de cargas que así se produce en los extremos de los largueros o zonas de inserción de éstos en las viguetas, que determinó el refuerzo de éstas, no obstante las hipótesis extremas que sirvieron para el primer cálculo.

Para dar idea de las cuantías de las tensiones en uno y otro caso, se indican a continuación los valores obtenidos:

		Momentos — (m./Kgs.)	Compresión del hormigón	Armadura a tracción	Armadura a compresión
Viguetas. Centro	Según el sistema fundamental	63 523,80	25,91 Kg./cm.²	1 002,49 Kg./cm.²	214,75 Kg./cm.²
	Con el efecto de emparrillado	39 159,80	15,97 »	703,64 »	132,38 »
Larguero central. — Sección de unión a la vigueta	Según el sistema fundamental	6 620	13,50 »	895,80 »	—
	Con el efecto de emparrillado	11 024	22,48 »	1 491,74 »	—
			(19,36)	(1 059,14)	(163,74) »
Largueros intermedios. — Sección de unión a la vigueta	Según el sistema fundamental	5 377	11,95 »	764,86 »	111,98 »
	Con el efecto de emparrillado	7 857	17,46 »	1 117,63 »	163,63 »

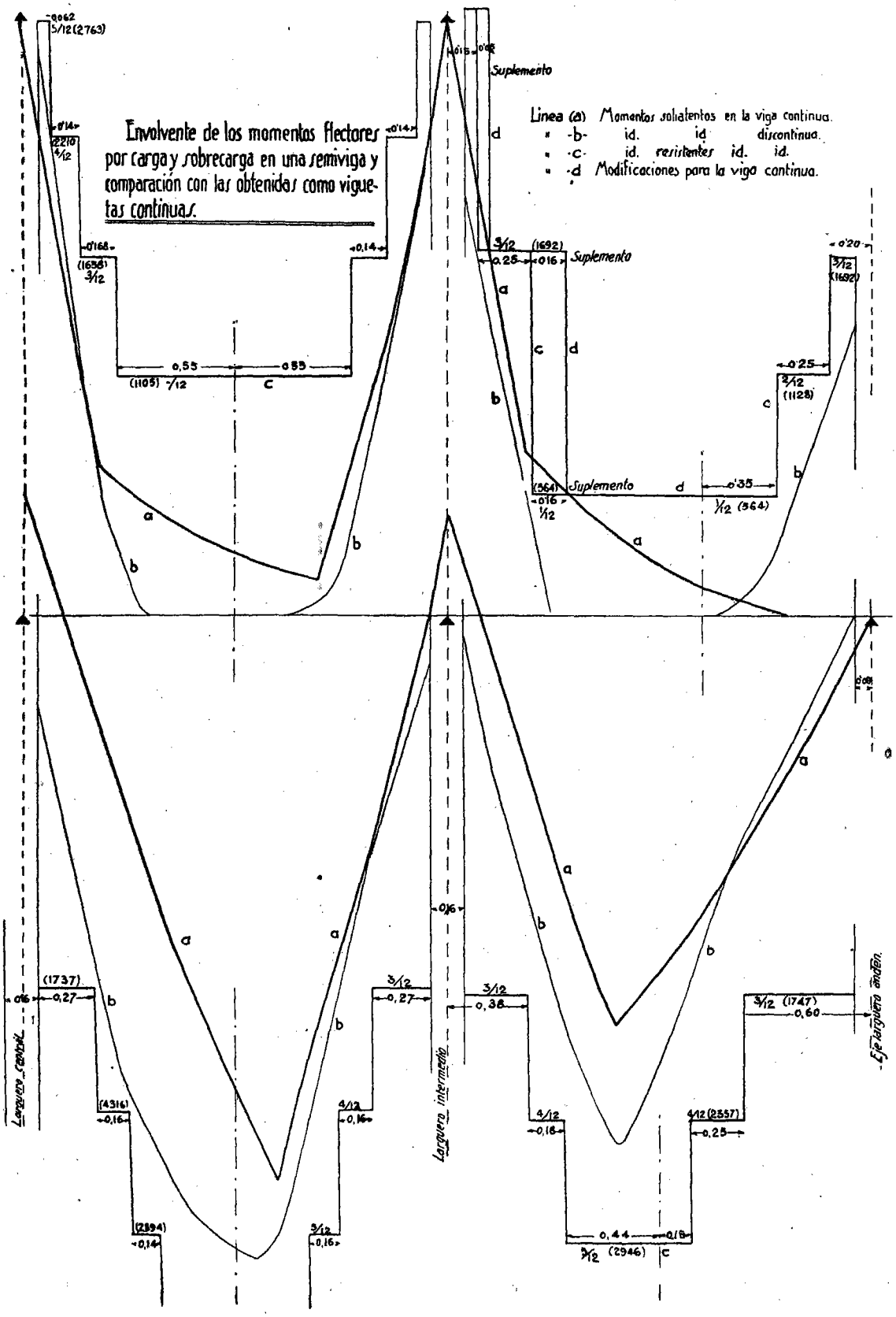
Envolvente de los momentos flectores por carga y sobrecarga en una semiviga y comparación con las obtenidas como viguetas continuas.
Linea (a) Momentos solicitantes en la viga continua.
" -b- id. id discontinua.
" -c- id. resistentes id. id.
" -d Modificaciones para la viga continua.
Suplemento
Larguero intermedio
Larguero exterior

Figura 19.

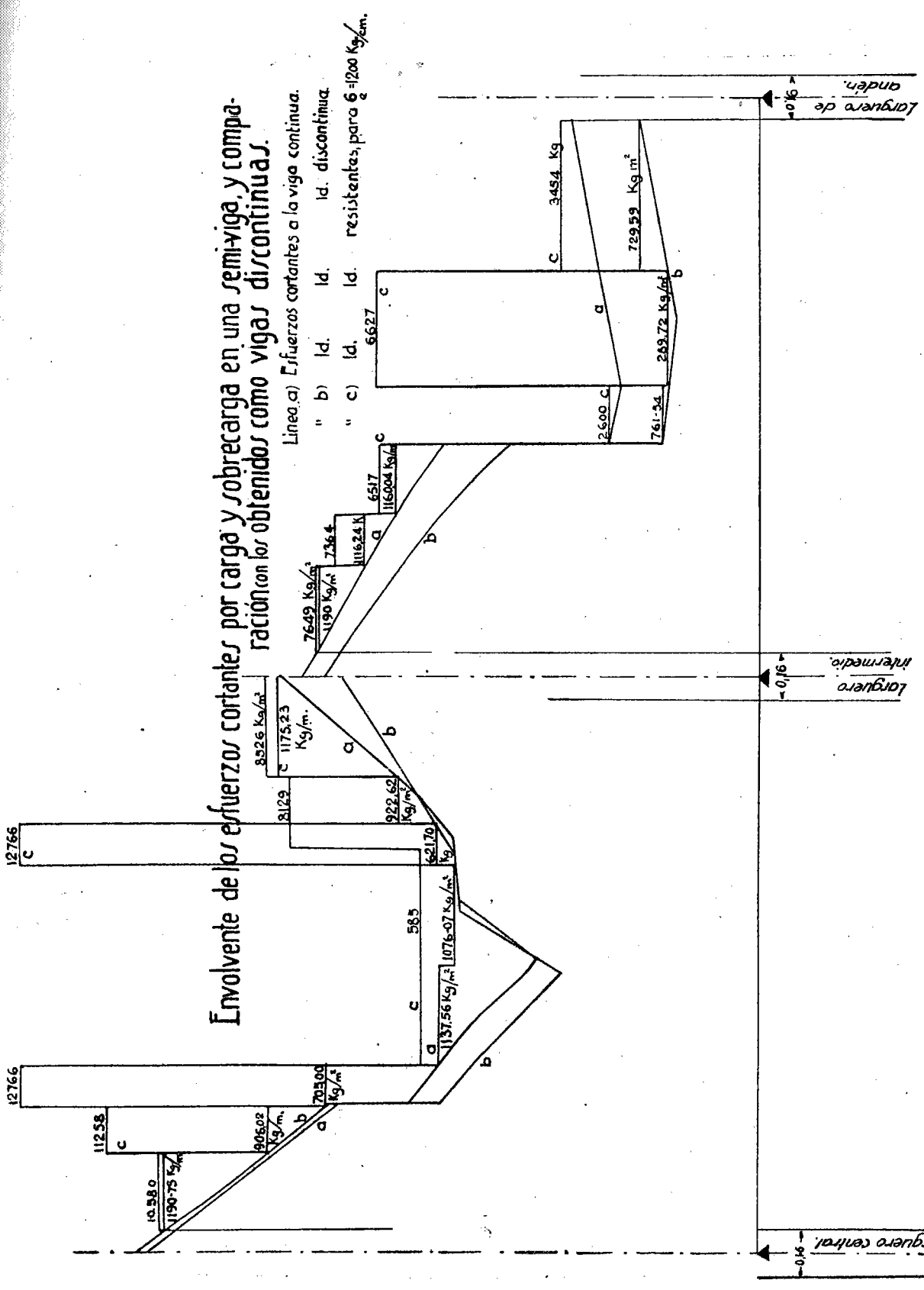
Envolvente de los esfuerzos cortantes por carga y sobrecarga en una semi-viga, y comparación con los obtenidos como vigas discontinuas.
Línea a) Esfuerzos cortantes a la viga continua.
" b) Id. Id. Id. discontinua.
" c) Id. Id. resistentes, para σ_e = 1200 Kg/cm.
Larguero de andén.
Larguero intermedio.
Larguero central.
0,16
0,16
0,16
12766
12766
11258
10580
1190-75 Kg/m
906,02 Kg/m.
705,00 Kg/m²
585
1137,56 Kg/m²
1076-07 Kg/m²
621,70 Kg
922,62 Kg/m²
8129
8526 Kg/m²
1175,23 Kg/m.
7649 Kg/m²
1190 Kg/m²
7364
1116,24 K
6517
1160,04 Kg/m
2600
761-34
6627
289,72 Kg/m²
729,59 Kg m²
3454 Kg

Figura 20.

Es decir, discrepancias del orden del 67 por 100, por defecto, en los largueros, y del 38 por 100, en las viguetas.

En general, y aquí lo vemos confirmado, al sustituir la estructura por su sistema fundamental, da esfuerzos mayores que los reales para las viguetas interiores y menores para las exteriores y los largueros (1), errores tanto mayores cuando, como en este caso, existen cargas aisladas y cuanto menor es el peso relativo de la estructura, pudiendo llegar a ser del orden del 40 al 50 por 100, por defecto, y del 60 al 80 por 100, por exceso, sobre los verdaderos valores, por lo cual resultan inadmisibles. Ya en nuestro caso, en el larguero central fué preciso reforzar las secciones, pues se llegaba a tensiones de 1 491,74 Kg./cm.^{2} para la armadura, obteniéndose, después del refuerzo, las cifras que en el estado anterior figuran entre paréntesis.

Para la zona del tablero en ménsula, que resulta de disponer una junta de dilatación del tablero en el plano transversal central, y conservando constante la separación de péndolas, a partir de la vigueta de la péndola más próxima a la clave, se prolongan los largueros en ménsula; entre éstas se sitúa el forjado, y limitando el extremo volado de los largueros, la semivigueta extrema, que denominamos así por ser su ancho mitad que el de las viguetas.

El cálculo de los largueros en ménsula, centrales, intermedios y de andén, sin perjuicio de realizarlo después por un procedimiento más riguroso (pórticos longitudinales inversos), pero que al requerir el conocimiento previo de las secciones convierte este primer método en uno inductivo, como en el antes expuesto para el otro tipo de tablero, se realiza primeramente suponiendo los largueros en ménsula como piezas en voladizo, cuya acción es contrarrestada por el larguero inmediato exclusivamente, hipótesis bien desfavorable, que requiere además el cálculo de dicho último larguero para este efecto, pero que tiene la ventaja de anular las acciones de torsión en la vigueta.

Considerando en cada larguero las posiciones de carga más desfavorables, deben calcularse varias secciones (arranques, a 1/3 y a 2/3, por ejemplo), cálculo necesario al ser variable la sección de los largueros por decrecer del arranque al voladizo.

El forjado de la zona en voladizo se calcula por métodos correlativos a los del resto del forjado, siendo la dirección de más rigidez la normal a las viguetas, al contrario que en los otros forjados y considerando los forjados centrales y los intermedios.

La semivigueta extrema, cuyo papel es, además de encuadrar el forjado, efectuar el reparto transversal, se calcula primero, a modo de método inductivo, como pieza fundamental limitada por cada tramo entre dos largueros y después como viga continua de cuatro tramos. En el primer cálculo se consideran aparte dos vigas: la existente entre el larguero central y el intermedio y la que va de éste al andén. Para cada uno se supone un empotramiento elástico para el cálculo de las secciones centrales, y perfecto, para las de apoyo. En el segundo método se considera una viga continua de cuatro tramos, con apoyos elásticos, con los desplazamientos verticales producidos por la deformación de los extremos de los largueros del voladizo y con la complicación que introducen las sobrecargas, ya que hay que estudiar el efecto de sus recorridos transversales.

En la figura 19 se representan los momentos flectores resultantes por sobrecargas y por las cargas permanentes deducidas como viga continua sobre apoyos elásticos y su comparación con los solicitantes y resistentes obtenidos como vigas discontinuas. Vemos que las secciones de esta hipótesis sirven ahora también, con ligeras modificaciones, en los momentos negativos del apoyo intermedio y del tramo de andén.

En la figura 20 se representan, en el caso de viga continua sobre apoyos elásticos, los esfuerzos totales por tractor y apisonadora, y la suma de su envolvente con el de pesos propios, así como su comparación con los deducidos como viga discontinua, siendo análogos, especialmente en el segundo tramo, como es lógico. En esta misma figura se representan los esfuerzos cortantes resistentes, tanto los capaces de ser soportados con el límite de 1 200 Kg./cm^2, que son los deducidos como total contrarrestado en el cálculo hecho para el primer método para estribos y barras dobladas, como los esfuerzos que resultan al adoptar el diagrama obtenido por el segundo método. Se ve que no es preciso modificar la distribución y número de estribos y barras dobladas.

En definitiva, y por lo menos para casos análogos a éste (luces de los tramos de semivigueta, 2 m.; voladizo de los largueros, 1,54 m. desde eje de pén-

(1) Para seguir la estructura del tablero en su denominación general, denominamos en el emparrillado viguetas a las que suelen llamarse largueros, y viceversa.

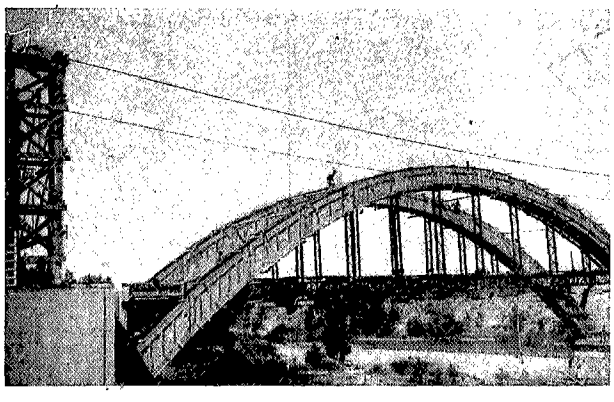

Fig. 21. — Encofrado del arco y castillete de montaje.

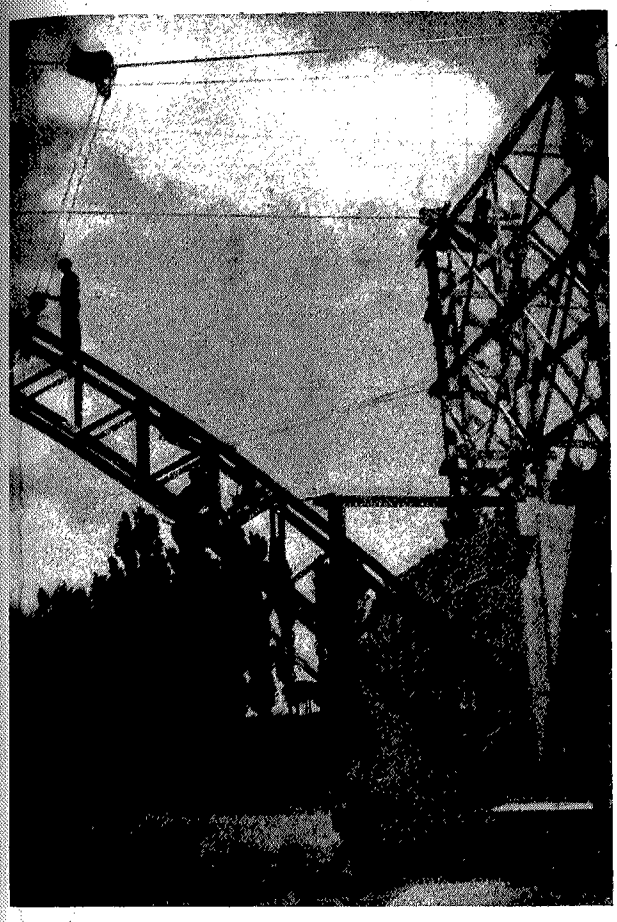

Fig. 22.— Detalle del montaje.

dola; 1,39 m., la libre), basta con aplicar el sencillo método de la viga discontinua.

Las deformaciones elásticas obtenidas fueron de 0,074 cm. (menos de 4 diezmilésimas de la luz, 2 m.), para la semivigueta central; 0,065 cm. (0,0032 de la luz), y para los extremos libres de los largueros, 1,56 mm., el larguero central; 1,49 mm., el intermedio, y 1,53 mm., el de andén, o sea, sensiblemente, una milésima de la luz, flexibilidad relativa de todas ellas, valores que son tenidos en cuenta en el método de cálculo de la semivigueta como viga continua.

Por último, como resultado del aumento de sección y del peso consiguiente en los largueros en voladizo y sus inmediatos, entre las viguetas última y la penúltima, así como para aquélla por el distinto efecto que las sobrecargas producen si actúan en el voladizo, ya que se transmitirían íntegras a la vigueta, y no como en los largueros corrientes, cuya transmisión se reparte en los dos extremos, tiene que efectuarse una comprobación de la vigueta inmediata al voladizo y de la contigua.

Influye este caso, en lo que afecta a modificación de la sección, solamente a la vigueta inmediata al voladizo, que requiere la sustitución de los 8 ϕ de 24 por igual número de 28 mm. Por otra parte, no es posible contar en esta vigueta, como en las restantes, con la reducción por deformación de la vigueta en su enlace con los largueros (efecto de emparrillado), por estar en ménsula los de un lado. El momento total máximo positivo pasa de 63 523 m./Kg. de las anteriores a 70 979. Se estudia, por último, el efecto de palanca de los voladizos, que introducen momentos positivos en la vigueta última, y negativos en la inmediata.

Pórticos..— El estúdio de los pórticos que los elementos del tablero forman con los de enlace al arco, nos da la determinación de éstos y nuevo cálculo de aquéllos. Como pueden considerarse dos clases de pórticos, unos transversales y sencillos, formados por viguetas y péndolas, y otras múltiples y longitudinales, se comprobaron ambas.

Las viguetas con las péndolas constituyen pórticos transversales que por su situación denominaremos inversos, ya que en ellos el dintel viene sustituido por el umbral, la vigueta, y los montantes por las péndolas.

Estudiados estos pórticos, se tiene una determinación mecánica de las viguetas más precisa, ya que los grados de empotramiento admitidos antes arbitrariamente son así consecuencia del estudio elástico del pórtico; es decir, de la flexibilidad efectiva del umbral y de las péndolas, por lo cual se obtienen, como es lógico, grados elásticos distintos en cada pórtico de diferente altura. Y, por último, da este método el cálculo de las péndolas, muy especialmente a los efectos transversales. Es el método de cálculo que el Ingeniero italiano Feliciano Bianchi ha empleado en casos análogos de puentes de tablero intermedio con péndolas, contribuyendo estructuralmente al conjunto.

En estos pórticos, determinadas sus caracterísli-

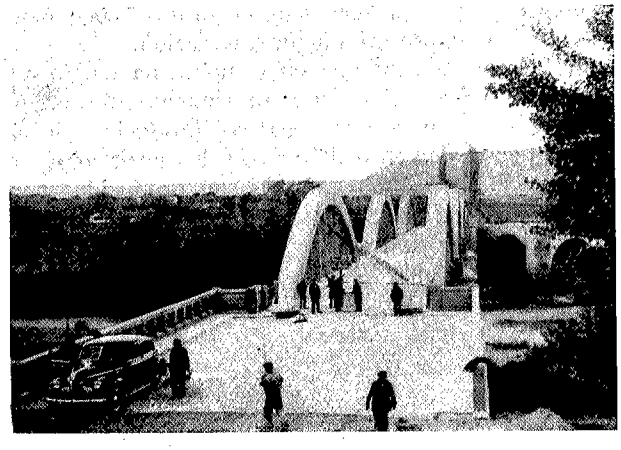

Fig. 23.— Calzada del puente.

cas elásticas, se consideran los efectos de las cargas, del viento, a 270 Kg./m.² (tramos descargados) y 170 (tramos cargados) y los efectos térmicos con ± 20° oscilación.

Comparando, en lo que afecta a viguetas, ambos estudios, las diferencias son pequeñas y no precisan variación en las secciones, tanto en lo que respecta a momentos flectores como a esfuerzos cortantes, al haber calculado éstas con cierta amplitud por el método simplificado.

Suponiendo el tablero como una pieza única y las péndolas, permite considerar un pórtico longitudinal, virtual, cuyo estudio da después el de las estructuras elementales formadas por largueros y péndolas, ya que basta para aquéllos tener en cuenta la fracción de carga que a cada tipo de larguero corresponde respecto a la referente al pórtico virtual, así como el momento de inercia individual respecto al del primer pórtico, y para las péndolas el valor correspondiente a cada una, prescindiendo, si se quiere, sin error sensible, del efecto de torsión en las viguetas.

El estudio elástico del pórtico virtual se realiza teniendo en cuenta que se trata de un pórtico múltiple con voladizo, inverso, con péndolas a diferente altura y, por ello, de diferente flexibilidad.

Además de los efectos usuales por cargas y sobrecargas se consideran los que se producen por las deformaciones posibles; son éstas las causadas por los movimientos del arco debidos a las variaciones térmicas y por las sobrecargas, así como por la distensión elástica de las péndolas bajo la acción de las sobrecargas. Esto en lo que al umbral, o sea al tablero, afecta; que para las péndolas, en el sentido que ahora se considera, se producen flexiones por la dilatación del tablero, por la temperatura, que obliga a deformarse a aquéllas en el sentido del eje del puente.

Comparados los resultados así obtenidos con los del método primero y con el de pórticos transversales inversos, solamente se precisa, en definitiva, alguna pequeña modificación de las abscisas del doblado de barras en algunos largueros, y, en lo que a péndolas respecta, no se precisa ninguna variación.

Detallamos a continuación cómo se ha tenido en cuenta las deformaciones por movimientos del arco: Se trata de los momentos negativos producidos en el pórtico por el descenso del arco, y los positivos, por la elevación. Estos movimientos son producidos por las osclaciones térmicas y las sobrecargas.

La elevación y descenso del arco en la clave la evaluamos partiendo de la ecuación de la deformación:

$$\Delta y_1 = \int_0^{s_1} \frac{M(x_1 - x)\,ds}{EI} + \int_0^{y_1} \frac{F.dy}{E.\Omega} + \alpha t y_1;$$

si limitamos las integrales al semiarco de una bóveda simétrica y simétricamente cargada, haciendo abstracción de las cargas, esta ecuación nos dará la defor-

	Momentos positivos — (m./Kg.)		Momentos negativos — (m./Kg.)		Refuerzos normales — Kg.	Deformaciones elásticas			Cargas específicas (Kg./cm.²) (2.° método = Pórtico)						Cargas específicas (Kg./cm.²) (1er. método = Viga)					
									Empotramiento			Centro			Empotramiento			Centro		
										Armadura			Armadura			. Armadura			Armadura	
	1er método (viga)	2.° método (pórtico)	1er método (viga)	2.° método (pórtico)		Péndolas — mm.	Viguetas — mm.	Totales — mm.	Hormigón	Tracción	Compresión	Hormigón	Tracción	Compresión	Hormigón	Tracción	Compresión	Hormigón	Tracción	Compresión
1er pórtico (altura 5,50 metros)	70 979	57 313	22 800	16 581	4 956	5,3	1,88	7,18	14,43	267,78	135,12	26,39	931,39	229,94	41,79	1 077,13	413,851	30,27	1 046,32	266,50
2.° pórtico (altura 5,00 metros)	64 416	51 225	12 907	9 500	5 396	5,47	1,71	7,18	14,88	270,47	161,49	24,92	964,19	206,55	36,27	934,79	189,05	26,27	1 026,42	217,83
3er pórtico (altura 4,00 metros)	63 524	50 209	12 907	11 600	7 544	5,36	1,34	6,70	23,06	485,35	248,24	28,90	1 107,83	240,83	23,66	609,83	234,31	15,97	703,64	132,38
4.° pórtico (altura 2,50 metros)	63 524	46 791	12 907	17 000	15 454	5,00	0,80	5,8	34,62	573,10	382,75	23,41	824,24	204,23	23,66	609,83	234,31	15,97	703,64	132,38

mación de la ordenada de clave, $y_1 = b$, bajo la influencia de un cambio de temperatura de $t°$, y como en este caso el momento de flexión M se reduce al momento del empuje debido al cambio de temperatura, y se tiene:

$$M = -H'(y - z');$$

el desplazamiento vertical de la clave vendría dado por la fórmula:

$$\Delta b = b\,\alpha\,t + \frac{12\,H'}{E}\int_0^s \frac{(y - z')\,x\,ds}{e^3}.$$

En esta fórmula, Δb es positivo, o sea que b aumenta; si t es positivo (elevación de temperatura), Δb será negativo en el caso contrario.

El término $\int_0^{y_1} \frac{F\,dy}{E\,\Omega}$ se desprecia en la expresión de Δb porque su valor es siempre muy pequeño respecto a los otros términos. Debe asimismo observarse que en la fórmula inserta el origen de coordenadas es el punto de encuentro de la horizontal de arranques con la vertical de clave.

Dado el rebajamiento de la bóveda, la fórmula anterior puede reducirse a la siguiente:

$$\delta b = 1{,}80\,r^{\alpha}\,t,$$

de bien sencilla aplicación.

Para ± 15° de oscilación media interna en el arco, el movimiento en la clave es de ± 5,3 mm., ya de importancia para no ser tenida en cuenta, correspondiendo a 7,625 mm. de deformación entre el arranque y nudo extremo del umbral del pórtico y momentos de 1 242,613 m./Kg. en el larguero central; 1 032,051 en el intermedio, y 394,433 en el de andén.

La deformación por movimientos del arco a causa de los efectos de las sobrecargas resultan del cálculo del arco en la forma usual, y son en este caso muy reducidas, menos de 3 mm. como máximo, que representa una desnivelación entre arranque del pórtico y última péndola de unos 1,5 mm.; esto es, la décima parte de la evaluada para deformación por oscilación térmica. Por consiguiente, las deformaciones por oscilación térmica en el arco deben tenerse en cuenta en casos análogos; los de deformación elástica por sobrecargas en los arcos pueden no ser tenidos en cuenta para los pórticos.

De los diagramas de los máximos momentos y esfuerzos cortantes en la estructura de conjunto, en las estructuras parciales y su comparación con las deducidas como elementos aislados, se deduce que, salvo ligeras modificaciones, es factible la adopción del método sencillo para casos análogos a éste.

Arcos. — El cálculo de los arcos no presenta particularidad especial. Aplicados los métodos analíticos y gráficos usuales, estos últimos nos dan elementos precisos para completar el estudio en lo referente a los esfuerzos por deformación elástica de las pilas.



Fig. 24. — Vista general del puente terminado.

Los efectos de la flexibilidad de pilas son, en este caso, de poca importancia por no ser grande la altura de aquéllas y escaso el rebajamiento de los arcos. Evaluamos dicho efecto por el método de Lossier, que también empleamos en el proyecto reformado del viaducto del Esla para las arcadas de los accesos.

Máximos momentos flectores positivos totales, y esfuerzos normales correspondientes.

JUNTAS		CARGAS			
		Por cargas fijas, sobrecargas, temperatura y retracción	Por desviación elástica de los apoyos	Por acortamiento elástico del eje del arco	TOTALES
0,0	$M\,(t\,n\,m)$	+ 55,595	− 0,327	− 4,318	+ 50,950
	$N\,(t\,n)$.	+ 264,995	− 0,332	− 0,241	+ 264,542
0,1	M . . .	+ 31,936	− 0,165	− 2,176	+ 29,595
	N . . .	+ 234,635	− 0,035	− 0,465	+ 234,135
0,2	M . . .	+ 40,488	− 0,039	− 0,510	+ 39,939
	N . . .	+ 212,444	− 0,039	− 0,510	+ 211,895
0,3	M . . .	+ 69,471	+ 0,051	+ 0,680	+ 70,202
	N . . .	+ 195,056	− 0,042	+ 0,552	+ 195,566
0,4	M . . .	+ 76,142	+ 0,105	+ 1,394	+ 77,641
	N . . .	+ 187,895	− 0,044	+ 0,583	+ 188,434
0,5	M . . .	+ 85,221	+ 0,213	+ 2,822	+ 88,256
	N . . .	+ 184,864	− 0,045	+ 0,595	+ 185,414

El efecto del acortamiento elástico del eje del arco, producido por el peso propio y teniendo en cuenta el hormigonado en roscas, se efectuó por el método de Müller Breslau (*Statik der Baukonstruktionnen*, 1925, vol. II), aplicando la fórmula:

$$\Delta H_E = \Delta h \left(\frac{i_s}{f}\right)^2 H_E.$$

Para dar idea de los valores obtenidos y de su importancia relativa, indicamos a continuación los máximos momentos positivos y negativos totales y esfuerzos normales correspondientes producidos por las cargas, temperatura y retracción, por desviación elástica de los apoyos y por acortamiento elástico de los arcos.

Máximos momentos flectores negativos totales, y esfuerzos normales correspondientes.

JUNTAS		CARGAS			
		Por cargas fijas, sobrecargas, temperatura y retracción	Por desviación elástica de los apoyos	Por acortamiento elástico del eje del arco	TOTALES
0,0	$M\,(t\,n\,m)$	− 159,996	− 0,327	− 4,318	− 164,641
	$N\,(m)$. .	+ 260,740	− 0,032	− 0,421	+ 260,277
0,1	M . . .	− 39,553	− 0,165	− 2,176	− 41,894
	N . . .	+ 241,902	− 0,035	− 0,465	+ 241,402
0,2	M . . .	− 38,615	− 0,039	− 0,510	− 39,164
	N . . .	+ 227,743	− 0,039	− 0,510	+ 227,194
0,3	M . . .	− 40,343	+ 0,051	+ 0,680	− 39,612
	N . . .	+ 213,443	− 0,042	+ 0,552	+ 213,953
0,4	M . . .	− 26,695	+ 0,105	+ 1,394	− 25,196
	N . . .	+ 198,381	− 0,044	+ 0,583	+ 198,920
0,5	M . . .	− 17,245	+ 0,213	+ 2,822	− 14,210
	N . . .	+ 183,567	− 0,045	+ 0,595	+ 184,117

Se completa el cálculo de los arcos con lo referente al comportamiento del arco durante el montaje por roscas; efectos de torsión por el viento y por las reacciones de los marcos, el pandeo de los arcos y las riostras.