

Lo primero que se ha determinado es el valor de K , entrando en el ábaco con los de a y b :

$$a = \frac{0,60}{6,00} = 0,10 \text{ (rebajamiento)}$$

$$b = \frac{r^2}{L^2} = 0,000093 \text{ (radio de giro unitario)}$$

Teniendo en cuenta las tres clases de esfuerzos que actúan en la estructura, he deducido los pares flectores y compresiones longitudinales en clave y arranques, para la carga permanente uniformemente distribuida según la horizontal, sobrecarga horizontal uniforme móvil y variaciones termohigrométricas.

Las correspondientes a la primera, mediante las fórmulas indicadas en función de K . Para las correspondientes a la segunda he considerado dos hipótesis de actuación: la que produce máximo par flector —sobrecarga extendida en la zona de momentos de un mismo signo (A)— y la que produce máxima compresión longitudinal —sobrecarga extendida a todo el arco (B)—.

En las variaciones termohigrométricas he considerado un intervalo de $+15$ a -20°C . alrededor de la temperatura de construcción, incluyendo en el descenso la retracción de fraguado.

Finalmente, he combinado los efectos actuantes para obtener, en cada una de las hipótesis consideradas, los máximos más desfavorables, que después han servido para proyectar la armadura.

Ejemplo 2.º Arco de puente-acueducto

He utilizado el procedimiento de las líneas de influencia únicamente para dar al caso mayor generalidad, pues, como se trata de sobrecargas fijas en posición, hubiera sido más práctico determinar directamente las curvas de repartición de los elementos de cálculo a todo lo largo del arco.

En el primer cuadro de la adjunta lámina figuran las características del arco, deducidas de la ecuación de la directriz:

$$y = 3 \left(1 - \frac{4 \times x^2}{900} \right)$$

y la ley de variación de inercias:

$$I \cos \alpha = I_0$$

Para determinar los espesores se ha tenido en cuenta el momento de inercia de la armadura (es del tipo rígida, pues se trata de un barranco de gran altura), con un coeficiente $m = 10$, partiendo de 60 cm en clave.

Mediante las tablas II a VII se han obtenido dos líneas de influencia en las secciones al décimo de la luz, debiendo advertirse que son poligonales, pues se trata de fuerzas transmitidas por los montantes, y que para las N y las T existen dos valores en la abscisa correspondiente a la sección.

Las líneas de influencia han servido para deducir los elementos de cálculo correspondientes al peso propio —por multiplicación de áreas, pues se trata de esfuerzo continuo—, carga permanente y sobrecarga —por suma de ordenadas, pues son fuerzas aisladas transmitidas por los montantes—. Aparece en lámina la deducción de estos elementos para la sección 0,3L.

La variación de temperatura tenida en cuenta es: $+15$ a -25°C ., incluyendo en el descenso la retracción de fraguado, habiéndose calculado los esfuerzos derivados, mediante las fórmulas corrientes y con los valores de los coeficientes que se indican.

En el cuadro final aparece resumido el resultado de los cálculos para las diferentes secciones, obteniéndose los máximos por suma de los debidos a peso propio y carga permanente, de actuación constante, con los de máxima sobrecarga, acueducto pleno, y los de variación de temperatura correspondientes a la máxima elevación o descenso, según los casos.

Carlos FERNANDEZ CASADO
Ingeniero de C., C. y P.

BIBLIOGRAFIA

Además del libro de *Magnell*, ya citado, se estudia este tipo de un modo completo con cuadros y tablas de aplicación práctica en:

- Grabner & Wise*.—«Influence Lines for Arches With Tables». *Boletín* núm. 9 de la Universidad de Minnesota. Julio 1933.
Aprile & Incorvaja.—«Sul calcolo rapido degli archi incastrati». *Ingegnere*. Septiembre 1933.

Puente de 538 metros de longitud sobre el río Guadiana, en Lobón (Badajoz)

El mes de julio último fué abierto al tráfico público un nuevo puente, de cuyo proyecto soy autor, así como tuve la dirección técnica de los respectivos trabajos. Dicho puente es, en lo que a su considerable longitud se refiere, de los mayores de nuestra nación y, desde luego, el de mayor longitud de los cons-

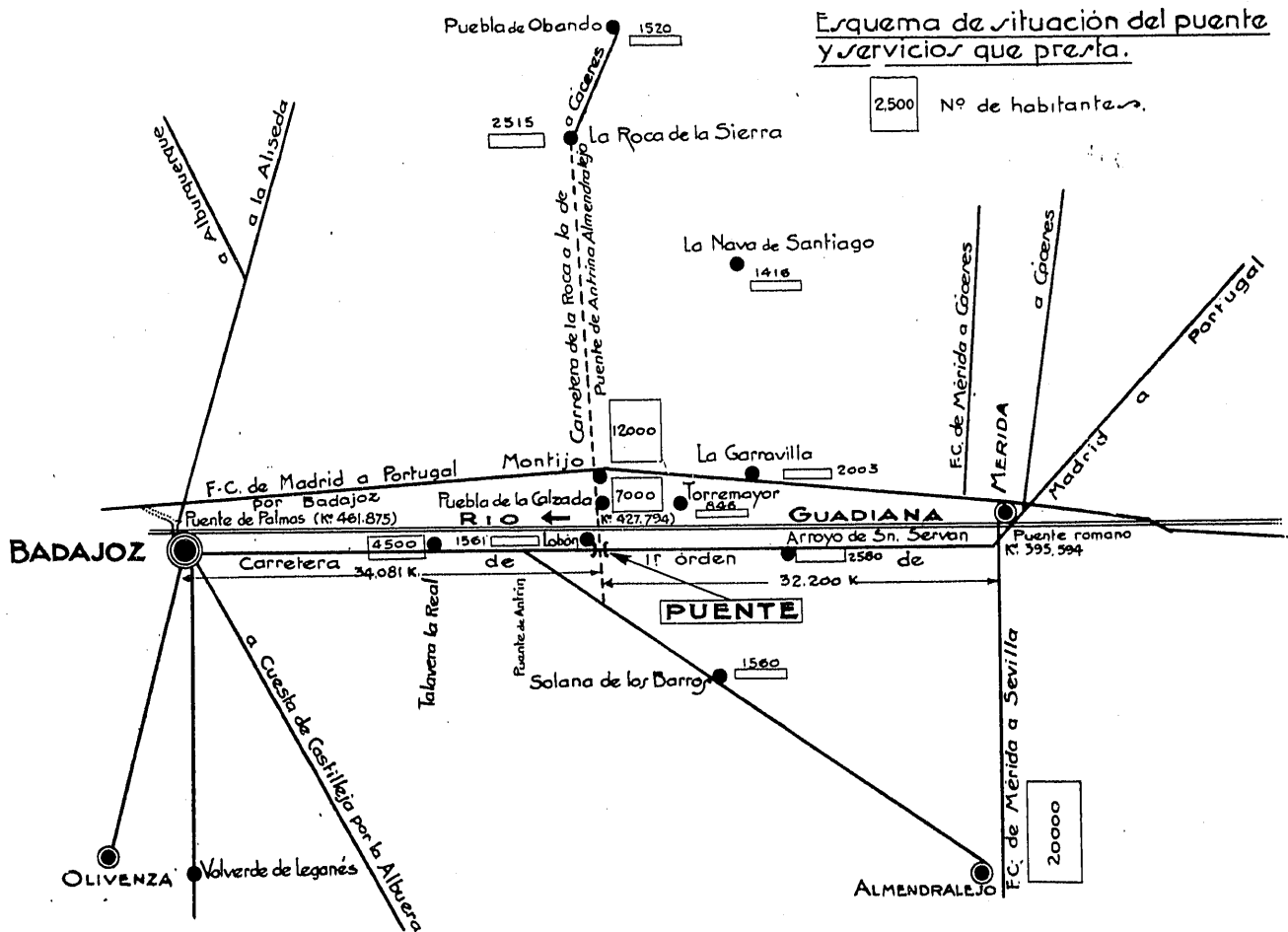
truídos en los tiempos actuales en España. Por lo cual, y aunque sólo sea por esta particularidad, damos a conocer esta obra a los lectores de la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS mediante el presente artículo.

Ya expusimos en el número del 1.º de abril de 1933 de esta REVISTA, en el que describíamos otro

puente, que también proyecté y construí sobre el mismo río, terminado en diciembre de 1932, que las dificultades que presenta el río Guadiana para la construcción de puentes, especialmente al alejarse de su origen, hacía escaso el número de estos en las zonas en que el río alcanza mayor importancia. Son dichas dificultades, principalmente, la considerable anchura, con cauces de avenidas de uno y dos kilómetros de ancho, sin márgenes adecuadas para establecer encauzamientos, y aquel cauce, con frecuencia invadido por impetuosas avenidas, ofrece, por otra parte, un

por lo que este puente fué bautizado en la región, desde tiempos muy anteriores a su construcción, con el nombre de "Puente de los Suspiros".

Situado en las inmediaciones de la villa de Lobón, la patria del conquistador de Nueva España, Pedro de Alvarado, cruza el río Guadiana en la zona entre Mérida y Badajoz, que comprendía un recorrido de 66 km, sin ningún otro puente, a 34 km del puente de Palmas, en Badajoz, y a 32 del de Mérida, o sea sensiblemente equidistante de ambos. El ferrocarril de Madrid a Badajoz va por la derecha del Guadiana,

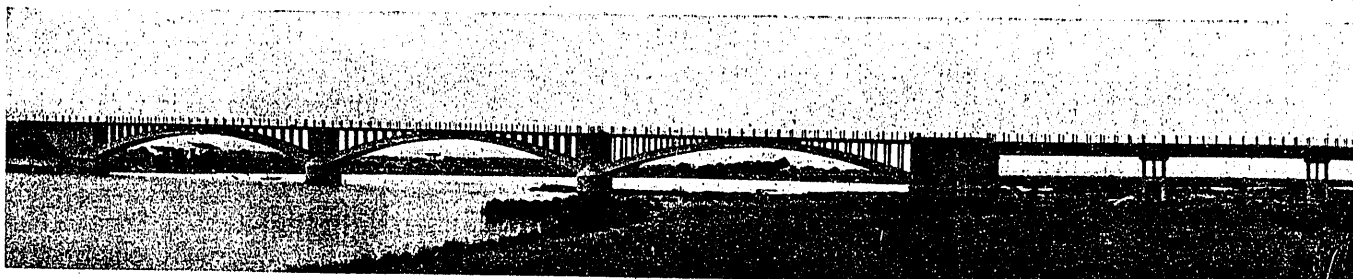


mal terreno de cimentación, ya que está formado por grandes capas de acarreo de 10 y 20 m de potencia, hasta llegar al terreno impermeable, arcilla generalmente, sobre la que discurre el cauce de aguas subálveas, de tanta o más importancia en este río que las aguas superficiales, lo que dificulta los trabajos de agotamiento para cimentaciones. Y, como hemos dicho, todas estas dificultades se tradujeron, en tiempos pasados, en imposibilidades técnicas para la construcción de puentes sobre el río Guadiana, y en los actuales, aminoradas aquéllas gracias al progreso de la Ingeniería, en dificultades económicas, ya que fácilmente se infiere que la construcción de puentes en estas condiciones ha de ser forzosamente una obra de elevado presupuesto.

La escasez de puentes determina el que su construcción sea acogida con extraordinario júbilo por los pueblos que en extensa zona han de utilizarlos; es

por lo que todo el servicio de los pueblos situados a la izquierda tiene que atravesar el río para encontrar el trayecto del ferrocarril, y esta zona de la margen izquierda, que antes de la construcción del puente tropezaba con grandes dificultades para atravesar un río de esta importancia, dificultades que en época de crecidas se convertían en insuperables durante días y días, es la rica región agrícola llamada de los Barros. Por otra parte, se agrupan en la parte próxima a la ubicación del puente pueblos de mucha importancia, como Montijo, con 12 000 habitantes, y Puebla de la Calzada, con 7 000, que tienen su intercambio y sus trabajos agrícolas en la otra margen.

En el croquis que acompaña a este artículo se indica esquemáticamente la situación del puente, de las vías de comunicación y la situación y número de habitantes de cada pueblo de los más directamente servidos por el nuevo puente. Representan, en conjun-



VISTA GENERAL DEL PUENTE DE LOBÓN, SOBRE

to, 27 621 habitantes para los pueblos de la margen derecha, y 27 300 en la izquierda; es decir, un total de 54 921 habitantes a los que más o menos directamente afecta el servicio del nuevo puente. Con ello queda demostrada la importancia que para la economía de la región tiene esta obra.

Fué fijado el desagüe por un estudio análogo al realizado para el puente de Villanueva de la Serena, que expusimos en el número del 15 de octubre de 1933 de esta REVISTA. Como resultado del mencionado estudio se obtuvieron las cifras siguientes:

Desagüe lineal	{	Desagüe en función de la longitud de la corriente.....		427,79 m.
		Idem íd. de la superficie de cuenca.....	{	Fórmula de Sejourné..... 462,00 m.
	{	Idem íd. de las obras análogas.....		Idem de Durand-Claye..... 460,00 m.
				Idem de Bouffet..... 486,00 m.
Desagüe superficial.	{	Puente de Palmas.....	505 m.	{ 452,50 m.
		" de Mérida	580 m.	
		" de Medellín	331 m.	
		" de Villanueva	294 m.	
	{	Puente de Palmas.....	3 500 m ²	3 185 m ²
		" de Mérida	2 880 m ²	3 102 m ²
		" de Medellín	2 345 m ²	2 966 m ²
		" de Villanueva	2 689 m ²	3 380 m ²
Caudal máximo	{	Según la lluvia máxima.....		3 080 m ³
		" los valores observados.....		2 320 m ³
		" el cálculo de probabilidades.....		3 474 m ³
		" las fórmulas de hidráulica.....		2 322 m ³

Vistos estos resultados y analizado el mayor o menor coeficiente de exactitud que a cada uno de ellos hay que aplicar, fijamos el desagüe lineal en 450 m, y el superficial útil en 3 121 m². Está así este último, que es el más interesante, comprendido entre los de los dos puentes en que se sitúa: el de Mérida, con 2 880 m², y el de Palmas, con 3 500. Los desagües así adoptados resultan también en consonancia con la topografía del cauce de crecidas, que presenta 524 m de anchura.

La distribución de luces se hizo teniendo en cuenta las condiciones topográficas e hidráulicas de la ubicación y partiendo de los desagües totales que acaban de mencionarse. Se distinguen, en efecto, en la sección transversal del cauce dos partes esenciales: el cauce de avenidas ordinarias, situado en la margen derecha, donde forzosamente se acumula la mayor acción del agua, y el de crecidas, situado hacia la otra margen, cauce por donde circulan las aguas, aun en

crecidas de no mucha importancia, por toda su extensión.

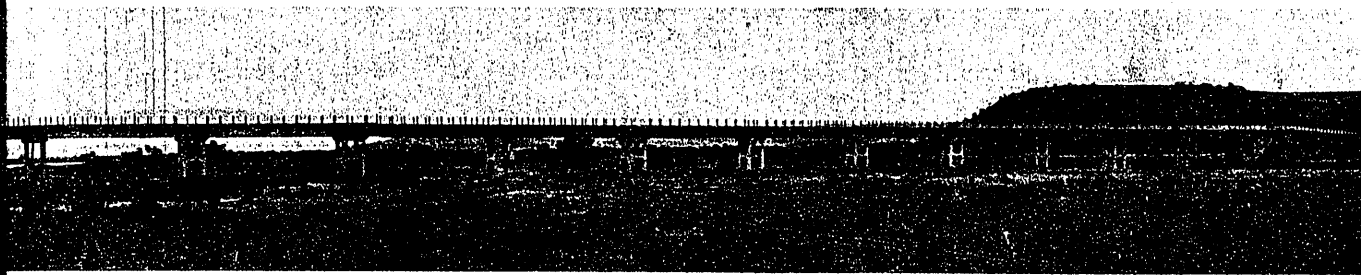
Resultado de ello fué el disponer los tramos de mayor luz para salvar el primer cauce, especialmente por ser de más importancia las dificultades de cimentación. Se adoptaron para esta parte tres arcos de 53 m de luz, rebajados a 1/10, y para salvar el cauce de avenidas, como sería oneroso continuar con el mismo sistema de arcos, ya que la corriente es menor y menos frecuentemente ocupado por las aguas superficiales, así como la altura de rasante obligaría a dejar

los arranques de los arcos enterrados, aun con el fuerte rebajamiento adoptado para los del cauce principal, se adoptaron tramos rectos de hormigón armado, de alma llena, de 25 m de luz; esto es, de 3 m más que los mayores de alma llena que figuran en la Colección Oficial.

Queda así constituido el puente por tres arcos de 53 m para el cauce principal, y 14 tramos rectos de 25 m para el cauce de avenidas.

Dado el considerable número de apoyos, fué estudiado detenidamente el sistema más conveniente de cimentación, sistema resultante de la clase de tramos a soportar, de la socavación probable y del terreno de fundación.

Por la naturaleza de los tramos a soportar y por las características de la corriente, los tramos en arco que salvan el cauce principal requieren una cimentación más concienzuda que el resto de los apoyos. Teniendo esto en cuenta y que la altura del agua en es-



GUADIANA, DE 538 M. DE LONGITUD.

tiaje alcanza hasta 5 m en algunas pilas, debiendo atravesarse después con la cimentación terrenos con gran cantidad de aguas subálveas, hasta alcanzar la zona de arcillas duras y empotrar en ellas unos 2 m, nos determinó el empleo del aire comprimido para la cimentación de las dos pilas y los dos estribos de los tramos en arco.

Las cámaras quedaron empotradas hasta 2 m en la arcilla dura, atravesando la arcilla descompuesta, quedando así en perfectas condiciones de seguridad.

En cuanto a la cimentación de los apoyos de los tramos rectos, pensamos primero en efectuarla mediante la hinca de pilotes contruídos en taller; pero el mal resultado que en idéntico terreno obtuvimos en Villanueva de la Serena nos indujo a utilizar el sistema de cajones hincados mediante agotamientos, con el mismo satisfactorio resultado que en aquella obra se obtuvo para la cimentación de sus tramos rectos de avenidas.

Expuestas las características generales, pasamos a describir con más detalle la obra contruída.

Los cimientos de los apoyos de los tramos en arco, esto es, el estribo derecho, pilas 1.^a y 2.^a y pila-estribo, se ejecutaron, según antes dijimos, por el sistema de aire comprimido, adoptando para los bloques y cámaras disposiciones análogas a las del puente de Villanueva, ya descritas en el citado número de 1.^o de abril de 1933 de esta REVISTA, salvo las modificaciones inherentes a las dimensiones de los cimientos y a la distinta profundidad de agua y de hinca en uno y otro caso.

Los trabajos correspondientes a estas cimentaciones fueron ejecutados, en virtud de la petición del contratista, directamente por la Jefatura de Puentes y Cimentaciones, que cuenta, al efecto, en sus talleres con cinco trenes de aire comprimido, con perfecta y completa dotación de material y personal adecuado para esta clase de trabajos, circunstancia que creemos es conveniente divulgar aquí, para conocimiento de quienes puedan precisar la ejecución de éstos u otros trabajos análogos.

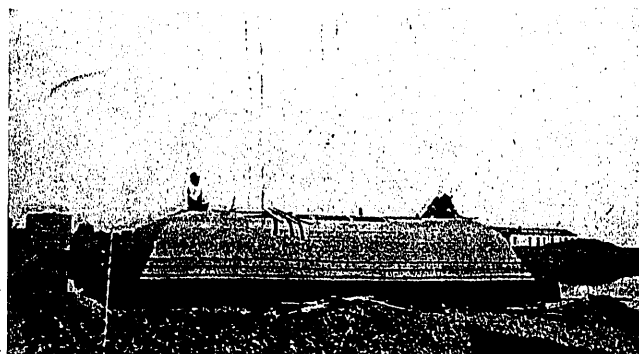
Las dos pilas de los tramos en arco son los únicos apoyos de todo el puente, que se encuentran situados en zonas donde siempre existe agua con profundidad importante, aun en estiaje. Para contruuir las cámaras de trabajo correspondientes a esos dos apoyos proyectamos un recinto formado por tablestacas de madera apoyadas contra estacas de 0,10 m de diámetro, cada 0,20 m, y sujetas mediante tabloncillos colocados horizontalmente, pared que quedaba arriostrada exteriormente por tornapuntas de 0,15 m de diá-

metro situados cada metro, e interiormente, mediante cables de 7 mm. sujetos a estacas de 0,15 m. Estas ataguías habrían de rellenarse de tierra hasta el plano, ya fuera de las aguas medias, donde se contruuiría la cámara y se comenzaría la hinca. Estaba dispuesta la ataguía para ser contruuida sin necesidad de sumergirse en el agua, ya que todos los enlaces están fuera del nivel de estiaje.

Esto no obstante, disponiendo, gracias a facilidades dadas por los propietarios, de tierras abundantes y a poco precio, se prefirió formar islotes, sobre los que se contruuyeron las cámaras de las pilas. La altura del mayor de estos islotes, el de la pila número 1, excedió de los 7 m, siendo de unos 3 m el de la otra pila.

Las dimensiones de las cámaras de trabajo, tanto del estribo de la margen derecha (lado de Montijo) como de la pila-estribo, donde terminan los arcos y comienzan los tramos rectos, son de $5,50 \times 13,90$, entre bordes exteriores del anillo cortante, y la altura total de los bloques, incluso dichas cámaras, de 7,50 metros. Los correspondientes a las pilas tienen 6,60 por 9,90 m, y 8 m de altura total para la primera pila y 6,50 para la segunda.

Las dimensiones en planta que acaban de mencionarse fueron fijadas para éstos y todos los cimientos, teniendo en cuenta, además de las condiciones de estabilidad estática, la presión admisible en el terreno de fundación correspondiente a cada apoyo, presión deducida obteniendo de los ensayos en el propio suelo de fundación la carga límite en éste, y teniendo en cuenta el incremento de carga por el terreno insocavable insistente en aquél, dada la naturaleza de cada uno de los estratos del mismo. Para ello utilizamos la fórmula de Krey (Krey, Erddruck: *Erdwi-*



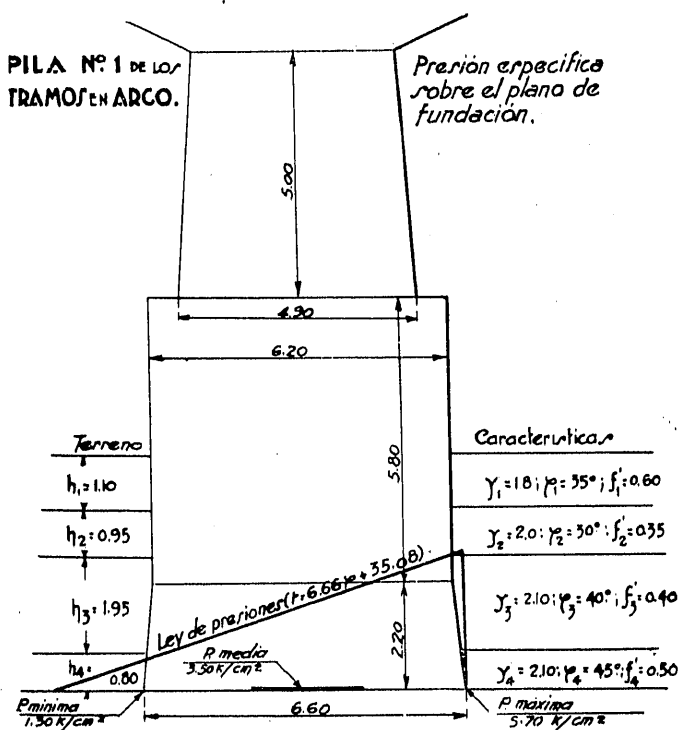
Encofrado y cuchilla de un cajón para hinca por aire comprimido.

derstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in grösserer Tiefe, vol. II, Berlin, 1918, ed. Wilhelm Ernst Sohn), que, dada la profundidad y terreno atravesado, da valores muy aproximados a la realidad para la determinación de la presión específica.

Dicha fórmula es la siguiente, que define σ como función de segundo grado respecto a h ,

$$\sigma_0 = \sigma_0 + \sigma_h + \sigma_f = \sigma_0' + \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{1}{2} f' \gamma \frac{l}{w} h^2 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

en la cual, σ = presión unitaria límite del terreno a una profundidad de h metros, en toneladas por metro cuadrado; γ = peso específico del terreno, en toneladas/m²; φ = ángulo de equilibrio natural de las tierras (rozamiento de tierra con tierra); h = pro-



fundidad del plano de erección sobre el superior considerado, en metros; δ' = coeficiente de rozamiento del terreno y del material de fundación; w = área de la base de fundación, en metros cuadrados; l = perímetro de la fundación en metros lineales; σ_0 = resistencia unitaria del terreno existente en la cota de plano de cimiento, en ton/m²; σ_h = resistencia unitaria parcial debida a la hinca del plano de cimiento, hasta la profundidad h , en ton/m²; σ_f = resistencia unitaria parcial debida al frotamiento del terreno con la superficie lateral del macizo de fundación, en ton/m².

Aunque la fórmula preinserta se refiere al caso de un terreno homogéneo, en el caso de un terreno formado por estratos, el último término del segundo miembro de la fórmula depende de la clase de los $n-1$ estratos atravesados por el bloque de fundación, apoyado en el enésimo estrato a la profundidad h , basando establecer los términos sumatorios análogos.

Veamos, por ejemplo, el caso de la pila número 1. En la figura se indican las capas atravesadas y sus características, determinadas experimentalmente, y en el siguiente cuadro se resumen todas ellas:

Número del estrato	Altura h_m m	Perímetro de la fábrica $\bar{m}$	Sección de la fábrica w_m m ²	γ	φ	f'
1	1,10	31,4	58,90	1,8	35°	0,60
2	0,95	31,4	58,90	2,0	30°	0,35
3	1,95	32,6	63,70	2,1	40°	0,40
4	0,80	33,20	65,34	2,1	45°	0,50

Aplicando la fórmula de Krey se tiene para las σ

$$\begin{aligned} \sigma'_{1'} &= \frac{1}{2} f'_{1'} \gamma_1 \frac{l_1}{w_1} h_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \\ &= \frac{1}{2} 0,6 \times 1,8 \frac{31,4}{58,9} 1,1^2 \times 0,270 = 0,094 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma'_{2'} &= \frac{1}{2} f'_{2'} \gamma_2 \frac{l_2}{w_2} h_2 \left(h_2 + 2h_1 \frac{\gamma_2}{\gamma_1} \right) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_2}{2} \right) = \frac{1}{2} 0,35 \times \\ &\times 0,20 \frac{31,4}{58,9} \times 0,95 \left(0,95 + 2 \times 1,1 \frac{2,0}{1,8} \right) \times 0,333 = 0,200 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma'_{3'} &= \frac{1}{2} f'_{3'} \gamma_3 \frac{l_3}{w_3} h_3 \left(h_3 + 2h_2 \frac{\gamma_3}{\gamma_2} + 2h_1 \frac{\gamma_3}{\gamma_1} \right) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_3}{2} \right) = \\ &= \frac{1}{2} 0,40 \times 2,10 \times \frac{32,6}{63,7} \times 1,95 \times \\ &\times \left(1,95 + 2 \times 0,95 \frac{2,10}{2,00} + 2 \times 1,1 \frac{2,10}{1,80} \right) 0,217 = 0,614 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma'_{4'} &= \frac{1}{2} f'_{4'} \gamma_4 \frac{l_4}{w_4} h_4 \left(h_4 + 2h_3 \frac{\gamma_4}{\gamma_3} + 2h_2 \frac{\gamma_4}{\gamma_2} + \right. \\ &+ \left. 2h_1 \frac{\gamma_4}{\gamma_1} \right) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_4}{2} \right) = \frac{1}{2} 0,50 \times 2,10 \times \frac{33,2}{65,34} \times \\ &\times 0,8 \left(0,8 + 2 \times 1,95 \frac{2,1}{2,1} + 2 \times 0,95 \frac{2,1}{2,0} + \right. \\ &+ \left. 2 \times 1,1 \frac{2,1}{1,8} \right) 0,171 = 0,337 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

De igual modo, para las σ_h ,

$$\begin{aligned} \sigma_{h_1} &= \gamma_1 \times h_1 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_1}{2} \right) = 7,306 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{h_2} &= \gamma_2 \times h_2 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_2}{2} \right) = 18,837 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{h_3} &= \gamma_3 \times h_3 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_3}{2} \right) = 5,681 \text{ ton/m}^2 \\ \sigma_{h_4} &= \gamma_4 \times h_4 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_4}{2} \right) = 9,794 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

y en total, σ_h 41,618 ton/m².

Siendo 25 kg/cm² la carga límite encontrada directamente en el terreno de fundación, o sea con un coeficiente de seguridad igual a 5, valor generalmente admitido, la carga práctica será 5 kg/cm², y la carga límite total,

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_h + \sigma_f = 250 + 1,245 + 41,618 = 292,9 \text{ ton/m}^2$$

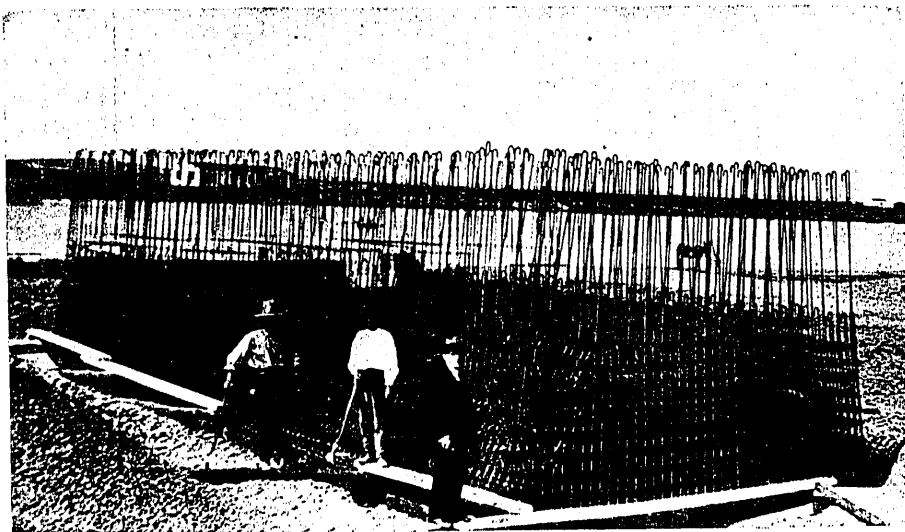
y la carga práctica, $292,9 : 5 = 58,6 \text{ kg/cm}^2$.

La aplicación de esta fórmula, tanto más interesante cuanto mayor es la profundidad de hinca, con-

duce, en general, a resultados muy admisibles como consecuencia del empleo de una expresión que tiene en cuenta los principales elementos que entran en la deducción de aquél. Las otras fórmulas usuales son menos aplicables al caso que aquí se estudia, y conducen a valores evidentemente menos admisibles, bien

que da la carga total límite P en kilogramos sobre la superficie del terreno de fundación a la profundidad h , para la cual se verifica la remoción del terreno bajo el plano de fundación y hacia la superficie.

La notación de esta fórmula es la citada antes, siendo, además, $f = \text{tg } \varphi$ coeficiente de rozamiento



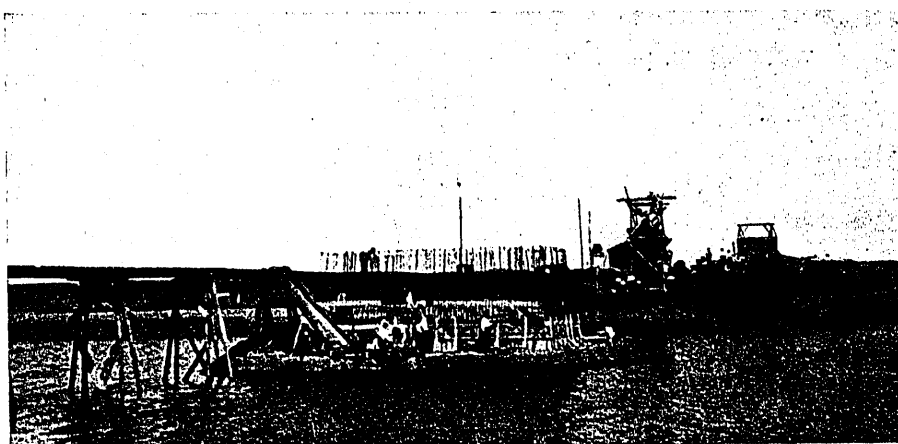
Armadura del cajón, para hincar por aire comprimido, del estribo de la margen izquierda (pila - estribo).

por exceso o por defecto, debido a las distintas condiciones de aplicación, pero que es interesante estudiar, sin embargo, ya que señalan resultados dignos de conocerse para otros aspectos de la estabilidad.

Así, la fórmula de Vierendel, basada en suponer una deflexión lateral uniforme y sin fuerza viva del terreno sobrecargado, y obtenida igualando el traba-

de tierra con tierra, y el coeficiente de rozamiento de tierra con muro, indicado en la fórmula de Krey como $f' = \text{tg } \varphi'$, lo evalúa Vierendel en $\frac{1}{3} f$.

En el caso que se acaba de estudiar, la aplicación de esta fórmula conduce al valor $44,3 \text{ kg/cm}^2$ para carga práctica, valor a todas luces elevado, ya que



Isla para la construcción del bloque de la pila número 1.

jo motor y el resistente en estas acciones, conduce a la fórmula

$$P = h \cdot \gamma \left[w + \frac{4}{6} f l h \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} + 6 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \right]$$

para profundidades superiores a 5 m así ocurre. Marca, sin embargo, la presión para la remoción al exterior del terreno subyacente.

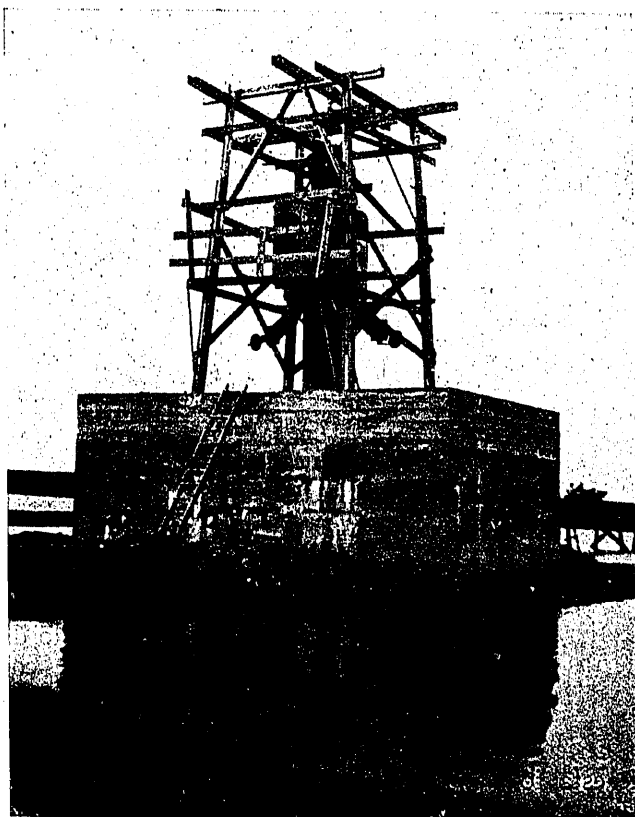
La fórmula de Rankine, al estar basada en el concepto de que, excedida la presión límite, el movimien-

to de la masa se produce con deslizamiento a lo largo de la superficie plana, es evidentemente inexacta por defecto para cimentaciones, y sólo aplicable para superficies a flor de tierra, ya que prescinde de toda acción lateral.

Dicha fórmula es

$$P = \gamma \cdot h \cdot w \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90 + \varphi}{2} \right)$$

con la notación ya indicada.



Hinca por aire comprimido del bloque para la pila número 2.

Resulta de su aplicación al caso citado una carga práctica de 4,8 kg/cm², valor escaso, por las razones antes citadas.

La fórmula de Jankowski

$$P = 2\gamma \cdot h \cdot w \left[\frac{\operatorname{tg} \frac{\frac{\pi}{4} + \varphi}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\frac{\pi}{4} - \varphi}{2}} \right]$$

da, en cambio, valores excesivos al aplicarla a estos casos. Aquí se obtendría 52,5 kg/cm² para carga práctica.

En resumen, la evaluación de la presión específica a profundidad conduce a resultados convenientes, y así lo hemos visto confirmado por la práctica en numerosas fundaciones, mediante la aplicación de la fórmula de Krey, ya que tiene en cuenta todas las características precisas, carga del terreno natural, rozamiento de tierra con tierra y de ésta con muro, va-

lor este último de importancia, sobre todo cuando la profundidad es grande, ya que equivaldría, al desprenderla, tanto como suponer nula la acción del rozamiento lateral en los pilotes, por ejemplo, y otros sistemas de fundación basados exclusivamente en este rozamiento del terreno y la fábrica.

Por esta razón, el admitir en las fundaciones como carga práctica específica del terreno la deducida experimentalmente sobre la superficie de fundación o la que se fija en los tratados para igual clase de terreno, conduce a la adopción de superficies mayores que las precisas efectivamente, y tanto más cuanto mayor es la profundidad de hinca; en resumen, a valores antieconómicos muy dignos de sufrir un aquilataamiento más preciso cuanto mayor es el número de apoyos. Por ello, tratándose aquí de un puente con 18 apoyos, el estudio que acabamos de resumir adquiere un gran interés.

Por facilitar igual tarea en casos análogos es por lo que nos decidimos a exponerlo aquí, siquiera sea sumariamente, advirtiéndole que si se careciese de fáciles medios para obtener directamente los coeficientes que en las fórmulas figuran, adoptando para ellos los valores que citan los autores más conocidos, se obtienen resultados muy aceptables si se cuida de que la clase de terreno de los cuadros respectivos corresponda lo más sensiblemente al del estrato en cuestión. (Résumé: *Poussée des terres, Théorie des terres cohérentes, Applications, II*; París, 1910. Luigi Luiggi: *Institutions Civil Engineers*; London, vol. CCXIII, página 181. J. R. Castiñeiras: *Empuje de tierras y muros de sostenimiento*; Madrid, 1924. Brennecke-Lohmeyer: *Der Grundbau*, I, 40 vol., Berlín, 1927, y otros autores, como L. Santarella, Terghazi, etc.)

La cimentación de los apoyos de los tramos rectos se efectuó mediante cajones de hormigón ligeramente armados en la zona de cuchilla, y el resto de hormigón en masa, hincados por agotamientos, análogos a los utilizados en Villanueva de la Serena. Como allí, el resultado obtenido fué altamente satisfactorio, ya que reduciendo con ellos la zona de entrada de agua al fondo solamente, no obstante el caudal considerable de aguas subálveas, el agotamiento se efectuó con toda amplitud, llegando a hincar algunos apoyos hasta 12 m, y, en general, a una profundidad media de 8, dejándolos bien enclavados en la arcilla que constituye el cauce de aguas profundas. Sistema es éste muy recomendable, siempre que el terreno que haya de atravesarse no se componga de elementos finos, como arenas poco trabadas y limos, que son sucionados por las bombas. Por lo demás, no tiene más limitación que el que fijen las bombas de que se disponga, y respecto a esto, posee actualmente en sus talleres la Jefatura de Puentes para esta clase de trabajos los más importantes grupos, lo que permite extender considerablemente el radio de acción de este sistema.

Dedicaremos un próximo artículo a la descripción de los apoyos, estribos, pilas y palizadas del puente.

CÉSAR VILLALBA GRANADA
Ingeniero de Caminos de la Jefatura
de Puentes y Cimentaciones.