



AÑO LXXII

MADRID.—MARZO DE 1917.

NÚM. III

ESTUDIOS SOBRE ROZAMIENTOS

Para el cálculo de las articulaciones en una máquina hay necesidad de considerarlas desde dos puntos de vista, uno atendiendo a que las piezas que la forman tengan la suficiente resistencia para soportar los esfuerzos a que están sometidas en virtud del papel que desempeñan en los mecanismos de que forman parte y otro teniendo en cuenta la fatiga que por el rozamiento tienen que sufrir.

En lo que al primer aspecto de la cuestión se refiere la *Mecánica aplicada* nos proporciona métodos exactos de cálculo en todos los casos, ya que los esfuerzos están perfectamente definidos, así como la constitución de la articulación en sí misma. En cambio, las fuerzas de rozamiento han sido y será objeto de numerosos trabajos de investigación toda vez que únicamente la experiencia puede aportar datos sobre ellas, datos éstos tanto más precisos cuanto que la mayor parte de las averías en las articulaciones son debidas más que a las fuerzas exteriores a ellas, a los recalentamientos y desgastes ocasionados precisamente por las fuerzas de rozamiento.

Vista la gran importancia de estos esfuerzos, vamos a estudiarlos preliminarmente dejando para ulterior ocasión el hacer inmediata aplicación de ellos al cálculo de una articulación.

De todos son conocidas las primitivas teorías sobre rozamientos, en las que se suponía que la resistencia que opone un cuerpo a deslizarse

sobre un plano era proporcional a la presión que aquél ejercía sobre éste, normal a la superficie de contacto e independiente de esta superficie y de la velocidad relativa de que estuviese animado el cuerpo.

Fundándose en las experiencias que sirvieron de base a estas leyes, estableció Reye una serie de relaciones entre el coeficiente de rozamiento plano y las resistencias o momentos resistentes que aquellas fuerzas originaban en los diferentes tipos de articulaciones. Aunque su teoría está desarrollada suponiendo constante el antedicho coeficiente, hipótesis hoy día refutada, las relaciones por él deducidas, independientes del carácter de dicho valor, son perfectamente utilizables, siempre que a los coeficientes de rozamiento les asignemos los valores deducidos de modernas experiencias que más adelante estudiaremos. Por esta razón vamos a exponer la teoría por Reye establecida.

Ante todo los rozamientos los consideraremos divididos en tres clases: rectilíneos, sobre muñón y sobre pivote.

Primer caso. Respecto a la primera especie utilizaba la ley ya confirmada por Coulomb, Morin y otros experimentadores y por ello

$$f = \operatorname{tg} \varphi = \frac{F}{N}$$

siendo f el coeficiente de rozamiento, φ el ángulo del mismo nombre, F la fuerza resistente y N la presión normal.

Segundo caso. Las articulaciones a que este caso se refiere son aquellas en que existiendo un giro, la fuerza exterior o carga de la articulación es normal al eje de aquél. Reye consideró y se sigue usando en los cálculos, un coeficiente ficticio que representaremos por μ y que expresa la relación entre la resistencia tangencial al movimiento producida por el rozamiento y la carga total de la articulación: representando estas cantidades por F y N respectivamente, tendremos para expresión de

$$\mu = \frac{F}{N}.$$

Vamos a relacionar este coeficiente μ con el de rozamiento rectilíneo f antes aludido. Consideremos un muñón referido a tres ejes coordenados (fig. 1) en los que el de las Y representa la dirección de la carga de la articulación. Tendremos en cuenta únicamente medio muñón, pues debido a los juegos que indefectiblemente han de existir en toda articulación, puede considerarse que solo en la parte abc (fig. 1') se ejerce el rozamiento.

Supongamos (fig. 1) un elemento infinitesimal de la superficie del muñón, de área ds y sea r el radio de aquél y p la presión normal al elemento por unidad de superficie.

La expresión de dicha área será:

$$ds = r \times d\varphi \times dx,$$

y la presión normal que el elemento soporta valdrá

$$dN' = p \times ds = p \times r \times d\varphi \times dx.$$

Como el elemento ds puede asimilarse a una superficie plana, la fuerza de rozamiento

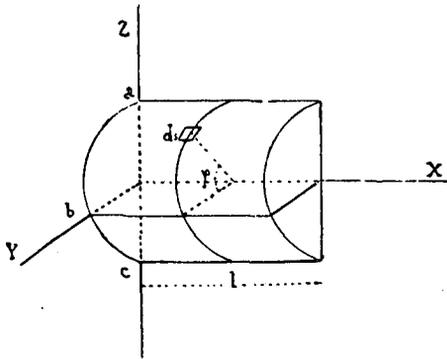


Fig. 1.

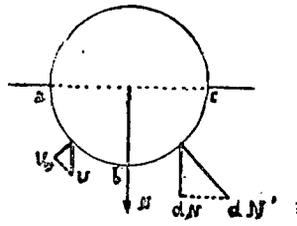


Fig. 1'.

en el mismo tendrá por valor

$$dF = f \times dN' = f \times p \times r \times d\varphi \times dx,$$

e integrando

$$F = \int_0^l \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} f \times p \times r \times d\varphi \times dx.$$

Ahora bien, la componente de dN' en dirección de la carga de la articulación será evidentemente paralela al eje Y , y por tanto,

$$dN = dN' \times \cos \varphi = p \times r \times d\varphi \times dx \times \cos \varphi,$$

e integrando

$$N = \int_0^l \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} p \times r \times dx \times \cos \varphi \times d\varphi$$

Veamos el valor de estas integrales. Para poderlas resolver son necesarias algunas hipótesis:

1.^a El trabajo de rozamiento de la articulación da origen a un desgaste y a una elevación de temperatura de la misma que admitiremos están siempre en una relación constante.

2.^a El desgaste sufrido en todos los puntos paralelamente a la carga le consideraremos constante, es decir, supondremos que en la articulación el muñón se desliza paralelamente al eje de las Y .

El trabajo del rozamiento en el elemento ds tendrá por expresión

$$dT = f \times p \times ds \times r \times \omega$$

siendo ω la velocidad angular del muñón. En virtud de la primera hipótesis la fracción de trabajo que da lugar a desgaste será

$$dT_n = \beta \times dT.$$

Ahora bien, como el desgaste normal es proporcional al trabajo que lo produce, si lo representamos por U_n tendremos:

$$U_n = \alpha' \times dT = \alpha' \times f \times p \times r \times ds \times \omega = \alpha p,$$

pues todos los factores, excepto p , son constantes.

Por la segunda hipótesis se verificará (fig. 1'):

$$U = \frac{U_n}{\cos \varphi} = \frac{\alpha p}{\cos \varphi} = \text{constante.}$$

Como U y α son constantes, $\frac{p}{\cos \varphi}$ lo será también, luego

$$\frac{p}{\cos \varphi} = k,$$

de donde

$$p = k \cos \varphi$$

valor que permite integrar las expresiones anteriores. Para ello sustituiremos p por su valor y se obtendrá:

$$\begin{aligned} F &= \int_0^l \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} f \times k \times \cos \varphi \times r \times d\varphi \times dx = \\ &= f \times k \times r \int_0^l dx \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} \cos \varphi d\varphi = f \times k \times r \times l \times 2. \end{aligned}$$

y

$$\begin{aligned} N &= \int_0^l \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} k \times \cos^2 \varphi \times r \times d\varphi \times dx = k \times r \int_0^l dx \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} \cos^2 \varphi \times d\varphi = \\ &= k \times r \times l \left[\frac{1}{2} (\varphi + \text{sen } \varphi \times \cos \varphi) \right]_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} = k \times r \times l \frac{\pi}{2}. \end{aligned}$$

Como definimos el coeficiente ficticio μ diciendo que era igual a $\frac{F}{N}$ se tiene:

$$\mu = \frac{F}{N} = \frac{2 \times f \times k \times r \times l}{\frac{\pi}{2} \times k \times r \times l} = \frac{4f}{\pi} = \frac{f}{0,785}$$

o bien

$$f = 0,785 \mu,$$

relación que nos liga los coeficientes de rozamiento en el caso de muñón y de plano.

Tercer caso. Nos queda por considerar el rozamiento sobre pivote en el cual la carga de la articulación es paralela al eje de giro.

En este caso no disponemos de coeficiente adecuado para medir la fuerza de rozamiento y vamos a buscar la expresión del momento resistente que dicha fuerza origina.

Supongamos el caso general en que la superficie de contacto sea una cualquiera de revolución. Un elemento infinitesimal de la misma quedará definido (fig. 2) por la ordenada z y por el ángulo φ que el radio que pasa por la horizontal forme con un eje cualquiera XX , siempre que sea conocida la superficie de contacto; e inmediatamente queda determinado también el radio ρ del paralelo en que el referido elemento se encuen-

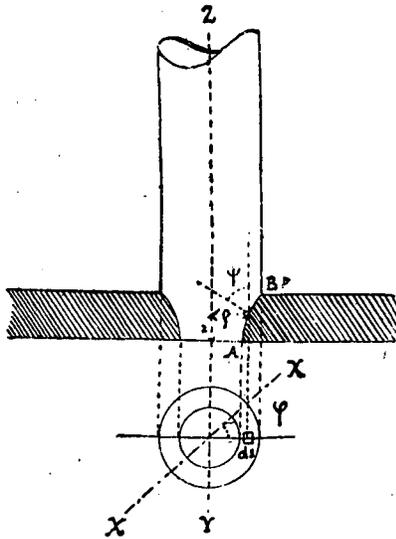


Fig. 2.

tra. La inclinación que con el plano horizontal forma el elemento vendrá dada por el ángulo ψ que la normal al mismo forma con la vertical.

El área del elemento considerado será:

$$ds = \frac{\rho \times d\varphi \times d\rho}{\cos \psi}$$

La carga normal a dicho elemento tendrá por valor

$$dN' = p \times ds$$

siendo p la presión normal unitaria, y la fuerza de rozamiento (por ser el elemento infinitamente pequeño) valdrá

$$dF = f \times dN' = f \times p \times ds = \frac{f \times p \times \rho \times d\varphi \times d\rho}{\cos \psi}$$

y el momento que produce esta fuerza respecto al eje de giro se podrá poner en la forma

$$dM = \rho \times dF = \frac{f \times p \times \rho^2 \times d\varphi \times d\rho}{\cos \psi}$$

La componente, paralela al eje de giro, de la presión normal, es

$$dN = dN' \times \cos \psi = p \times \rho \times d\varphi \times d\rho.$$

Integrando se tiene:

$$N = \iint p \times \rho \times d\varphi \times d\rho.$$

$$M = \iint f \times p \times \rho^2 \times d\varphi \times d\rho.$$

Para hallar estas integrales tenemos que hacer hipótesis iguales a las del segundo caso.

El trabajo total de rozamiento desarrollado en el elemento ds , siendo ω la velocidad angular del giro, se podrá poner en la forma

$$dT = dM \times \omega = f \times p \times ds \times \rho \times \omega.$$

El desgaste normal, proporcional al trabajo que lo produce y por tanto al total de rozamiento dT , se expresará por

$$U_n = \alpha' \times dT = \alpha' \times f \times p \times ds \times \rho \times \omega = \alpha \times p \times \rho.$$

El desgaste vertical U será igual a $\frac{U_n}{\cos \psi}$, y sustituyendo

$$U_n = U \times \cos \psi = \alpha \times p \times \rho.$$

Siendo $U =$ constante, por las hipótesis admitidas, tendrá que serlo el cociente

$$\frac{p \times \rho}{\cos \psi} = k.$$

Esta consecuencia nos permite resolver las integrales anteriores.

Para ello, sustituyamos el valor

$$p \times \rho = k \times \cos \psi$$

y se tendrá:

$$N = \int_A^B \int_0^{2\pi} k \times \cos \psi \times d\varphi \times d\rho.$$

$$M = \int_A^B \int_0^{2\pi} \frac{k \times \cos \psi \times \rho \times f \times d\varphi \times d\rho}{\cos \psi}.$$

$$N = k \int_0^{2\pi} d\varphi \int_A^B \cos \psi \times d\rho = 2\pi k \int_A^B \cos \psi \times d\rho. \quad (a)$$

$$M = k \times f \int_0^{2\pi} d\varphi \int_A^B \rho d\rho = 2\pi k f \frac{R_2^2 - R_1^2}{2}.$$

Deduciendo de la expresión (a) el valor de

$$2\pi k = \frac{N}{\int_A^B \cos \psi \times d\rho}$$

y sustituyéndolo en el de M , se obtendrá la igualdad

$$M = \frac{f}{2} N \frac{R_2^2 - R_1^2}{\int_A^B \cos \psi \times d\rho}$$

que nos dá el valor del momento resistente en función del coeficiente de rozamiento plano y cantidades que en cada caso particular consideraremos.

También podría obtenerse M en función del coeficiente de rozamiento sobre muñones, μ , en virtud de la relación

$$\mu = \frac{4J}{\pi}$$

y se tendrá:

$$M = \frac{\pi}{8} \mu N \frac{R_2^2 - R_1^2}{\int_A^B \cos \psi \times d\rho}.$$

Estudiaremos ahora distintos casos particulares del general que acabamos de considerar y en cada uno de ellos determinaremos el momento resistente.

1.º *Pivote lleno, de base plana.* (Fig. 3.)—En este caso las cantidades

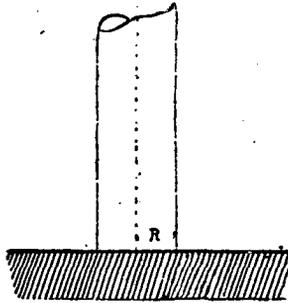


Fig. 3.

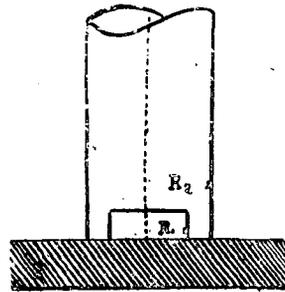


Fig. 4.

que figuran en la fórmula que nos proporciona el valor de M , se convierten en las siguientes:

$$\psi = 0 \quad \cos \psi = 1 \quad R_2 = R \quad R_1 = 0$$

$$\int_A^B \cos \psi \times d\rho = \int_0^R d\rho = R$$

luego

$$M = \frac{\pi}{8} \times \mu \times N \times \frac{R^2}{R} = \frac{\pi}{8} \times \mu \times N \times R$$

o bien

$$M = \frac{f}{2} \times N \times R.$$

2.º *Pivote plano hueco.* (Fig. 4.)

$$\psi = 0 \quad \cos \psi = 1$$

$$\int_A^B \cos \psi \times d\rho = \int_{R_1}^{R_2} d\rho = R_2 - R_1$$

$$M = \frac{\pi}{8} \times \mu \times N \times \frac{R_2^2 - R_1^2}{R_2 - R_1} = \frac{\pi}{8} \times \mu \times N \times (R_1 + R_2)$$

y también

$$M = \frac{f}{2} \times N \times (R_1 + R_2).$$

3.º *Pivote cónico.* (Fig. 5.)

$$\psi = \text{constante} = \frac{\pi}{2} - \alpha \quad \cos \psi = \text{sen } \alpha$$

$$\int_A^B \cos \psi \times d\rho = \int_A^B \operatorname{sen} \alpha \times d\rho = \operatorname{sen} \alpha \int_{R_1}^{R_2} d\rho = \operatorname{sen} \alpha (R_2 - R_1)$$

$$M = \frac{\pi}{8} \times \mu \times N \times \frac{R_2^3 - R_1^3}{\operatorname{sen} \alpha (R_2 - R_1)} = \frac{\pi}{8} \times \mu \times N \times \frac{R_1 + R_2}{\operatorname{sen} \alpha}$$

o

$$M = \frac{f}{2} \times N \times \frac{R_1 + R_2}{\operatorname{sen} \alpha}$$

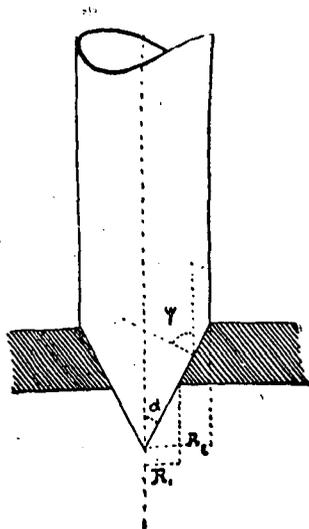


Fig. 5.

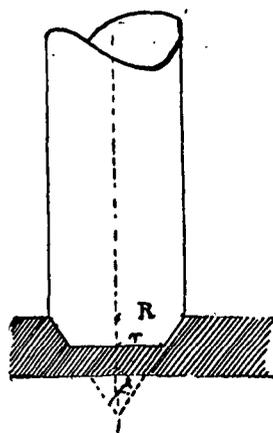


Fig. 6.

4.º *Pivote troncocónico.* (Fig. 6.)—Como en los casos anteriores tendremos que los valores de la fórmula de M , serán:

$$R_1 = 0 \quad , \quad R_2 = R$$

$$\begin{aligned} \int_A^B \cos \psi \times d\rho &= \int_0^r \cos \psi \times d\rho + \int_r^R \cos \psi \times d\rho = \\ &= \int_0^r d\rho + \operatorname{sen} \alpha \int_r^R d\rho = r + (R - r) \operatorname{sen} \alpha \end{aligned}$$

y sustituyendo en el valor ya citado, de M ,

$$M = \frac{\pi}{8} \mu \times N \frac{R^3}{r + (R - r) \operatorname{sen} \alpha}$$

o, también,

$$M = \frac{f}{2} \times N \times \frac{R^3}{r + (R - r) \operatorname{sen} \alpha}$$

5.º *Pivote esférico.* (Fig. 7.)—Para resolver la integral de la fórmula general, observaremos que:

$$R_1 = 0 \quad R_2 = R \operatorname{sen} \psi_1$$

$$\rho = R \operatorname{sen} \psi \quad d\rho = R \times \cos \psi \times d\psi$$

$$\begin{aligned} \int_A^B \cos \psi \times d\rho &= \int_0^{\psi_1} \cos \psi \times R \times \cos \psi \times d\psi = R \times \int_0^{\psi_1} \cos^2 \psi \times d\psi = \\ &= R \left[\frac{1}{2} \left(\psi + \operatorname{sen} \psi \times \cos \psi \right) \right]_0^{\psi_1} = R \times \frac{1}{2} \left(\psi_1 + \frac{\operatorname{sen} 2 \times \psi_1}{2} \right) \end{aligned}$$

luego

$$M = \frac{\pi}{8} \times \mu \times N \times \frac{R^2 \times \operatorname{sen}^2 \psi_1}{R \times \frac{1}{2} \times \left(\psi_1 + \frac{\operatorname{sen} 2 \times \psi_1}{2} \right)} =$$

$$= \frac{\pi}{4} \times \mu \times N \times \frac{R \times \operatorname{sen}^2 \psi_1}{\psi_1 + \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2 \times \psi_1}$$

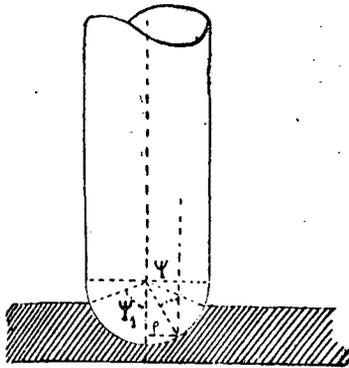


Fig. 7.

Y en función de f

$$M = f \times N \times \frac{R \times \operatorname{sen}^2 \psi_1}{\psi_1 + \frac{1}{2} \operatorname{sen} 2 \times \psi_1}$$

$$\text{Si } \psi_1 = \frac{\pi}{2},$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{\pi}{4} \times \mu \times N \times \frac{R \times \operatorname{sen}^2 \frac{\pi}{2}}{\frac{\pi}{2} + \frac{1}{2} \operatorname{sen} \pi} = \frac{\pi}{4} \times \mu \times N \times \frac{R}{\frac{\pi}{2}} = \\ &= \frac{1}{2} \times \mu \times N \times R. \end{aligned}$$

Vistas ya las expresiones de las fuerzas de rozamiento o momentos que originan, en función de μ y f , dejaremos para otro artículo las hipótesis y experiencias más modernas que con estos coeficientes se relacionan.

José RUBÍ

CARLOS GODINO

PILARES DE HORMIGÓN SUNCHADO

Es sabido que en los postes de cemento armado las barras que constituyen la armadura debén arriostrarse horizontalmente para darlas mayor rigidez por medio de ligaduras situadas a distancia por lo general variable entre 0,20 y 0,35 metros, pero que no conviene sea mayor que a , siendo a la menor dimensión de la sección transversal del pilar, llegando como mínimo de separación al valor $\frac{a}{3}$. Cuando estas ligaduras se aproximan mucho entre sí ($e < \frac{a}{3}$), se obtiene el hormigón *zunchado* o *sunchado* que goza de la propiedad de aumentar considerablemente la resistencia al aplastamiento y el límite de elasticidad del hormigón, lo cual permite elevar las cargas de seguridad, y por lo tanto, reducir la sección de los pilares.

Se admite que la resistencia a la rotura por aplastamiento que presenta un prisma de hormigón sunchado está representada por la suma de los tres elementos siguientes:

- 1.º Aumento de un 50 por 100 en la resistencia propia del hormigón.
- 2.º Aumento de la resistencia de las barras longitudinales con que se arma el prisma llevándolas a trabajar hasta su límite de elasticidad.
- 3.º Resistencia que producirían trabajando a su límite de elasticidad barras longitudinales cuyo volumen de metal fuera igual al volumen real de los sunchos multiplicado por 2,5.

Este aumento de resistencia que el sunchado produce puede representarse por un coeficiente de la forma $1 + m' \frac{V_s}{V_h}$, representando por

V_s el volumen de los sunchos o armaduras transversales por unidad de longitud del prisma.

V_h el volumen de hormigón por unidad de longitud del prisma.

m' un coeficiente que toma los valores siguientes:

$m' = 8$ para armaduras rectangulares separadas a la distancia a

$m' = 16$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Para armaduras rectangulares separadas a la distancia } \frac{a}{3} \\ \text{Para armaduras circulares separadas a la distancia } \frac{a}{2,3} \end{array} \right.$

$m' = 32$

Para armaduras circulares separadas a la distancia $\frac{a}{5}$ cuando la presión prevista por cm.^2 es de 50 kilogramos. Para armaduras circulares distanciadas $\frac{a}{8}$ cuando la presión prevista por cm.^2 es de 100 kilogramos siendo siempre a la dimensión menor de la sección transversal del pilar.

La relación $\frac{V_s}{V_h}$ varía entre 0,010 y 0,020. .

Casi siempre los sunchos se constituyen con alambre de 4 milímetros o cabilla de 5 a 8 milímetros (sección circular), colocándolos paralelamente a las distancias que el cálculo marca (fig. 1) y con frecuencia se substituyen éstos por una espira helizoidal, con lo que se viene como a fajar o envolver el prisma (fig. 2).

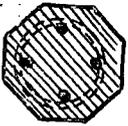


Fig. 1. — Corte transversal de pilares sunchados.

Las armaduras longitudinales deben estar constituidas en los pilares sunchados por seis barras, cuando menos cuyo volumen total por metro corriente no sea inferior al 2 por 100 del que representa el prisma, ni a $\frac{1}{8}$ del de los sunchos; los alemanes fijan el mínimo de dosis o cuantía total de las barras longitudinales en el 0,008 de la superficie real de hormigón.

El hormigón sunchado puede tolerar antes de aplastarse, acortamientos que lleguen de 1 a 3 milímetros por metro, y combinándose el efecto de las armaduras longitudinales y de los sunchos impiden el hinchamiento trans-

versal del hormigón, disminuyendo notablemente la tendencia a la flexión lateral de los prismas.

La circular ministerial francesa indica que la carga que puede hacerse soportar a un pilar sunchado no debe exceder del valor

$$P = R_h (1 + 15 n + 32 n') = R \times 0,28 (1 + 15 n + 32 n') \quad [1]$$

en cuya fórmula representan

P carga de trabajo del pilar sunchado.

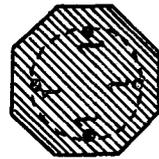
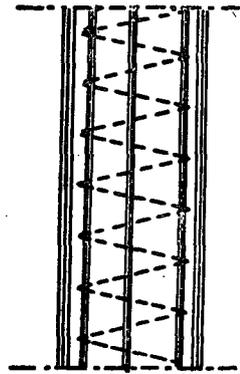


Fig. 2.—Proyección y corte transversal de un pilar sunchado.

R_h coeficiente de trabajo del hormigón.

n dosis de metal empleado en armaduras longitudinales.

n' dosis de metal empleado en armaduras transversales o sunchos.

Según dicha circular francesa, para coeficiente de trabajo del hormigón R_h debe tomarse los 0,28 de la carga R de ruptura.

Este valor de R es de 160, 180 y 200 kilogramos para las dosis respectivas de 300, 350 y 400 kilogramos de portland por metro cúbico de hormigón, tomándose estas resistencias a los noventa días de fabricado el hormigón.

La anterior fórmula [1] viene a indicar que en cuanto a resistencia las armaduras longitudinales equivalen a un volumen de hormigón quince veces superior al suyo y los sunchos a un volumen de hormigón treinta y dos veces mayor que el del metal de éstos, recomendándose en la mencionada disposición oficial que, sea cualquiera el resultado que dé la fórmula [1], no debe pasarse en la carga de seguridad P de los 0,60 de la carga de ruptura R , a fin de evitar el aplastamiento de la delgada capa de hormigón que recubre las espiras o los sunchos. Es decir, que para un hormigón dosificado a 300 kilogramos de portland por metro cúbico no debe exceder dicha carga del valor

$$P = 0,60 \times R = 0,60 \times 160 = 96 \text{ kgs. por cm.}^2,$$

a cuyo valor corresponde un coeficiente de seguridad próximo a 4.

Resulta, en resumen, que las cargas que pueden admitirse para el hormigón sunchado no deben exceder de

$160 \times 0,60 = 96$ kilogramos por centímetro cuadrado para hormigón de 300 kilogramos de cemento por metro cúbico,

$180 \times 0,60 = 108$ kilogramos por centímetro cuadrado para hormigón de 350 kilogramos de cemento por metro cúbico,

$200 \times 0,60 = 120$ kilogramos por centímetro cuadrado para hormigón de 400 kilogramos de cemento por metro cúbico,

y no pasándose de tales cargas puede aplicarse la fórmula general

$$P = R \times S \text{ transformada según la [1] en}$$

$$P = S \times R \times 0,28 (1 + 15 n + 32 n') [2],$$

siendo S la sección total del prisma.

Cálculo de los prismas de hormigón sunchado.

Seguiremos para hacerlo, la marcha indicada por la circular francesa

a que antes hacemos referencia, con lo que llevarán la garantía de tan competente comisión oficial y utilizaremos como base de dicho cálculo la fórmula

$$P = S \times R \times 0,28 (1 + 15 n + 32 n') = S \times R_h (1 + 15 n + 32 n') \quad [2],$$

sustituyendo, en vez de $0,28 \times R$, su valor R_h (coeficiente trabajo del hormigón).

Si llamamos P la carga que debe soportar un pilar sunchado de sección S , la carga por unidad de superficie será

$$\frac{P}{S} = R \text{ deducida de la } P = S \times R.$$

La carga que podría soportar el pilar no armado será:

$$P' = R_h \times S \text{ siendo } \begin{cases} S = S_h \text{ sección hormigón,} \\ R_h \text{ coeficiente trabajo hormigón,} \end{cases}$$

y por lo tanto, la que le corresponderá a la armadura será:

$$P'' = P - P' = P - R_h \cdot S = S (R - R_h) = R S - R_h S.$$

La dosis de metal con la cual habrá que mejorar el hormigón será, por lo tanto, la relación entre las secciones de metal y hormigón, o sea

$$\frac{P''}{P'} = \frac{S (R - R_h)}{S \times R_h} = \frac{R - R_h}{R_h} = m \text{ (dosis)} \quad [3],$$

habiendo designado para abreviar por m la expresión $\frac{R - R_h}{R_h}$ que es la dosis de metal obtenido sumando las armaduras longitudinales y las transversales o sunchos, o sea

$$m = n + n'.$$

Hemos indicado que para armaduras longitudinal debe tomarse $\frac{1}{8}$ del volumen total de hierro, quedando los otros $\frac{2}{8}$ para los sunchos; tendremos, pues,

$$V_m = V' + V'' \left\{ \begin{array}{l} V' = \frac{1}{3} V_m = n = \frac{1}{3} (n + n') \\ V'' = \frac{2}{3} V_m = n' = \frac{2}{3} (n + n') \end{array} \right\} \text{siendo } \left\{ \begin{array}{l} V_m \text{ volumen total} \\ \text{hierro.} \\ V' \text{ id. id. armaduras} \\ \text{longitudinales.} \\ V'' \text{ id. id. id. trans-} \\ \text{versales.} \end{array} \right.$$

Operando con estas fórmulas y con la [1] se llega a las

$$n = \frac{(15 + 2 + 32)}{3} (n + n') \quad [5]$$

$$[4] V_m = V' + V'' \left\{ \begin{array}{l} V' = \frac{100 \times ab}{3} \times \frac{n}{26,3} \text{ cm.}^3 \\ V'' = \frac{2 \times 100 \times ab}{3} \times \frac{n}{26,3} \text{ cm.}^3 \end{array} \right\} V_m = 100 \times ab \times \frac{n}{26,3} \text{ cm.}^3 \quad [5']$$

que dan los volúmenes V' y V'' de metal de las armaduras longitudinales y transversales respectivamente.

Para determinar la repartición del volumen V'' de armaduras transversales o sunchos por metro lineal de pilar, son datos:

1.º El diámetro d del suncho que es igual a la menor dimensión del pilar disminuida en 15 mm. $\times 2 = 0,03$ metros, cantidad mínima que debe recubrirse con hormigón para que el metal quede protegido.

2.º El número N de sunchos en cada sección transversal.

3.º La distancia h entre sunchos, o sea su separación.

En cada metro de longitud de pilar entrarán $\frac{100 \text{ cm.}}{d}$ sunchos o series de sunchos, siendo $C = 2 \pi r = d \times r$ el desarrollo de cada uno de éstos, y por lo tanto, el volumen V'' de metal en sunchos contenido en cada metro o 100 centímetros de pilar, será:

$$N \times d \times 3,14 \times \frac{100}{h} \times V \quad [6]$$

expresión que debe ser igual al valor antes encontrado, o sea

$$N \times d \times 3,14 \times \frac{100}{h} \times V = \frac{2}{3} \times 100 \times ab \times \frac{n}{26,3}$$

de cuya expresión se deducen V'' o h .

Si el pilar es de sección cuadrada o circular $N = 1$; si es de sección

rectangular y sometido a carga muy fuerte pueden colocarse varios sunchos en la disposición que indica la figura 3.

Vamos a aplicar todas estas fórmulas al cálculo de un pilar de hormigón sunchado.

Supongamos una carga centrada de 120.000 kilogramos actuando sobre un pilar que deseamos no exceda de $0,40 \times 0,40$ metros = 1.600 centímetros cuadrados de sección. Supongamos, además, que la altura no pase de $0,40 \times 20 = 8$ metros, con lo cual no habrá temor de flexión lateral.

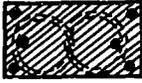


Fig. 3. — Corte transversal de pilares sunchados.

Calcularemos este pilar siguiendo la marcha impuesta por las instrucciones contenidas en la circular francesa en los dos casos de armarse: a), con armaduras longitudinales y ligaduras; b), con armaduras longitudinales y sunchos. De este modo podrá comprobarse claramente que el empleo de los sunchos conduce en igualdad de resistencia a una economía muy apreciable de metal.

a).—Pilar con armaduras longitudinales y ligaduras.

La fórmula general para el cálculo de pilares de hormigón armado

$$P = R_h \times S_h + R_m S_m$$

en la que representan

P carga que actúa sobre el pilar.

R_h coeficiente de trabajo del hormigón a la compresión.

R_m coeficiente de trabajo del metal a la compresión.

S_h sección de hormigón.

S_m sección de metal,

se transforma en la

$$P = R_h (S_h + m S_m) \quad [7],$$

siendo m la relación $\frac{E_m}{E_h} = \frac{R_m}{R_h}$ entre los coeficientes de elasticidad del metal y del hormigón. El valor de m varía con múltiples circunstancias; generalmente se toma $m = 10$ o $m = 15$.

Aplicando dicha fórmula [7], tomando en ella $m = 10$ y para R_h coe-

ficiente de trabajo del hormigón, el valor 45 kilogramos por centímetro cuadrado y que recomienda la circular francesa, obtenemos:

$$P = R_h (S + 10 S_m) = 45 \text{ kgs. } (40 \text{ cm.} \times 40 \text{ cm.} + 10 \times S_m) =$$

$$120.000 \text{ kgs.} = 45 \text{ kgs. } (1.600 \text{ cm.}^2 + 10 S_m)$$

de donde deducimos S_m (sección de metal)

$$S_m = \frac{120000 - 45 \times 1600}{45 \times 10} = \frac{48000}{450} = 107 \text{ cm.}^2$$

Al valor $m = 10$ que para la relación entre los coeficientes de elasticidad del hierro y del hormigón hemos tomado en la fórmula [7]. corresponde un diámetro en las armaduras longitudinales, de

$$\frac{a}{10} \text{ o sea } \frac{40 \text{ cm.}}{10} = 4 \text{ cm.} = 40 \text{ mm.}$$

y una separación de ligaduras igual a la dimensión a del pilar; o sea 40 centímetros.

Ahora bien, como la barra de 40 milímetros tiene una sección de 1256 milímetros cuadrados, necesitaremos un número de barras $n = \frac{107 \text{ cm.}^2}{12,56} = 8$, que pesarán $9,79 \times 8 = 78,32$ kilogramos en conjunto por metro lineal.

Cada ligadura formada, por ejemplo, por un hierro de 8 milímetros de diámetro tendrá una longitud de $4 \times 0,40 + 0,30$ metros para recubrimiento, o sea 1,90 o 2 metros en números redondos; y como hemos dicho que deben estar distanciadas a 0,40 metros, habrá 2,5 ligaduras por metro y pesarán ($d = 8 \text{ mm.}$ peso por metro lineal = 0,39 kilogramos):

$$2,5 \times 2 \text{ m.} \times 0,39 \text{ kgs.} = 1,95, \text{ o } 2 \text{ kilogramos.}$$

La cantidad total de hierro por metro lineal de pilar será, pues,

$$78,32 + 2 = 80,33 \text{ kilogramos.}$$

Esta cifra es realmente muy elevada, lo que depende de haber tomado para la relación m entre los coeficientes de elasticidad del metal y del

hormigón el valor $m = 10$. Aceptados el $m = 15$ que propone la comisión francesa, repetiremos los anteriores cálculos, con lo que se obtiene

$$P = R_h (S + 15 S_m) = 45 \text{ kgs. } (40 \text{ cm. } \times 40 \text{ cm. } + 15 \times S_m)$$

$$120000 \text{ kgs.} = 45 (1600 + 15 \times S_m)$$

$$S_m = \frac{120000 - 45 \times 1600}{45 \times 15} = \frac{48000}{675} = 71 \text{ cm.}^2$$

Al valor $m = 15$ que hemos tomado corresponde un diámetro en las armaduras longitudinales comprendido entre

$$\frac{a}{3} = \frac{40}{15} = 2,7 \text{ cm. a la } \frac{a}{20} = \frac{40}{20} = 2 \text{ cm.} = 20 \text{ mm.}$$

y una separación de ligaduras $\frac{a}{3} = \frac{40}{3} = 14$ centímetros.

Como la barra de 27 milímetros tiene una sección de 572 milímetros cuadrados, necesitaremos un número de barras.

$$n = \frac{71 \text{ cm.}^2}{5,75} = 13, \text{ que pesarán } 4,46 \times 13 = 58 \text{ kilogramos.}$$

Cada ligadura formada por un hierro de 8 milímetros tendrá una longitud de $4 \text{ m.} \times 0,40 \text{ m.} + 0,30 \text{ m.} = 1,90$ o 2 metros, y como deben estar distanciadas a 0,14 metros, habrá 7 ligaduras por metro y pesarán a razón de 0,30 kilogramos por metro lineal.

$$4 \times 2 \text{ m.} \times 0,39 \text{ kgs.} = 3,12 \text{ kilogramos.}$$

La cantidad total de hierro sería por metro lineal de pilar

$$58 + 3,12 = 61,12 \text{ kilogramos.}$$

b) Pilar armado con barras longitudinales y sunchōs.

El coeficiente de trabajo por centímetro cuadrado de sección es

$$R = \frac{P}{S} = \frac{120000 \text{ kgs.}}{1600 \text{ cm.}^2} = 75 \text{ kgs. (cm.}^2) < 96 \text{ kgs.}$$

lo que indica puede utilizarse la fórmula [2].

La dosis de metal que debe emplearse para aumentar la resistencia del hormigón, haciendo que el pilar sunchado pueda soportar las 120 toneladas, es

$$m = \frac{R - R_h}{R_h} = \frac{75 \text{ kgs.} - 45 \text{ kgs.}}{45 \text{ kgs.}} = \frac{30}{45} = 0,66 = 66 \text{ por } 100 \quad [3],$$

habiendo sustituido en vez de R_h su valor según las instrucciones, o sea $R_h = 0,28 \times R$ (carga de rotura del hormigón = 160 kgs. por cm.^2 para 300 kilogramos de portland por metro cúbico = $0,28 \times 160 = 44,8$ o 45 kilogramos).

La dosis volumétrica total de metal (armaduras longitudinales y transversales) sería, por lo tanto, según la fórmula [5],

$$n + n' = \frac{n}{\frac{15 + 2 + 32}{3}} = \frac{66}{26,3} = 2,5 \text{ por } 100$$

y el volumen total de hierro necesario según fórmulas [4] y [5]

$$V_m = V' + V'' = 100 \text{ cm.} \times ab \times \frac{n}{26,3} \text{ cm.}^3 = 100 \times 1600 \text{ cm.}^2 \times \\ \times \frac{2,5}{100} = 4000 \text{ cm.}^3$$

Si tomamos $\frac{1}{3}$ de esta cifra para las armaduras longitudinales y los otros $\frac{2}{3}$ para las transversales (sunchos), el volumen de las primeras será:

$$V' = \frac{4000}{3} = 1333 \text{ cm.}^3,$$

o sea una sección

$$S_m' = \frac{V'}{h} = \frac{1333 \text{ m.}^3}{100 \text{ cm.}} = 13,33 \text{ cm.}^2 = 1333 \text{ mm.}^2,$$

que podemos componer, por ejemplo, con 8 barras de

$$\frac{1333}{8} = 166 \text{ mm.}^2,$$

a la que corresponde un diámetro $d = 15$ milímetros ($S = 177 \text{ mm.}^2$) y peso por metro 1,38 kilogramos, o en total $8 \times 1,38 = 11,04$ kilogramos por metro lineal de pilar.

Tomando los $\frac{2}{3}$ del volumen total, 4.000 centímetros cúbicos para los sunchos, tendremos:

$$V'' = 4000 \times \frac{2}{3} = 2666 \text{ centímetros cúbicos.}$$

Para obtener este volumen, si suponemos existe un solo suncho en cada sección transversal, nos valdremos de la fórmula [6], en la que $N = 1$ y $d = 40 \text{ cm.} - 2 \times 1,50 = 37$ centímetros. Sustituyendo estos valores obtenemos:

$$N \times d - 3,14 \times \frac{100}{h} \times V'' = 2666 \text{ centímetros cúbicos,}$$

siendo V'' el volumen de metal que debemos emplear en los sunchos volumen que acabamos de encontrar es $V'' = 2666$ centímetros cúbicos.

Si en virtud de lo indicado, separamos los sunchos a la distancia $h = \frac{a}{8} = \frac{40}{8} = 5$ centímetros (por ser 75 kilogramos < 100 la presión prevista por centímetro cuadrado), entrarán en cada metro de pilar $\frac{100 \text{ cm.}}{5 \text{ cm.}} = 20$ sunchos, con lo que la igualdad anterior se transforma en

$$1 \times 37 \text{ cm.} \times 3,14 \times 20 \times V'' = 2666 \text{ cm.}^3,$$

de donde

$$V'' = \frac{2666}{2323} = 1,13 \text{ cm.}^2 = 113 \text{ mm.}^2,$$

a cuya sección corresponde un diámetro $d = 12$ milímetros y peso 0,88 kilogramos por metro lineal.

El peso de los sunchos por metro lineal de pilar será:

$$2 \pi r \times 20 \text{ (número de sunchos)} \times 0,88 \text{ kgs., peso del metro varilla:}$$

$$= 0,37 \text{ m.} \times 3,14 \times 20 \times 0,88 = 23,24 \text{ kilogramos.}$$

El peso total de armaduras por metro lineal de pilares es, pues,

Armaduras longitudinales.....	11,04 kgs.
Idem transversales.....	23,24 »
PESO TOTAL.....	34,28 kgs.

cifra muy inferior a la de 61,12 kilogramos que encontramos para peso

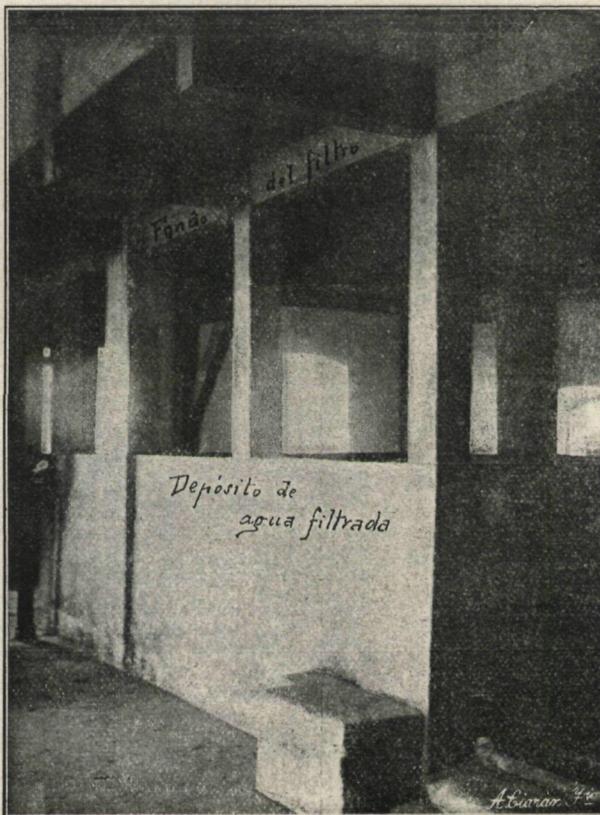


Fig. 4.

de metal empleando armaduras longitudinales y ligaduras.

Recientemente he tenido ocasión de aplicar estas fórmulas para reforzar envolviéndolas en hormigón sunchado dos columnas de fundición, instaladas en el quinto piso del edificio principal de la fábrica de cerveza y hielo que la Sociedad Anónima «El Aguila» tiene en esta Corte.

Dichas columnas eran de 0,28 metros de diámetro exterior, 22 milímetros de espesor y 2,75 metros de altura y soportaban unas vigas maestras de doble *T*, perfil alemán de 0,47 metros de altura, sobre las cuales cargaba la mitad próximamente del piso de una sala de

$$11,50 \times 11,50 = 132,25 \text{ metros cuadrados.}$$

Según pude comprobar, el piso estaba calculado para una carga total

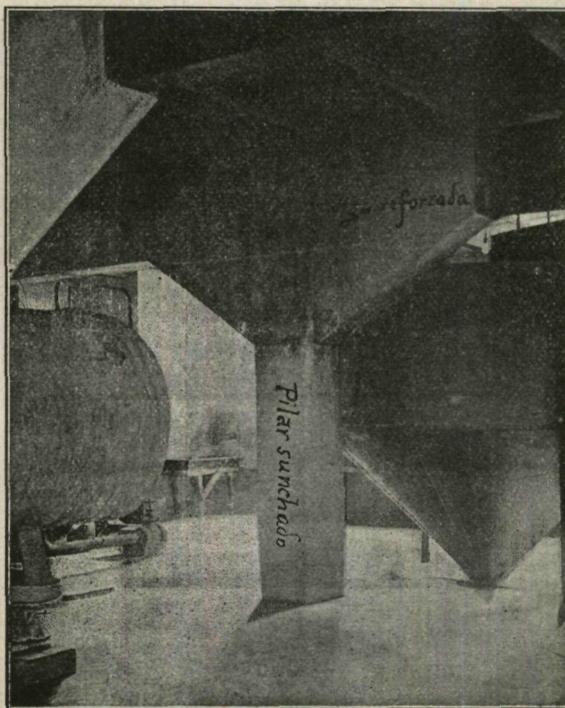


Fig. 5.

(sobrecarga y peso propio) de 500 kilogramos por metro cuadrado, y habiendo aceptado mi propuesta de colocar sobre él una instalación para filtrar 100 metros cúbicos diarios de agua procedente de la conducción general del Canal de Isabel II, era necesario reforzar las vigas maestras, y columnas sobre las que insiste en la casi totalidad de los 82.500 kilogramos, que es el peso que representan el filtro y el depósito de agua filtrada (fig. 4), pues no ocupando dicha instalación en planta más que 35 metros cuadrados, procedía no impedir la carga ordinaria del piso citado.

Tanto las vigas maestras mencionadas que se ven en la figura 5 como las columnas, las embebí en hormigón armado, aumentando la escuadría de las primeras hasta 0,90 por 0,20 metros y sunchando los pilares que han quedado de sección cuadrada y 0,40 metros de largo (fig. 5).

Sobre dichas vigas maestras descansa, por medio de pilares de 0,15 por 0,15 metros, el depósito, filtro de $7 \times 5 \times 1,25$ metros de altura, que lleva una capa de 0,60 de arena, y vuela 0,75 metros por cada lado sobre las soleras que arriostran las cabezas de los pilares, entre los cuales se ha situado el depósito de agua filtrada, de 14 metros cúbicos de capacidad.

De este modo todo el peso insiste directamente sobre las vigas maestras, que lo transmiten a muros y pilares, sin que haya sido preciso reforzar el piso que está constituido por vigas doble I de 0,20 metros con forjado de bovedilla y una capa general de hormigón de 0,06 metros de espesor.

EDUARDO GALLEGO.

Un puente militar en la zona internacional de Tánger.

El día 13 de diciembre del pasado año 1915 tuvo lugar la inauguración oficial de un puente militar sobre el río Mharhar.

Fuó construído por una sección de la Compañía expedicionaria del 2.º Regimiento de Zapadores Minadores en Larache y tanto por las condiciones especiales de los trabajos como por la importancia práctica de dicha obra, creemos conveniente dar ligera idea de uno de los trabajos que nuestras tropas están realizando en el norte de Africa.

Aunque en estudio las obras del ferrocarril Tánger-Fez y de la carretera Tánger-Arcila-Larache, no se disponía a principios del año 1915 de un medio seguro de comunicación por tierra entre estas poblaciones. Especialmente los pasos de ríos se hacían imposibles en invierno y épocas de grandes crecidas.

La Compañía expedicionaria del referido 2.º Regimiento construyó varios puentes militares de circunstancias, que en el período de operaciones fueron tendiéndose a medida que los nuevos avances en el territorio los hacían indispensables para aprovisionar las posiciones recientemente establecidas.

De este modo, para el trayecto de Arcila a Tánger quedaba asegurada

Quedaba el río Mharhar, límite de separación entre ella y la internacional de Tánger. Dicho río es infranqueable durante largos periodos en

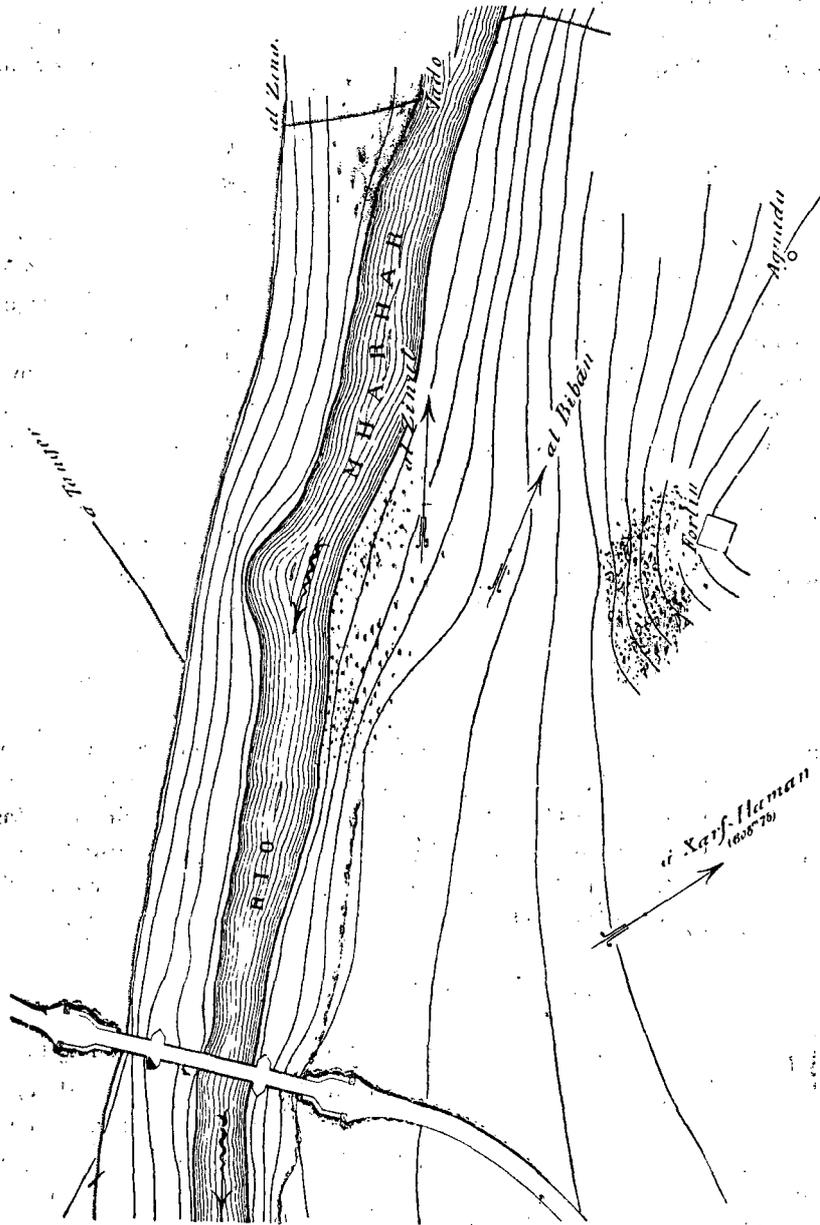


Fig. 2.

la estación de invierno, haciendo imposible toda comunicación entre ambas zonas, con grandes perjuicios para el aprovisionamiento de todas las

posiciones de la parte Norte y muy especialmente para el servicio postal, que sufría grandes retrasos.

Teniendo en cuenta lo expuesto, el Comandante General del territorio, ordenó se estudiara el modo de establecer un puente de circunstancias sobre dicho río para asegurar en invierno y facilitar en todo tiempo la comunicación de la zona internacionalizada y la de nuestro protectorado.

A fines de febrero del año 1915 el capitán D. Jesús Romero Molezún, que mandaba la Compañía del 2.º Regimiento de Zapadores minadores, expedicionaria en Larache, fué designado para elegir el emplazamiento y redactar urgentemente un ligero anteproyecto del puente y de otras tres obras que habían de realizarse en sus inmediaciones. Por lo que a dicho emplazamiento se refiere, consideraciones de orden militar obligaron a tomar como punto de paso el indicado en las figuras 1 y 2 situado en las inmediaciones de la colina de Xar-el-Haman ocupada por nuestras tropas y en cuya colina se proyectaba la construcción de un fortín permanente. De este modo quedaba visible y dominada toda la zona de los alrededores.

Unos 200 metros aguas abajo se encuentra un vado, a donde conducen las pistas marcadas por el continuo paso de los indígenas en su marcha de Tánger a Cuesta Colorada y Arcila. Este punto queda fuera del alcance de nuestras posiciones, é invisible desde ellas. Además, el cauce del río en esta parte tiene una anchura exagerada, así es que, tanto militar como técnicamente, había que desecharlo como emplazamiento de la obra, a pesar de ser el más cómodo para el tráfico ordinario.

En su posición actual el puente no alarga en nada el trayecto, quedando situado a unos 17 kilómetros de Tánger, 5 kilómetros del Biban y 7 kilómetros de Cuesta Colorada. Desde Tánger se aprovisionan estas dos últimas posiciones con gran facilidad y el servicio postal queda asegurado durante todo el año haciéndose diariamente de Tánger a Xar-el-Haman y desde aquí se distribuye a todas las demás posiciones.

Ligera descripción de la obra.

El puente tiene una longitud total de 50 metros, comprendiendo en ellos los dos accesos. El tramo central de 18 metros y los laterales de 7,20 metros están salvados por medio de vigas armadas Bowstring. El cordón superior, de forma parabólica, está formado en la viga grande por 15 tablas cosidas de $0,23 \times 0,012$ metros y el inferior por tablones gemelos de $0,18 \times 0,06$ metros. Estos encepán las crucetas de $0,08 \times 0,08$ metros que, con las péndolas de hierro redondo de 0,025 metros de diámetro, sirven de enlace entre ambos.

Las péndolas están separadas 1,80 metros y de cada una de ellas y su correspondiente del otro lado cuelgan dobles tablonés de $0,23 \times 0,08$ metros, que constituyen los traveseros.

Sobre éstos apoyan cinco viguetas de $0,20 \times 0,08$ metros igualmente espaciadas en los tres metros de ancho que tiene el puente y el tablero que sobre ellas descansa está formado por medios tablonés de $0,23 \times 0,05$ metros.

Las vigas pequeñas están constituidas del mismo modo. La única diferencia consiste en las dimensiones del cordón superior, formado sola-

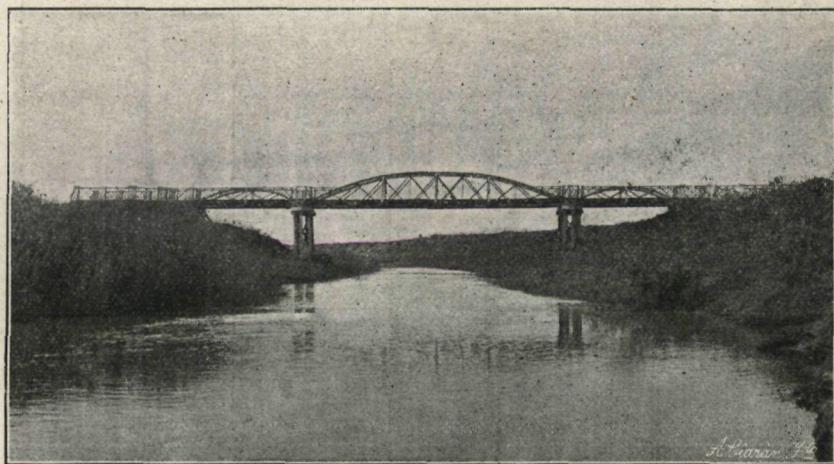


Fig. 3.—Vista general del puente.

mente por 10 tablas, y en el cordón inferior, que lo constituyen dobles tablonés de $0,18 \times 0,04$ metros.

El arriostramiento transversal se ha conseguido por medio de cruces de San Andrés entre los traveseros, y la posición vertical de ambas vigas está mantenida por tres pares de tornapuntas con la inclinación de 2 por 1 que apoyan en tres traveseros de mayor longitud que los restantes.

Tanto los cuerpos muertos o estribos como las dos pilas intermedias, están constituidas por cepas de 8 pilotes de madera escuadrada de $0,20 \times 0,20$ metros. Los centrales llevan además 2 pilotes como proas para evitar el choque directo de los cuerpos que arrastre la corriente.

El arriostramiento longitudinal y transversal de las pilas así como el encepado y escolleras de protección de las mismas, puede verse con algún detalle en la figura 4.

Los accesos están formados por las rampas correspondientes y dos trozos horizontales de 8 metros de longitud. Estos últimos se componen

de dos muros de mampostería terminados en su parte superior por cinco pilaretes. Entre ellos queda cerrado el espacio libre por barandillas de madera que se combinan con la que corre a lo largo del puente.

El tablero se situó a 1 metro por encima de las márgenes para evitar que se inundase en los desbordamientos muy frecuentes que tiene este río en la época de grandes lluvias.

Los trabajos se distribuyeron entre 40 hombres, formando tres cua-

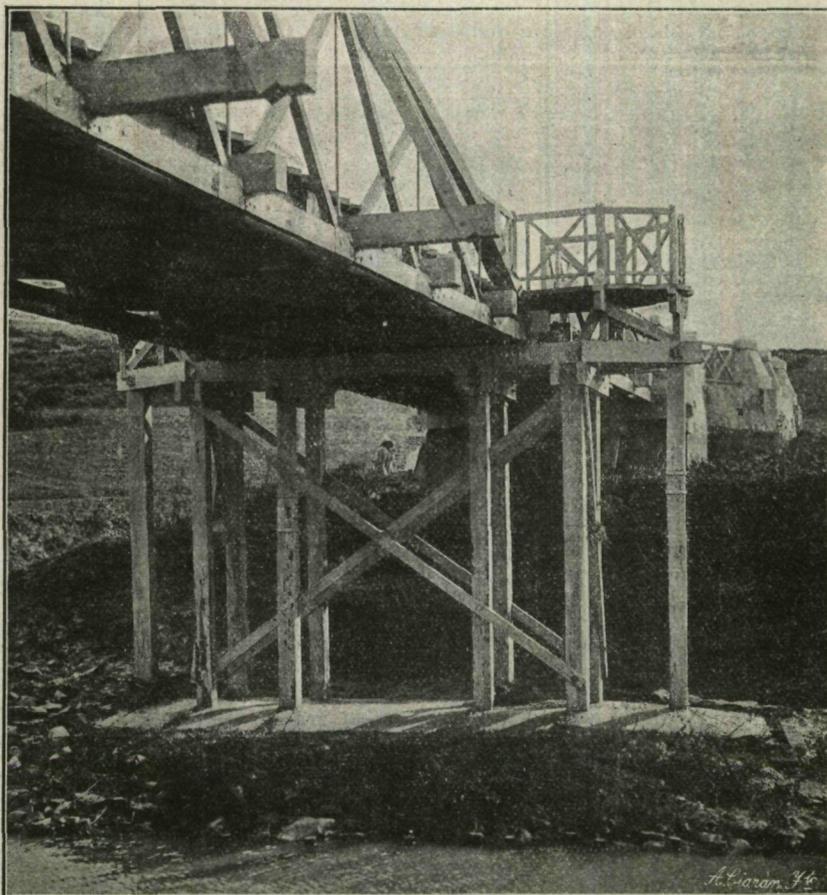


Fig. 4.—Detalle de una de las pilas.

drillas; la primera dedicada a la hincas de pilotes y encepado de los mismos, la segunda, compuesta solo de carpinteros, para la formación de las seis vigas que forman los tres tramos, y la tercera, con los albañiles y peones, destinada a la construcción de las mamposterías de los accesos y terraplenado.

A mediados de junio se empezó la hinca de los pilotes, marchando los trabajos regularmente hasta fines de julio en que el recrudecimiento de fiebres palúdicas dejó a la Sección con poca gente disponible para efectuar los trabajos. Debido a esta circunstancia es por lo que el paso del puente no pudo quedar establecido hasta el 21 de agosto, y ello faltando la pintura y algunos detalles para la completa terminación. En condiciones ordinarias los trabajos hubieran durado dos meses.

El puente está calculado para soportar toda clase de cargas militares y también camiones de 6 toneladas (peso bruto).

El fortín que sirve de cabeza de puente puede alojar 12 hombres y tiene garita superior de vigilancia. El de la posición de Xarf-el-Haman, es para 40 hombres, con depósito de víveres, cuarto para Oficial, cabina telefónica y garita en lo alto para el centinela. La construcción de estas dos últimas obras se empezó unos días después de establecido el paso por el puente y no se terminaron hasta el mes de diciembre.

El Comandante General del territorio, acompañado del primer Jefe de la Policía indígena, ayudantes y gran número de oficiales, asistió al acto de la inauguración y tuvo frases de elogio para el Cuerpo de Ingenieros, que contribuye de este modo a la política de atracción pacífica, haciendo resaltar las ventajas que el fomento de estas obras proporciona, no sólo a nuestras tropas, sino al elemento indígena, que mostró en ese día su gran agradecimiento.

MANUEL ESCOLANO.

REVISTA MILITAR

Nuevos buques de guerra en los Estados Unidos.

Al acuerdo tomado por el gobierno de los Estados Unidos de América, de construir seis cruceros de combate, veloces como los *destroyers*, poderosos como los acorazados y grandes como los trasatlánticos de mayor tonelaje, ha seguido el proyecto de semejantes buques, que según parece, tendrán las dimensiones, armamento y tonelaje siguientes:

Eslora: 266,5 metros.

Manga: 27,75 ídem.

Calado: 9,15 ídem.

Desplazamiento: 34.800 toneladas.

Fuerza motriz: 180.000 caballos.

Velocidad: 35 nudos hora.

Cañones de 35 centímetros: 10.

Cañones de 12,5 centímetros: 20.

Cañones de 7,5 centímetros: 4.

Tubos lanzatorpedos: 8.

Cañones antiáereos: 4.

Tripulación: 1.274 hombres.

La enorme velocidad que se pretende alcanzar, superior en 10 nudos a la que tienen los acorazados modernos, se logrará por lo afilado del casco y la extraordinaria fuerza de sus máquinas-motoras, que parece son de un tipo especial enteramente nuevo.

Travesía del Atlántico en aeroplano.

Hace un año, los periódicos de los Estados Unidos dijeron que el ingeniero Mr. Rodman Wanamaker con el auxilio de Mr. Curtiss, intentaba construir un aeroplano de condiciones tales, que se pudiera hacer con él la travesía del Atlántico. No llegó a construirse, y parece que por lo menos está aplazado el proyecto, y ahora en cambio el ingeniero noruego M. Kulbrech se prepara a realizar tal intento.

Cuenta disponer para ello con un motor de 300 caballos (20 menos que calculaba el ingeniero yanki) y el vuelo debía partir desde Falmouth para ir hasta Terranova, con velocidad de 160 kilómetros por hora, es decir, tardando un día y cuarto en el recorrido.

Espera al mes de agosto, en que las condiciones atmosféricas son favorables, para llevar a cabo su plan, que de tener resultado le valdrá el premio de 250.000 francos ofrecido por el *Daily Mail*.

Las abejas como medio auxiliar de defensa.

Entre los medios defensivos auxiliares o improvisados por los alemanes, para defenderse, merece citarse el que idearon en Africa al principio de la guerra.

Se dirigían los ingleses desde el Africa Oriental a Tanga, puerto alemán, que a otras muchas condiciones reúne la de ser estación del ferrocarril de Moshi. Atraviesa esta vía el macizo de Kilimandjaro, país muy accidentado, cubierto de espesa vegetación y cruzado por estrechos senderos. A través de éstos y convenientemente ocultos, pusieron los alemanes cuerdas y alambres que obraban sobre pequeñas trampas.

En los árboles próximos a los senderos, dispusieron enjambres de abejas encerradas en odres previamente ahumados, de modo que los insectos medio aturdidos, buscasen en vano la salida.

Cuando los regimientos del Loyal North Lancashire y de fusileros de Cachemira llegaron a tales parajes, pisaron sin darse cuenta las cuerdas y alambres, provocando la salida de las abejas que furiosamente picaron a los descuidados soldados, y se vieron en la precisión de retirarse.

CRÓNICA CIENTÍFICA

Una demolición por la cal viva.

Como es sabido, la expansión de la cal viva cuando se le incorpora la cantidad conveniente de agua, origina, además de un gran desprendimiento de calor, un esfuerzo potencial enorme, capaz de actuar de un modo lento e irresistible; esta propiedad ha motivado frecuentes intentos de utilización industrial y recientemente uno muy interesante, que ha sido descrito en una revista inglesa: se trataba de la demolición de una gruesa fábrica de ladrillo. Había un cierto número de pilares de

6 × 4 metros de sección y 3,60 metros de altura, interpuestos entre otros que servían como basamento para máquinas en actividad y se hacía preciso destruir aquéllos sin causar daño a éstas; la demolición por explosivos no era, por lo tanto, admisible y por los medios ordinarios hubiera sido demasiado lenta y costosa. Se ejecutó el trabajo practicando barrenos verticales de 90 centímetros de profundidad y ocho de diámetro, espaciados entre sí a 90 centímetros en cuadrícula rectangular, sobre toda el área de cada pilar, llenándolos después hasta 15 centímetros del borde con trocitos de cal viva del tamaño de una nuez; seguidamente se mojaron bien y se atacaron con polvo de ladrillo bien apisonado; en diez minutos o poco más se observaron menudas grietas en todas direcciones y poco después toda la coronación del pilar apareció dividida en cubos de 90 centímetros de arista. No hubo más que repetir la operación para conseguir el objeto deseado.

En lo dicho no hemos hecho otra cosa que transcribir la noticia leída en dicha revista; pero debemos expresar nuestras dudas respecto a la mayor economía de tal procedimiento con respecto al ordinario. La tarea de practicar un número tan crecido de barrenos habrá sido probablemente más larga y dispendiosa que la de demoler la fábrica por los métodos usuales. △

Creación de un Laboratorio Nacional en Francia.

La Academia de Ciencias de París ha propuesto al Gobierno la creación de un Laboratorio Nacional de Física y Mecánica, con el fin de estimular las investigaciones científicas susceptibles de aplicación industrial. Este laboratorio será intervenido por un Consejo cuyos miembros serán designados en la siguiente forma: la mitad, por nombramiento de la Academia de Ciencias, un cuarto por los distintos ministerios y el resto por las principales asociaciones industriales.

La intervención ejecutiva estará encomendada a una junta técnica, compuesta de un reducido número de miembros.

Los laboratorios similares hoy existentes no cesarán en su actividad sino que serán afiliados al Laboratorio Nacional, manteniendo con él relaciones muy estrechas.

Al adoptar esta decisión el Gobierno francés sigue la pauta marcada primeramente por Prusia y luego por los Estados Unidos e Inglaterra. ¿Cuándo le tocará el turno a España? En nuestra opinión, esa reforma es aquí tan necesaria como en cualquiera de los países citados; existen en nuestro país multitud de laboratorios de Física y Mecánica y no hay ninguno de más porque el estado, incipiente de casi todas nuestras industrias exige imperiosamente el control de la Técnica; pero vivimos por otra parte en una mansa anarquía, en que cada cual procede a su voluntad, mirando entretanto de reojo a sus colegas de las capillas vecinas o, cosa más grave, ignorándolos total y olímpicamente. Tan perjudicial estado de cosas, podría modificarse muy favorablemente con la creación de un gran Instituto Nacional en el que los oficientes de los distintos e irreductibles cultos tendrían un solo rito; dicho sin tropos, se unificarían los métodos y se trabajaría con más eficacia. Repetimos que esto debería hacerse, no con menoscabo de las organizaciones existentes sino utilizándolas todas, como una gran vía de comunicación se nutre de las secundarias alimentándolas a su vez.

Ya sabemos que esto, aquí dicho, no pasa de ser un *flatus vocis*, que no encontrará el más insignificante eco; pero estimamos conveniente no callar nuestro modo de ver en un asunto que, tarde o temprano, habrá de atraer sobre sí la atención que merece. △

Cómo se acelera la vulcanización del caucho.

El profesor Peachey viene, desde hace algún tiempo, practicando una serie de investigaciones para resolver el problema enunciado en el epígrafe. En los numerosos experimentos que practicó con diferentes compuestos orgánicos descubrió que los derivados nitrosos de ciertas bases, tales como la dimetilanilina, la metilanilina, la difenilamina y similares son susceptibles de actuar como potentes aceleradores en el proceso de la vulcanización.

Una mezcla de cien partes de caucho y diez partes de azufre, que de ordinario requiere la acción de una temperatura de 138° centígrados y presión de tres atmósferas durante hora y media, puede quedar completamente vulcanizada en veinticinco minutos o algo menos, sólo con añadir a la mezcla citada, antes de someterla al calor, un medio por 100 de paranitroso-dimetilanilina. Si la mezcla tiene 25 por 100 de azufre, su tiempo normal de vulcanización es de seis horas y la temperatura de 140° centígrados; ese tiempo puede reducirse a dos horas aproximadamente con la adición de 0,75 por 100 de base nitrosa. △

BIBLIOGRAFÍA

Motores de explosión, por D. CARLOS SÁNCHEZ PASTORFIDO, comandante profesor de la Academia de Artillería. Segovia. Antonio San Martín, impresor y librero. 1916.—Un tomo de 211 páginas de 23 × 16 centímetros con varias láminas y figuras intercaladas en el texto.

La grandísima importancia que tienen en la actualidad los motores de explosión y la carencia de libro apropiado para la enseñanza de los mismos, han sido indudablemente las causas que movieron al ilustrado comandante de Artillería Sr. Pastorfido, ya conocido por otros trabajos profesionales, a escribir el libro referido.

Excelente método en la exposición; claridad y precisión en el lenguaje y una bien entendida selección de aquéllo que no es verdaderamente útil conocer, son las circunstancias que avaloran el trabajo del autor, que ha tenido el buen acuerdo de no prodigar erudiciones inútiles, sacrificando acaso el manifestar sus vastos conocimientos, a la necesidad de no recargar el estudio del alumno, que no solamente tiene que estudiar esta materia sino que ha de atender a otras no menos interesantes, ya que la industria militar ensancha de día en día su ya grande esfera de acción.

Después de ocuparse en el capítulo I de los principios generales de los motores, trata de la potencia de un motor de explosión; producción de gas combustible, elementos de los motores; aparatos para producir la inflamación; regulación de los motores y arreglo de la distribución. Estudia luego los de gas, los combustibles líquidos y carburadores, los motores correspondientes de petróleo y los de alcohol; dedica un capítulo especial a los de automóvil y de aeronáutica; otros tres al motor Diesel, cuya aceptación va en aumento y termina con un apéndice en el cual se dan instrucciones para el manejo y conservación de una instalación de gas pobre.

A los plácemes que por su trabajo ha tenido el comandante Pastorfido, une el suyo el MEMORIAL DE INGENIEROS. ††