

RECONSTRUCCION DEL PUENTE DE BURCEÑA, EN EL RIO CADAGUA (VIZCAYA).

IV.

PROYECTO DEFINITIVO.

(CONTINUACION.) (1)

(Láminas X y XI.)

Viguetas.—Las viguetas se apoyan libremente por sus dos extremos y están sometidas á la accion de p y del peso de dos carros cargados (10000^k) que pasan simultáneamente por ellas.

$$\text{En las intermedias } p = \left\{ \begin{array}{l} \text{firme} \dots\dots 1330^k \\ \text{largueros} \dots 129 \\ \text{placas} \dots\dots 261 \\ \text{peso propio} \dots 104 \end{array} \right\} = 1824^k$$

$$\text{En las extremas } p = \left\{ \begin{array}{l} \text{firme} \dots\dots 665 \\ \text{largueros} \dots 65 \\ \text{placas} \dots\dots 146 \\ \text{peso propio} \dots 94 \end{array} \right\} = 970.$$

El momento de rotura en un punto cualquiera es

$$M = \frac{1}{2} p x (l - x);$$

y en la seccion del medio, que es la mas expuesta,

$$M^m = \frac{p l^2}{8} = \left\{ \begin{array}{l} 8208^{\text{km}} \text{ en las intemedias} \\ 4365 \text{ en las extremas} \end{array} \right.$$

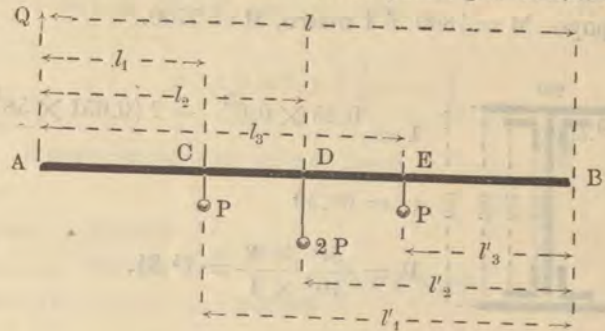
$l = 6^m, 00.$

Determinemos ahora los momentos debidos á la carga móvil, segun la posicion que los dos carros ocupen sobre una vigueta.

Las dos posiciones mas desventajosas serán, cuando los dos carros pasen por el medio de la vigueta, ó por un lado, de modo que tres ruedas carguen sobre media vigueta. Supondremos que los dos carros van muy juntos, y que el peso de las dos ruedas intermedias se concentra en uno solo igual á 5000 kilogramos.

(1) Véase el número anterior.

Primer caso.—Los dos carros pasan por el medio.



$$P = 2500^k \quad l_1 = 1^m, 40 \quad l'_1 = 4^m, 60$$

$$l = 6^m, 00 \quad l_2 = 3^m, 00 \quad l'_2 = 3^m, 00$$

$$l_3 = 4^m, 60 \quad l'_3 = 1^m, 40$$

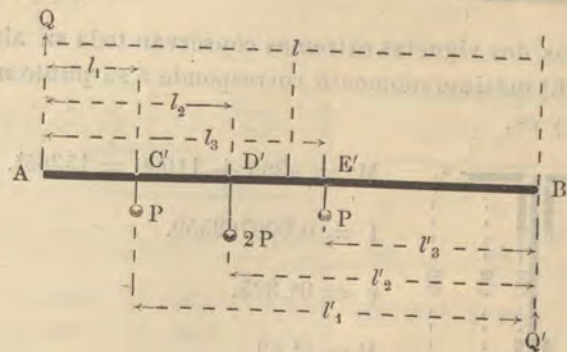
La reaccion en los apoyos, igual en ambos, por la simetría de la carga es

$$Q = \frac{P l'_1 + 2 P l'_2 + P l'_3}{l} = 5000 \text{ kilogramos y}$$

y resulta,

$$\begin{aligned} \text{en A, } M &= (Q - 4P) l + P (l'_1 + 2 l'_2 + l'_3) = 0. \\ \text{C, } M &= (Q - 3P) l'_1 + P (2 l'_2 + l'_3) = 7000^k \\ \text{D, } M &= (Q - P) l'_2 + P l'_3 = 11000 \\ \text{E, } M &= Q l'_3 = 7000 \\ \text{B, } M &= 0. \end{aligned}$$

Segundo caso.—Los dos carros pasan por un lado del firme.



$$P = 2500^k \quad l_1 = 1^m, 00 \quad l'_1 = 5^m, 00$$

$$l = 6^m, 00 \quad l_2 = 2^m, 60 \quad l'_2 = 3^m, 40$$

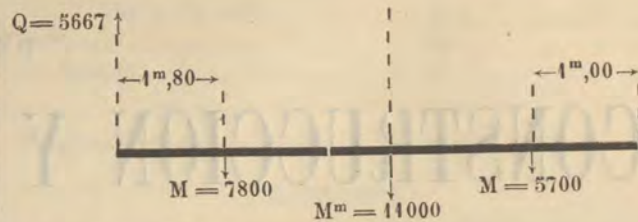
$$l_3 = 4^m, 20 \quad l'_3 = 1^m, 80$$

$$Q = \frac{P l'_1 + 2 P l'_2 + P l'_3}{l} = 5667^k$$

$$Q' = \frac{P l_1 + 2 P l_2 + P l_3}{l} = 4333.$$

En A y B, M..... = 0.
 C', M = (Q - 3P) l'₁ + P(2l'₂ + l'₃) = 5700k
 D', M = (Q - P) l'₂ + P l'₃..... = 10732
 E', M = Q l'₃..... = 7800.

Si los dos carros pasaran por la otra mitad, en la misma posicion, se reproducirian los mismos efectos invertidos. De modo que para determinar la resistencia de la vigueta, tomaremos de ambas posiciones los valores máximos que resulten en cada punto. Así, haremos Q = 5667k, M^m = 11000km, á 1^m,80 del apoyo, M = 7800, á 4 metro, M = 5700.



Conocidos separadamente los efectos producidos por las cargas permanente y móvil, sus sumas respectivas serán los debidos á las dos cargas reunidas.

En medio de la vigueta, M^m = 8208 + 11000 = 19208 kilogrametros.

$$I = \frac{0,25 \times 0,6^3}{12} - 2(0,051 \times 58^3 + 0,061 \times 0,562^3 + 0,009 \times 0,44^3) = 0,000909144.$$

$v = 0^m,30$
 $R = \frac{M^m \times v}{10^6 \times I} = 6^k,34.$

á 1^m,80 del apoyo, M = 6895 + 7800 = 14695k.

$I = 0,00071438.$
 $v = 0^m,27.$
 $R = 5^k,55.$

A 4 metro, M = 4560 + 5700 = 10260k.

$I = 0,0003747.$
 $v = 0^m,21.$
 $R = 5^k,75.$

Las dos viguetas extremas conservan toda su altura. El máximo momento corresponde á su punto medio y es,

$M^m = 4365 + 11000 = 15365k.$
 $I = 0,000769559.$
 $v = 0^m,325.$
 $R = 6^k,49.$

Teniendo en cuenta que las viguetas están tambien en parte empotradas por sus dos extremidades no llegará á 6^k el trabajo máximo del hierro, bajo el máximo de carga.

Verifiquemos si la vigueta intermedia en la seccion

de apoyo tiene la seccion suficiente en el alma para resistir al esfuerzo transversal máximo.

El esfuerzo transversal máximo debido á la carga permanente, es igual á $\frac{1}{2} p l = 5472k$; el debido á la carga móvil = 5667k, y por tanto,

$$T^m = 11139k;$$

la seccion del alma es $\omega = 300 \times 8 = 2400$ milímetros cuadrados, y por consiguiente,

$$R = \frac{11139}{2400} = 4^k,64.$$

Placas abovedadas.—Consideramos una placa abovedada como una pieza curva empotrada por sus dos extremos, y cargada del peso p y del de dos ruedas $2P$ que supondremos concentrado en el punto medio del arco.

Con suficiente aproximacion y con exceso, la tension máxima será:

$$t = \frac{p l^2}{8 f} + P \frac{25 l}{64 f} = 19025k$$

$$p = \left\{ \begin{array}{l} \text{firme.....} 385^k \\ \text{peso propio....} 76 \end{array} \right\} = 461^k, P = 2500^k$$

$$l = 1^m,37$$

$$f = 0^m,076 \quad R = \frac{t}{\omega} = 2^k,16$$

$$\omega = 8800 \text{ m}^2.$$

Vigas.—Las vigas están apoyadas libremente por sus dos extremos y cargadas del peso p uniformemente distribuido en toda su longitud.

El momento de rotura en un punto cualquiera está expresado por

$$H E = \frac{1}{2} p x (l - x),$$

siendo E el esfuerzo de presión ó tracción en dirección de las barras horizontales ó cabezas, y H, la altura de la viga, ó mejor dicho, la distancia vertical entre los centros de gravedad de las figuras de las cabezas superior é inferior en el punto cuya abscisa es x; altura igual en la viga que estudiamos á 6^m,60. (Apéndice, nota 4.ª)

Por lo tanto;

$$E = 0,07576 p x (l - x).$$

En una articulación cualquiera el esfuerzo tras-

versal es igual á $p \left(\frac{l}{2} - x \right)$, y como es la resultante de las dos fuerzas iguales é igualmente inclinadas sobre la vertical, que actúan según las dos barras oblicuas que se reúnen en el punto considerado, estará expresado por $2 F \cos \alpha$, siendo F el esfuerzo de presión ó tracción según la oblicua; de modo que

$$2 F \cos \alpha = p \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

y como $\alpha = 27^{\circ},59'$; $\cos \alpha = 0,883$.

$$F = 0,566 p \left(\frac{l}{2} - x \right).$$

Determinemos, en primer lugar, el valor de p.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Carga permanente....} \left\{ \begin{array}{l} \text{Peso total del puente.... } 185412^k \\ \text{Id. del firme..... } 145320 \end{array} \right\} = 330732^k \\ \text{Id. accidental ó de prueba (400}^k \text{ por m}^2\text{)..... } 166080 \end{array} \right\} = 496812^k.$$

Corresponde á una viga..... 248406^k

$$p = \frac{248406}{69,20} = 3590 \text{ kilogramos.}$$

Considerando solo el peso permanente..... $p' = 2390^k$.

Haciendo x sucesivamente igual á las distancias que median entre las diversas articulaciones y la extremidad tomada como origen, tendremos las tensiones que actúan en dirección de las barras, tanto horizontales, cuanto oblicuas, que componen el sistema.

Dividiendo estos esfuerzos por las secciones dadas á las barras, conoceremos en cada una de ellas el tra-

bajo del hierro que resulta por unidad de superficie.

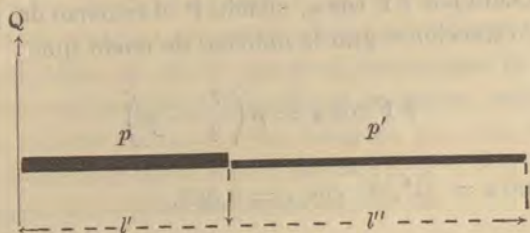
Haremos observar que, siendo simétrica la viga con relación al eje horizontal que pasa por su medio, los esfuerzos de presión y tracción ejercidos en las cabezas superior é inferior son sensiblemente iguales.

En el siguiente cuadro están incluidos el esfuerzo, el área en milímetros cuadrados, y el trabajo del hierro correspondientes á cada barra.

VALORES de x — Metros.	BARRAS HORIZONTALES. $E = 0,07576 p x (l - x).$			BARRAS OBLICUAS. $F = 0,566 p \left(\frac{l}{2} - x \right).$						EXTREMIDADES. $Q = \frac{1}{2} p l.$		
	E. Kil.	ω mm ²	R. Kil.	DE PRESION.			DE TRACCION.			Q. Kil.	ω mm ²	R. Kil.
				F. Kil.	ω mm ²	R. Kil.	F. Kil.	ω mm ²	R. Kil.			
0,0	0	22000	0	»	»	»	69492	40500	6,94	422778	30008	4,19
3,8	66770	22000	3,04	62177	41024	5,64	62177	9240	6,72			
7,6	125686	27400	4,59	54050	40064	5,34	54050	8400	6,43			
11,4	176746	32800	5,39	46328	8800	5,26	46328	7000	6,61			
15,2	219950	38200	5,76	38607	7256	5,33	38607	6000	6,43			
19,0	255299	44200	5,78	30885	6224	4,96	30885	4800	6,43			
22,8	282793	50500	5,60	23164	5784	4,05	23164	3800	6,14			
26,6	302431	50500	5,99	15443	4736	3,26	15443	3800	4,06			
30,4	314214	50500	6,20	7721	4050	1,96	7721	3800	2,03			
32,2	318442	50500	6,29	0	4050	0	»	»	»			

OBSERVACION.
—
La distancia entre dos vértices consecutivos es igual á 3^m,80.

Supongamos, ahora, la sobrecarga distribuida de un modo desigual en la longitud de la viga. En la longitud l' está repartido uniformemente el peso p , que comprende la carga permanente y sobrecarga, y en l'' solo la carga permanente p' .



Los momentos de rotura estarán dados por la ecuacion,

$$M = Qx - \frac{1}{2} p x^2$$

Q , reaccion en el estribo, se obtendria por el teorema de los momentos, pero no necesitamos conocerla para el objeto que nos proponemos. Nada es mas fácil de demostrar que, en todo punto, el momento deducido de esa ecuacion es siempre menor que el que corresponde á la sobrecarga, repartida en toda la longitud, $\frac{1}{2} p l x - \frac{1}{2} p x^2$. Basta probar que Q es siempre inferior á $\frac{1}{2} p l$. En efecto, hagamos variar l' de 0 á l : siendo $l' = 0$; $l'' = l$ y $Q = \frac{1}{2} p' l$. Pero $p' < p$, por consiguiente $Q < \frac{1}{2} p l$. A medida que aumenta l' , aumenta Q y su máximo será cuando $l' = l$, en cuyo caso $Q = \frac{1}{2} p l$, es decir, que la sobrecarga ocupa toda la longitud.

Por consecuencia, no tendremos que tratar, en lo que sigue, de las barras horizontales que, en la hipótesis de la sobrecarga distribuida en toda la longitud de la viga, sufren los esfuerzos máximos.

Pero no sucede lo mismo con los esfuerzos trasversales. Cuando la sobrecarga ocupa solo una parte de la longitud, las reacciones de los apoyos son generalmente desiguales, y el punto en donde el esfuerzo trasversal es nulo, no corresponde ya al medio de la viga.

En la longitud l' $T = Q - p x$.

En la longitud l'' $T = Q' - p' (x - l)$.

Estas ecuaciones representan dos rectas de inclinacion diferente que se cortan en un punto cuya abscisa es l' y cuya ordenada es el esfuerzo máximo en ese punto. Si hacemos variar l' de 0 á l , el vértice formado por las dos rectas, trazará una curva cuyas ordenadas representarán los esfuerzos máximos en los puntos correspondientes. Esta curva es una parábola cuya ecuacion es

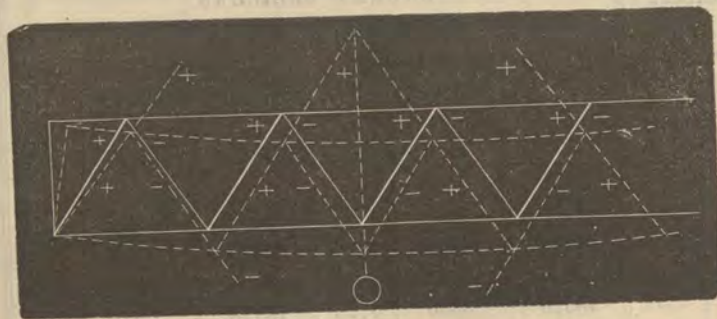
$$2 l y = (p' - p) x^2 - 2 p' l x + p' l^2 \text{ (Collignon).}$$

Para $x = \frac{1}{2} l$; ... $y = - (p - p') \frac{l}{8}$ cuyo valor absoluto representa el máximo esfuerzo trasversal en el medio. Si queremos aún obtener un limite superior, hagamos $p' = 0$ con lo que $y = \frac{p l}{8}$, es decir, que el esfuerzo en el centro será la cuarta parte del máximo en el apoyo.

A consecuencia de este resultado se da generalmente á las barras del centro una seccion igual á $\frac{1}{4}$ de la correspondiente á la primera barra en el estribo, y así lo hicimos tambien en nuestro anteproyecto.

Lo que acabamos de indicar ligeramente sería lo bastante para estar seguros de que todas las barras tienen, en el proyecto, las dimensiones suficientes para una distribucion cualquiera de la sobrecarga, pero vamos, sin embargo, á investigar los efectos producidos por una carga móvil que recorra la longitud entera del puente.

Consideremos un peso colocado en una articulacion cualquiera, y designemos por el signo + las presiones y por - las tensiones.



El peso tratará de deformar la viga de modo que la flexion máxima corresponderá al punto en donde está suspendido. Todas las barras que, con relacion á la vertical que pasa por el peso, convergen hácia la parte superior de la viga, tienden á acortarse y sufren com-

presion, mientras que las que convergen hácia la parte inferior están estiradas. De modo que las barras de *presion* que se hallan ahora á la derecha del peso, están extendidas y recíprocamente las de *traccion* comprimidas. Si el peso está colocado en la primera mitad

de la viga, las barras comprendidas entre el apoyo y el peso, y entre el medio de la viga y el apoyo opuesto conservan el signo que les corresponde en la hipótesis de la sobrecarga repartida en toda la longitud; las barras situadas entre el peso y el centro de la viga cambian todas de signo. Si el peso está en el medio no hay alteracion ninguna en los signos. Si se halla en la segunda mitad de la viga, las barras comprendidas entre el medio y el peso cambian de signo mientras que las demas conservan el que les corresponde. De modo que, al marchar el móvil de una extremidad de la viga á la otra, todas las barras, excepto las dos inmediatas á los apoyos, pasan sucesivamente por esfuerzos de presion y traccion.

Las reacciones en los apoyos, determinadas por el peso P, siendo l' y l'' las distancias respectivas de este á aquellos, son:

$$\frac{P \times l''}{l} ; \frac{P \times l'}{l} ;$$

y estos serán los esfuerzos trasversales en las dos partes l' y l'' en que queda dividida la viga. Si son varios los pesos suspendidos, se determinarán para cada uno de ellos los esfuerzos correspondientes y su suma dará los debidos á los pesos reunidos.

Ahora bien, los carros de mas carga usados en la localidad pesan unas cinco toneladas, y están tirados por cuatro ó cinco caballerías en reata, ocupando una longitud, en conjunto, de 12 metros. El mayor número de carros que puede contener el tramo es de doce en dos filas, de modo que consideraremos para una viga uno sola fila que supondremos formada de siete pesos distantes 11^m,40 uno de otro.

Contando con el peso de las caballerías; haremos P = 6^t é imaginaremos, al emprenderse el movimiento, que los siete carros estén concentrados en los siete vértices correspondiente. Así en esta primera posicion estarán cargados los vértices 1, 4, 7, 10..... 19. Verificándose la marcha de izquierda á derecha, cuando el peso 1 se halle sobre el vértice 2, estarán cargados los vértices 2, 5, 8..... 17. En la tercera posicion lo estarán los 3, 6, 9..... 18 y así sucesivamente hasta que salga del puente el 1. Como se puede observar, desde la cuarta posicion ya se van reproduciendo las anteriores, disminuyendo naturalmente el número de pesos.

Calculadas las presiones y tensiones en todas las barras para las diez y nueve posiciones que resultan, han correspondido los máximos esfuerzos á las tres primeras. En el siguiente estado van resumidos los resultados obtenidos.

BARRAS de presion.	ESFUERZOS DEBIDOS Á LA CARGA		TOTALES. — Kilogramos.	ω — mm ²	R. — Kilogr.	BARRAS de traccion.	ESFUERZOS DEBIDOS Á LA CARGA		TOTALES. — Kilogramos.	ω — mm ²	R. — Kilogr.
	Móvil.	Perma- nente.					Móvil.	Perma- nente.			
	Kilogramos.	Kilogramos.					Kilogramos.	Kilogramos.			
a... {+.	41893	42440	54333	41024	4,93	a'.. {-.	41893	47745	59638	40500	5,68
a... {-.	»	»	»		0	a'.. {+.	»	»	»		0
b... {+.	9596	37135	46734	40064	4,64	b'.. {-.	9596	42440	52036	9240	5,63
b... {-.	489	»	489		0,02	b'.. {+.	489	»	489		0,02
c... {+.	8495	31830	40325	8800	4,57	c'.. {-.	8495	37135	45630	8400	5,43
c... {-.	377	»	377		0,04	c'.. {+.	377	»	377		0,04
d... {+.	6575	26525	33100	7256	4,54	d'.. {-.	6575	31830	38405	7000	5,49
d... {-.	567	»	567		0,08	d'.. {+.	567	»	567		0,08
e... {+.	6575	21220	27796	6224	4,47	e'.. {-.	6575	26525	33100	6000	5,52
e... {-.	944	»	944		0,15	e'.. {+.	944	»	944		0,15
f... {+.	5664	49915	21579	5784	3,73	f'.. {-.	5664	21220	26884	4800	5,60
f... {-.	4321	»	4321		0,23	f'.. {+.	4321	»	4321		0,27
g... {+.	4920	40610	45930	4736	3,36	g'.. {-.	4920	45915	20835	3800	5,48
g... {-.	1920	»	1920		0,40	g'.. {+.	1920	»	1920		0,50
h... {+.	3399	5305	8704	4050	2,45	h'.. {-.	3399	40610	44009	3800	3,69
h... {-.	2256	»	2256		0,56	h'.. {+.	2256	»	2256		0,59
i... {+.	3399	0	3399	4050	0,84	i'.. {-.	3399	5305	8704	3800	2,29
i... {-.	2256	»	2256		0,56	i'.. {+.	2256	»	2256		0,59

Resulta: 1.º Que, en absoluto, los esfuerzos máximos corresponden á la sobrecarga repartida en toda la longitud de la viga, excepto en las seis barras de

presion centrales y en las dos de tension. El trabajo máximo del hierro no llega á 5^k en las primeras ni á 6 en las segundas.

es igual á $n P \frac{d}{h}$. Referida á la unidad de longitud, al metro lineal se reduce á $\frac{n P}{h}$; es decir, al *esfuerzo*



transversal máximo dividido por la distancia vertical entre las escuadras superior é inferior.

Podemos obtener el mismo resultado de un modo mas general y aplicable á las vigas de pared continua por el razonamiento siguiente.

El esfuerzo transversal T, en un punto cualquiera, es igual á la variacion $\frac{d M}{d x}$ del momento de rotura referido á la unidad de longitud; por otro lado, llamando h á la distancia vertical entre las escuadras y φ á la fuerza que tiende á producir su resbalamiento, tendremos $\frac{d M}{d x} = h \varphi$; de donde $T = h \varphi$ y $\varphi = \frac{T}{h}$, dando siempre á T su valor máximo.

La resistencia de los roblones es $R_1 n \omega$ de modo que:

$$R_1 n \omega = \frac{T^m}{h}$$

Si fijado R_1 queremos determinar el número de roblones, de seccion ω , necesarios por metro lineal de escuadra,

$$n = \frac{T^m}{R_1 h \omega}$$

Si queremos conocer R_1 dados n y ω

$$R_1 = \frac{T^m}{h n \omega}$$

En las vigas, $T^m = 122778^k$. Los roblones distan 100 milímetros de eje á eje, de modo que son 20 los que hay por metro lineal en ambas escuadras.

$$n = 20$$

$$\omega = 380 \quad R_1 = \frac{122778}{20 \times 380 \times 6,682} = 2^k,42.$$

$$l = 6^m,682$$

En las viguetas $T^m = 11139^k$ $R_1 = 5^k,42$

En los largueros $T^m = 2554^k$ $R_1 = 1^k,14$.

Placas abovedadas.—La reaccion horizontal en los apoyos que producen las cargas p y $2 P$ es:

$$Q = \frac{P l^2}{8 f} + P \left(\frac{25 l}{64 f} - \frac{f}{14 l} \right) = 19015^k.$$

$$R_1 = \frac{Q}{n \omega} = 7^k,17 \quad n = 15$$

$$\omega = 177.$$

A. IBARRETA.

(Se continuará.)

MECÁNICA APLICADA A LAS CONSTRUCCIONES.

Estabilidad de las bóvedas.

TEORÍA DE M. DUPUIT.

Hace mucho tiempo que debo á los suscritores de los ANALES DE LA CONSTRUCCION Y DE LA INDUSTRIA el artículo que hoy escribo, pues al publicar en este periódico un trabajo acerca de la estabilidad de los muros, hablé de la teoría de M. Dupuit respecto al equilibrio de los macizos de mampostería, y prometí á mis lectores darles á conocer mas adelante los estudios de este autor sobre las bóvedas.

Pero como no hay plazo que no se cumpla, ni deuda que no se pague, ha llegado el momento de que yo satisfaga la mia, y tomo la pluma para dar en este artículo una ligera idea de la teoría expuesta por M. Dupuit, acerca de la estabilidad de las bóvedas, ó mejor dicho, de las modificaciones que este autor ha introducido en la de M. Mery.

El método que generalmente se sigue para comprobar el equilibrio de una bóveda, es el de la curva de presiones; pero este procedimiento deja indeterminada la cuestion, pues hay que tomar arbitrariamente los dos puntos extremos de la citada línea.

Numerosos esfuerzos se han hecho para quitar á este método su indeterminacion, ó por lo menos para reducirla á límites muy estrechos. Durand-Claye, el coronel Peauselier y otros en el extranjero, el ingeniero Saavedra en España, han publicado trabajos con este objeto, pero el problema, que teóricamente solo tiene una solucion, no ha sido resuelto todavía.

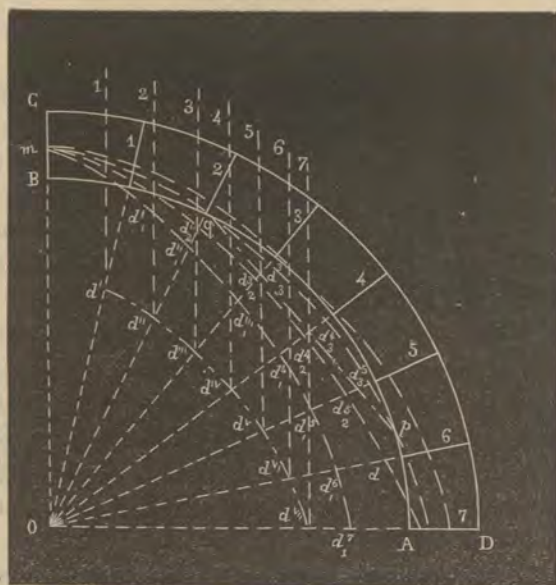
El autor Dupuit, en su obra sobre el equilibrio de las bóvedas, trata de disminuir la indeterminacion anteriormente indicada, fijando aproximadamente la posicion de uno de los puntos de la curva de presiones, dando límites muy cerrados para otro, y hasta, en algunos casos, hallando por completo este último.

Para conseguir este resultado, Dupuit introduce en el estudio de la estabilidad de las bóvedas cilíndricas un elemento no tenido en cuenta hasta ahora por ninguna otra teoría; cual es el efecto producido sobre la obra por el descimbramiento del arco.

Las bóvedas cilíndricas se construyen apoyándolas sobre un entramado de madera llamado cimbra; la que no se quita hasta que el arco está concluido, y la clave puesta en su posicion definitiva.

Durante todo el tiempo que la bóveda descansa sobre la cimbra, las dovelas no ejercen presiones las unas sobre las otras, ni en la clave se desarrolla empuje alguno. En esta posicion de equilibrio, la curva estática de las presiones puede considerarse que está

sustituida por la que resulta buscando el lugar geométrico de los puntos de interseccion de las juntas, con las verticales que pasan por los centros de gravedad de las dovelas respectivas. Sea, por ejemplo,

(Figura 1.^a)

(fig. 1.^a) ABCD un arco tal que su tangente en B es horizontal y vertical la correspondiente á A.

Dividamos su intrados en partes iguales, en siete, por ejemplo, tracemos despues las juntas, y busquemos, por último, los centros de gravedad de la primer dovela; de esta y de la segunda, de las dos anteriores y de la tercera respectivamente.

Encontremos despues las intersecciones de las verticales 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7, que pasan por estos centros, con las juntas que tienen igual numeracion, y representemos estos puntos por $d', d'', d''', \dots, d^7$, respectivamente. La línea $d' d'' d''', \dots, d^7$, es la curva de las presiones cuando la bóveda se apoya sobre la cimbra.

Supongamos ahora que esta empieza á descender lentamente, dejando de sostener la bóveda; entonces las dovelas bajan, las juntas se cierran, y se desarrollan presiones que detienen el movimiento del arco.

En este estado de cosas la curva estática de las presiones se convierte en otra que podemos llamar dinámica, que nos es fácil demostrar que sube al mismo tiempo que la cimbra baja. En efecto: al empezar á apoyarse mutuamente los dos semiarcos de que se compone la bóveda, se engendra en la clave un empuje de magnitud creciente, que al combinarse con el peso de la primer dovela, inclina la resultante de los esfuerzos, que antes era vertical, y eleva, por lo tanto, el punto de interseccion de d' á d_1' , en la primer junta, y á la curva de las presiones de $d' d'' d''', \dots$ á $md_1' d_1'' d_1''', \dots, d_1^7$. Si el descimbramiento conti-

núa, esta línea va ocupando sucesivamente las posiciones $d_2' d_2'' d_2''', \dots, d_2^7, d_3' d_3'' d_3''', \dots$ etc.

En los primeros momentos la curva de las presiones no cortará al intrados mas que en un punto, despues lo hará en dos, los cuales se irán acercando paulatinamente, hasta que llegue un instante en que ambos se confundan en uno solo; entonces la citada línea estará por primera vez toda entera comprendida dentro del arco, si la obra es estable.

Si la bóveda llega á esta posicion particular sin velocidad alguna, á causa de la lentitud del descimbramiento, el sistema encontrándose en equilibrio estable, y no habiendo causa alguna que trate de sacarle de esta situacion, continuará en ella indefinidamente. Entonces la curva de presiones tendrá, como se dijo antes, un punto comun con el intrados, y ademas le será tangente, porque tiende á serlo á ambas líneas la secante pq .

Veamos ahora lo que le sucede á la bóveda, si llega á su posicion de equilibrio con una cierta velocidad; pero antes recordemos lo que le pasa á un péndulo, cuando se le saca de la direccion vertical que tiene en estado de reposo.

Separado de esta posicion y abandonado despues á su propio peso, trata de recuperar su primitiva situacion; pero como al llegar á ella posee una cierta velocidad, se ve obligado á continuar su marcha, hasta alcanzar una altura próximamente igual á aquella de donde descendió; se detiene en ella un momento y vuelve despues á recorrer en sentido contrario el camino que antes trajo. Descritas un cierto número de oscilaciones, toma, por último, su posicion vertical.

Una cosa análoga les sucede á las bóvedas cilíndricas, cuando abandonadas á sí mismas, faltas del apoyo que les prestan las cimbras, empiezan el movimiento de descenso aproximándose á su posicion de equilibrio.

Por lenta que sea la bajada de la bóveda, siempre llega á aquella con cierta velocidad, que produce una cantidad de fuerza viva, que le impide detenerse y la obliga á continuar su marcha hácia adelante.

En este movimiento la parte de arco comprendida entre la clave y la junta de rotura sigue descendiendo; pero la situada entre los arranques y dicha línea, es arrojada hácia afuera girando alrededor de la arista exterior. Para que este movimiento se pueda efectuar, es preciso levantar á cierta altura el peso de esta segunda parte, lo que obliga á desarrollar un trabajo que destruye la fuerza viva que tenía la bóveda; entonces esta se detiene en su posicion final y empieza, como el péndulo, su marcha retrógrada, hasta que despues de varias oscilaciones, tanto mas grandes y en mayor número, cuanto mas brusco ha sido el descimbramiento, se detiene en su posicion de equilibrio estable, que es aquella en que la

curva de las presiones toca al intrados del arco, como se indicó anteriormente.

Si una causa accidental cualquiera, como la rotura de la cimbra, por ejemplo, hiciera el movimiento de descenso demasiado rápido, la obra se podría arruinar á causa de la gran magnitud que tomarian las oscilaciones.

Cuando la bóveda no es completa, es decir, que la tangente á la curva de intrados en los arranques no es vertical, entonces las cosas pueden pasar algunas veces de otro modo. Hay que considerar en este supuesto dos casos: 1.º Que el intrados del arco comprenda el punto de tangencia que hemos representado en la figura por d_4 . 2.º Que no lo contenga.

En el primer caso todo pasa del mismo modo que si el arco fuera completo; en el segundo, si solo tuviera las tres primeras dovelas, por ejemplo, la bóveda quedaria en equilibrio estable mucho antes de ser la curva dinámica tangente á la prolongacion del intrados: basta que aquella llegue á pasar por el punto 3, arranque del arco, pues entonces toda la línea está comprendida dentro del espesor de la bóveda, y por lo tanto, alrededor de esta junta se verificarán las oscilaciones.

De todo lo anteriormente expuesto sacamos las siguientes conclusiones: 1.ª Que las curvas de las presiones encuentran siempre al intrados del arco, no pudiendo sin medios auxiliares pasar por el interior de la junta de rotura. 2.ª Que si la bóveda es completa, las citadas líneas son tangentes en su punto comun. Y 3.ª Que si es incompleta se verificará ó no la condicion indicada anteriormente, segun que el punto d_4 esté ó no comprendido en el intrados del arco.

Dijimos anteriormente que Dupuit, para quitar parte de su indeterminacion al método de la curva de presiones, fijaba uno de los puntos de esta línea, el que corresponde al intrados, y determinaba límites muy estrechos para otro, el relativo á la clave.

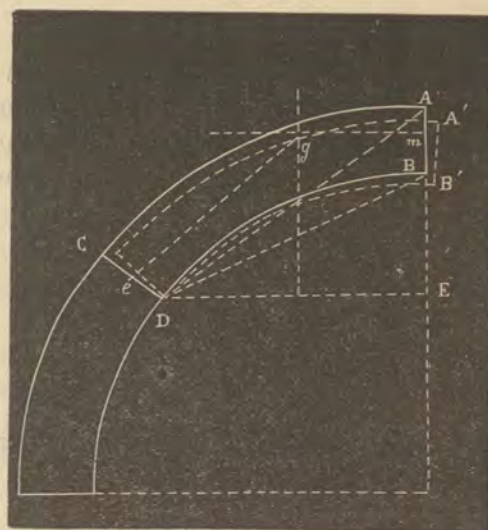
Empecemos ahora por calcular estos últimos, dejando para mas adelante la fijacion del punto de encuentro de la curva de presion y de la de intrados de la bóveda.

Para conseguir este resultado llamemos (fig. 2.ª) f á la flecha del arco; e al espesor en la clave; R á la distancia DA ; r á la DB ; α al ángulo BDE y ϵ al ADE , suponiendo que DC sea la junta de rotura del arco.

En el giro de la bóveda alrededor del punto D , los ángulos α y ϵ disminuirán en cierta cantidad si la clave no encuentra un obstáculo á su marcha, y la junta AB se trasportaria á la posicion $A'B'$; pero como este existe y su accion obliga á la recta AB á permanecer vertical, se puede admitir aproximadamente que la presion que se desarrolla en cada ele-

mento, es proporcional á la disminucion que sufriria la proyeccion horizontal de la recta que partiendo de D termine en el punto que se considera.

(Figura 2.ª)



La proyeccion de la distancia R es $R \cos. \epsilon$; luego si el ángulo ϵ decrece de una cantidad $d\epsilon$, la magnitud $R \cos. \epsilon$ variará en su diferencial, que es $R \sin. \epsilon d\epsilon$, prescindiendo del signo; pero como se deduce de la figura que $R \sin. \epsilon$, proyeccion vertical del radio vector R , es igual á $f + e$, se tendrá, en virtud de lo dicho anteriormente, que la compresion que sufrirá el punto A tiene por expresion:

$$P = m (f + e) d\epsilon,$$

siendo m una cantidad constante.

Despues de una serie de consideraciones análogas á las que se acaban de exponer, resulta que la presion en B será:

$$P' = m' f d\alpha.$$

Ahora bien; siendo evidentemente $d\alpha = d\epsilon$ y $m = m'$ la relacion en que están los esfuerzos desarrollados en los puntos A y B , será la siguiente:

$$\frac{P}{P'} = \frac{f + e}{f}.$$

De esta fórmula se deduce que la resultante de las presiones en la clave, ó sea el empuje del arco, no pasa por el punto medio de AB , sino por otro mas próximo al extremo A que al B .

Pero si ahora suponemos que la presion en los diversos puntos crece proporcionalmente á la distancia de estos al B , que tomamos por origen, y si llamamos c á la abscisa del punto de aplicacion de la resultante de las presiones, y p , por último, á la corres-

pondiente á un elemento intermedio cualquiera de abscisa x , se tendrá:

$$p = P_0 + \frac{P - P_0}{e} x,$$

siendo P y P_0 las presiones en A y B .

Llamemos R al empuje, y expresemos que su magnitud es igual á la suma de las presiones elementales, y que su momento con respecto á su punto de aplicacion es nulo; se tendrán las dos ecuaciones siguientes:

$$R = P_0 e + \frac{P - P_0}{2} e,$$

y

$$\int_0^e \left(P_0 + \frac{P - P_0}{e} x \right) (x - c) dx = 0.$$

Simplificando la primera, é integrando la segunda, se encuentran las expresiones:

$$P_0 + P = \frac{2R}{e},$$

y

$$P_0 \frac{e - 3c}{6} + P \frac{2e - 3c}{6} = 0,$$

de donde se sacan los valores:

$$P_0 = \frac{2R}{e^2} (2e - 3c),$$

y

$$P = \frac{2R}{e^2} (3c - e).$$

Sustituyendo estas expresiones en la fórmula general de las presiones se encuentra:

$$p = \frac{2R}{e} \left(2 - \frac{3c}{e} + \left(\frac{6c}{e} - 3 \right) \frac{x}{e} \right).$$

Dividiendo el valor de P por el de P_0 se tiene:

$$\frac{P}{P_0} = \frac{3c - e}{2e - 3c},$$

y poniendo en esta relacion en vez de $\frac{P}{P_0}$ el valor anterior se encuentra:

$$\frac{f + e}{f} = \frac{3c - e}{2e - 3c},$$

de donde se saca:

$$c = \frac{1}{2} e \left(1 + \frac{e}{6f + 3e} \right),$$

fórmula que da aproximadamente la distancia del origen A al punto de aplicacion del empuje.

Si en la fórmula anterior hacemos $f = 0$, caso que corresponde á un arco adintelado, y $f = \infty$ relativo á una bóveda peraltada de flecha infinita, se encuentran para c los límites

$$\frac{2}{3} e \text{ y } \frac{1}{2} e.$$

El punto, pues, de aplicacion del empuje está comprendido entre la mitad y los dos tercios del espesor del arco en la clave, magnitudes muy próximas en la mayor parte de los casos.

EDUARDO ECHEGARAY.

(Se continuará.)

SONDEO DE SPERENBERG (PRUSIA).

I. Corte geológico.—II. Ejecucion del sondeo.—III. Observaciones geo-termométricas.

I.

Un sondeo ejecutado por cuenta del Estado en Prusia, cerca de la aldea de *Sperenberg*, en las cercanías de *Postdam*, á unos 40 kilómetros al Sur de Berlin, acaba de descubrir la existencia de un criadero de sal gema, que excede con mucho en potencia á todos los conocidos hasta el día.

La colina de *Schollssberg*, cerca de *Sperenberg*, un poco al Sur de la cual ha sido practicado este sondeo, tiene 2 kilómetros de longitud con casi otro tanto de anchura, y está dirigida de SE. á NO., elevándose 27 metros sobre el nivel del lago llamado *Krummen See*, que la baña por S. y SE. Esta colina está constituida, casi por completo, por una masa de yeso cuya edad no ha sido posible todavía determinar con exactitud.

Habiéndose empezado el sondeo en una antigua cantera, la sonda penetró inmediatamente en el yeso. En los afloramientos, y hasta bastante profundidad, este mineral se presenta en grandes grupos de cristales; la masa acaba, sin embargo, por presentar una textura mas compacta y confusa; al mismo tiempo, pierde poco á poco el color agrisado que tiene en la superficie, hasta quedar completamente blanca. A 85^m,80 de profundidad, aparecen en el yeso algunas vetas de anhidrita.

A 87^m,40 se encuentra una capa de este último mineral puro y compacto, que á los 88 metros principia á contener señales de sal gema. Por fin, á 88^m,80 se llega á la masa de sal. Este mineral es de gran pureza, incoloro y trasluciente, y presenta con facilidad los cruceros del cubo. La anhidrita es la única materia extraña que le acompaña; solo la contiene, sin embargo, en proporcion considerable en la parte superior y en una veta situada bastante abajo en el interior del criadero; rara vez se ha encontrado mas

de 4,60 por 100 en las muestras extraídas. La sal está absolutamente exenta de potasa, y no contiene mas que débiles señales de magnesia.

La perforacion se llevó á cabo en la sal gema hasta la profundidad de 1 271^m,60. Fué entonces necesario cesar en el trabajo sin haber podido determinar nada sobre la edad del depósito, y sin que nada tampoco indicase si el limite del criadero estaba próximo.

Para reconocer la extension del mismo en el sentido horizontal, se han ejecutado otros dos sondeos. El número II, situado á 715 metros al Este del sondeo principal (núm. I), llegó al yeso á 30^m,50 y penetró en la sal á 115^m,80 de profundidad. El número III, situado á 90 metros á Norte del número I, llegó al yeso á 62^m,50 y á la sal á 110^m,65. Se cesó de trabajar en ambos, quedando en 153^m,80 el primero, y en 142 metros de profundidad el segundo, en el interior de la masa de sal.

II.

La enorme profundidad alcanzada por el sondeo número I, hace que sea útil conocer su historia.

Hasta 300 metros se empleó la fuerza del hombre; para mayor profundidad se recurrió al vapor.

La primera parte del trabajo no ofrece gran interés; le dedicaremos, sin embargo, algunas palabras, para que puedan compararse los resultados obtenidos á diferentes profundidades.

PRIMERA PARTE.

Sondeo á brazo.

Instalacion é instrumentos empleados.—La cabria tenía 14^m,50 de altura total; el tirante se ensamblaba por brazos de 10^m,50 de longitud, y funcionaba por medio de un torno de doble engranaje y con freno, cuyo tambor tenía 0^m,26 de diámetro y presentaba una ranura en hélice que permitia á la cadena arrollarse y desarrollarse con mucha regularidad. El cable redondo de cáñamo, que servia para bajar la campana de válvula, se arrollaba sobre el tambor de un torno de engranaje simple y con freno.

La palanca de golpeo era una pieza de abeto de 0^m,26 de espesor y 0^m,31 de altura; con los dos brazos respectivamente de 4^m,20 y 1^m,70 de largo. El punto de apoyo no podia cambiarse de posicion respecto de la palanca, de suerte que fué preciso cargar el brazo menor al principio del sondeo y el brazo mayor al fin, llegando el contrapeso fijado en la extremidad del brazo mayor á pesar 400 kilogramos: doce hombres podian colocarse en la barra transversal de maniobra.

Los elementos del tirante estaban formados por barras de hierro de 10^m,50 de largo y 0^m,023 de escuadría, ensambladas á tornillo. El tirante pesaba 4^t,8 término medio por metro lineal.

Se hizo uso del instrumento de caida libre del sistema de *Fabian*, usándose dos de ellos: uno que pesaba 100 kilogramos y el otro 138, que daban respectivamente alturas de caida de 0^m,47 y de 0^m,58.

El tirante maestro, en cuya parte inferior estaba fijado el trépano, llevaba una linterna guiadera. Los dos tirantes maestros empleados pesaban respectivamente 225 y 350 kilogramos.

La herramienta perforadora era el trépano de bisel con orejas cortantes, encorvadas segun la circunferencia del agujero; tenía un metro de altura y pesaba próximamente 150 kilogramos. Su boca era de 0^m,025 á 0^m,040 menos ancha arriba que abajo, y de 0^m,04 á 0^m,05 mas alta que ancha; así, para un corte de 0^m,40, la hoja tenía 0^m,44 á 0^m,45 de alto, y 0^m,36 á 0^m,375 de ancho en su parte superior. Las orejas tenían 0^m,09 de ancho y bajaban hasta el nivel del corte. Se trabajó tambien con trépanos de hoja menos alta, de peso de 65 á 75 kilogramos, siempre que se queria ensanchar y profundizar simultáneamente, en cuyo caso se intercalaba entre el tirante maestro y el trépano una herramienta para ensanchar el taladro con cuchillos articulados (sistema de Kind) que pesaban 161 kilogramos.

El material comprendia, ademas, varios medios de enganche é instrumentos destinados á cortar y extraer muestras de la roca.

MARCHA DEL TRABAJO.—Resultados obtenidos.—Despues de haber montado la cabria y excavado un pozo en cuadro de 2^m,70 de lado por 3^m,50 de profundidad, lo que exigió un mes de trabajo, se dió principio á la perforacion el 25 de Abril de 1867.

Como el suelo estaba formado de yeso, se pudo proceder inmediatamente por golpeo. Se principió con un trépano de 150 kilogramos y de 0^m,392 de ancho. Hasta 1^m,25 de profundidad se hizo uso de la corredera de *Oeynhausien*, y despues se recurrió al instrumento de caida libre de *Fabian*.

Hasta los 30 metros el avance fué muy lento é irregular, á causa de las muchas grietas, casi todas llenas de arena, que presentaba la masa de yeso. Pero mas abajo, ofreciendo la roca la misma resistencia en todas partes (salvo al atravesar unas pequeñas vetas bastante duras de anhídrita, intercaladas en la masa de la sal), el trépano de bisel funcionó siempre con regularidad y de una manera muy satisfactoria; el ángulo del bisel, que era de 70°, pareció muy conveniente, las orejas llenaban bien su objeto, y no hubo nunca necesidad de enderezar ni redondear el agujero de sondeo.

Como la grande altura de la hoja de los trépanos permitia su reparacion un gran número de veces, estos hacian un servicio muy largo. Sin embargo, no se atascó ni se apretó nunca la herramienta, inconveniente que se atribuye á las hojas demasiado altas.

En el yeso, en marcha normal, cada tanda de golpeo se componia de 600 golpes y duraba media hora, siguiendo diez minutos de descanso. La altura de caida, que era de 0^m,39 al principio (con la corredera) alcanzó luego 0^m,47. La primera tanda daba generalmente un avance de 0^m,16; el efecto útil de las tandas sucesivas iba disminuyendo rápidamente, hasta tal punto que para la undécima ó duodécima (la última) el avance ya no era mas que de 0^m,025. Cada vez que se profundizaba el pozo en 0^m,80 próximamente, se procedia á su limpia. No hubiera podido, por lo general, retrasarse mas esta operacion, pues el barro de yeso, tomando consistencia, se endurecia formando bolas, y oponia gran resistencia al movimiento de rotacion de la herramienta. Al atravesar las grietas llenas de arena y la capa de anhidrita, situada debajo del yeso, hubo que reducir con frecuencia la duracion de cada tanda de golpeo á 15 minutos. En la anhidrita no se avanzaba mas que 0^m,025 por hora de golpeo.

En la sal gema se llevó la altura de caida, primero á 0^m,52, y finalmente á 0^m,58. La duracion y el número de las tandas de golpeo eran poco mas ó menos los mismos que en plena masa de yeso. La primera tanda daba un avance de 0^m,10 á 0^m,13, avance menor que el del yeso; pero el efecto útil del golpeo decrecia despues menos rápidamente. Esta diferencia consiste en que los pequeños fragmentos de sal se ponian en suspension en el agua agitada por el movimiento de la sonda con mucha mas facilidad que el barro fino del yeso. En suma, cada tanda, de igual número de golpes, daba poco mas ó menos la misma altura tala-drada en las dos rocas. Hay que considerar, sin embargo, que en el yeso se trabajó casi constantemente con el ensanchador, lo que reducía el avance de 16 á 17 por 100.

El cuadro núm. 1 da, mes por mes, los resultados obtenidos en el sondeo á brazo. En él se puede ver que el efecto útil del golpeo disminuyó considerablemente en los últimos tiempos; porque á medida que el sondeo se iba profundizando, se necesitaba mas tiempo para levantar la sonda; las partículas de sal en suspension en el agua, se precipitaban al fondo durante esta maniobra, y formaban allí una masa cada vez mas voluminosa y compacta, que últimamente no se podia extraer por completo con la campana de válvula.

Esta circunstancia hacia la limpia muy difícil; habia primero que batir fuertemente con la campana, á veces durante cerca de una hora, para que los detritus volviesen á quedar en suspension en el agua. Así es que pasada cierta profundidad, fué necesario emplear el tirante, en lugar del cable, para esta maniobra.

A causa de los muchos desprendimientos que se produjeron, habia interés en emplear, como instrumento de caida libre, el del sistema de *Fabian*, con

preferencia á cualquier otro: en efecto, ningun desprendimiento puede estorbar el juego de este instrumento, mientras que con los aparatos de *Kind* y de *Zobel*, por ejemplo, la pieza sobre la que debe obrar la resistencia del agua, para determinar el levantamiento de la pequeña palanca, puede, en caso semejante, no funcionar.

Apenas se alcanzó la profundidad de 16 metros, se reconoció la necesidad de entubar el agujero de sondeo, para retener la arena que llenaba las grietas del yeso. La primera columna de tubos no pudo pasar de la profundidad de 26^m,70; la segunda columna se introdujo solo hasta 30 metros, habiendo parecido inútil entubar á mas profundidad, en vista de la solidez y compacidad del yeso. Pero, al llegar á los 250 metros, unos desprendimientos considerables que tenian su origen en una grieta situada á 87^m,20, y en la capa de anhidrita, que se habia desagregado á consecuencia de la disolucion de la sal que contenia en pequeña cantidad, hicieron necesaria la introduccion de una nueva columna de tubos, que se continuó hasta 113^m,10. Las tres columnas tenian respectivamente 0^m,366, 0^m,340 y 0^m,315 de diámetro interior.

La velocidad de la sonda era, término medio, de 0^m,31 por segundo á la bajada, y 0^m,16 á la subida. A la profundidad extrema de 300 metros, la primera de dichas maniobras duraba 30 minutos, y la segunda 54 minutos, incluyendo el tiempo empleado en ator-nillar y desatornillar los tirantes.

Ademas del Director del sondeo y dos herreros, el personal se componia, desde el principio, de dos cuadrillas de siete operarios, ó sea un total de catorce hombres. Durante el golpeo, seis se colocaban en la barra de la palanca, y el sétimo (el jefe del sondeo), en el mango de maniobra. Mientras se verificaban los movimientos de la sonda, cuatro hombres trabajaban en las maniobras del torno, y de los otros dos, uno se colocaba en la cima de la cabria para enganchar y desenganchar los tirantes, y el otro dentro del pozo, para ayudar al jefe del sondeo.

Fué necesario aumentar el número de operarios, á medida que el pozo iba profundizándose, hasta llegar finalmente á 13 operarios por cuadrilla.

Gastos.— En el período correspondiente al sondeo á brazo

se gastó un total de.....	39 813,40 francos
ó sea, término medio, por metro lineal..	432,74 »

Estos guarismos son algo bajos: no se ha incluido en ellos el coste de una parte del material, que fué facilitada por otra instalacion de sondeo.

Los jornales han importado la suma de..	40 578,75 francos
ó sea, término medio, por metro lineal..	35,26 »

MANUEL LACASA.

(Se continuará.)

PALACIO DE AUGUSTO EN TARRAGONA.

(Lámina XVI.)

En la casa del señor marqués de Montoliu, situada en la calle de Caballeros, y edificada encima de las ruinas del palacio de Augusto aprovechando algunos de sus restos, se ha descubierto recientemente un trozo de muro de sillería, que, á no dudarlo, hubo de pertenecer á alguna de las habitaciones interiores del sobredicho palacio. Consérvase todavía en él un fragmento completo de cornisa, asimismo de piedra, digno de particular descripción por su originalidad y por no pertenecer á orden arquitectónico alguno conocido de los antiguos.

Mide exactamente 52 centímetros de altura, por 27 centímetros de proyectura ó vuelo, y se compone de las partes siguientes: El arquitrave tiene 13 centímetros de altura y consta de una ténia ó lista, de un talon recto, y de una mocheta ó liston en que termina. El friso tiene 17 centímetros, y en vez de formar una superficie plana, como de costumbre, presenta, por el contrario, una superficie convexa, bastante saliente, pues su corte ó perfil describe casi la mitad de una elipse. La cornisa tiene 22 centímetros de alto y 21 centímetros de proyectura, y la componen tres filetes superpuestos y escalonados, un cuarto bocel, un filete ó listoncillo, la corona, otros tres filetes escalonados, un cuarto bocel ó equino, y otro filete, terminando con una gola recta.

No nos cabe la menor duda acerca de que esta singular cornisa adornaba la parte superior de las paredes de una sala ó aposento de dicho palacio, encima de la cual descansaba el entablamento, ó tal vez, y será lo mas cierto, el techo abovedado de la misma habitacion, como vemos en otros varios restos de edificios romanos que hemos examinado y se conservan todavía íntegros en esta ciudad; y tenemos motivos bastantes para sospechar que en tiempo de Augusto, cuando se erigió este palacio, no habia aún regla fija en los órdenes de arquitectura, de modo que, si fué Vitrubio, como arquitecto de Augusto, el que dirigió, como era natural, la obra de este palacio, á él puede atribuirse el trazo ó diseño del resto arquitectónico que nos ocupa.

En otros artículos que nos proponemos publicar, y sin separarnos de este suntuoso palacio, presentaremos algunos ejemplos de estas arbitrariedades arquitectónicas que en él se observan, y vienen á comprobar lo que hemos expuesto arriba, es á saber: que los romanos no seguian reglas invariables, como en nosotros se ha hecho costumbre, en la parte decorativa de su arquitectura, para cuyos detalles hubo de entrar en mucho el gusto del artista.

Ese grandioso palacio tenía 350 metros de longitud

de Este á Oeste, por 24 metros de ancho, y sus muros, que aún pueden medirse, tienen 2^m,50 de espesor. No puede dudarse de estas dimensiones, pues precisamente existen el ángulo occidental, que se halla bien conservado en el Pallol, hoy escuelas públicas, y el oriental, que lo constituye el llamado hoy *Castillo de Pilatos*, conocido en otro tiempo por *Alcázar de Augusto*, que era durante el período romano el *Prætorium*, que á la vez formaba parte integrante del palacio de Augusto y del *Forum*. El historiador tarraconense Misser Luis Pons de Icart, y el Padre M. Florez en el tomo xxiv de su *España Sagrada* (página 227) dan mayor anchura á este palacio, y es por que creyeron que las oficinas que rodeaban el *Forum*, de las que muchas aún se conservan en muy buen estado, eran dependencias del palacio, y aun algunos adelantan mas, suponiendo que las columnas de mármol y los arcos bizantinos de los claustros de la Catedral rodeaban el jardin por donde se paseaba el emperador Octaviano Augusto durante el curso de su convalecencia en Tarragona; mas este es un error hijo de lo poco que en los pasados tiempos se habian estudiado las antigüedades de esta capital.

A excepcion de los dos ángulos del palacio que hemos mencionado, quedan ya pocos vestigios de él, pues han desaparecido en su mayor parte al edificarse las casas de moderna construcción en las calles de la Nao y Caballeros en donde aquel se levantaba. En la referida casa del señor marqués de Montoliu y en la planta baja, se ven todavía restos de los muros exteriores ó interiores del palacio, uno de los cuales es el que ha dado motivo á esta breve descripción.

B. HERNANDEZ SANAHUJA.

(Diario de Tarragona.)

NOTICIAS.

Don José Domenech ha presentado el proyecto de tranvía de Orense á la estacion del ferrocarril.

La *Gaceta* de 28 del pasado anuncia la vacante de arquitecto provincial de Palencia.

Se han concedido las siguientes autorizaciones de estudios: á D. José Moreno Lopez para un ferrocarril desde la cuenca carbonífera de Gargallo-Utrillas á San Carlos de la Rápita; á D. Justo Zapater y Jareño para un ferrocarril económico de Alcañiz á Teruel.

Se ha terminado la construcción de la línea de la frontera portuguesa á las minas del Calerizo de Cáceres.

res; y el miércoles 23 de Junio pasado llegó la locomotora á la estacion de las minas á las seis y media de la tarde, acontecimiento que fué saludado por gran número de personas, como de gran porvenir para aquella provincia.

La línea, que pasa por los criaderos de fosfato de Aliseda y Valencia de Alcántara, se aproxima á los de Ceclavín y Zarza la Mayor y atraviesa la Sierra de San Pedro en que hay criaderos de otras sustancias, marcados algunos por restos de explotaciones romanas y árabes.

La vía cruza tambien grandes extensiones de terrenos dedicados á explotaciones agrícolas, cuyos productos conseguirán fácil salida con la nueva línea que ha de influir de una manera poderosa y eficaz en el desarrollo de aquella parte de la Península, hasta hoy falta, como otras muchas, de medios económicos y rápidos de transporte.

Camino de hierro construido sobre el hielo.—El día 30 de Enero de 1880 se inauguró un camino de hierro construido sobre el hielo para atravesar el San Lorenzo en Monreal. La vía, que tenía 4 800 metros de longitud, se estableció del modo siguiente:

Comprobada la resistencia del hielo y la posibilidad de construir el camino, se colocaron trasversalmente á su eje una serie de tablones de 3^m,66 de longitud y 0^m,10 de anchura; sobre ellos dos carreras de largueros de pino de 0^m,30 de escuadría, distantes 2^m,64 y unidos á tope en sus extremidades, y encima de estos largueros, que tenían 4^m,57 de longitud, las traviesas de 0^m,10 de espesor sobre las que se fijaron los carriles.

En reemplazo del balasto se encerró todo este esqueleto de madera en una capa de hielo, á cuyo fin por medio de bombas se llenaba de agua el espacio comprendido entre los largueros, la cual congelándose inmediatamente formaba con la madera un conjunto sólido é invariable tan resistente como el balasto de grava empleado de ordinario.

Las locomotoras que han circulado por esta vía pesaban 18 toneladas.

U.

Plateado galvánico.—El dorado y plateado galvánicos se han puesto muy en boga desde principios del siglo XIX, invadiendo el lugar que corresponde al oro y la plata. Ocioso es enumerar los inconvenientes que de ello resultan; mas, sin embargo, debemos confesar que siempre es un adelanto para los procedimientos empleados en una industria tan generalizada.

Todas las disoluciones de plata no dan, con ayuda

de la pila, un residuo metálico constante y adherente. Es menester: 1.º, que la disolucion conduzca suficientemente la electricidad; 2.º, que bajo la influencia de la corriente eléctrica no se pueda depositar mas que plata; 3.º, que la disolucion no ataque el metal que tiene que cubrir, y que por todas partes tenga una reaccion alcalina; 4.º, en fin, que contenga una sal doble de plata y un álcali fijo, que desarrollándose, produzca el plateado. Hasta aquí las soluciones de plata en los cianuros alcalinos han producido resultados constantes y satisfactorios por todos estilos.

Ahora bien; los Sres. Thomas y Delisle fueron los primeros que anunciaron que se podia platear perfectamente por medios enteramente opuestos. Los señores Dumas, Peligot y Becquerel demostraron tambien que con un baño de reaccion ácida, formado de una mezcla á ocho grados de bisulfato é hiposulfito ácido de amoniaco, en el cual se disuelve óxido ó cloruro de plata, se podian hacer buenos plateados.

Esta clase de baño tiene sobre los demas de cianuro una ventaja considerable: es de todo punto inofensivo á la salud de los que lo emplean, y es ademas muy económico, porque las sales que lo componen son de poco valor, y como conduce muy bien la electricidad, exige una corriente menos intensa.—(*Bulletin du Musee de l'Industrie de Belgique.*)

Modo de renovar las limas viejas.—Hé aquí un procedimiento que está en uso en los talleres de Cherburgo y Lorient (Francia), y que produce siempre los mejores resultados. Consiste sólo en poner la lima usada, despues de lavada, de modo que no tenga grasa alguna, en contacto con la potasa y á la accion de baños acidulados.

Las operaciones sucesivas consisten:

1.º En quitar á las limas la parte grasienta que tengan por medio de la potasa y agua caliente.

2.º Dejarlas durante cinco minutos dentro de un baño, compuesto una parte de ácido sulfúrico y siete de agua.

3.º Añadir al baño una cantidad de ácido nítrico igual á la de ácido sulfúrico, y una cantidad de agua igual á la primera; y dejar, por último, las limas en este baño por espacio de unos cuarenta minutos.

Prosperidad industrial.—Segun datos adquiridos por sir Sidney Waterlow, hay en el presente año en los Estados-Unidos 812 fábricas de papel con 989 máquinas, que producen anualmente 350 millones de libras de papel de todas clases.

PRECIOS DE MATERIALES.

LONDRES 9 DE JULIO DE 1880.

METALES.

	L.	S.	D.	L.	S.	D.
Laton.						
Planchas, por libra	»	»	7	»	»	7½
Yellow metal	»	»	5½	»	»	6
Cobre.						
Barras de Chile, por tonelada..	59	15	»	60	5	»
English tough best	65	»	»	66	»	»
Planchas	69	»	»	74	»	»
Hierros.						
Welsh, barras, por tonelada....	6	»	»	7	5	»
Staffordshire, d°	6	5	»	8	10	»
Fundicion núm. 4, Cleveland ..	»	43	»	»	43	6
Plomo.						
Inglés, por tonelada	15	7	»	15	15	»
Español	14	15	»	15	»	»
Planchas	16	»	»	16	10	»
Plata.						
Onza	»	»	»	»	»	»
Azogue.						
Frasco	6	10	»	6	12	»
Acero.						
Fundido de 1. ^a , por tonelada....	34	»	»	50	»	»
Inglés para resortes	14	»	»	22	»	»
Estaño.						
Straits, por tonelada	83	15	»	84	»	»
Banca	86	»	»	»	»	»
Inglés refinado	89	»	»	90	»	»
Hoja de lata.						
De leña I. C., por caja	»	23	»	»	28	»
De coke, id.	»	20	»	»	24	»
Zinc.						
Planchas inglesas, por tonelada.	22	10	»	23	10	»

CARBONES.

Carbones.						
Newcastle y Durham, por ton..	»	5	»	»	9	»

Coke.

	L.	S.	D.	L.	S.	D.
Durham, por tonelada	»	9	»	»	41	»
Cleveland	»	8	»	»	40	»

PRODUCTOS QUÍMICOS.

Agua fuerte, por libra	»	»	4	»	»	4½
Acido sulfúrico, por libra	»	»	0½	»	»	1
Sal amoniaco, por tonelada	35	»	»	40	»	»
Arsénico blanco, por quintal ...	»	23	»	»	23	6
— en polvo, por quintal ..	»	10	9	»	41	»
Cloruro de cal, por quintal	»	6	»	»	6	6
Borax refinado, por quintal	»	57	»	»	57	6
Azufre inferior, por tonelada... 5	5	»	»	5	10	»
— flor, por tonelada	10	10	»	11	10	»
Vitriolo verde, por tonelada....	50	»	»	60	»	»
Sulfato de cobre, por quintal ...	»	19	6	»	20	»
Acetato de plomo, por quintal ..	»	37	»	»	40	»
Minio, por quintal	»	44	»	»	17	»
Carbonato de plomo, por quintal.	»	22	10	»	23	»
Litargirio, por quintal	»	25	»	»	29	»
Bicromato de potasa, por libra..	»	»	5½	»	»	6
Nitro inglés refinado, por quint.	»	26	6	»	27	6
— de Bombay, por quintal ..	»	»	»	»	»	»
— de Bengala, por quintal ..	»	49	6	»	21	6
Sosa cáustica, por quintal	»	40	»	»	40	6
— cristalizada, por tonelada.	3	10	»	3	15	»

U.

SECCION OFICIAL.

Gacetas de Junio de 1880.

MINISTERIO DE FOMENTO.

Gaceta del 26.—Ley de 25 de Junio de 1880, autorizando al Gobierno para otorgar á los acreedores contra la Compañía del ferrocarril de Alcazar de San Juan á Quintanar de la Orden, la concesion de esta línea.

—Ley de igual fecha, declarando de servicio general la parte comprendida en territorio español del ferrocarril del de Orense á Vigo al de Oporto á Valença, y dictando varias disposiciones sobre esta línea y el puente internacional sobre el Miño.

Gaceta del 4 de Julio.—Ley de 3 de Julio de 1880, disponiendo que las nuevas concesiones de ferrocarriles que se otorguen contendrán la obligacion de conducir gratuitamente á los presos y penados.

—Reales decretos de 3 de Julio de 1880, jubilando á D. José de Subercase, inspector general de primera clase del cuerpo de Ingenieros de Caminos, y ascendiendo respectivamente á las resultas á D. Victor Martí y Font y á D. Juan de Orense y Lopez Dóriga.

SUBASTAS.

FECHA de la Gaceta.	LUGAR de la subasta.	FECHA del remate.	OBRA Ú OBJETO Á QUE SE REFIERE.	MATERIA de subasta.	PRESUPUESTO DE CONTRATA en pesetas.
25 Junio.	Menorca.	5 Julio.	Varadero y tinglado en el arsenal.....	Construccion.	27 337'17
28 »	Valencia.	3 Agosto.	Una seccion de la carretera de Requena á Casas-Ibañez (P.).....		
2 Julio.	Bilbao.	30 Julio.	Traida de aguas del arroyo Ventaco-ureca (M.)....	»	115 510'38
3 »	Barcelona.	3 Agosto.	Carretera de Villafranca á la provincia de Tarragona (P.) dos trozos.....	»	562 501'44
					292 393'87
					242 714'80

NOTICIAS OFICIALES.

Canal Imperial de Aragon.—En la Gaceta del 23 del pasado se anuncia el pago del cupon núm. 10 del empréstito de este canal.

En la Gaceta del 25 se inserta la escritura y estatutos de la Sociedad del ferrocarril directo de Jerez á Algeciras y Gibraltar.

La Gaceta del 21 del pasado publica la escritura de constitucion de la Compañía del ferrocarril de Bilbao á las Arenas y Algorta, y la del 22 la del tranvía de Bilbao á Durango.

La Gaceta del 27 publica el acta de constitucion y estatutos de la Sociedad del Pantano de Puentes.