

embargo, cuando se trata de un examen del navio únicamente. Este sistema de dock es el que conviene mejor á las barcas de vapor y otros barcos de pesca, porque, además de su coste relativamente mínimo, ocasiona menos pérdida de tiempo y menos dificultades por el acceso á una cala seca establecida en tierra firme.

Un dock flotante semejante al de Aberdeen se ha instalado por la *Creat Central Railway* en Crimsby; en este puerto las tarifas se han fijado del modo siguiente: un barco de 150 toneladas paga 62,50 francos de derecho fijo, más 62,50 francos por el primer día de uso del dock y 50 francos por cada día suplementario; estas tarifas se elevan respectivamente á 112,50, 100 y 75 francos para un navio de 250 toneladas.—O.

ENSAYOS DE COLUMNAS DE HORMIGÓN

Y DE

HORMIGÓN ARMADO (1)

I.—Introducción.

1. Las columnas constituyen un elemento muy importante en las construcciones de hormigón armado. Muchos ensayos se han hecho con cubos y prismas de poca altura para determinar la resistencia del hormigón á la compresión, pero tanto por la manera de confeccionar las probetas como por la forma de realizar los ensayos, los resultados de éstos no son aplicables á las columnas que tienen resistencias, por regla general, menores que las de aquellas probetas cuyo hormigón posee condiciones especiales por lo que se refiere á su homogeneidad y resistencia, en la cual influye muy favorablemente la diferencia que siempre existe entre la sección de los cubos y prismas y la de las placas entre que esto se comprimen. Muy pocos ensayos se han hecho con columnas de hormigón y de hormigón armado, y éstos en condiciones tales, por lo que se refiere á los materiales, edad, etcétera, que de ellos no se deducen conclusiones de verdadera utilidad.

Los ensayos que se describen en la presente Memoria constituyen una serie preliminar á manera de preparación para investigaciones ulteriores, razón por la cual no se considerarán como concluyentes los resultados obtenidos, ni como definitivos los procedimientos seguidos en aquéllos para confeccionar las probetas y para ensayarlas después. Sin embargo, es de esperar que dichos ensayos contribuirán á completar el conocimiento sobre los fenómenos que se verifican en las columnas de hormigón y de hormigón armado durante la compresión, así como sobre su resistencia, y á evitar que los constructores empleen columnas construidas con hormigones de condiciones ordinarias y por procedimientos corrientes cuando el coeficiente de trabajo de aquéllas es muy grande.

2. Los ensayos se hicieron con columnas de hormigón y de hormigón armado con barras verticales arriostradas en unas probetas y en otras no, en sentido transversal. Se determinó, además de la resistencia total de las columnas, la compresión que correspondía á cada uno de los dos materiales, hormigón y metal, valiéndose para ello de la relación observada entre las cargas y deformaciones y aplicando el método analítico que se explicará, relación que también se ha utilizado para comprobar varias propiedades de las columnas.

3. Los ensayos se verificaron en el Laboratorio de mecánica

aplicada de la Universidad de Illinois y forman parte de los trabajos encomendados á la Estación experimental de Ingeniería.

II.—Materiales, probetas y métodos de ensayo.

4. *Materiales.*—La piedra era una caliza blanda, machacada en forma tal, que sus fragmentos pasaran por un cedazo de mallas de 25 mm. y quedaran retenidos por otro en que éstas tuvieran 6 mm.; el volumen de huecos era el 54 por 100.

La arena era de buena calidad, angulosa, limpia y bien proporcionada por lo que se refiere al tamaño de sus granos; el volumen de huecos era el 28 por 100.

CUADRO I

Análisis mecánico de la arena.

Número del cedazo.	Diámetro de las mallas.	Cantidad que pasa.
4	"	100 por 100.
10	2,30 mm.	78
20	1,02	36
50	0,51	16
74	0,28	5
100	0,11	2

Se empleó un cemento Portland cuyas resistencias se consig- nan en el Cuadro II.

CUADRO II

Resistencias del cemento á la tracción.

Número de orden.	CARGAS DE ROTURA EN KILOGRAMOS POR CM ²			
	A los siete días.		A los sesenta días.	
	Pasta.	Mortero de 1 X 3.	Pasta.	Mortero de 1 X 3.
1	44,6	19,9	62,6	31,1
2	50,4	19,7	64,4	30,9
3	51,5	19,3	59,1	31,1
4	48,3	15,3	60,1	25,6
5	40,8	14,4	61,4	24,8
6	51,3	13,3	62,3	"
Medias.	47,8	18,6	61,6	28,7

El hormigón empleado se confeccionó con 1 parte de ce- mento, 2 de arena y 3³/₄ de piedra partida, medidas en volumen sin comprimir, pero se expresará que la dosis es de 1 X 2 X 4, que fué la que en un principio se adoptó, habiéndose modificado con aumento de la cantidad de mortero, porque parecía que el volumen de huecos era excesivo. El amasado se hizo á mano y con palas, mezclando en seco el cemento y la arena, añadiendo después la piedra, y, por último, el agua, revolviendo la masa así formada hasta que su consistencia y color eran completa- mente uniformes, procurando que la mezcla resultara más bien húmeda que seca, porque así se hace en mejores condiciones el

(1) Memoria escrita por Mr. Arthur N. Talbot y publicada en el *Boletín de la Universidad de Illinois*, 1907.

relleno de los moldes y el apisonado de las capas. El peso medio del hormigón al hacer los ensayos era 2.350 kilogramos por m³.

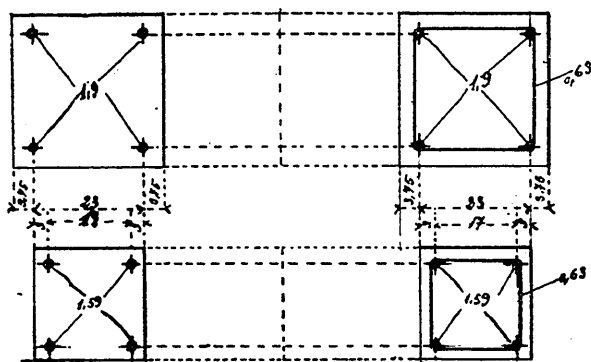
Las armaduras se constituyeron con barras redondas y lisas de acero dulce, cuyos diámetros eran 19 y 15,9 mm. en las verticales y 6,3 mm. en las que arriostraban éstas. El límite elástico de aquel metal era 28 kilogramos por mm², la carga de rotura 41,60 kilogramos por mm², y el alargamiento en una longitud de 20 cm., el 30,9 por 100.

5. *Probetas*.—Se puso especial cuidado para que las condiciones de fabricación de éstas fueran siempre las mismas. De cada tipo ó modelo de columna se construyeron dos probetas con objeto de poder comprobar los resultados.

(a) *Cubos*.—Del centro de cada masera se tomó el hormigón necesario para confeccionar dos cubos de 30,5 centímetros de lado, que se marcaban convenientemente para saber en todo tiempo la columna fabricada con el hormigón procedente de la misma masera que el de aquéllos, conservándose unos y otra en las mismas condiciones.

(b) *Cilindros*.—Se construyeron nueve cilindros de 20 centímetros de diámetro y 40 de altura, con hormigón del empleado en otras tantas columnas, los cuales se conservaron en la misma forma que éstas y los cubos.

(c) *Columnas*.—Se fabricaron tres grupos de columnas, las del primero con hormigón ordinario, las del segundo con hormigón armado con barras verticales, y las del tercero también con hormigón armado con barras verticales arriostradas además transversalmente cada 30,5 centímetros, con cuadros de varilla de 6,3 milímetros. La sección de todas las columnas era cuadrada (fig. 1.^a) de 23 ó 30,5 centímetros de lado, y su longitud 1,80, 2,75 y 3,6 metros.



Escala 1/10.

Fig. 1.^a

La longitud de las barras inferiores era 25 milímetros á la de la columna correspondiente, con objeto de que entre las bases de ésta y los extremos de aquéllas quedara una capa de hormigón de 12,5 milímetros de espesor; en algunos casos se colocaron las barras después de terminadas las columnas y antes de que el hormigón hubiera empezado á fraguar.

6. *Moldes*.—Se hicieron con tablonos de pino de 5 centímetros de espesor, cepillados por las dos caras; tres costados eran de una pieza y el cuarto estaba formado por secciones de 60 centímetros, sujetos los cuatro entre sí con cuadros constituidos por dos piezas de madera de 5 x 10 centímetros, y por dos pernos de 12,7 milímetros, adaptando la sección del prisma que resulta á la que ha de tener la columna por medio de cuñas. Las cuatro paredes de los moldes son reversibles, con objeto de darles la vuelta cuando por el uso se han alabeado.

7. *Fabricación de las columnas*.—Antes de hacer uso de los moldes se les sumergía en agua durante varios días, tanto para evitar que absorbieran la del hormigón como para reducir en lo posible su tendencia á deformarse. En la fabricación de las columnas de hormigón armado se empezaba por colocar las cuatro barras, cuya posición se fijaba con tacos de madera que se reti-

raban á medida que se iba colocando el hormigón, operación que se hacía en capas de 15 centímetros de espesor, bien apisonadas. La consistencia de la masa era tal, que empleando un piñón de 10 centímetros de lado y 5 kilogramos de peso, constantemente afluía el agua á la superficie de aquéllas. Al empezar la construcción de la columna, la cara del molde, compuesta de varias piezas, tenía colocada la inferior de éstas nada más, agregándose las demás á medida que iban siendo necesarias. Los arriostramientos transversales estaban situados á 30,5 centímetros unos de otros, y el inferior á 15 de la base de las columnas.

8. *Conservación de las columnas*.—Se desmoldaron á los catorce días de hechas, no cambiándolas de sitio ni de posición hasta que se habían de romper; la temperatura de la habitación oscilaba entre 15° y 20° C. No se tomó precaución alguna para defender las columnas de la desecación rápida porque se juzgaba suficiente la protección que proporcionaban los moldes durante los catorce días. Las columnas habían de romperse á los sesenta días de hechas, pero este plazo hubo que aumentarle forzosamente por la tardanza en recibir algunos aparatos.

9. En el Cuadro III se consignan todos los elementos interesantes de las columnas ensayadas, así como una relación de los cubos y cilindros confeccionados, señalados con el mismo número que las columnas hechas con hormigón procedente de la misma masera. Las columnas núm. 17 y núm. 18 no se construyeron con el mismo cuidado que las demás porque habían de servir como de indicación para la marcha que se seguiría con las demás, habiendo de verificar su rotura á los treinta días, que después hubo que hacer también á los sesenta.

10. *Máquinas empleadas*.—Para comprimir y romper las columnas descritas se hizo uso de una máquina tipo Riehle de tornillos que podía llegar hasta 270.000 kilogramos, con cinco velocidades, de las cuales solamente se empleó una, la de 1,27 milímetros por minuto. Los cilindros se ensayaron en otra máquina Riehle de 45.000 kilogramos, con la velocidad de 2,5 milímetros por minuto.

11. *Colocación de las probetas en la máquina*.—Entre las bases de los cubos y los platillos de la máquina se puso una capa de yeso en contacto con las primeras, y hojas de papel para envolver con objeto de proteger á este material.

Entre las bases de los cilindros y los platillos solamente se colocó el yeso, pero el superior estaba formado de dos piezas, cuya superficie de contacto era una esfera.

Cuando llegaba el momento de romper una columna, ésta era recogida por una grúa especial que la suspendía verticalmente y la transportaba en esta posición á la máquina, sobre cuyo platillo inferior se colocaba, interponiendo entre éste y la base de la columna una capa de yeso; otra se colocó en la base superior de aquélla, y sobre el yeso una chapa delgada de hierro galvanizado, aplicando entonces una presión de algunos miles de kilogramos hasta que el yeso hubiera fraguado.

12. *Aparatos de medida*.—Para medir las deformaciones longitudinales de las columnas, se empleó un extensímetro construido especialmente para estos ensayos, dispuesto en forma tal que midiera los acortamientos producidos en el centro de cada cara; las armaduras del aparato se apoyaban sobre éstas en cuatro puntos separados 23 centímetros en las columnas de 30,5 de lado y 15 en las de 23, y colocados simétricamente con relación al eje de la columna; las dos armaduras que constituyen cada aparato están enlazadas entre sí por medio de barras, unidas á la superior de una manera invariable, y á la aguja de los cuadrantes que lleva la inferior; la distancia entre ésta y aquélla tenía 30,5 centímetros menos que la longitud de la columna, y la que separaba las armaduras más próximas de los dos aparatos colocados en cada una de aquéllas era 75 milímetros. Los cuadrantes, que tenían 114 milímetros de diámetro, podían apreciar deformaciones de 0,0025 milímetros.

Las deformaciones horizontales se midieron de una manera aproximada por medio de un hilo vertical y de una escala horizontal fijos á la columna.

CUADRO III

Probetas.

COLUMNAS						CUBOS	CILINDROS
Número de orden.	DIMENSIONES — Metros.	Area de la sección. — cm².	ARMADURA				
			BARRAS	ÁREA			
				Absoluta. — mm².	Por 100.		
1	0,30 × 0,30 × 3,65	900	4 de 19 mm.	1.142	1,20	"	"
2	0,23 × 0,23 × 3,65	530	4 de 15,9 mm.	793	1,50	Cubo 2 ₁	"
3	0,30 × 0,30 × 3,65	900	4 de 19 mm., 12 cuadros.	1.142	1,20	Cubo 2 ₂	"
4	0,23 × 0,23 × 3,65	530	Sin armar.	"	"	"	"
5	0,30 × 0,30 × 3,65	900	Idem.	"	"	Cubo 4.....	"
6	0,23 × 0,23 × 3,65	530	4 de 15,9 mm.	793	1,50	Cubo 5 ₁	Cilindro 5.
7	0,30 × 0,30 × 3,65	900	4 de 19 mm.	1.142	1,20	Cubo 5 ₂	"
8	0,23 × 0,23 × 3,65	530	Sin armar.	"	"	"	"
9	0,30 × 0,30 × 3,65	900	Idem.	"	"	"	"
10	0,23 × 0,23 × 3,65	530	4 de 15,9 mm., 12 cuadros.	793	1,50	"	Cilindro 9.
11	0,30 × 0,30 × 3,65	900	4 de 19 mm., 12 cuadros.	1.142	1,20	Cubo 10 ₁	Cilindro 10.
12	0,23 × 0,23 × 2,75	530	4 de 15,9 mm., 9 cuadros.	793	1,50	Cubo 10 ₂	Cilindro 10 ₁ .
13	0,30 × 0,30 × 3,65	900	Sin armar.	"	"	"	Cilindro 10 ₂ .
14	0,23 × 0,23 × 3,65	530	4 de 15,9 mm., 12 cuadros.	793	1,20	"	"
15	0,30 × 0,30 × 1,85	900	Sin armar.	"	"	Cubo 11.....	"
16	0,23 × 0,23 × 2,75	530	4 de 15,9 mm., 9 cuadros.	793	1,20	Cubo 11 ₂	"
17	0,23 × 0,23 × 1,85	530	4 de 15 mm.	793	1,20	"	Cilindro 12 ₁ .
18	0,23 × 0,23 × 1,85	530	Sin armar.	"	"	"	Cilindro 12 ₂ .
						Cubo 15 ₁	Cilindro 13.
						Cubo 15 ₂	"
						Cubo 16 ₁	"
						Cubo 16 ₂	Cilindro 16 ₁ .
						"	Cilindro 16 ₂ .
						"	"
						"	"

CUADRO IV

Resumen de los ensayos de las columnas.

Número de orden.	ARMADURA		CARGA MÁXIMA		Eiad. — Días.	FORMA DE LA ROTURA
	BARRAS	Area. — Por 100.	Carga total. — Toneladas.	Carga por cm². — Kilogramos.		
1	4 de 19 mm.....	1,20	106,09	117,9	71	Rota por una cara á 1m,20 de la base.
2	4 de 15,9 mm.....	1,50	57,57	108,6	69	Idem cerca de la cabeza.
3	4 de 19 mm., 12 cuadros....	1,20	123,32	137,0	71	Idem á 0m,30 de la base. Barras arqueadas al final.
5	Sin armar.....	"	113,44	126,0	69	Rota y esfoliada á 0m,45 de la cabeza.
6	4 de 15,9 mm.....	1,50	58,66	110,7	70	Rota á 0m,30 de la base. Barras arqueadas al final.
7	4 de 19 mm.....	1,20	121,96	135,5	65	Rota y esfoliada á 1m,50 de la base.
8	Sin armar.....	"	73,44	138,4	64	Esfoliada en la cabeza.
9	Idem.....	"	107,00	119,0	65	Rota y esfoliada en la cabeza.
10	4 de 15,9 mm., 12 cuadros...	1,50	47,60	90,0	65	Rota á 0m,30 de la base. Barras arqueadas al final.
11	4 de 19 mm., 12 cuadros. ...	1,20	127,49	191,6	65	Rota á 0,45 de la cabeza.
12	4 de 15,9 mm., 9 cuadros....	1,50	87,55	165,1	66	Rota á 0m,30 de la cabeza.
13	Sin armar.....	"	115,16	123,0	61	Rota por el centro.
14	4 de 15,9 mm., 12 cuadros...	1,50	50,77	95,8	63	Rota á 0m,45 de la cabeza.
15	Sin armar.....	"	79,80	88,7	63	Rota á 0m,30 de la cabeza.
16	4 de 15,9 mm., 9 cuadros....	1,50	60,07	113,3	59	Rota por el centro. Barras arqueadas al final.
17	4 de 15,9 mm.....	1,50	83,60	157,7	67	Rota á 0m,30 de la cabeza. Barras arqueadas al final.
18	Sin armar.....	"	40,94	77,2	65	Rota á 0,30 de la cabeza.

13. *Aplicación de la carga.*—Se hizo por incrementos sucesivos de 4.500 kilogramos, con la velocidad de 1,27 mm. por minuto, haciendo las lecturas á los treinta segundos de aplicada la carga correspondiente. En seis columnas ésta se aplicó continuamente hasta la rotura; en diez se retiró cuando valía el tercio y los $\frac{2}{3}$ de la rotura, y en una se retiró dos veces.

III.—Datos experimentales y discusión.

14. En el Cuadro IV se consignan todos los datos relativos á las 17 columnas ensayadas, excepto los correspondientes á la repartición de las cargas entre el hormigón y la armadura, que se considerarán más adelante.

15. La mayor parte de las columnas se rompieron por el tercio superior ó inferior; diez por aquél y tres por éste, así como otras tres por la parte central, circunstancia que puede tener por causa la desecación que experimenta la parte alta de las columnas ó más probablemente, la mayor porosidad del hormigón en esta zona.

Por regla general, la rotura no se anunciaba por grietas ni ruidos, excepto en cinco columnas, en las que se observaron grietas verticales y algunos chasquidos poco antes de llegar á la carga máxima. Ocho columnas, entre las cuales se incluyen las de hormigón sin armar, no presentaron señal alguna de rotura hasta que la carga llegó á su valor máximo, y en las otras cuatro se observaron aquellas señales después que el hormigón trabajaba con el coeficiente máximo, pero antes de que toda la columna recibiera la carga máxima.

Las columnas de hormigón se rompieron bruscamente con un fuerte ruido, mientras que la rotura de las de hormigón armado se anunció con la aparición de grietas verticales muy finas, á las cuales siguió la flexión lateral de aquéllas, en cuyo momento se produjo la rotura. Como se ha observado que en todas las columnas rotas las barras aparecen dobladas, se creyó racional atribuir la causa determinante de la rotura á la flexión lateral de las barras; pero según se demostrará más adelante, esta deformación tiene lugar después que el hormigón se ha roto.

16. De los ensayos hechos con cubos y cilindros confeccionados con hormigones procedentes de las mismas maseras que los de las columnas, se deduce, comparando las resistencias de aquéllos con las de éstas, que las primeras concuerdan mejor con las menores de las segundas que con las mayores.

17. *Diagramas.*—Para cada una de las vigas ensayadas se dibujó una curva, cuyas abscisas representaban las deformaciones por unidad de longitud, deducidas de los extensímetros, tomando para cada punto la media de las lecturas correspondientes á cada una de las cuatro caras, las que, por regla general, eran casi iguales, como tenía que suceder si el platillo superior se movía paralelamente á sí mismo y las flexiones laterales eran muy pequeñas. Las ordenadas de aquella curva representan las cargas en kilogramos por cm^2 que actúan sobre las columnas, contando en las de hormigón armado su sección total, con objeto de facilitar los cálculos; proceder que se justificará más adelante.

En los diagramas las deformaciones se refieren á las longitudes iniciales, esto es, á las correspondientes á la carga cero. El empleo de las deformaciones totales ó de las elásticas en la discusión de los resultados de los ensayos depende del objeto que se persiga; así, por ejemplo, se hará uso de las primeras cuando se trate de estudiar la acción y el efecto de las barras metálicas en las columnas de hormigón armado.

El coeficiente inicial de elasticidad está representado por una recta, tangente en el origen de coordenadas á la parábola que expresa, con suficiente aproximación, la relación entre las deformaciones y las cargas, estudiándose más adelante las ecuaciones de aquella curva y las de su tangente. En la elección de la parábola que ha de sustituir á la curva real se ha procurado que haya la mayor coincidencia posible entre la ordenada de su vértice y la carga de rotura, así como entre la abscisa de aquél

y la deformación correspondiente á la carga máxima. Aunque puede existir alguna vacilación en el trazado de dicha parábola, es mucho menor que la que hay en la sustitución de la primera parte de la curva por una línea recta.

En la línea denominada *línea para el acero*, sus ordenadas representan las cargas por cm^2 repartidas sobre toda la sección de la columna que equivalen á las cargas de las barras, admitiendo que el coeficiente de elasticidad del acero es 21.000 kilogramos por mm^2 , y prescindiendo del pequeño error que se comete, no descontando el área de la sección de la armadura al calcular la carga por cm^2 de hormigón.

En las columnas de hormigón ordinario, la carga máxima corresponde con el vértice de la parábola elegida ó con un punto muy próximo á éste y anterior. Ahora bien; así como la parábola se separa muy poco de la curva real cuando las cargas son pequeñas ó no muy grandes, la conformidad disminuye notablemente al acercarse éstas á su valor máximo y desaparecen cuando le rebasan, no siendo entonces aplicable la parábola. En la

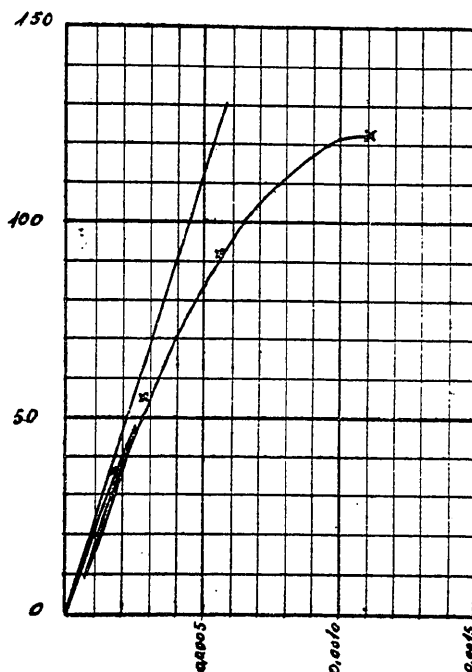


Fig. 2.ª

figura 2.ª los puntos señalados por una cruz representan las cargas calculadas para deformaciones equivalentes á $\frac{1}{6}$, $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{1}{1}$ de la abscisa del vértice de la parábola.

Para las columnas de hormigón armado con barras longitudinales pueden adoptarse dos sistemas de representación.

1. En la figura 3.ª la curva OE es el diagrama del hormigón y armadura, mientras que la recta OC es la línea para el acero. Si á partir del punto E , por ejemplo, se toma una distancia $ED = CC$, la ordenada GD representará la carga del hormigón solamente; el lugar geométrico de los puntos D será la curva del hormigón, bastante parecida á una parábola, como sucede en las columnas de hormigón sin armar.

2. Sin trazar la curva OD , y considerando á la recta OE como eje de abscisas, las ordenadas de la curva OE representarán las cargas que corresponden al hormigón; pero midiendo las deformaciones según OX . La recta que ha de representar el coeficiente inicial de elasticidad se obtendrá aumentando á las ordenadas de OB las de OC relativas á un mismo valor de x , obteniéndose una recta que no será tangente á OE en O . El punto E , que corresponde al D , se considerará como el vértice de la parábola oblicua, y es el que da el valor máximo de la carga del hormigón, siendo la tangente en él paralela á OC . Si la deformación aumenta, aunque la carga de la columna aumente también, la mayor parte del aumento lo toma la armadura. En resumen, para

determinar la carga máxima que corresponde al hormigón, basta trazar una tangente á la curva OE que sea paralela á OC , y la

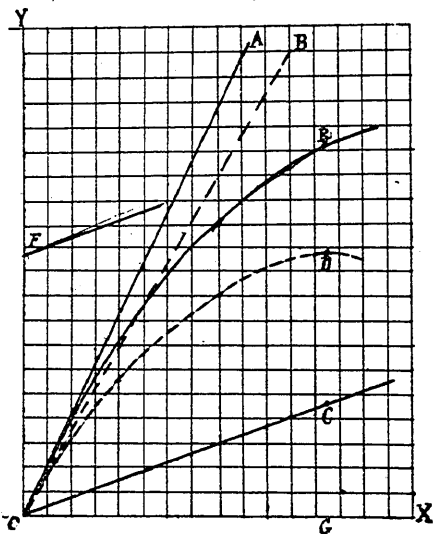


Fig. 3.

ordenada del punto de contacto hasta OC es el valor de la carga buscada.

18. *Diagramas.*—Es indudable que un estudio preliminar de la relación que existe entre las cargas por unidad de superficie y las deformaciones correspondientes, es de todo punto necesario para discutir e interpretar los resultados de los ensayos hechos con columna de hormigón y de hormigón armado, así como para determinar la resistencia de éstas y la proporción en que la carga se reparte entre el hormigón y la armadura.

De una manera general puede afirmarse que en el hormigón no existe proporcionalidad entre las compresiones y las deformaciones correspondientes cuando las primeras varían entre límites muy amplios, como sucede en el acero, la relación entre unas y otras no es uniforme, depende de la composición de las mezclas y se aproxima tanto más á las rectas cuanto mayor es la dosis de cemento. Entre las diferentes curvas que se han propuesto para representar la ley de variación de las compresiones y deformaciones, la parábola es la que más se aproxima á la curva real, sobre todo cuando la dosis de cemento de los morteros no es grande ni pequeña; la falta de conformidad entre una y otra curva se observa principalmente en el vértice de la parábola, esto es, en la parte que corresponde á la rotura, ó sea donde menos importancia tiene.

Como propiedad general de los materiales el coeficiente de elasticidad se define por la relación que existe entre la fuerza por unidad de superficie y la deformación por unidad de longitud, cuando no se excede el límite elástico del material. Ahora bien; cuando las fuerzas y las deformaciones correspondientes son proporcionales, el coeficiente de elasticidad es una constante, pero cuando no lo son, es una cantidad variable y no parece correcto conservar la definición anterior, por cuya razón Mr. Talbot emplea lo que él llama «Coeficiente inicial de elasticidad»,

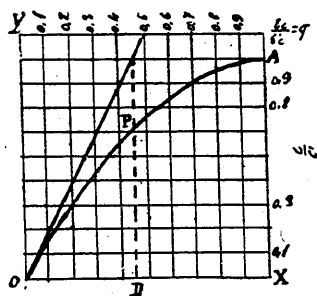


Fig. 4.

que es la relación que existiría entre las fuerzas y las deformaciones si el hormigón se deformara constantemente de la misma

manera que cuando se empieza á aplicar las cargas, relación que cuando se adopta, la parábola está representada por la tangente á esta curva en el origen de coordenadas. En la figura 4.ª la tangente á la parábola OA en el punto O representa el coeficiente inicial de elasticidad, cuyo valor numérico E_c es igual al coeficiente angular de dicha tangente, que tiene por ecuación

$$x = E_c$$

y que expresaría la ley de las compresiones y de las deformaciones si el coeficiente de elasticidad fuera constante.

Si c y ϵ_c son las coordenadas de un punto cualquiera de la parábola, c' y ϵ'_c las del vértice, puede escribirse la siguiente ecuación:

$$c = E_c \epsilon_c - \frac{1}{2} \frac{1}{\epsilon'_c} E_c \epsilon_c^2 \quad (1)$$

que será la de la parábola.

Si

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} = q, \quad c = \left(1 - \frac{1}{2} q\right) E_c \epsilon_c \quad (1)$$

de donde se deduce

$$\frac{c}{c'} = \left(1 - \frac{1}{2} q\right) 2q \quad (2)$$

La carga y la deformación que representan las coordenadas del vértice de la parábola se diferencian muy poco, por regla general, de la carga de rotura y de su deformación correspondiente.

Según se observa en la figura 4, cuando las fuerzas son pequeñas, la parábola se separa poco de su tangente en O , pero en el vértice, la compresión que da la primera es la mitad de la que corresponde á la segunda; cuando $q = \frac{1}{2}$, $\frac{c}{c'} = 0,75$.

19. *Diagramas de las columnas.*—Es de gran utilidad el estudio y discusión de los diagramas de las columnas, no tanto por la importancia que tienen por si solos, sino por la luz que arrojan sobre la resistencia, rigidez, uniformidad y seguridad de las columnas. Conforme ya se ha indicado anteriormente, los diagramas se han trazado con arreglo á las deformaciones totales y no á las elásticas, con objeto de poder comparar, en las columnas de hormigón armado, las cargas del hormigón y de la armadura, lo cual no podría hacerse si se consideran las deformaciones elásticas, porque entonces habría que tener en cuenta la compresión que conserva el metal al retirar la carga.

CUADRO V

Columnas de hormigón.

Número de la columna.	Longitud en que se miden las deformaciones.	Coeficiente inicial de elasticidad. Ks. por cm².	Abscisa del vértice de la parábola.	COMPRESIÓN MÁXIMA	
				Deducida de la parábola. Kgs. por cm².	Observada. Kgs. por cm².
	Cms.				
5	290	221380	0,0011	121,6	121,0
8	290	177813	0,0016	140,6	140,8
9	290	175705	0,0013	113,8	113,5
13	152	166568	0,0014	116,6	120,1
15	152	140564	0,0012	84,3	83,6
18	152	104719	0,00145	75,9	75,8
Medias.....		164458	0,00134	108,8	109,1

El examen de los diagramas demuestra que las cargas máximas concuerdan bastante bien con aquéllos, no habiéndose roto columna alguna con cargas menores que las deducidas de su diagrama.

En el Cuadro VI se consignan todos los datos de interés relativos á las columnas de hormigón ordinario para cargas aplicadas de una sola vez; si éstas se repitiesen, el coeficiente de elasticidad disminuiría en una cantidad cuyo valor depende de la calidad del hormigón y del número de repeticiones.

CUADRO VII

Columnas de hormigón armado.

Número de la columna	Longitud en que se miden las deformaciones. — cms.	Dosis de metal.	Coeficiente inicial de elasticidad. — Kgs. por cm².	Abscisa del vértice de la parábola.	Compresión máxima del hormigón.		Compresión máxima sobre toda la sección. — Kgs. por cm².
					Deducida de la parábola. — Kgs. por cm².	Observada. — Kgs. por cm².	
1	335,2	1,20	180620	0,00095	85,7	85,7	111,5
2	274,0	1,50	163858	0,0010	1,88	81,5	110,8
3	335,2	1,20	164561	0,0012	98,4	97,0	130,8
6	335,2	1,50	146589	0,00105	76,9	76,6	112,1
7	335,2	1,20	180620	0,0011	99,1	98,4	130,0
10	335,2	1,50	126507	0,0009	56,9	54,4	90,0
11	335,2	1,20	170878	0,0012	102,6	102,6	136,0
12	241,3	1,50	175705	0,00135	118,6	118,4	164,2
14	335,2	1,50	140561	0,00195	66,8	66,9	96,1
16	241,3	1,50	133535	0,00105	70,3	69,6	112,9
17	152	1,50	133535	0,0016	106,8	109,6	155,1
Medias..			156116	0,00112	89,5	87,3	122,7

El Cuadro VII se refiere á las columnas de hormigón armado. Del estudio de los diagramas correspondientes se ha deducido que la compresión de las columnas es algo mayor que la resistencia máxima del hormigón, hecho debido á la influencia de la armadura; dicho exceso de resistencia no ha pasado del 6,6 por 100 y su valor medio del 2,2 por 100. La deformación final es menor en estas columnas que en las de hormigón ordinario, sucediendo lo mismo con los valores medios de todos los resultados.

El Cuadro VIII contiene las cargas observadas y calculadas en las columnas armadas y sin armar para cuatro valores de $\Sigma'c$, que representa la deformación correspondiente á la compresión máxima del hormigón, valor que concuerda bastante bien con la abscisa del vértice de la parábola. El cálculo de las cargas, que comprenden las del hormigón y las de la armadura, se ha hecho con auxilio del coeficiente inicial de elasticidad y de la parábola correspondientes, consignados en los Cuadros VI y VII. Como es natural, los números que figuran en la última columna del Cuadro VIII no concuerdan con los que expresan las compresiones máximas sobre el área total en el VII. Se notará que las diferencias entre los valores calculados y los observados son bastante pequeñas.

20. Resistencia de las columnas de hormigón ordinario.—No es lógico pretender que las columnas de hormigón y de hormigón armado que se construyen de una manera corriente para diversas aplicaciones sean completamente uniformes por lo que se refiere á su resistencia y rigidez, porque es imposible que sean constantes la calidad de los materiales, su mano de obra,

circunstancias del fragmento, etc., como lo comprueban los resultados de los ensayos que se describen, hechos con probetas confeccionadas con toda clase de precauciones para conseguir la mayor uniformidad posible. La columna núm. 18 que se construyó para aprender el manejo de las máquinas y aparatos, y cuya confección se hizo con poco esmero, resultó mucho menos rígida y su resistencia fué mucho menor que las de las demás.

Las resistencias de los cubos hechos con hormigones procedentes de las mismas maseras que las de las columnas fueron mayores que las de estas últimas, hecho que se atribuye á la influencia del rozamiento de los platillos, que en las columnas se extiende á muy poca distancia de sus bases.

CUADRO VIII

Cargas calculadas y observadas.

Número de la columna.	$\frac{1}{6} \Sigma'c$		$\frac{1}{4} \Sigma'c$		$\frac{1}{2} \Sigma'c$		$\Sigma'c$	
	Calo.	Obs.	Calo.	Obs.	Calo.	Obs.	Calo.	Obs.
	Kgs. cm².	Kgs. cm².	Kgs. cm².	Kgs. cm².	Kgs. cm².	Kgs. cm².	Kgs. cm².	Kgs. cm².
1	30,9	30,6	42,9	42,2	76,3	74,2	111,0	111,0
2	30,2	30,2	43,9	43,6	77,6	75,9	113,0	111,0
3	33,5	33,3	50,9	52,4	89,3	89,0	129,0	127,6
6	28,1	29,2	42,2	42,2	74,9	73,5	110,7	110,3
7	35,1	36,2	50,6	49,5	88,6	91,4	127,6	127,2
10	22,1	22,1	30,9	30,6	56,3	54,9	85,0	84,4
11	36,5	37,9	52,7	52,7	92,8	92,1	133,5	133,2
12	42,5	44,3	62,7	64,0	110,7	110,7	161,1	161,1
14	25,7	27,1	36,9	37,6	64,0	64,0	96,3	96,3
16	26,7	29,2	38,7	39,0	68,9	67,5	101,9	101,9
17	41,8	38,0	59,2	57,7	104,7	107,9	156,8	154,7
5	36,5	36,5	54,1	52,4	91,4	89,3	121,6	120,9
8	42,9	44,3	61,3	61,9	105,4	100,5	140,6	140,9
9	34,8	34,4	50,0	48,5	85,7	80,8	114,0	114,0
13	35,5	35,5	50,6	50,0	87,1	82,2	116,7	120,1
15	26,0	27,0	36,9	36,9	63,3	60,5	84,3	83,6
18	23,2	24,2	33,4	33,4	56,3	53,4	75,9	75,9
Medias...	32,5	33,2	46,5	46,7	82,0	80,5	116,4	116,0

21. Resistencia de las columnas de hormigón armado.—Dos cosas hay en el Cuadro VII que llaman la atención, una, que la resistencia máxima del hormigón es menor que la de las columnas de hormigón ordinario, y otra, que los resultados de éstas son mayores que las de las que figuran en aquel Cuadro.

En la mayoría de las columnas las barras de la armadura no llegaban á sus bases, sino que entre éstas y los extremos de aquéllas había una distancia de 12 mm.; en la núm. 6 las cuatro barras llegaban hasta el platillo de la máquina; en la número 10 una nada más, y en la núm. 14 terminaban en la capa de yeso, siendo evidente lo difícil que será el conseguir que el apoyo de las cuatro barras sobre los platillos sea completamente uniforme. Tanto el hormigón como el yeso, inmediatos á los extremos de las barras, no son capaces de transmitir compresiones por unidad de superficie tan grandes como las que toman aquéllas; una parte de la carga que reciben procede del hormigón que les rodea, el cual se la transmite por medio de la adherencia que existe entre unas y otro. Este exceso de trabajo del hormigón tiene lugar en los extremos de las columnas, donde se puede contar con la influencia favorable de los platillos de la máquina, pero es necesario hacer estudios detenidos para comprobar si la transmisión de estas fuerzas por la adherencia de un material con otro se extiende á mayor longitud que aquella influencia.

En todas las columnas la carga máxima no corresponde á la rotura, continuando la deformación aun después de alcanzar aquel valor. La forma de todas las curvas es completamente análoga, no observándose diferencia alguna en relación con la situación de los extremos de las barras, así como tampoco tiene

esta influencia en los caracteres más importantes de la rotura, cuyas grietas presentan la disposición general de las observadas en las columnas de hormigón ordinario. En resumen, y de una manera general, puede establecerse que la situación de los extremos de las barras no influye en los resultados de los ensayos de una manera apreciable.

Del examen de los Cuadros anteriores se deduce que la compresión del hormigón en las columnas de hormigón armado es un 15 por 100 menor que en las no armadas, pero que comparadas unas con otras, las primeras son mucho más resistentes que las segundas. Aunque estos resultados no son concluyentes, indican el cuidado que hay que tener al proyectar columnas de hormigón armado, para las cuales se deben adoptar coeficientes de trabajo que no sean excesivos. La conformidad entre los valores medios de los coeficientes iniciales de elasticidad contribuye á que los resultados obtenidos sean dignos de toda confianza. La abscisa del vértice de la parábola de las columnas de hormigón ordinario es mayor que la de la correspondiente á las armadas, con cuyo hecho es muy posible que tenga relación la diferencia ya indicada que existe entre las compresiones del hormigón de una y otra clase de columnas.

Las columnas con barras arriostradas transversalmente no tienen más resistencia que las que carecen de dicho arriostramiento, no habiéndose observado tampoco diferencia alguna en la forma de la rotura. Es cierto que la flexión lateral de las barras tiene lugar entre los arriostramientos, pero ésta debe iniciarse después que el hormigón ha llegado á su compresión máxima, á juzgar por lo que indican los diagramas. Por otra parte, no parece lógico que riostras colocadas á distancias tan grandes puedan aumentar la resistencia de las columnas.

22. *Ensayos de columnas en el arsenal de Watertown.*—En este arsenal se han referido hace pocos años ensayos oficiales con columnas de hormigón armado, en condiciones tales que merecen conocerse y comparar sus resultados con los de los que se describen en la presente Memoria. El número de columnas ensayadas y la dosis de metal son tales que permiten estudiar las compresiones que corresponden á cada material.

El hormigón se confeccionó con una parte de cemento, dos de arena y cuatro de gravilla medidas en volumen, resultando para aquél un peso de 2.320 kilogramos por m³. Las barras, colocadas en los ángulos de la sección, distaban 48 milímetros de las caras de ésta; cuando había más de cuatro, las restantes se colocaban de una manera simétrica en el interior de la columna; su longitud era la misma para todas y tal que sus extremos estuvieran en contacto con los platillos de la máquina. La carga no se aplicó de una manera continua, sino por incrementos sucesivos y retirándola por completo antes de aumentarla, no pasando de once, por regla general, el número de aquéllas. La edad de las probetas al tiempo de la rotura era ciento cinco días.

Los diagramas de estas columnas tienen los mismos caracteres generales que las de los ensayadas en la Universidad de Illinois, aproximándose mucho su forma á la parábola.

El estudio de los resultados de los ensayos hechos en el Arsenal de Watertown demuestra que tanto en la resistencia como en la rigidez de las columnas tienen muy poca influencia la disposición de la armadura y la dosis de metal; pero si el hormigón es pobre, puede ser apreciable la del límite elástico del acero.

23. *Coefficiente de elasticidad.*—Conforme ya se ha indicado, no hay conformidad absoluta sobre si debe darse preferencia al diagrama rectilíneo sobre el parabólico ó vivversa, en cuya elección hay que tener muy presentes las circunstancias del caso particular que se estudia. En las vigas con poco hierro no hay inconveniente en admitir un coeficiente de elasticidad constante, pero en las que tienen mucho y es la compresión del hormigón el elemento que gobierna la resistencia de aquéllas, es preferible adoptar un coeficiente de elasticidad variable. En las columnas de hormigón armado parece lógico emplear el diagrama rectilíneo para calcular las compresiones correspondientes

á cada uno de los dos materiales que los constituyen. Consideraciones análogas pueden hacerse respecto de las deformaciones totales y de las elásticas; cuando la deformación sirve de base para calcular la de las barras, y deducir de ella la compresión de éstas en las columnas de hormigón armado, ó cuando se ha de emplear para calcular la posición de la fibra neutra y la tensión del acero en las vigas de hormigón armado, se hará uso de las deformaciones totales y no de las elásticas, en la hipótesis de que las secciones planas antes de la flexión continúan siéndolo después.

La determinación del diagrama cuando las cargas repiten merece alguna consideración. Cuando una probeta se comprime de una manera continua, la forma general de la curva es la representada en la figura 2.^a; ahora bien, si la carga se retira gradualmente, los puntos correspondientes del diagrama están en línea recta aproximadamente, sucediendo lo mismo con los relativos á la segunda aplicación de la carga, la cual va acompañada con deformaciones mayores que las observadas durante la primera. Deducir de lo que se acaba de exponer que en los cálculos de columnas y de vigas podrá emplearse un coeficiente de elasticidad constante, es evidentemente un error, conforme se demostrará más adelante.

La forma de la curva para cargas retiradas y aplicadas de nuevo que se acaba de indicar no corresponde á todos los puntos de una sección transversal de la viga, como se podría creer á primera vista, conforme se comprueba si se emplea el procedimiento que consiste en determinar la deformación final después de la repetición de cada serie de cargas, esto es, después de aplicar cien veces 100 kilogramos, cien veces 500 kilogramos, cien veces 1.000 kilogramos, etc.

El diagrama final, ó sea la curva más baja, se separa muy poco del inicial, sobre todo cuando las cargas son pequeñas, influyendo mucho en la diferencia entre uno y otro el número de repeticiones, la elasticidad del hormigón y otras varias circunstancias. Una cosa parecida sucederá en una viga que se ha cargado cien veces; por ejemplo, la deformación de la fibra superior será la correspondiente á su compresión por unidad de superficie repetida cien veces, pero en la equidistante de ésta y de la neutra será la producida por una carga mitad repetida el mismo número de veces; esta conclusión es aproximada, porque tanto la posición de la fibra neutra como las compresiones varían y las superficies planas se deforman.

La consideración de las deformaciones totales ó de las elásticas contribuye á la diversidad de valores que se encuentran en las fibras para el coeficiente de elasticidad, siendo mayores los deducidos de las segundas. Hay que tener mucho cuidado en aceptar valores grandes para dicho coeficiente, tanto como porque se haya determinado en función de las deformaciones elásticas, como porque se hayan empleado probetas de poca altura, en cuyo caso tiene mucha influencia la diferencia que hay entre la superficie de los platillos de la máquina y la de la sección de aquéllas, y también porque el hormigón de dicha probeta suele ser más denso que el que se emplea en las construcciones ordinarias. Con la repetición de las cargas, las deformaciones aumentan lo mismo que la abscisa del vértice de la parábola, disminuyendo la carga máxima del hormigón, y por lo tanto el coeficiente inicial de elasticidad, en una relación que depende de la naturaleza de aquél, de su edad, de su plasticidad y del número de veces que se repiten las cargas, siendo tanto mayor la disminución de dicho coeficiente cuanto más plástico y poroso es el hormigón, y tanto menor cuanto más rico es y más edad tiene.

Ahora bien; la rigidez del hormigón aumenta con la edad, dependiendo de su calidad y del número de veces que se repiten las cargas el grado en que este aumento compensará la disminución del coeficiente inicial de elasticidad. La permanencia de las cargas durante un período de tiempo muy largo producirá, probablemente, un efecto análogo al de la repetición, pero nada se puede afirmar de una manera concreta porque la cuestión no está bastante estudiada.

Los valores de los coeficientes iniciales de elasticidad medios de las columnas ensayadas en la Universidad de Illinois y en el Arsenal de Watertown se diferencian muy poco; el de las primeras es 1.580 y el de las segundas 1.760 kilogramos por mm^2 , deducidos uno y otro de las deformaciones totales, sin repetir las cargas.

Si se acepta el diagrama rectilíneo, el coeficiente de elasticidad que se empea, especialmente con las columnas, debe ser bastante menor que el inicial.

24. *Coefficiente de trabajo y de seguridad.*—El límite elástico del acero dulce es una cantidad bastante bien definida, y tal, que á partir de él cambia de una manera muy marcada la forma general del diagrama coprespondiente, puesto que los alargamientos ya no son proporcionales á las cargas, crecen en una relación mucho mayor que éstas, siendo más de cien veces mayores que dentro del límite elástico. Cuando el acero dulce se comprime, la carga de rotura es poco superior á la correspondiente al límite elástico. Es evidente, por lo tanto, que toda construcción hecha con este material se deformará y se arruinará cuando la carga que actúa sobre ella es un poco superior á su límite elástico. El límite elástico del acero dulce varía del 50 por 100 al 65 por 100 de la carga de rotura, y su coeficiente de elasticidad también es bastante uniforme, es decir, que las propiedades mecánicas de este metal se pueden conocer con bastante aproximación. Cuando el factor de seguridad de una construcción de acero dulce se refiere á su carga de rotura, se supone tácitamente que el admitido en los cálculos es el doble del que producirá la ruina de la obra en las condiciones de trabajo supuestas.—Ω.

(Se continuará.)

LA TRANSMISIÓN POR RODILLOS DE FRICCIÓN

M. W. Goss da cuenta en la *American Machinist* de 11 de Enero, de unos ensayos relativos á la transmisión de movimiento por ruedas de fricción, que ha hecho con objeto de determinar la influencia del esfuerzo que mantiene en contacto á estas ruedas y de la naturaleza de las materias que las constituyen en el funcionamiento de estas transmisiones.

El autor da, desde luego, los coeficientes de rozamiento de las diversas materias empleadas en la construcción de las ruedas de fricción de la transmisión; éstas eran: de una parte, para las ruedas motoras, fibra vulcanizada, fibra de paja, fibra alquitranada, cuero y fibra de paja impregnada de los enlucidos empleados en las correas; de otra parte, para las poleas conducidas fundición, aluminio y metal de caracteres de imprenta. El autor describe en seguida el aparato empleado para hacer estos ensayos y los ensayos efectuados.

De éstos parece resultar que la presión entre las ruedas no tiene gran influencia en el deslizamiento entre las dos ruedas, y que esta relación es casi independiente de la presión entre 25 y 200 kilogramos. Por el contrario, esta presión, que es proporcional al esfuerzo transmitido, contribuye á aumentar considerablemente el desgaste de las ruedas.

Reproduce el autor en seguida un diagrama, que sirve para calcular las dimensiones de los rodillos de fricción en función de los datos ordinarios; potencia á transmitir, velocidad, diámetro, etcétera, é indica la manera de servirse de este diagrama; da, finalmente, el valor de las presiones que es necesario mantener en la práctica entre las ruedas en contacto.

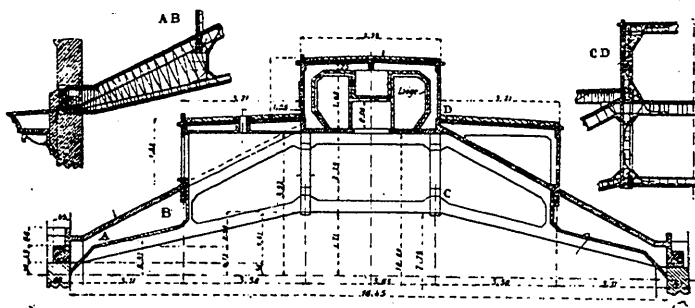
Menciona, por último, algunas precauciones que es preciso tomar, en servicio, con estas transmisiones, y que consisten principalmente en emplear siempre la materia menos dura para la rueda motora, en mantener las superficies en contacto muy limpias, y en producir la presión entre las ruedas por medio de órganos rígidos y no elásticos.

ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO

DE LA CENTRAL DE TELEGRAFOS DE BUDAPEST

Los servicios de la Central telegráfica de Budapest, que están establecidos en las salas de los dos primeros pisos del Hotel des Postes de esta ciudad, que tiene cuatro, no encontrándose bien dispuestos, se ha resuelto, para darles más amplitudes, utilizar los dos pisos superiores de este edificio y hacer un solo y amplio solar, quitando todos los tabiques y suelos intermedios.

La supresión de los tabiques no era por completo posible, sino á condición de reemplazar igualmente las armaduras del tejado que sobre ellos se apoyaban. Se sustituyeron, pues, estas



Figs. 1.^a, 2.^a y 3.^a

armaduras, que eran de hierro, por armaduras de hormigón armado, de los que reproducimos á continuación los planos tomados del *Armierler Beton* de Febrero.

Las dos cabezas de estas armaduras son de sección rectangular y constante en toda su longitud. La cabeza interior tiene una sección de 25×18 centímetros y contiene una armadura de seis hierros redondos de 36 milímetros de diámetro, y la de la cabeza superior es de 38×18 centímetros, y contiene solamente cuatro hierros redondos. Esta última cabeza hace cuerpo con un enlatado de cemento armado continuo, de 8 milímetros de espesor, que reemplaza á los cables y correas de las cubiertas ordinarias.

Los nudos de las armaduras están reforzados por hierros redondos de 20 y de 30 milímetros para resistir á los momentos de flexión considerables que allí se desarrollan, y las armaduras están fuertemente enlazadas entre sí por ligaduras de hilo de hierro. Las partes muy inclinadas de la cubierta están cubiertas de pizarra; las menos inclinadas y las planas están enlucidas, como lo muestra la figura 1.^a, de una capa de cemento, y las partes verticales están protegidas por tejas planas hechas con una composición de cemento y de corcho raspado.

En el eje de la parte superior de estas formas se ha construido un pasillo de $3^m,8 \times 1^m,8$, enteramente cerrado y por el cual pasan los cables eléctricos que parten de los aparatos de la oficina telegráfica.

Añadamos que para permitir la elevación de las formas primitivas, ha sido necesario demoler el cornisamento de la fachada, sobre el cual estas formas descansaban y aseguraban su estabilidad. Se reemplazó en seguida este cornisamento por otro de hormigón armado y hueco, que fué simplemente sujeto por anclas á la fábrica del muro de esta fachada.

En el interior los intervalos entre las armaduras no son techados más que en las partes correspondientes á las partes llenas de las vigas. En estos intervalos el techo está constituido por una baldosa de cemento con una trama formada por un enrejado de hilo de hierro, y las partes aparentes de este lecho y de las vigas están artísticamente decorados por medio de recuadros de estuco y yeso.—O.