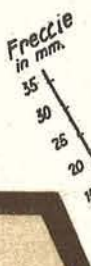


7

...unta la rottura per ...
...e quello di esercizio.
Altre travi identiche sottoposte a sollecitazioni
una oscillazione del carico fr... la metà di quello di
presentavano anomalie dopo 517.600 alternanze e



For the bond...
diam. are commonly

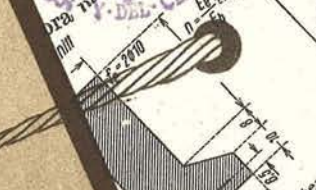
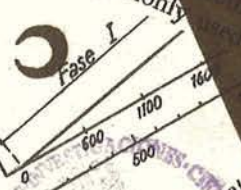


Abb. 2. Untersucher, auf Biege...
ter Spannbequerschnitt



HORMIGON PRETENSADO

ULTIMAS NOTICIAS

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS a
Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica



U L T I M O S A V A N C E S
Técnicos en Estructuras
Hormigón Pretensado
Boletín de circulación limitada
Nº 7

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

I N D I C E

=====

457-4-3	Pérdidas en el esfuerzo de pretensado.- A.D. Röss	Pág. 1
591-0-3	Diversas aplicaciones del hormigón pretensado.- M. Lalande	" 12.
591-4-3	Tensiones de las armaduras en depósitos pretensa- dos	" 17
591-7-1	Construcciones de ladrillos pretensados.- Max Birkenmaier	" 21
591-9-4	Pilotes con fuste blindado.- F. Derqui	" 24
628-0-1	Límite de fluencia de los aceros a temperatura or- dinaria.- F. Campus.....	" 26
837-3-3	Nuevo método de pretensado.- Donovan Lee	" 43

NOTA:

El Instituto, una de cuyas finalidades es di-
vulgar los trabajos de investigación sobre la -
construcción y edificación, no se hace responsa-
ble del contenido de ningún artículo, y el hecho
de que patrocine su difusión no implica en modo
alguno conformidad con la tesis expuesta.

457-4-3 PERDIDAS EN EL ESFUERZO DE PRETENSADO

(The Loss of Prestress in Concrete).

A. D. Röss

De: "CIVIL ENGINEERING AND PUBLIC WORKS REVIEW", Mayo, 1950

S I N O P S I S

En el presente artículo, el profesor Röss, hace un estudio de las pérdidas que, a consecuencia de la fluencia y retracción del hormigón, se originan en el esfuerzo de pretensado, señalando las diferentes variables que intervienen en el fenómeno y su influencia respectiva. Resume, en un cuadro, los valores de la fluencia del hormigón en función: de la edad de este material en el momento de la puesta en carga, de la relación agua/cemento y de la relación área de la sección de la pieza/perímetro de la sección.

Finalmente, propone un método para calcular las pérdidas de tensión tanto en elementos pretensados, como post-tensados, y hace aplicación del mismo en un ejemplo numérico.

En el hormigón pretensado, ocurre que, con el tiempo, se producen pérdidas en la tensión inicial de la armadura, debido principalmente, a la fluencia y retracción del hormigón y a la fluencia del acero. No todas estas causas, sin embargo, tienen la misma importancia; así por ejemplo, el profesor Magnel, ha demostrado que, empleando alambres de acero de buena calidad, como los que actualmente se fabrican en Bélgica y sometiénolos inicialmente a una sobreten-sión del 10%, la fluencia de la armadura puede reducirse a proporcio- nes despreciables en la práctica. Por el contrario, la fluencia y re- tracción del hormigón, dan siempre lugar a pérdidas considerables, - cuya valoración se hace extremadamente difícil.

En consecuencia, considerando que, como queda indicado, pueden, para el futuro, estimarse como despreciables las pérdidas ocasionadas en el esfuerzo de pretensado por la fluencia del acero, resulta del máximo interés llegar a determinar, con la mayor exactitud, la caída de tensión originada por las deformaciones lentas del hormigón.

El procedimiento más indicado para ello, parece ser el de estudiar, experimentalmente, las pérdidas sufridas en una serie de estructuras de diferentes tipos, y deducir de estas observaciones los datos necesarios para realizar un cálculo aproximado del valor que dichas pérdidas pueden alcanzar en un futuro proyecto.

Se ha indicado (*) que la caída total de tensión motivada por las deformaciones del hormigón se eleva a 23,6 Kg/cm² cuando se utilizan métodos de pre-tesado, y a 11 Kg/cm² en los de post-tesado. Es corriente también cifrar en un 15% las pérdidas ocasionadas en las estructuras post-tensadas. Pero todos estos datos generales, tienen el inconveniente de que sólo puede aplicarse a piezas de características análogas a las de las utilizadas en los experimentos en los cuales fueron deducidos los citados valores, ya que cualquier modificación en la cuantía de la armadura, en la magnitud del esfuerzo inicial de pretensado, o en la naturaleza del hormigón, produce cambios importantes en el valor de dichas pérdidas.

Por otra parte, como quiera que los gráficos de fluencia deducidos de los ensayos realizados en laboratorio sobre hormigones de distinta clase, varían entre límites muy amplios, no parece aconsejable recurrir a tales datos para predecir la probable fluencia en un caso determinado.

No obstante, en la actualidad, la situación no es tan confusa como por lo anteriormente expuesto podría suponerse. En el año

(*) Conferencia de hormigón pretensado.- Inst. Civil Engineering. 1949

1937, el Prof. Röss, después de un estudio detenido de todos los datos existentes sobre fluencia de los hormigones, demostró que era - posible determinar aisladamente el efecto producido por cada uno de los diversos factores que intervienen en el fenómeno y expresar - cuantitativamente la magnitud de la fluencia en función de las si-guientes variables: tensión inicial; relación agua/cemento; grado - de humedad del ambiente; edad del hormigón en el momento de la puesta en carga; tamaño de la pieza y naturaleza del árido. Como resul-tado de tales estudios, publicó el cuadro que en el presente artículo se incluye (Cuadro I), y mediante el cual es posible preestimar el orden de magnitud de las pérdidas de tensión por fluencia del - hormigón, bajo condiciones muy variables.

Debe hacerse notar que este cuadro está hecho hace ya trece años, y, por consiguiente, se refiere a hormigones de la calidad normalmente empleada en aquella época, colocados en obra a mano y - con relaciones agua/cemento relativamente elevadas. Para el protensado, en cambio, se utilizan en la actualidad mezclas ricas en ce-mento, vibradas y con una relación agua/cemento muy baja, siendo para ellas, precisamente, para las que interesa conocer las pérdidas por fluencia. No obstante, como la influencia de la variación del - valor de la relación agua/cemento, se encuentra perfectamente defi-nida, la extrapolación, dentro de ciertos límites, puede hacerse - sin temor de introducir un gran error.

Aun cuando los datos experimentales sobre el comportamiento de hormigones de alta calidad, son todavía escasos, los que has-ta ahora se conocen parecen confirmar que los valores de fluencia - previstos en el cuadro coinciden, en orden de magnitud, con los realmente obtenidos en la práctica. Así por ejemplo, en ensayos realiza-dos por el Prof. Magnel, sobre vigas protensadas de 24 x 30 cm. de sección, con una relación agua/cemento, en peso, de 0,38, y hormigones puestos en carga a los 28 días de su vertido, se ha medido una

fluencia máxima específica de $3,13 \times 10^{-6}$, valor que coincide, con bastante aproximación, con el dado por el cuadro para hormigones de análogas características.

Los efectos del curado al vapor sobre el valor de la fluencia, aún no son conocidos. Sin embargo, teniendo en cuenta que este curado tiende a acelerar la hidratación de la mezcla, parece lógico suponer que su acción será equivalente a un aumento de la edad del hormigón en el momento de un puesta en tensión.

En definitiva, debe esperarse que, con la ayuda del adjunto cuadro, puede hacerse una valoración bastante aproximada del orden de magnitud de la fluencia, que sirva de guía al proyectista.

Los valores de la fluencia varían mucho con las dimensiones de la pieza. Por esto, se dan los resultados en función de la relación del área de la sección transversal, al perímetro, expresada en cms. También dependen, probablemente, de la forma del elemento, pero esta variable puede asimismo considerarse implícitamente incluida en la citada relación.

Los datos existentes sobre piezas de gran sección, son aún poco numerosos y resultaría peligroso extrapolar demasiado en esta dirección. Pero debe tenerse en cuenta que, en hormigón pretensado, dada la esbeltez de las secciones empleadas, aún en elementos de gran tamaño, la magnitud de la relación indicada, se mantiene dentro de valores relativamente pequeños, por lo que, en la mayor parte de los casos, resultan válidos los datos del cuadro.

Este cuadro, da, en millonésimas, los valores previsibles para la fluencia máxima específica que es la deformación unitaria por fluencia del hormigón correspondiente a una tensión inicial de 1 Kg/cm^2 , después de un periodo de tiempo suficientemente largo. Está hecho para hormigones normales de cemento Portland, utilizando como árido grueso grava o granito machacado y suponiendo una humedad relativa, media, del 70%.

CUADRO I

Relación agua: ce- mento	En vol,	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	Area de la sección transversal: perímetro (En cm.)
	En peso	0,35	0,42	0,48	0,55	0,62	0,69	
Edad del hormigón en el momento de efectuar el pretensado	7 días	7,1100	9,5274	12,2292	15,0732	19,1970	23,4630	2,5
		5,1152	7,5100	9,5274	11,9448	14,9310	17,7750	5
		3,6972	5,4036	7,1100	9,1008	11,6604	14,2200	6,35
	28 días	5,5458	6,9678	9,1008	11,3760	15,3576	20,3346	2,5
		4,2660	5,4036	7,1100	9,1008	11,9448	15,7842	5
		2,8440	3,9316	5,4036	7,1100	9,2430	11,3026	6,35
	91 días	3,4128	5,2614	7,2522	9,8118	13,0824	17,3484	2,5
		2,2752	3,8354	5,4036	7,3344	9,9540	12,9404	5
		1,4220	2,7018	3,9316	5,6880	7,6788	10,0962	6,35

Una vez conocidos los valores de la fluencia y retracción del hormigón, es necesario determinar los efectos que, dichos fenómenos, producen sobre una pieza pretensada.

La deformación experimentada por una pieza de hormigón sometida a carga constante puede determinarse conociendo un "módulo de deformación" que, como se sabe, es función del tiempo. Pero si la carga que actúa sobre la pieza, es variable, entonces el módulo citado no basta para calcular con exactitud dicha deformación.

El problema de la fluencia bajo cargas variables, ha sido estudiado con detalle por el profesor A. D. Röss y sus colaboradores. Del resultado de estos trabajos se deduce que si una estructura de hormigón se encuentra sometida, por ejemplo, durante cuatro meses, a una carga dada, y al cabo de este tiempo se duplica bruscamente la carga, la deformación correspondiente no puede calcularse por los mé-

todos normales, sencillos. Pero cuando la variación de carga se reduce a una lenta disminución gradual, como ocurre generalmente en el hormigón pretensado, es posible determinar, con suficiente aproximación, las deformaciones de la pieza, en función del citado "módulo de deformación". La teoría y la práctica demuestran que, en tal caso, los más complicados métodos de cálculo, no proporcionan mayor exactitud.

Debe, finalmente, señalarse que los efectos de la fluencia y retracción del hormigón no pueden calcularse independientemente, para luego sumarlos. Como quiera que no se trata de fenómenos elásticos, resulta imposible superponer sus efectos aisladamente considerados y, por consiguiente, estas dos deformaciones deben estudiarse simultáneamente en cualquier cálculo.

Deducción de las fórmulas.- Supóngase primero, como caso más sencillo, que se trata de calcular la pérdida máxima de tensión que, a consecuencia de la fluencia y retracción, experimenta una viga de hormigón post-tensada, en la que, como armadura, existe un solo cable recto y sobre la cual actúa, exclusivamente, el esfuerzo de pretensado.

Sea: A = área de la sección de hormigón
 A_s = " " " " " " la armadura
 e = excentricidad de la armadura
 P_i = esfuerzo inicial de pretensado
 δP_i = pérdida en dicho esfuerzo
 r = radio de giro de la sección de hormigón
 E_s, E_c = módulos de elasticidad del acero y del hormigón
 E'_c = módulo de elasticidad, eficaz, final, del hormigón
 m, m' = coeficiente de equivalencia normal y coeficiente de equivalencia eficaz, final.
 S = retracción máxima.

Inicialmente, la tensión en el hormigón que rodea la armadura, es:

$$\frac{P_i}{A} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right)$$

Transcurrido un largo periodo de tiempo, las deformaciones de la pieza al nivel de la armadura serán:

$$\begin{aligned} & \text{Aumento en la deformación del hormigón (acortamiento)} = \\ & = \text{Disminución en la deformación del acero (acortamiento)} \end{aligned}$$

o también:

Deformación total final - deformación elástica inicial = Disminución en la deformación del acero.

Sustituyendo:

$$\frac{P_i - \delta P_i}{A - E'_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + S - \frac{P_i}{A E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) = \frac{\delta P_i}{A_s E_s},$$

de donde:

$$\delta P_i = \frac{K P_i A_s (m' - m) + S A_s E_s}{1 + m' K A_s} \quad (1)$$

en la cual, $K = \frac{1}{A} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right)$

En el caso de tratarse de una pieza pretensada, puede verse fácilmente, que la pérdida de tensión, en el momento de soltar la armadura de los dispositivos de tesado, es: $\frac{K P_i A_s m}{1 + m K A_s}$

y la pérdida final, después de transcurrido un periodo de tiempo suficientemente largo: $\frac{K P_i A_s m' + S A_s E_s}{1 + m' K A_s}$

En secciones simétricas, en las cuales $e = 0$, resulta $K = \frac{1}{A}$

Ejemplo numérico: Sea una viga en I, post-tensada, en la cual: $A = 400 \text{ cm}^2$; $r^2 = 50 \text{ cm}^2$; $e = 3 \text{ cm}$.; $A_s = 3,5 \text{ cm}^2$; y $P_i = 30.000 \text{ Kg}$. Suponiendo que para las condiciones del ejemplo y el hormigón uti-

lizado, la fluencia máxima específica deducida del Cuadro I es: $5,688 \times 10^{-6}$ y la retracción máxima desde el momento del pretensado 300×10^{-6} . Tomando: $E_s = 1.800.000 \text{ Kg/cm}^2$; y $E_c = 360.000 \text{ Kg/cm}^2$ (Esta última cantidad, tiene sólo una pequeña influencia sobre las pérdidas de tensión originadas en las vigas post-tensadas), la deformación elástica del hormigón, por unidad de carga, será: $\frac{1}{E_c} = \frac{1}{360.000} = 2,777 \times 10^{-6}$. Esta deformación, finalmente, después de haber actuado la fluencia, se convierte en: $(2,777 + 5,688) \times 10^{-6} = 8,465 \times 10^{-6}$, y, por consiguiente, el módulo eficaz final del hormigón, será: $E_c = \frac{1}{8,465 \times 10^{-6}} \approx 118.200 \text{ Kg/cm}^2$.

Por lo tanto: $m = 5$ " $m' = 15,2$

En el caso de esta viga, $K = \frac{1}{400} \left(1 + \frac{3^2}{50^2}\right) = 0,0025$

Sustituyendo en la fórmula (1) los valores hallados, se tiene:

$$\delta P_i = \frac{0,0025 \times 30.000 \times 3,5 (15,2-5) + 0,0003 \times 3,5 \times 1.800.000}{1 + 15,2 \times 0,0025 \times 3,5}$$

Lo que representa una pérdida del 13,5%, aproximadamente, de P_i es decir, una caída de tensión de 1.150 kg/cm^2 .

Efecto de las cargas permanentes.- El anterior ejemplo, desde luego, no coincide realmente con lo que en la práctica ocurre, ya que en el momento del pretensado, además de este esfuerzo actúa ya sobre la viga su propio peso y poco tiempo después, al entrar en servicio, quedará sometida además a otras cargas permanentes (sobrecarga).

Suponiendo que la adherencia sobre hormigón y acero es perfecta, de tal modo que las deformaciones en ambos materiales sean iguales, pueden determinarse las pérdidas en cualquier punto de la viga sometido a un momento flector M , permanente. (Se supone que la caída de tensión puede variar a lo largo de la viga).

La deformación elástica inicial, en el hormigón a la altura de la armadura, será: $\frac{P_i}{E_c} K - \frac{M_e}{E_c I}$ y la deformación final después de un periodo de tiempo suficientemente largo, $\frac{P_i - \delta P_i}{E_c} K - \frac{M_e}{E_c I} + S$. La diferencia entre estos dos valores, debe ser igual a la variación en la deformación del acero: $\frac{\delta P_i}{A_s E_s}$.

En estas expresiones, el momento de inercia I debería calcularse, en rigor, homogeneizando la sección tomando los valores apropiados de m y m' , pero dada la pequeña magnitud de las secciones de la armadura, en general, puede considerarse, sin gran error, exclusivamente la sección de hormigón, lo que resulta mucho más sencillo. Así se tomará: $I = A \cdot r^2$.

Igualando las deformaciones antes indicadas, y despejando, se tiene:

$$\delta P_i = \frac{(K P_i - \frac{M_e}{I})(m' - m) A_s + S A_s E_s}{1 + m' K A_s} \quad (2)$$

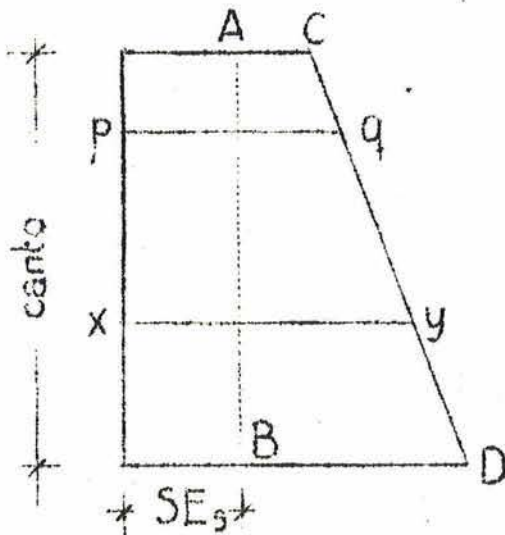
Considerando ahora la misma viga del ejemplo numérico anterior, con una longitud de 5 m. de luz, y suponiendo que la carga permanente es de 800 Kg. por metro lineal, lo que da lugar a un momento M , en el punto medio de la viga, de 360.000 cm. Kg., la pérdida de tensión calculada por la expresión (2), será: $\delta P_i = 2.330$ Kg., inferior al 8% de P_i . Es decir que, en este caso, debido a que el momento reduce la tensión de compresión por debajo del eje neutro, y por consiguiente, también la fluencia, la caída de tensión es menor que la obtenida en la viga del ejemplo numérico.

Hacia los extremos de la viga, donde el momento disminuye, la pérdida de tensión aumentará, pero esto tiene poca importancia ya que, desde el punto de vista del agrietamiento, la sección crítica de la viga, generalmente, será la sección central.

En el caso de que no exista una adherencia perfecta sobre

la armadura y el hormigón que la envuelve, pueden emplearse métodos de cálculo análogos, pero es necesario considerar la deformación de la longitud total de la viga y no la de una de sus secciones, aisladamente, como hasta ahora se ha hecho, ya que el acero puede deslizarse. Esta modificación, sin embargo, no ofrece ninguna dificultad.

Método gráfico para el cálculo de la pérdida de tensión experimentada por cada uno de los diferentes alambres de una armadura.- En los cálculos anteriores se ha supuesto que toda la armadura estaba concentrada en un solo cable colocado a la distancia e del eje neutro. En la práctica esto no ocurre casi nunca, y los distintos alambres se distribuyen entre las cabezas superior e inferior de la pieza, a distintas alturas. Analíticamente, podrían también calcularse en este caso las pérdidas correspondientes a cada alambre pero ello resultaría demasiado laborioso por lo que se hace aconsejable recurrir al siguiente procedimiento gráfico, de gran sencillez.



Se considera primero agrupada toda la armadura en su centro de gravedad, y se calcula δP_i como en los anteriores ejemplos se indica. Entonces, sobre un diagrama tal como el de la Fig. 1, se lleva a escala, y con la excentricidad correspondiente, un segmento tal como el xy que sea proporcional a la pérdida de tensión total de la armadura. Se traza después AB de modo que SE_5 represente a escala la pérdida pro-

ducida por la retracción, y luego, por "y", la recta CD con una pendiente tal que AC y BD sean respectivamente proporcionales a la tensión sufrida por las fibras superior e inferior de la viga.

En estas condiciones, cualquier horizontal, por ejemplo la p_1 , presentará, a escala, la pérdida de tensión en un alambre colocado a su misma altura.

Quando se trate de armaduras curvas o piezas sometidas a cargas no uniformemente distribuidas, se puede utilizar métodos de cálculo especial, para determinar las pérdidas, pero es más conveniente seguir el método de las diferencias finitas, para obtener la deformación total a lo largo de todo el cable. Debe tenerse en cuenta que dado el carácter de aproximación de los datos de partida, resulta impropio realizar un cálculo excesivamente riguroso.

En todo lo que antecede, se ha supuesto que las tensiones y las dimensiones de las piezas son conocidas. En realidad no ocurre así ya que para dimensionar un elemento se necesitaría, previamente, conocer el valor de las pérdidas de tensión. Sin embargo, este procedimiento es el normalmente seguido por el proyectista. Tomando una pérdida supuesta, hace un cálculo provisional y después comprueba si la hipótesis realizada resulta razonable, para, en caso de que así no sean, rectificarla oportunamente, hasta encontrar una solución aceptable.

Indudablemente, siempre que sea posible, deberá recurrirse a la experimentación para determinar las pérdidas de tensión. Pero cuando los datos experimentales sean insuficientes, resultan de gran utilidad, para el proyectista, los métodos descritos en el presente trabajo, con los cuales puede deducir, fácilmente, el orden de magnitud de las pérdidas citadas.

* * *

591-0-3 DIVERSAS APLICACIONES DEL HORMIGON PRETENSADO

M. Lalande

De: "LA INGENIERIA", Agosto, 1949

S I N O P S I S

Se describe en el presente artículo, primeramente, un nuevo procedimiento, mucho más económico que los anteriormente utilizados, ideado por M. Freyssinet para la construcción de galerías artificiales en terrenos areno-arcillosos empapados de agua. En este procedimiento se emplean dovelas de hormigón, prefabricado, unidas entre sí por la precompresión ejercida por un zuncho metálico exterior puesto en tensión. Se detallan las principales características de dichas dovelas y se indica el procedimiento seguido para su colocación en obra.

También se menciona un nuevo método propuesto por M. Freyssinet para el revestimiento de galerías en terrenos compactos, que consiste en precomprimir un revestimiento prefabricado de planchas de hormigón, de pequeño espesor, e inyectar un mortero coloidal especial, en el espacio dejado entre estas planchas y la superficie interior de la excavación. Finalmente, se señalan las considerables ventajas del sistema indicado.

En el presente artículo, además de otras aplicaciones, que no se mencionan por haber sido toma de anteriores trabajos ya publicados en "Ultimas Noticias", se citan las siguientes:

1.- GALERIAS SUB-FLUVIALES.- El procedimiento clásico de construcción de galerías sub-fluviales practicadas en terrenos areno-arcillosos empapados de agua, consiste en colocar revestimientos de fundición, o de acero fundido, con la ayuda de aire comprimido. Estos trabajos resultan, por lo general, demasiado costosos por el elevado precio del material y lo caro del proceso de su colocación en obra.

Freyssinet ideó un procedimiento mucho más económico, que utilizó en la ejecución de dos de los tramos del "Emissaire de Sèvres - Achères", construido bajo la dirección del Servicio de Grandes Obras de Saneamiento del Departamento del Sena.

Este procedimiento, consiste en utilizar dovelas prefabricadas de hormigón, unidas entre sí por la precompresión ejercida por un zuncho metálico exterior, puesto en tensión.

El empleo de los zunchos tiene, realmente, un doble objeto: facilitar la colocación de los elementos que forman cada uno de los anillos y dar a estos la precompresión necesaria para que la obra pueda soportar las flexiones debidas al empuje de las tierras y las presiones interiores a que se encuentra sometida.

Los trabajos.-- Como ya se ha indicado, se construyeron dos tramos distintos, uno en La Frette, donde la galería atraviesa en sifón el lecho del Sena, y otro en Montesson, donde la obra corta, en un meandro del río, una espesa capa de terreno areno-arcilloso, situado bajo la capa freática.

Las obras ejecutadas miden 180 m. de largo en La Frette y 2.200 m. en Montesson. Las secciones son circulares y presentan un diámetro exterior de 4,15 m. en el primer caso y 4,80 m. en el segundo.

a) Fabricación de dovelas.-- Las dovelas se fabrican en moldes metálicos, que se someten a vibración. Gracias al empleo de estos moldes se puede alcanzar una precisión de un milímetro, en las dimensiones de las distintas piezas.

Las dovelas más corrientes, presentan las siguientes características:

largo 1,45 m.

ancho 0,55 m.
espesor 0,41 m.
peso 750 Kg.

Los hormigones se dosifican a razón de 350 Kg. de cemento metalúrgico sobre-sulfatado, por metro cúbico. La superficie del trasdós de las distintas piezas, lleva una estria para alojar al zuncho que rodea al anillo. La superficie del intradós, presenta rugosidades para facilitar la adherencia del revestimiento interior-interior. Algunas de las dovelas, llevan unas cajas especiales para alojar los gatos de puesta en tensión del zuncho.

b) Colocación de los anillos.- Las dovelas se colocan con el auxilio de un escudo (Fig.2) formado por un cilindro de chapa que se enchufa por un lado al extremo del revestimiento ya colocado y que presenta por delante un dispositivo cortante, que facilita el avance de la máquina bajo el empuje de diez o quince gatos. Estos están apoyados, por un lado, sobre el zuncho que sobresale del anillo precedente, y por otro, sobre el zuncho siguiente.

La colocación se realiza con el auxilio de una máquina especial (Fig. 3 y 4) elevadora.

c) Pretensado.- Los zunchos están formados por platinas de acero "54" (acero especial inoxidable) de 250 a 270 mm. de largo y de espesor variable (5 mm. por lo general) según el esfuerzo de pre-compresión que haya de darseles. Están hechos de dos partes unidas sobre sí por ganchos metálicos.

La tensión se les transmite por medio de dos gatos colocados en el arranque de la bóveda (Fig. 5).

Bajo el efecto de la presión de los gatos, se abre una junta; los dos semianillos, inferior y superior, se separan uno del otro. Cuando se ha alcanzado el alargamiento deseado del zuncho, se introducen en la junta cuñas de hormigón ó de chapa, pudiendo ya en-

tonces retirarse los gatos.

La precompresión del hormigón no puede exceder de 30 Kg/cm², presión a la cual se agrega, en cada sección de trabajo, el esfuerzo normal que resulta de la presión de la tierra.

d) Revestimiento : A los equipos excavadores y colocadores, siguen otros que efectúan, sucesivamente, las siguientes operaciones: 1) Relleno de las cajas practicadas para alojar los gatos; 2) unión de los anillos en la junta dispuesta a tal efecto; 3^o inyección de cemento para recubrir los zunchos exteriores y completar la impermeabilización. Cada dovela lleva un orificio que permite realizar esta inyección.

Finalmente, mediante máquinas de aire comprimido, se dá a la galería un revestimiento interior de unos 3 a 5 cm. de espesor.

Con este sistema, las velocidades de avance alcanzadas varían de 1,66 a 2 m. por día.

La sencillez del procedimiento, permite alcanzar una regularidad de ejecución, que difícilmente se puede obtener por los otros medios empleados en casos análogos.

* * *

2.- REVESTIMIENTOS DE GALERIAS EN TERRENOS COMPACTOS..- En este tipo de obras se han venido empleando, hasta ahora, los revestimientos de hormigón, vertido entre las paredes de las galerías y los encofrados correspondientes, metálicos ó de madera.

M. Freyssinet, ha patentado un nuevo procedimiento que, sin duda alguna, tiene reservado un gran porvenir.

Consiste, en resumen, en pretensar un revestimiento prefabricado de planchas o dovelas de hormigón de poco espesor, e inyectar un mortero especial coloidal ("Colgout", procedimiento inglés pa

tentado) en el espacio dejado entre dicho revestimiento y las paredes interiores de la galería.

Gracias a un detenido estudio de las juntas y de la forma de las planchas, y de acuerdo con la resistencia propia del terreno, se llega a alcanzar presiones de inyección, muy elevadas, que tienen por misión producir una fuerte precompresión de las planchas de hormigón que forman el encofrado y, simultáneamente, una dirección del mortero, por filtrado del exceso de agua entre las juntas.

Cuando se desea aumentar el espesor del revestimiento, - basta practicar un hueco mayor, detrás de las planchas que forman el encofrado y llenarlo con guijarros que luego se recubren con la inyección de mortero. La aireación que así se obtiene, permite dar resistencias notables al hormigón producido.

Las ventajas de este nuevo procedimiento son evidentes: 1) se reduce al espesor del revestimiento; 2) se obtiene, gracias a la precompresión, un hormigón de superficie, excepcional, con reducidas pérdidas de carga; 3) se mantiene el terreno en un estado elástico - interno, poco diferente del que existía antes de la perforación de la galería y, por consiguiente, se suprime todo peligro de fisura de las galerías por efecto de presiones hidráulicas, especialmente en el caso de golpes de arietes 4) se suprimen los encofrados voluminosos y se eliminan las dificultades de colocación; 5) se simplifican las instalaciones de transporte del hormigón, pues el "Colgrout" puede ser trasladado varios kilómetros por medio de tuberías de pequeña sección; 6) se puede hormigonar en presencia del agua pues el mortero coloidal es insensible al lavado; 7) se disminuyen o suprimen las inyecciones de relleno.

* * *

591-4-3 TENSIONES DE LA ARMADURA EN DEPOSITOS PRETENSADOS

(Gaging wire tensión in prestressed tanks.)

Editorial

De: "ENGINEERING NEWS-RECORD", Octubre de 1949.

S I N O P S I S

Se presenta, a veces, la necesidad de medir periódicamente la tensión de las armaduras en estructuras pretensadas, sin posibilidad de romperlas ó desmontarlas. Este problema se ha resuelto en los depósitos pretensados de digestión de aguas residuales de Hiperion - (Los Angeles) mediante un dispositivo electromagnético, que determina la frecuencia propia de vibración de los alambres, para, en función de ella, calcular la tensión a que están sometidos. Experimentalmente se deduce, en el laboratorio, la frecuencia en función de la tensión, para alambres de condiciones idénticas a los de la estructura. En ésta, se introducen unos marcos metálicos bajo las armaduras, para determinar la longitud vibrante; después, se imantan los alambres y se les hace vibrar, pulsándoles. Un detector magnético, transmite su vibración a un oscilógrafo, donde, en comparación con un oscilador de frecuencia conocida y variable, se determina la frecuencia propia del alambre y, a partir de ella, su tensión.

Se han llevado a cabo una serie de ensayos para determinar la tensión en las armaduras de los tanques pretensados de digestión de aguas residuales, en la estación depuradora de Hiperion (Los Angeles), mediante un dispositivo eléctrico. La tensión específica, de 120.000 a 150.000 libras por pulgada cuadrada (8437 a 10.546 Kg/cm²) se puede medir sin romper ni quitar la armadura.

El método está basado en la comparación de la frecuencia de vibración de las armaduras pretensadas con las de alambres iguales,

tesos en el laboratorio, La frecuencia de vibración de la armadura -
pretesa se transmite, por un detector magnético, a un oscilógrafo, -
donde se evalúa. Un diagrama frecuencia-tensión dará entonces la ten-
sión en el alambre.

Un dispositivo de este tipo, que registre la tensión resul-
ta imprescindible para saber, con seguridad, que no se sobrepasan -
los límites admisibles. Un tesado excesivo, es desde luego, mucho -
más grave que un tesado insuficiente.

El empleo de la frecuencia de vibración para medir la ten-
sión de un alambre ha sido establecido, en 1934, por el Ingeniero ru-
so N. Davidenhoff (ASTM Proceedings VOL 34, p 84,7) El Bureau of -
Standards de Los Angeles, ha adaptado esta idea al pretensado.

El procedimiento consiste en someter alambres de distintas
longitudes, a tensiones conocidas, en una máquina de pruebas, y deter-
minar la frecuencia propia de vibración en las distintas longitudes.
Las tensiones teóricas, pueden calcularse, en principio, con la fórmu-
la siguiente, que da la frecuencia propia del alambre tesado (empleando
el sistema cegesimal):

$$N = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{T}{m}}$$

Siendo:

N = frecuencia (vibraciones por segundo)

L = longitud del alambre (cm.)

T = tensión del alambre (dinas)

m = masa por unidad de longitud (gr. por cm.)

Para comparar las tensiones teóricas con las reales a que
están sometidos los alambres que constituyen la armadura del depósi-
to, se colocan, por debajo de estos, unos cuadros formados por alam-
bro de 1/4 de pulgada (6,35 mm.) Estos cuadros o puentes tienen 2 -
pies (0,61 cm.) de largo y sobre ellos se hace el arrollamiento, en
forma ordinaria, de los alambres de la armadura del depósito que, -

de esta forma, y en la longitud correspondiente al cuadro, quedan se-
parados de la masa de hormigón y pueden vibrar libremente. Cada cua-
dro intercepta unos 30 alambres (fig. 6). En el ejemplo citado, se -
han empleado, en total, 27 cuadros en cada depósito, colocados esca-
lonadamente a lo largo de los 350 pies (106,68 m.) de su perímetro.

Normas de Laboratorio

Para establecer las condiciones normales en el laboratorio,
se ha empleado un alambre de 2 pies (0,61 m.) de longitud (la misma
distancia y dimensiones de los trozos de alambre que estan sobre los
marcos). Se han ensayado los mismos tipos de alambres que forman la
armadura de los depósitos, registrándose las frecuencias para tensio-
nes de 100.000 a 160.000 libras por pulgada cuadrada (7031 a 11259 -
Kg/cm²). El alambre de las armaduras de los depósitos era, inicialmen-
te, de 0,162 pulgadas (4,115mm.) de diámetro, aunque el efecto de la
tensión, después de arrollado, lo hizo descender a 0,142 pulgadas -
(3,607 mm.).

En los ensayos que se llevan a cabo en la instalación de -
Hiperion, se pone en vibración uno de los 30 alambres que atraviesan
un marco, pulsándolo. El detector magnético, se coloca cerca de él,-
pero sin que llegue a tocarlo, y se conduce la impulsión electromag-
nética, mediante un cable aislado, a un amplificador de gran poten-
cia (110 decibelios).

La salida del amplificador está dividida. Por una parte,-
la señal llega a un altavoz que avisa al operador del momento en -
que comienza la vibración. Por otra, la señal amplificada se manda
a la entrada en vertical de un oscilógrafo de rayos catódicos.

Un oscilador calibrado y variable, de baja frecuencia co-
nocida del oscilador se varía hasta que su trazo en el campo del -
aparato se superpone con el de la frecuencia de la varilla del depó-
sito en vibración. Esta frecuencia común es la que se lee en el cua-

dro del oscilador, y se emplea para determinar la tensión, mediante el diagrama frecuencia-tensión.

El ensayo se ha efectuado sobre cada alambre por separado, necesitándose unos 20 minutos para cada uno de los cuadros.

Cada una de las mitades del trozo de alambre que queda entre el cuadro se polariza, corriendo sobre ellos un imán permanente, para poder efectuar la detección magnética. La pulsación se dá con un lápiz corriente, teniendo cuidado de no amortiguarla una vez creada. El detector magnético se coloca a unos $3/4$ (19 mm.) del alambre vibrante.

Este ensayo de tensión de alambres pretensados tiene aplicaciones útiles y variadas, pero está especialmente indicado en la determinación de la tensión de armaduras que no pueden romperse ni desmontarse.

Después de haberse efectuado estos ensayos, satisfactoriamente, los cuadros se mantuvieron puestos, cubiertos de una capa de gunita. Algunos se dejaron sin recubrir, para efectuar sobre ellos ensayos posteriores, como la determinación de la tensión relativa cuando el depósito esté lleno ó vacío, ó la de las condiciones de resistencia de la estructura en los terremotos, localizaciones de alambres rotos o deteriorados, etc.

* * *

591-7-1 CONSTRUCCIONES DE LADRILLOS PRETENSADOS

Max Birkenmaier

De: "SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG" 18-III y 1-IV-50

(Ref. Revista de Obras Públicas julio de 1950)

Las construcciones con material cerámico armado que en muchos países han adquirido gran desarrollo, se pueden preferir en ciertas circunstancias al propio hormigón armado, si se tienen en cuenta las conocidas propiedades de aquellos materiales: alta resistencia a compresión, bajo peso específico, estabilidad en el ambiente, en el fuego, aislamiento térmico y del sonido.

Es bien sabido que en estos elementos constructivos la compresión del esfuerzo a flexión es absorbido por el ladrillo y la tracción por la armadura de hierro. La adherencia entre hierro y ladrillo se mantiene por medio de mortero de cemento. En las vigas de ladrillo armado, las partes débiles son las juntas entre cada pieza que actúan como grietas, en las que aparecen tensiones adicionales que favorecen la desunión de los redondos. Además, tales juntas impiden la buena transmisión de los esfuerzos cortantes.

A continuación se describen algunas construcciones de ladrillo armado, en las que se ha utilizado la precompresión, medio con el que se pueden aprovechar irreprochablemente las propiedades de los ladrillos como elementos resistentes trabajando a flexión. La armadura pretensada comprime cada pieza, de forma que en la flexión no aparecen tracciones en las juntas, y las vigas se comportan como piezas homogéneas.

Los Stahltonbretter constan de ladrillos de forma especial,

con unas cámaras longitudinales en que se introduce el alambre de acero, que se tesa y se sujeta en los extremos sobre bloques de anclaje. Después se rellenan las cámaras, así como las juntas, con mortero rico, que se coloca por vibración. Acabado el fraguado necesario del mortero, se sueltan los alambres del anclaje con lo que se origina una precompresión. Estas vigas que se garantizan, de fabricación controlada, suelen ser de 6 cm. de canto y 10, 12, 15, 20 y 25 cm. de ancho, según los usos.

Entre los Stahltonbretter pueden colocarse bloques huecos, hormigón, e incluso, por encima, un enlucido de hormigón. Por su ligereza (16 Kg/m) se colocan con rapidez. Para esto se montan sobre puntales de madera, distanciados 1,5 m. Se utilizan en cubiertas y como dinteles, para salvar vanos.

En el caso de cubiertas, por ejemplo, conviene hacer un estudio cuidadoso. Hay que considerar 3 fases de sollicitación: 1ª hasta sobrepasar el esfuerzo de pretensado de la cubierta, en que se comporta como un cuerpo homogéneo y las tensiones se calculan por las fórmulas habituales. 2ª En cuanto aparecen tracciones en la parte inferior, se pueden originar grietas, lo que hay que tener en cuenta los cálculos. En esta fase, las tensiones crecen mucho más rápidamente que en la anterior. 3ª Formación total de grietas. Las tensiones siguen creciendo con rapidez, hasta que se llega al momento de rotura, o sea a sobrepasar la resistencia a tracción del alambre. Para los cálculos, en esta fase, hay que contar con la formación completa de grietas y con el esfuerzo de pretensado existente en la armadura. A pesar de la hipótesis usuales de la ley de Hooke y de la conservación plana de la sección, las tensiones no crecen linealmente con los momentos. Además, el momento de inercia cerca de la rotura, vale unos 2000 cm² gracias al pretensado; de no ser así, valdría unos 700 cm² en una sección análoga. En la práctica se puede uno limitar a comprobar que para el momento admisible no aparecen tracciones en el borde

inferior y que en el superior se conservan las tensiones habituales en el hormigón. Estas piezas además, se calculan siempre con un coeficiente de seguridad $M_{rot}/M_{adm.} = 2,5$ por lo menos. Las tensiones entre los Stahltonbretter y el hormigón se calculan del modo habitual y no se pasó de $4 \text{ ó } 5 \text{ Kg/cm}^2$. En dinteles contruidos con estas piezas las compresiones máximas en el borde superior no deben pasar de 20 Kg/cm^2 y los esfuerzos cortantes de $2,5 \text{ Kg/cm}^2$.

Cuando se pone una capa de hormigón encima de estas cubiertas aparecen tensiones interiores a causa de la retracción y el rozamiento, que son bastante pequeñas, así como las tensiones cortantes que aparecen en los extremos de las vigas, debidas a la misma causa, y que además se dirigen en sentido contrario a las originadas por la carga exterior.

Estas nuevas piezas se fabrican actualmente en Suiza en dos fábricas que han suministrado ya 250.000 m^2 de cubierta y 350.000 m . de dinteles. También hay fábricas en Dinamarca, Italia, Hungría y se construyen en Francia, España, Argentina y Checoslovaquia.

* * *

591-9-4 PILOTES CON FUSTE BLINDADO

(Moldeado "in situ", precomprimido o pretensado)

Patente G.B.G.

F. Derqui, Agosto 1950.

En la citada publicación se describe un nuevo tipo de pilotes que viene a sustituir, con grandes ventajas, a los denominados - "pozos indios" y puede ser empleado, con resultados prácticos muy favorables, en los terrenos de acarreo o "sin fondo" económicamente - asequible, como elemento de sustentación de gran capacidad "portante", mediante fricción, es decir, sin necesidad de apoyarle en terreno firme. Una de sus características más interesantes la constituye la posibilidad que ofrecen de utilizar el hormigón pretensado en su fabricación.

El procedimiento de ejecución de estos pilotes, puede considerarse dividido en tres etapas principales que son: 1ª Perforación; 2ª Blindado y 3ª Macizado.

La perforación se realiza entubada, mediante intubaciones parciales de gran diámetro formadas por elementos de unos 3 m. de longitud, que se empalman sin roscar. No es necesario agotar agua, ni inyectar ésta, ni aire, para la excavación ni para que baje la intubación. A continuación y antes de iniciar la extubación, se efectúa el blindado, introduciendo elementos celulares de hormigón pretensado, provistos de taladros verticales por los cuales se hacen pasar los rondos correspondientes a la armadura longitudinal, a la que sirven de estribos las espiras de cuerda de piano utilizadas para el pretensado transversal. Después, se recupera la intubación, quedando en el terreno un a modo de tubo de hormigón, armado longitudinalmente y -

pretensado transversalmente, cuyo interior se rellena en el macizado con un material adecuado, variable con el destino que haya de darse al piloto y la resistencia requerida.

Estos pilotos, pueden adoptar formas diversas, según el terrono, o según el caso, algunas de las cuales, las más usadas, se indican en la mencionada publicación.

Finalmente, se describe la Patente G.B.G., correspondiente a esta nueva clase de pilotos.

* * *

628-0-1 EL LIMITE DE FLUENCIA DE LOS ACEROS A LA TEMPERATURA ORDINARIA

(La limite de fluage des aciess à la température ordinaire) (*)

F. Campus Profesor de la Universidad de Lieja.

De: "UNIVERSITE DE LIEGE.- COURS DE CONSTRUCTIONS DU GENIE CIVIL

S I N O P S I S

Los nuevos métodos constructivos, al exigir el empleo de aceros sometidos a tensiones permanentes elevadas, han hecho necesario estudiar, con toda atención, los fenómenos de deformación lenta que se producen en los aceros bajo tensión constante y a la temperatura ordinaria. El estudio de la fluencia, tiene también gran interés desde el punto de vista del conocimiento científico de los materiales.

En el presente artículo, el autor, después de definir y explicar el concepto del límite de fluencia, da cuenta del dispositivo y procedimiento seguido en su determinación.

Otra manifestación de las deformaciones lentas es la disminución de tensión, a deformación constante, fenómeno designado con el nombre de distensión, para distinguirlo del de fluencia o tensión constante. Después de describir los dispositivos utilizados en la determinación del límite de distensión, se discuten, especialmente desde el punto de vista de su precisión, los diversos procedimientos empleados, y se indican y comentan algunos de los resultados obtenidos.

I.- Dispositivo utilizado en los ensayos destinados a medir la fluencia bajo tensión constante.

1.- Descripción.- Para medir las deformaciones, se utilizó un elongómetro especialmente construido con este fin. Este aparato media el desplazamiento relativo de dos secciones transversales de

(*) Conferencia pronunciada el 11 de Junio de 1947 en la "Asociación Belga para el ensayo de materiales" de Bruselas.

una barra cilíndrica sometida a un esfuerzo de tracción longitudinal. Para corregir cualquier posible efecto accidental de excentricidad - de dicho esfuerzo, el aparato determina los desplazamientos relativos de dos grupos de tres puntos, situados en los planos de las dos secciones transversales, en los vértices de un triángulo equilátero cuyo centro coincide con el eje de la probeta. A tal efecto, se ajustan a la barra dos estribos, mediante unos cuchillos, que definen los - contornos de las secciones transversales. (Fig. 7). El estribo superior lleva tres micrómetros (Fig. 8) cuyos vástagos se apoyan sobre los extremos superiores de tres barras, idénticas a la de la probeta ensayada, que por su extremo opuesto van sujetas en el estribo inferior (Fig. 7) Por debajo del estribo superior, existe un tercer estribo unido a la barra ensayada y por el cual deslizan, sin rozamiento, las otras tres barras del elongómetro.

Los ensayos se realizaron con alambres trefilados de 5 mm. de diámetro y barras de acero especial de 14 mm. de diámetro. Estas - probetas se sometieron a tensiones constantes en una máquina Amsler de tracción, de 207, de gran altura, con mandos eléctricos, provista de dinamómetro pendular de cuadrante de 400 mm. de diámetro y equipada con un dispositivo especial destinado a mantener constante la - carga, automáticamente.

El elongómetro va montado de tal manera que, dentro de - ciertos límites, no resulta afectado por las variaciones uniformes - de temperatura. Como las mediciones deben realizarse en condiciones de temperatura perfectamente definidas, por ejemplo entre 15 y 20° C., se había pensado primeramente, encerrar la probeta, juntamente con - el elongómetro, en una caja de material aislante (fibra de madera - prensada) en la cual la temperatura habría sido mantenida dentro de los límites prescritos, mediante una pequeña resistencia calefactora y un termostato.

Sin embargo, como los ensayos tenían que realizarse a lo largo de varias estaciones del año y en un laboratorio que estaba en aquella fecha (1946) y continua aún ahora, en reparación, sin calefacción y débilmente cerrado, se prefirió encerrar el conjunto del aparato, en una cabina a temperatura casi constante, calentada por un radiador eléctrico constituido por siete resistencias independientes de 1 Kw. cada una. Tres lámparas de 150 W. servían para iluminarla en los momentos en que era necesario realizar las lecturas y mediciones. La temperatura se mantuvo siempre a 20°C., con variaciones de menos de un grado. (Fig. 9).

Los ensayos se efectuaron sobre una longitud de 700 mm. que venía impuesta por la de las barras de que se disponía, que median un metro. En estas condiciones y utilizando micrómetros de 3/100 de mm. se pudo apreciar hasta la milésima. Una división de los micrómetros, corresponde a un alargamiento específico de $\frac{1}{70.000} = 0,000014285$, ó 0,0014285 %; se puede apreciar un décimo de este alargamiento. La misma división representa, dentro del campo elástico, una tensión de 0,3 Kg/mm², aproximadamente. Esta sensibilidad es suficiente. El dinamómetro de la máquina de tracción permite apreciar, solamente, variaciones de esfuerzo superiores a los 10 Kg.

El dispositivo automático para mantener constante la carga produce, en la práctica, variaciones muy pequeñas de éste, inferiores al 1/1000 de su valor, que no afectan, por consiguiente, a las lecturas del dinamómetro, pero sí a las del elongómetro, que es más sensible. Estas variaciones, producen una oscilación permanente de las agujas de los micrómetros, del orden de 1 a 2 micras (0,01 a 0,06 Kg/mm²) que elimina el efecto de los pequeños rozamientos que pueden producirse en el elongómetro y asegura un control permanente de su perfecto funcionamiento.

La máquina de tracción ya mencionada, permite ensayar barras de hasta 1,5 metros de longitud, lo que supone poder trabajar

sobre una base de 1.200 mm. como máximo.

2.- Discusión de las condiciones de ensayo.- En los ensayos efectuados pueden considerarse eliminadas las siguientes causas de error;

- a) variaciones de temperatura;
- b) excentricidad del esfuerzo, y
- c) curvatura de la barra.

Se han ensayado, especialmente, barras sometidas previamente a tratamiento térmico. A pesar de las minuciosas precauciones tomadas para limitar las deformaciones de las barras durante estos tratamientos térmicos, y no obstante el cuidado con que posteriormente fueron repasadas para eliminar la mayor parte de las inevitables deformaciones que pudieran haber sufrido, algunas barras han conservado una ligera curvatura, del orden de 1 mm. de flecha por metro de longitud. En cuanto a los hilos, suministrados en rollos, poseían una fuerte curvatura inicial.

La longitud "l" de medida, puede apreciarse con aproximación superior a 1 mm. El error relativo máximo ocasionado por la dilatación:

$$\delta = \frac{\Delta l}{l} \quad \text{será:} \quad \frac{d\delta}{\delta} = \frac{d(\Delta l)}{\Delta l} + \frac{dl}{l}$$

Por ejemplo, para:

l = 700 mm. "	dl = 1 mm. "	$\frac{dl}{l} = \frac{1}{700}$
l = 1200 mm. "	dl = 1 mm. "	$\frac{dl}{l} = \frac{1}{1.200}$
l = 200 mm. "	dl = 0,5 mm. "	$\frac{dl}{l} = \frac{1}{400}$

En cuanto a $\frac{d(\Delta l)}{\Delta l}$ varía según la importancia de la lectura, Δl Se deduce de la diferencia entre las dos lecturas, inicial y final. Se admite que $d(\Delta l)$ es la suma de los errores -

4

fortuitos de las dos lecturas. Suponiendo que $d(\Delta \ell) = 0,01$ mm. se tiene, para:

$$\Delta \ell = 50 \quad 100 \quad 200 \quad 250 \quad 300 \text{ centésimas de } \dots$$

$$\frac{d(\Delta \ell)}{\Delta \ell} = \frac{1}{50} \quad \frac{1}{100} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{250} \quad \frac{1}{300}$$

Si $\Delta \ell$ fuese igual a 0,002 mm., $\frac{d(\Delta \ell)}{\Delta \ell}$ sería entonces cinco veces menor. Se puede admitir que la dilatación δ se mide siempre con un error inferior al 2%, frecuentemente de menos de 1 %.

Por lo que se refiere a la tensión, $\sigma = \frac{4F}{\pi D^2}$

$$\frac{d\sigma}{\sigma} = \frac{dF}{F} + \frac{2dD}{D}$$

Suponiendo $dF = 10$ Kg., para:

$$F = 1.000 \quad 2.000 \quad 5.000 \quad 10.000 \quad 20.000 \text{ Kg.}$$

$$\frac{dF}{F} = \frac{1}{100} \quad \frac{1}{200} \quad \frac{1}{500} \quad \frac{1}{1000} \quad \frac{1}{2000}$$

En cuanto a dD , la cuestión es más delicada. Realmente las barras y los alambres no son perfectamente cilíndricos. Sin embargo, así se admite en la práctica, ya que determinar los errores por medio de medidas múltiples, ó fijar el diámetro medio en función del peso, complicaría excesivamente los ensayos. En consecuencia resulta que no debe esperarse, en el diámetro, una aproximación de más de 0,1 mm., aproximadamente, Por consiguiente, para:

$$D = 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \text{ mm.}$$

$$\frac{2dD}{D} = 0,04 \quad 0,02 \quad 0,0133 \quad 0,01$$

Por lo tanto, la medida de la tensión es la más imprecisa y esta imprecisión proviene, principalmente, del diámetro de la probeta, elemento que, a primera vista, parece ser el más fácil de determinar.

En el caso de alambres de 5 mm. de diámetro, el error en la tensión puede llegar a ser del orden del 5%, y si se trata de barras de 12 mm. de diámetro, resulta inferior al 2%.

3.- Crítica del sistema empleado.- El dispositivo descrito, empleado en las condiciones indicadas, ha dado resultados plenamente satisfactorios. Ha estado funcionando continuamente durante periodos de varias semanas, sin ningún incidente, excepto algunos cortes en el suministro de fluido eléctrico.

Cuando, próximamente, los locales del laboratorio están completamente reparados, se abandonará el sistema de la cabina termostática y se protegerán las probetas, de los cambios de temperatura, por medio de las cajas de material aislante inicialmente previstas.

Hasta la fecha, el principal inconveniente que presenta en la práctica el dispositivo empleado, consiste en tener inmovilizada, durante mucho tiempo, una máquina de tracción, lo que sólo es posible en el caso de que el laboratorio disponga de un gran número de ellas.

Además, provoca un rápido desgaste del material, a consecuencia del funcionamiento ininterrumpido del motor y de las bombas que mantienen constante la carga. Sin embargo, el funcionamiento es excelente, según queda expuesto y, por otra parte, siempre es preferible que las máquinas trabajen, aún a riesgo de que se desgasten, a que permanezcan inactivas exigiendo gastos de entretenimiento sin ningún rendimiento útil.

II.- Límite de fluencia de los aceros a temperatura ordinaria.

4.- Significación, definición y método de determinación.- Los ensayos mecánicos han sido efectuados con el aparato anteriormente descritos, especialmente proyectado para este estudio. El primer objetivo de los trabajos lo constituía el precisar el significado -

del límite de fluencia, establecer su definición y encontrar un método adecuado para su determinación. Todo ello fué satisfactoriamente conseguido. La marcha de los trabajos fué la siguiente:

Se sometió la barra a una tensión constante, inferior pero lo más próxima posible al límite de fluencia.

Esta tensión, se mantuvo durante un tiempo suficientemente largo (para las primeras cargas no excedió de 120 a 144 horas) - hasta que la fluencia eventual se estabilizó, es decir, hasta que pudo considerarse acabada. Se elevó entonces la tensión en 1 ó 2 Kg/mm^2 , repitiéndose la anterior operación, hasta que la fluencia se estabilizó de nuevo, y así sucesivamente.

Se anotó la fluencia final relativa a cada escalón de tensión y a continuación se trazó el oportuno diagrama, tomando las tensiones sobre el eje de ordenadas y en el de abscisas, a una escala suficientemente grande, las "fluencias acumuladas" correspondientes. Al unir los diferentes puntos así obtenidos, se obtuvo la curva buscada.

Mr. Campus, llama "límite de fluencia absoluto o teórico" al punto definido por la intersección de esta curva con el eje de ordenadas (Fig. 10).

5.- Examen crítico.- Podría objetarse que, con este procedimiento, no existe la seguridad de que cada tensión haya estado aplicada todo el tiempo preciso para que se produzca la totalidad de la fluencia. Es decir, cabe la duda de si no habría aumentado la fluencia en el caso de que las tensiones hubiesen actuado durante más tiempo.

La fluencia es bastante discontinua para tensiones próximas a la límite (Fig. 11). Cuando la tensión aumenta, se hace más continua (Fig. 12) aunque tiende siempre a estabilizarse después de un cierto tiempo, al menos en los casos ensayados y siempre que no

se sobrepase el límite de fluencia en más del 15 ó 20%.

En consecuencia, la anterior objeción pierde gran parte de su importancia, pues teniendo en cuenta que la tensión crece progresivamente y que lo que se mide son fluencias acumuladas, la fluencia, por otra parte muy débil, que no haya tenido tiempo de producirse bajo una tensión dada, quedará, con toda seguridad, acumulada a la correspondiente a la tensión inmediatamente superior.

Otra objeción que podría hacerse es la siguiente: Al actuar sobre una misma probeta por escalones sucesivos de tensión, la barra quedará sometida a una serie de esfuerzos mecánicos, capaces de alterar sus propiedades, en tanta mayor proporción, cuanto mayor sea la duración del ensayo. (envejecimiento natural). No obstante, y a pesar de ello, resulta mucho más ventajoso operar con una sola barra. Como el campo de fluctuación total de la tensión es pequeño (algunos Kg/mm² solamente) y siempre por debajo del límite elástico, las alteraciones y el envejecimiento del material de la probeta, han de ser necesariamente de poca importancia y, por consiguiente, los errores que de ello resulten, inferiores a los que se originarían a consecuencia de la heterogeneidad de las probetas, si se utilizase una barra distinta para cada oscilón de tensión.

Para el acero dulce, se ha determinado el "límite de fluencia teórico" por los dos procedimientos y los dos valores encontrados fueron casi iguales. El error fué todavía menor en la determinación del "límite convencional de fluencia".

En resumen, puede asegurarse que el método propuesto es válido para toda clase de aceros, desde el acero dulce ordinario, hasta las aleaciones especialmente tratadas, y que también lo es para los alambres.

Todas las deformaciones, tanto las instantáneas como las -

lentas, fueron medidas mediante tres lecturas:

- a) inicial bajo carga nula;
- b) final en la probeta cargada; y
- c) final después de descargada de nuevo la barra.

De esta manera puede asegurarse que la totalidad de las deformaciones, tanto instantáneas como lentas, han sido observadas y separadas las deformaciones elásticas o reversibles de las remanentes o plásticas.

6.- Observaciones diversas.- Las diferencias que pueden existir entre las diversas barras destinadas a estos ensayos, se suelen poner de manifiesto por medio de experiencias sencillas, por ejemplo, determinando la dureza Vickers de las distintas probetas. Pero como el objeto de los trabajos a que el presente artículo se refiere era, precisamente, medir deformaciones, se consideró en este caso preferible averiguar los módulos de Young de las distintas probetas, para lo cual se las sometió a tensiones muy inferiores a las correspondientes a su límite elástico.

En general, las barras se recibían en lotes de seis, consideradas idénticas. De cada lote, se utilizaban como barras de comparación del elongómetro, las tres cuyos módulos de elasticidad se diferenciaban más del valor medio. Las otras tres, cuyos valores de "E" eran casi iguales, se destinaban a los ensayos.

Es lógico tratar de establecer una correlación entre el límite de fluencia teórico o convencional y las características ordinarias de los aceros, o sea: el límite elástico, el límite de rotura, etc. Pero tal correlación, si existe, sólo podrá encontrarse a través de un número muy elevado de ensayos estáticos. De las experiencias hasta ahora realizadas puede ya deducirse que esta correlación varía con la naturaleza de los materiales y la clase de tratamiento aplicado.

De un modo general, se ha considerado útil, como orientación para la determinación del límite de fluencia por el método indicado, hallar precisamente, por medio del elongómetro descrito, los datos necesarios para el trazado de un diagrama corriente de tracción, pero de gran precisión, bajo tensiones crecientes que se hacen disminuir hasta cero después de cada aumento escalonado, a fin de poder medir las deformaciones remanentes. De esta forma ha sido posible determinar, con suficiente aproximación: el límite convencional de proporcionalidad R_p (correspondiente a la primera deformación remanente apreciable, generalmente inferior al 0,001% y, eventualmente, al 0,0005 %); el límite elástico, R_e (correspondiente a una deformación remanente del 0,2 %); el límite de rotura, R_r ; el alargamiento medio de rotura, $A\%$, (que se refiere a una distancia entre testigos, igual a diez veces el diámetro de la barra); y la estricción. Estos tres últimos fueron deducidos por los procedimientos ordinarios. A continuación se indican algunos de los resultados obtenidos.

Acero	E (Kg./mm ²)	R_p (Kg./mm ²)	R_e (Kg./mm ²)	R_r (Kg./mm ²)	A %	Lim. t. fl. (Kg./mm ²)	Lim. conv. fl. (Kg./mm ²)
705 I	20.460	36	150,5	138,5	6,25	-	-
705 III	21.400	-	140,48	-	-	91,9	92,5
908	21.600	37,5	146,19	139	3,2	85,6	87,8
505	21.800	45,8	150,75	139,5	3,75	88	93,8
805	21.200	35,8	120,78	97,5	4	61,5	62
Acero dulce	20.700	23	39,4	24,7	35,6	22,4 (22,9)	23
Alambre de acero	19.700	31	150,5	114	7	13(17)	20

La Fig. 13 reproduce el diagrama de tracciones correspondiente a la barra I del acero designado con el número 705, y en él se indican, por separado, las deformaciones elásticas o reversibles y las remanentes. A partir de los 36 Kg/mm^2 , aparecen deformaciones remanentes instantáneas.

El límite elástico, correspondiente a una deformación remanente del 0,2%, es mucho más alto ($138,5 \text{ Kg/mm}^2$) y muy superior al límite de fluencia, por lo que apenas influye en él. Puede disminuir sensiblemente si se tienen en cuenta no las deformaciones permanentes llamadas instantáneas, sino las finales que aparecen después de haberse realizado la totalidad de la fluencia correspondiente a la tensión considerada.

Sobre la misma figura aparece también el diagrama de deformaciones elásticas y remanentes correspondientes a la barra III de la misma clase de acero. En la medida de las deformaciones remanentes producidas por las tensiones comprendidas entre $92,4$ y $102,66 \text{ Kg/mm}^2$, se ha tenido en cuenta la fluencia. Los datos relativos a tensiones superiores a las indicadas, se refieren a deformaciones remanentes instantáneas. No obstante, el aspecto de este diagrama difiere sensiblemente del de deformaciones remanentes instantáneas de la barra I.

De la Fig. 13, se deduce también que los diagramas ordinarios de tracción, como el de la barra I, no dan indicación alguna sobre el valor del límite de fluencia. Las curvas de deformaciones tanto totales como elásticas, son perfectamente continuas hasta la tensión de 110 Kg/mm^2 . Ninguna de las dos líneas es rigurosamente recta, pero sus curvaturas son tan débiles y regulares, hasta tensiones muy superiores a las correspondiente al límite de fluencia, que la curva representativa de la derivada, que viene dada por los valores ligeros y regularmente decrecientes de $\frac{d\sigma}{d\delta}$, no presenta ningún punto singular en dicho límite.

Los valores de E en las probetas I y III, son bastante diferentes, (20.400 y 21.400 Kg/mm²). Esta diferencia, se manifiesta igualmente en su resistencia a la rotura (Ver el cuadro anterior).

Ello es un indicio de las discrepancias que pueden existir entre las características de las distintas probetas, aún tratándose de barras de un mismo lote, destinadas a ensayos y, por consiguiente, como es lógico, fabricadas con el mayor esmero.

Debe mencionarse también que en una barra II del mismo acero 705, y con un módulo de elasticidad E = 20.640 Kg/mm², cuyo parecido al de la I, el valor de la fluencia fué de $2,79 \times 10^{-4}$ a la tensión de 107,91 Kg/mm², después de 248 horas, lo que representa un 5,34% de la deformación elástica correspondiente a dicha tensión.

En el acero dulce se ha observado que el límite de fluencia teórico, es ligeramente inferior al límite de proporcionalidad que, prácticamente, coincide con el de fluencia convencional. Con este acero se han realizado ensayos por dos procedimientos distintos:

a) Sometiendo una misma barra a tensiones crecientes escalonadas. Se obtuvo un límite de fluencia teórico de 22,4 Kg/mm².

b) Utilizando una barra distinta para cada tensión. El límite de fluencia teórico deducido por este método, fué de 22,9 Kg/mm².

La Fig. 14, reproduce el diagrama de tracción de un alambre de acero trefilado de 5 mm. de diámetro y la Fig. 15, diversos diagramas de fluencia en función del tiempo. Bajo una tensión de 90 Kg/mm², después de 360 horas, la fluencia total fué $4,53 \times 10^{-4}$, es decir, aproximadamente un 10% de la deformación elástica (E = 19.700 Kg/mm²). En cambio la fluencia permanente fué de $3,17 \times 10^{-4}$ ó sea alrededor de un 7% de dicha deformación elástica (Fig. 16). Ello significa que, en el alambre ensayado, la fluencia disminuye notablemente después de la descarga, hasta el punto de que, según -

se parta del diagrama de fluencia permanente, ó total, el límite de fluencia teórico, hallado, varía de 13 a 17 Kg/mm² aproximadamente.

En la fig. 17, se reproducen las curvas representativas de las deformaciones elásticas y totales, instantáneas y definitivas - (después de la fluencia) correspondientes a un alambre de esta clase.

En las barras de aleación de acero, se presenta también - el fenómeno de recuperación de una parte de la fluencia. Pero para tensiones próximas al límite de fluencia, como son las empleadas en los ensayos realizados, esta recuperación se manifiesta únicamente por una fracción de división de los micrómetros y, por consiguiente, el fenómeno no es apreciable.

Los ejemplos expuestos bastan para poner de manifiesto el gran interés que ofrece la realización de los ensayos de fluencia, con gran precisión, con el fin de poder conocer mejor las deformaciones originadas por los esfuerzos exteriores, estudiar los efectos que sobre dichas deformaciones pueden producir los diversos - tratamientos dados a los aceros y, finalmente, utilizar éstos aceros en las más ventajosas y seguras condiciones, bajo tensiones elevadas.

III.- Distensión o variación de tensión a deformación constante.-

7.- Dispositivos de ensayo.- Si a una barra de acero se impone una deformación bajo una tensión inicial superior al límite de fluencia y se mantiene después constante esta deformación, al fenómeno de fluencia se manifestará bajo la forma de una distensión, es decir, por una disminución de tensión, en función del tiempo, - que tiende hacia un límite. Esta nueva modalidad tiene la ventaja, desde el punto de vista experimental, de que no exige inmovilizar una máquina de tracción para cada probeta, por lo que es posible - ensayar un gran número de ellas, simultáneamente, y durante un plazo de tiempo prácticamente indefinido.

En las experiencias realizadas se han utilizado barras - de hasta 12 mm. de diámetro, sometidas a esfuerzos de 12 toneladas. Cada barra se introduce en un tubo de 18 mm. de diámetro interior y 55 mm. de diámetro exterior, con una sección aproximadamente 20 veces superior a la de la barra.

Con el fin de facilitar el montaje, el tubo está dividido en trozos que se alinean por procedimientos mecánicos. Las probetas van fileteadas por ambos extremos. Este fileteado se extiende a lo largo de 70 mm., en uno de los extremos y de 30 mm., en el otro, y se obtiene por estampado en caliente, antes de someter la barra a tratamiento térmico. Después se colocan unas tuercas fijas que sirven para sujetar la barra.

El extremo que lleva la rosca de 70 mm., se atornilla en una pieza unida a la mordaza de una máquina de tracción. La tuerca correspondiente a este extremo se apoya sobre un platillo atravesado por tres vástagos que van dispuestos según los vértices de un triángulo equilátero cuyo centro coincida con el eje de la barra ensayada. Por medio de otro platillo análogo colocado en el extremo opuesto y unido por un tirante a la otra mordaza de la máquina se puede colocar la barra, sometida a tracción, dentro del tubo y fijarla en él gracias a sus dos tuercas, manteniéndola bajo una deformación invariable correspondiente a una carga inicial conocida, que se lee en el dinamómetro. En estas condiciones, es posible con servarla indefinidamente en una cámara termostática. Periódicamente, se la somete a la acción de la máquina de tracción, mediante el dispositivo que queda indicado y se mide el esfuerzo que es pre ciso aplicar para desprender la tuerca fija del extremo de rosca más larga, con el auxilio de dos micrómetros, unidos a dicha tuerca y capaces de apreciar hasta $1/1000$ de milímetro.

Empleando barras de 12 mm. de diámetro y 1.000 mm. de lon gitud, el peso de la probeta, incluido el tubo que la rodea y las -

tuercas de sujeción, no llega a los 25 Kg.

Este dispositivo de ensayo puede ser adaptado a barras de distintos diámetros y longitudes, así como también a toda clase de alambres, con solo cambiar las tuercas de sujeción. Las Figs. 18 y 19, representan el aparato dispuesto para experiencias con barras - de 12 mm. de diámetro.

8.- Límite de distensión.- Por el procedimiento expuesto, se puede determinar el límite de distensión, trazando la curva representativa de los porcentajes de distensión, en función de las tensiones iniciales. De la misma manera que para la fluencia, se puede también considerar un valor absoluto ó teórico y otro convencional definido, por ejemplo, por una distensión equivalente al 1 % de la tensión inicial.

En el curso de los trabajos a que el presente artículo se refiere, no ha sido posible determinar los límites de distensión, por carecer de las barras necesarias para ello.

Es preciso hacer constar que no puede emplearse la misma barra para hallar el límite de fluencia a tensión constante y el de distensión, ni tampoco hacer dichos ensayos, simultáneamente, sobre barras diferentes, utilizando la misma máquina. De ello se deduce que la correlación existente entre ambos límites, aparecerá - afectada por errores accidentales producidos, especialmente, por las ineludibles variaciones en las características del material experimentado.

Se ha indicado anteriormente que el límite de error correspondiente a la medida de tensiones, es:

$$\frac{d\sigma}{\sigma} = \frac{dF}{F} + \frac{2dD}{D}$$

Una diferencia de tensiones $\sigma_1 - \sigma_2$ viene dada por:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{4(F_1 - F_2)}{\pi D^2}$$

Por consiguiente, se tiene:

$$\frac{d(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_1 - \sigma_2} = \frac{dF_1 + dF_2}{F_1 - F_2} + \frac{2dD}{D}$$

o también:

$$\frac{d(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_1} = \frac{dF_1 + dF_2}{F_1} + \frac{2dD}{D} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$$

Si la diferencia $\sigma_1 - \sigma_2$ es pequeña, puede escribirse, con suficiente aproximación:

$$\frac{d(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_1} = \frac{dF_1 - dF_2}{F_1}$$

Suponiendo $dF_1 = dF_2 = 10 \text{ Kg.}$, para $F_1 = 10.000 \text{ Kg.}$, se tendrá, aproximadamente:

$$\frac{d(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_1} = 0,2\%$$

Sin embargo, hay que tener en cuenta que no es seguro - que el procedimiento indicado permita apreciar variaciones de tensión del orden de 10 Kg. ni tampoco que las sucesivas medidas no alteran la deformación constante. Por ello, posteriormente, se emplearon en estos ensayos, elongómetros americanos de gran precisión los cuales eran aún desconocidos en 1945, año en que se proyectó al aparato antes descrito para medir la distensión.

De las nuevas experiencias realizadas con estos aparatos parece deducirse que pueden ser ventajosamente utilizados en laboratorios de temperatura casi constante, para ensayos de gran duración. Su empleo permite efectuar las diferentes mediciones de una manera fácil y rápida, y modificar los dispositivos de ensayo hasta ahora establecidos que, en el futuro, quedarán dispuestos de la forma siguiente:

La sección de los tubos se reducirá a diez veces la de las barras, lo que, sin peligro para la rigidez, permitirá aumentar la sensibilidad y disminuir notablemente el peso del aparato. Se colocarán tres elongómetros según los vértices de un triángulo equilátero paralelo a la sección transversal del tubo. Los tubos, con sus barras estiradas inicialmente, se conservarán en cajas casi-termostáticas, y las lecturas podrán hacerse, siempre que sea necesario, por simple conexión eléctrica de los conductores correspondientes a cada aparato, cuyos extremos irán unidos a un cuadro colocado fuera de las cajas.

Se tienen ya depositadas grandes esperanzas en este nuevo sistema, cuya puesta a punto exigirá todavía, sin embargo, algunos nuevos estudios previos.

* * *

837-3-3 NUEVO METODO DE PRETENSADO

(A new system of prestressed concrete)

Donovan Lee

De: "CIVIL ENGINEERING AND PUBLIC WORKS REVIEW" Mayo, 1950.

S I N O P S I S

=====

El autor del presente artículo, expone un sistema original de pretensado, de su invención, en el que se utilizan, como armadura, redondos de 2,5 cm. de diámetro, obtenidos con una aleación especial de acero.

Se hace una breve descripción de los dispositivos de anclaje, gatos de tesar, y moldes, empleados en este procedimiento y se resumen sus principales características.

Finalmente, se indican algunos ejemplos de aplicación y los resultados de los ensayos realizados con varias vigas construídas por el nuevo método.

El hormigón pretensado, constituye, indudablemente, en la actualidad, uno de los procedimientos constructivos más prácticos e interesantes, con amplias posibilidades que todavía no han sido suficientemente estudiadas. Cada día, sus aplicaciones son más numerosas y en Europa existen ya multitud de obras, de gran categoría, -- realizadas de acuerdo con los principios de esta nueva técnica.

En general, todas las estructuras de hormigón pretensado hasta ahora construídas, llevan como armadura alambres de acero al carbono, de gran resistencia a tracción, estimados en frío, de diámetro variable según los casos, unas veces, especialmente en piezas fabricadas por el Sistema Hoyor, se utilizan cuerdas de piano de 2 mm.

de diámetro, con una carga final de rotura de 236 Kg/mm². Otras veces, sobre todo en los procedimientos de post-tesado, se emplean alambres de 5 á 7 mm. de diámetro, y carga final de rotura de 142 a 157 Kg/mm².

Dadas las elevadas cargas iniciales a que es imprescindible someter las armaduras para obtener un pretensado eficaz, resultan en este caso inutilizables los redondos corrientes de acero dulce que normalmente se usan en el hormigón armado ordinario. Precisamente, el intentar utilizar estos redondos en el pretensado, fué el motivo de los fracasos iniciales de esta nueva técnica. Las pequeñas tensiones iniciales creadas, eran anuladas, al cabo de algún tiempo, por las pérdidas ocasionadas por la fluencia y retracción del hormigón.

Freyssinet y Hoyer, fueron los primeros que comprendieron la necesidad de emplear alambres de acero de gran resistencia. Posteriormente, y con el fin de eliminar las caídas de tensión originadas por las deformaciones lentas del hormigón, se recurrió a los procedimientos de post-tesado, en los cuales se tesan los hilos cuando ya el hormigón ha fraguado y endurecido. De esta manera el esfuerzo de pretensado se mantiene casi constante, aún después de transcurridos varios años desde la puesta en servicio de la estructura.

Deben también mencionarse las pérdidas de tensión ocasionadas por la fluencia de los propios alambres, las cuales, aún cuando aisladamente carecen de importancia (suelen estimarse en un 4% solamente), no es posible dejar de considerar teniendo en cuenta que su acción se suma a las originadas por las otras causas.

En general, en las estructuras de hormigón pretensado, suelen utilizarse mezclas de muy buena calidad, y compactas. Si en esto se añade el que en ellas, normalmente, no se producen grietas, se comprende que las armaduras, en la práctica, se encuentran perfectamente protegidas contra los efectos de la corrosión. Sin embargo, en algunos casos, los alambres se colocan exteriores a las piezas de hormigón -

(vigas en cajón, I, etc.) y otras veces se admite en los proyectos cargas de trabajo superiores a las de agrietamiento. En estas condiciones si bien, en general, se acostumbra a dar a la armadura un redubrimiento aislante, la proyección resulta insuficiente, a pesar - de este gesto adicional, y ello indujo a pensar en la posibilidad - de recurrir al empleo de alguna aleación de acero, resistente por - si misma a la corrosión.

La resistencia a tracción del acero empleado en las armaduras, como consecuencia del estirado en frío, se eleva desde los - 63 Kg/mm² (correspondiente al acero laminado) hasta 157 Kg/mm². Un recalentamiento accidental producido por un incendio u otra causa - análoga, producirá, por consiguiente, una reducción brusca en la resistencia de estos alambres. Esta circunstancia, por lo tanto, debe también tenerse en cuenta, aún cuando en la mayor parte de los ca- sos sólo constituye una posibilidad muy remota.

A la vista de todo lo anteriormente expuesto, el autor del presente trabajo estudió la posibilidad de obtener un acero especial, a precio razonable, capaz de ser utilizado en forma de redondos de - 2,5 cm. de diámetro, o mayores, de gran resistencia a tracción, a fatiga y a la corrosión, sin fluencia apreciable a las tensiones nor- males de trabajo, que sea dúctil, de elevado límite de proporciona- lidad y con un límite elástico, aún después de un accidental trata- miento térmico (como el caso de incendio antes mencionado) superior a la carga ordinaria de trabajo.

También se propuso conseguir un sistema de anclaje para - estos redondos, que evite todo deslizamiento y resista tensiones - análogas a las de la armadura; un procedimiento rápido y exacto pa- ra el tesado de las barras; y un dispositivo de empalme de resistencia igual a la de los redondos, que permita dividir a éstos en tro- zos, para facilitar su transporte, en el caso de estructuras de gran des luces.

Los resultados de estos estudios, se exponen, resumidamente, a continuación.

Para las armaduras, propone el empleo de una aleación de acero con:

de 0,57 a 0,65% de carbono,
de 2 a 1,7 % de silicio y
de 0,7 a 1 % de manganeso.

Esta aleación, sometida a un tratamiento patentado, en aislamiento patentado, en instalaciones especialmente dispuestas a tal efecto, tiene una carga de rotura de 110 Kg/mm^2 , y un límite de fluencia de 91 Kg/mm^2 . El diagrama tensión-deformación correspondiente a este acero, se reproduce en la Fig. 20, y en él puede apreciarse que para una tensión inicial de pretensado, normal, de 66 Kg/mm^2 , y después de las pérdidas ocasionadas por la fluencia y retracción del hormigón, la fluencia del acero, aunque mensurable, es completamente despreciable, dada la analogía de esta primera parte del diagrama con una línea recta.

Los ensayos de ductilidad realizados con esta aleación, dieron los siguientes resultados: En una probeta de 20,3 cm. de longitud, se midió un alargamiento del 8%. notablemente superior al correspondiente al acero al carbono, de los alambres ordinarios, estirados en frío. Y en una probeta de 5 cm. el alargamiento fué del orden del 15%.

Para compensar las pérdidas de tensión producidas por la retracción y fluencia del hormigón, pérdidas que dependen en gran parte de la calidad y edad de este material y de la humedad y temperatura del ambiente, se recomienda, en casos especiales de estructuras de grandes luces, efectuan un segundo tesado de la armadura después de transcurrido un plazo prudencial desde el fraguado y endurecimiento del hormigón. Este nuevo tesado puede realizarse fácilmente.

te y de un modo rápido, con el auxilio de los dispositivos que a continuación se indican.

Debe hacerse notar la pequeña magnitud de la carga inicial de pretensado que se recomienda, en proporción con el límite elástico del acero empleado. Resulta inferior a los $2/3$ de la carga de rotura y después de la reducción normal correspondiente a la fluencia y retracción del hormigón, la carga de trabajo es solo la mitad de la de rotura.

Para el anclaje de los redondos se propugna el dispositivo representado esquemáticamente en la Fig. 21, constituido por una placa embebida en el hormigón sobre la que apoya una tuerca especial. La seguridad de tal dispositivo es perfecta, según se ha demostrado con los oportunos ensayos, aún sin contar con la adherencia entre armadura y hormigón. Permite tesar las barras de una manera fácil y precisa y repetir el tesado en una etapa posterior, en el caso de que circunstancias especiales lo hiciesen aconsejable.

Aun cuando, como se ha indicado, no es necesario confiar en la adherencia para el enclaje de la armadura, no obstante resulta conveniente inyectar, en los conductos en los que se introducen los redondos, un mortero dosificado en la proporción 1 : 1 y pequeña relación agua/cemento.

Para la operación de tesado, el autor de este artículo ideó un gato, representado en las Figs. 22 y 23, fácilmente manejable y de acción rápida. Actúa directamente sobre el redondo de la armadura, al que se une a través de un empalme adaptable, en pocos segundos, a los distintos diámetros. El gato se coloca sobre una plataforma móvil que facilita su traslado, pero, en caso necesario, puede ser manejado por dos hombres pues su peso es inferior a los 82 Kg. La plataforma lleva unos tornillos elevadores para colocarla al nivel del redondo a tesar. El tiempo total invertido en colocar el gato, tesar la armadura, fi-

jar la tuerca de anclaje y retirar el dispositivo de tesado es inferior a seis minutos.

Como ocurre en todos los sistemas, cuando se tienen que tesar redondos situados fuera del plano de simetría de la pieza, para evitar excentricidad temporal de las tensiones, se tesan simultáneamente dos alambres colocados simétricamente con relación a dicho plano. Para ello, es preciso que los gatos sean estrechos. Los que quedan descritos permiten estirar a la vez redondos colocados 10 cm. a cada lado del citado plano. Para igualar la tensión de los gatos, - cuando se emplean por parejas, se conectan juntos a la misma bomba. En este procedimiento, el tesado se realiza, únicamente, por uno de los extremos de los redondos.

La calidad de la armadura no influye para nada en la del - hormigón necesario para obtener un pretensado eficaz. Por consiguiento, será preciso utilizar mezclas bien dosificadas y ricas en cemento, para que el elemento fabricado no se fisure bajo las cargas de - trabajo y resulte suficientemente resistente.

El método descrito, es aplicable lo mismo a la construcción de grandes estructuras, moldeadas "in situ", que a la obtención de vigas prefabricadas, constituidas por trozos independientes, hechos después solidarios mediante el pretensado. En este último caso, se recomienda recurrir al curado por vapor que acelera el fraguado y permite la rápida reutilización de los moldes.

Los conductos para los redondos se forman, en el momento de moldear la pieza, mediante tubos de goma, reforzados con varillas ó - láminas de acero, que se mantienen en la posición correspondiente sujetándolos, de trecho en trecho, a la armadura del molde.

Para el moldeo de las piezas, el autor utiliza unos encofra

dos especiales que pueden adaptarse a diferentes tamaños. Estan constituidos, fundamentalmente, (Figs. 24 y 25) por una placa-base y dos laterales que se unen a la anterior por medio de unos goznes, de manera que, girando sobre ellos, pueden abatirse para facilitar el desmolde. Como ya se ha indicado, tanto la placa base, como las laterales, pueden aumentar o disminuir de tamaño, para ajustarlas a las dimensiones de la pieza que se quiera fabricar.

Cuando se trate de obtener vigas en I, se añaden a los laterales del molde, unos bloques especiales de relleno que sirven para dar forma al alma de la viga. (Fig. 24).

Recientemente, en el Laboratorio del Ministerio de Obras Públicas de Inglaterra, y bajo la dirección del Prof. Ross, se han sometido a ensayos de rotura diversos modelos de vigas, fabricadas por el nuevo procedimiento que queda descrito. (Fig. 26). Los resultados de estos ensayos han sido completamente satisfactorios, tanto por lo que se refiere al comportamiento de las armaduras, como en lo relativo a la resistencia de los anclajes que, según se ha demostrado, resulta superior a la carga de rotura de los redondos.

* * *

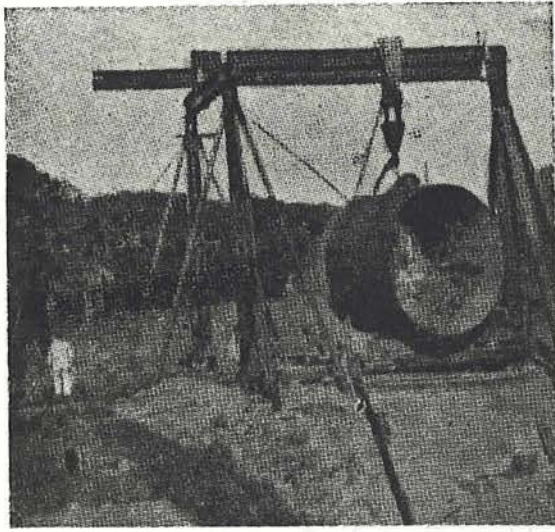


Fig. 2.

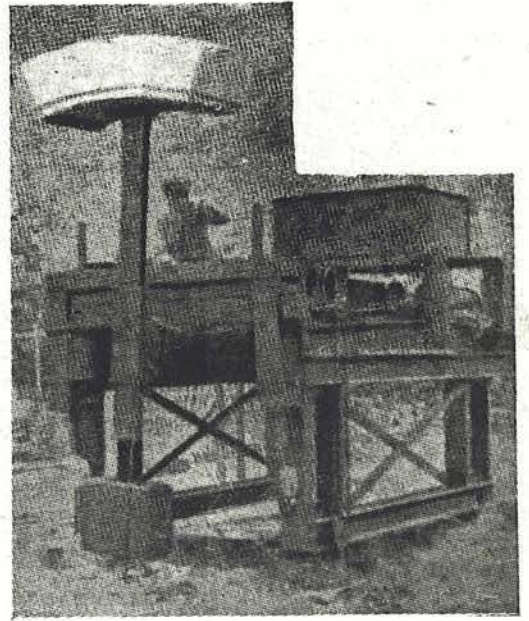


Fig. 3.

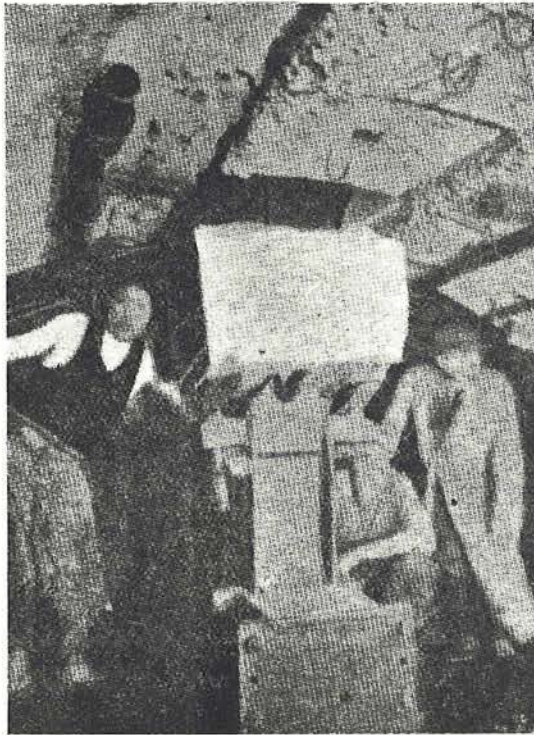


Fig. 4.



Fig. 5.

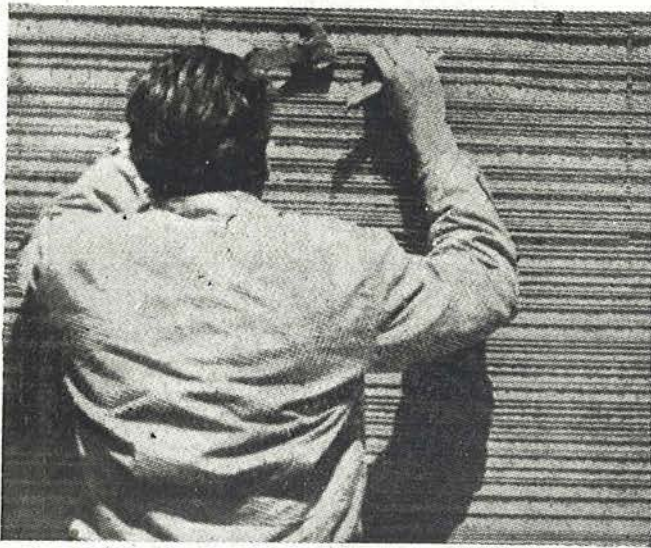


Fig. 6.

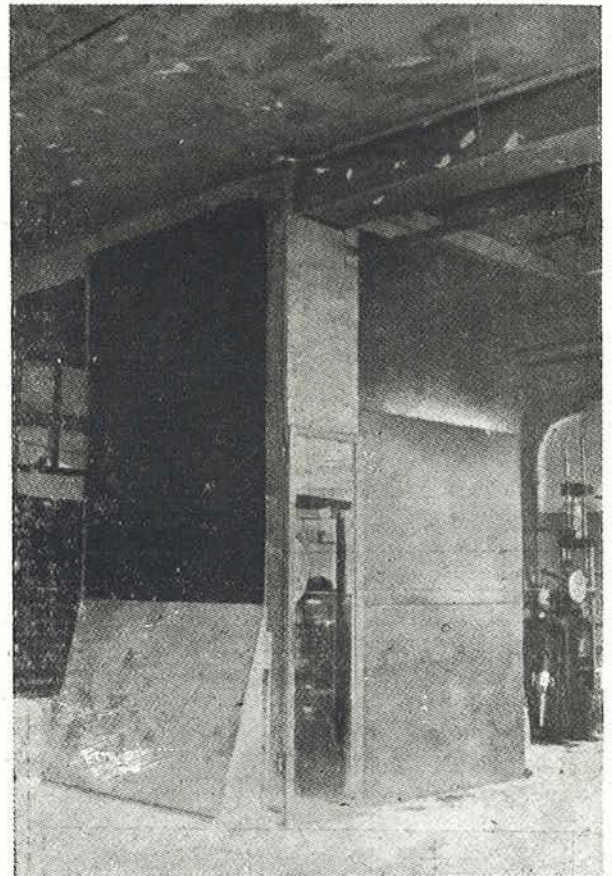


Fig. 9.

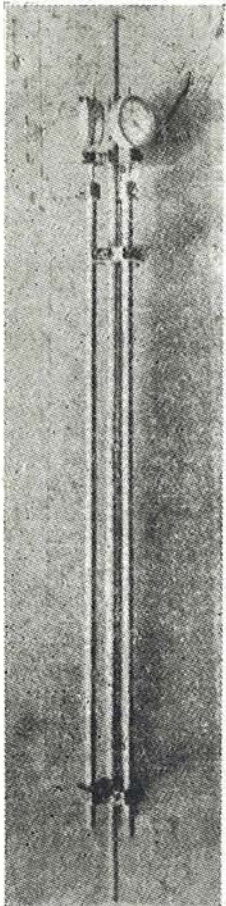


Fig. 7.

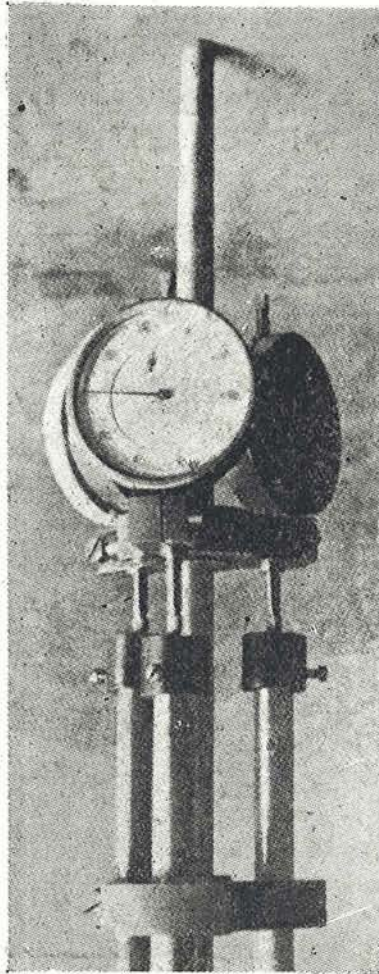


Fig. 8.

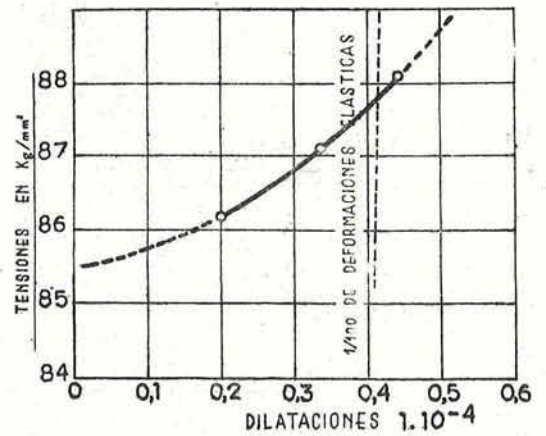


Fig 10

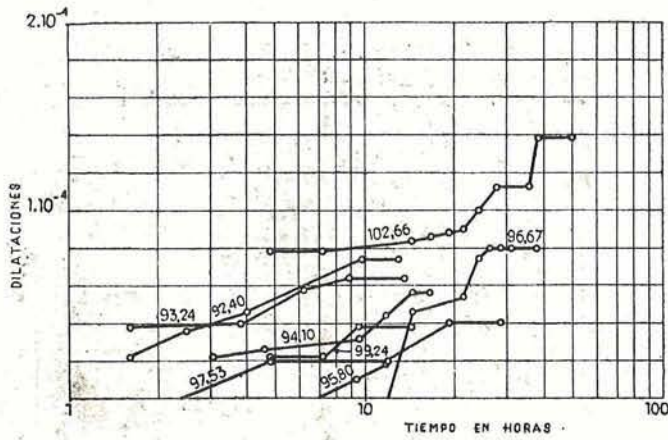


Fig. 11.

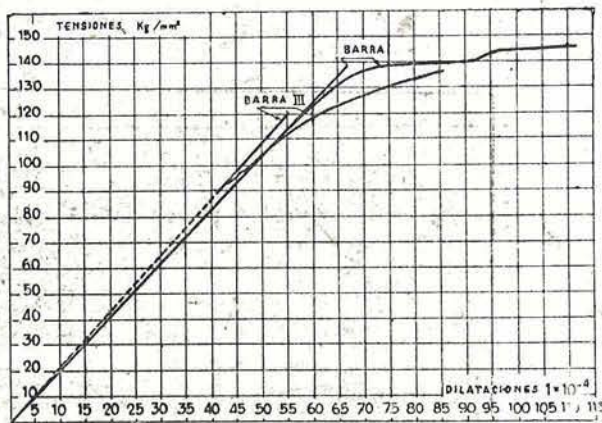


Fig. 13.

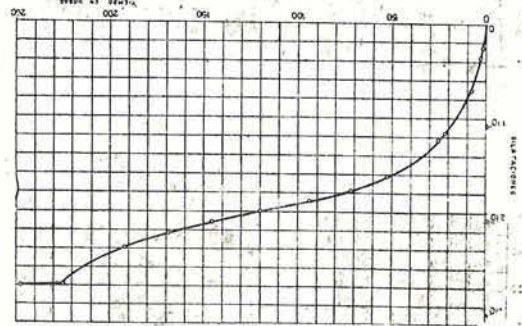
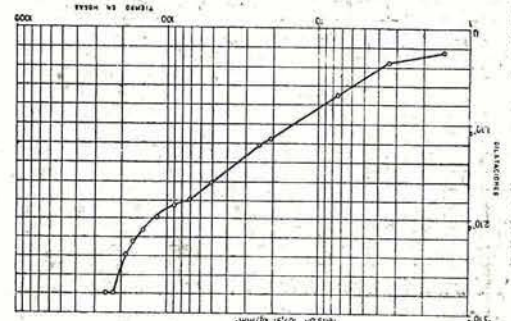


Fig. 12.

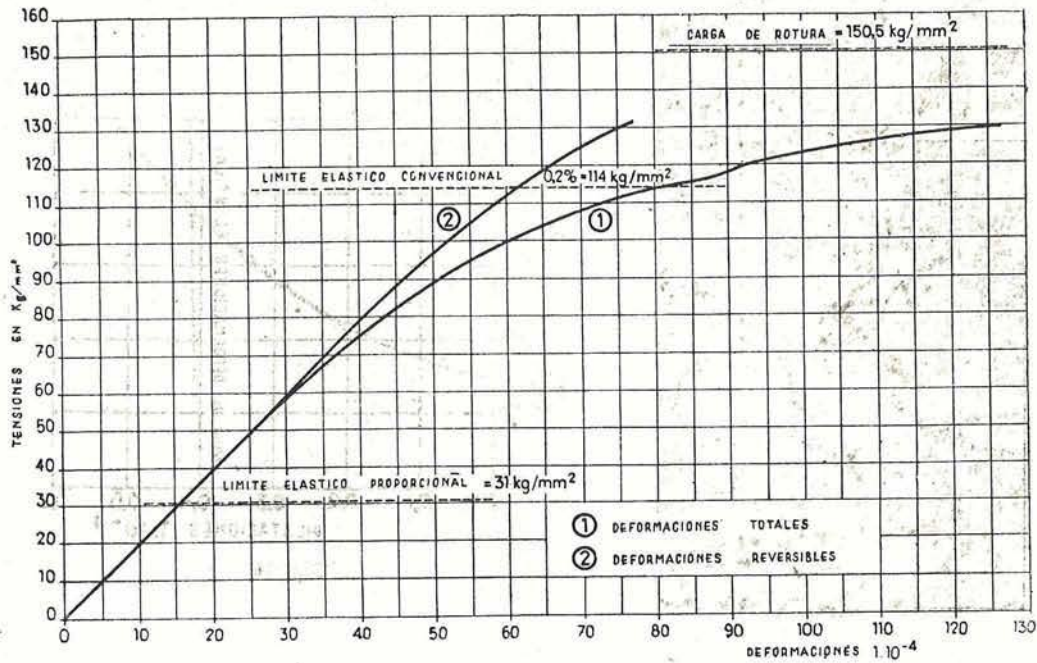


Fig. 14.

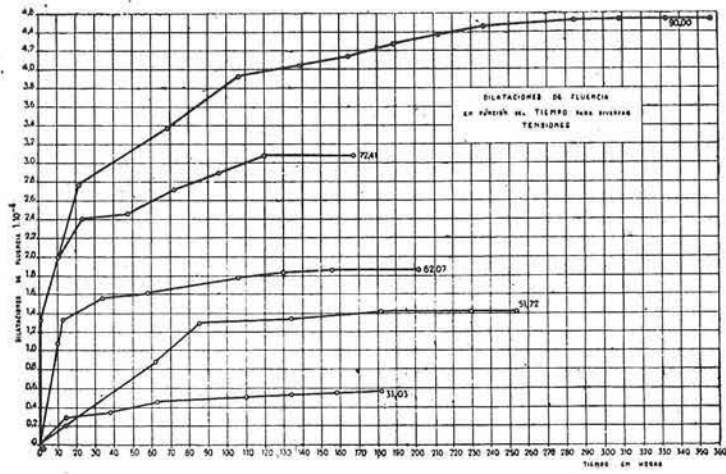


Fig. 15.

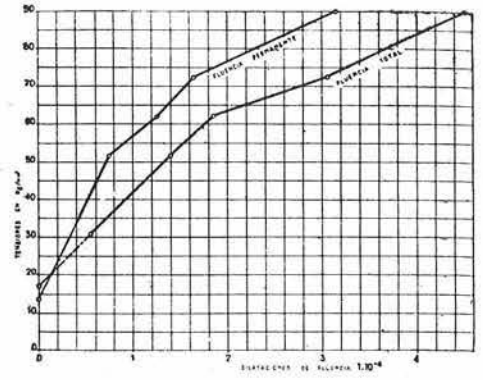


Fig. 16

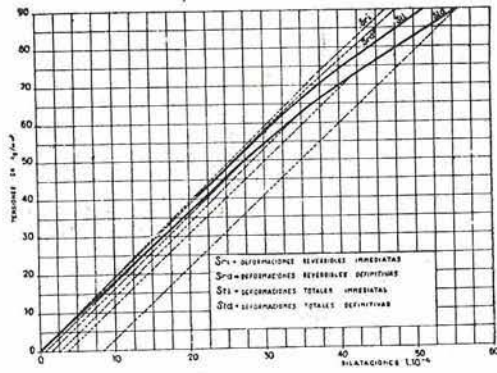


Fig. 17.

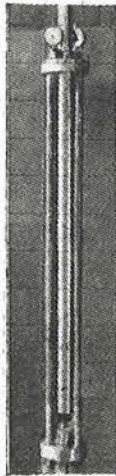


Fig. 18.

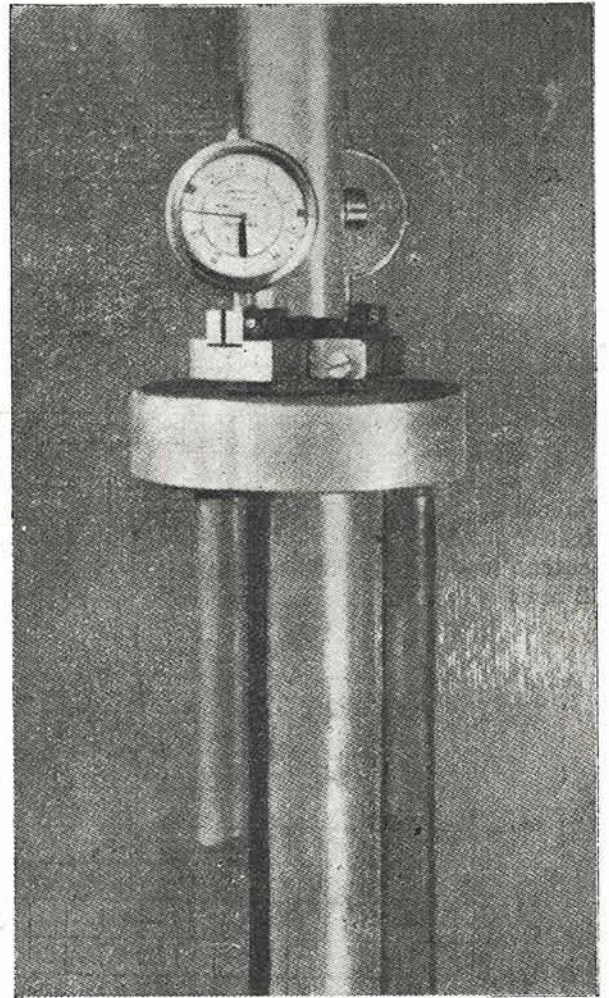


Fig. 19.

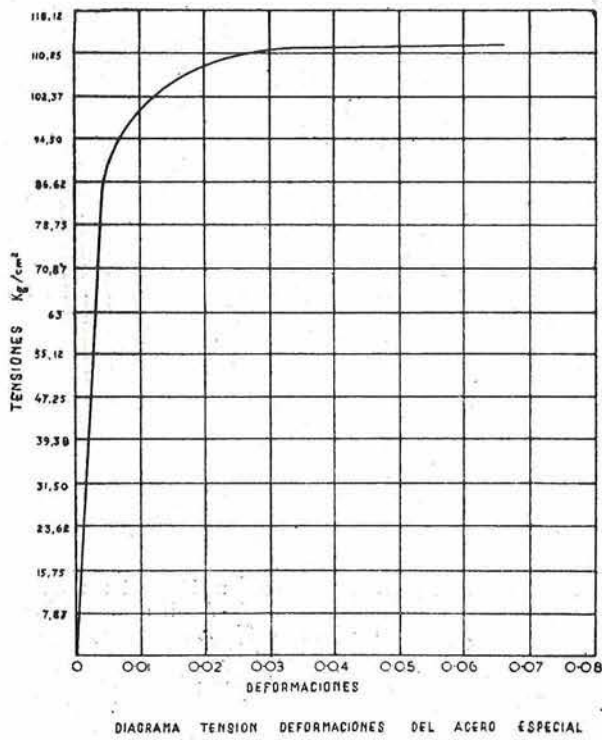


Fig. 20.

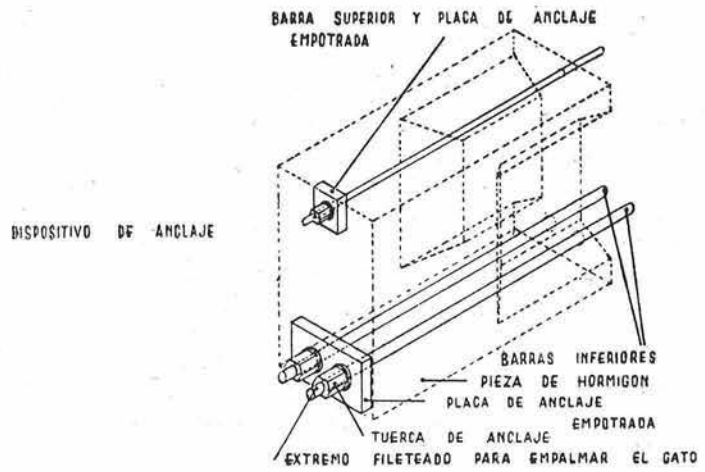
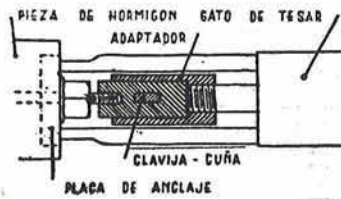


Fig. 21.



ACOPLAMIENTO QUE PERMITE ACTUAR AL GATO DIRECTAMENTE SOBRE LA BARRA

Fig. 22.

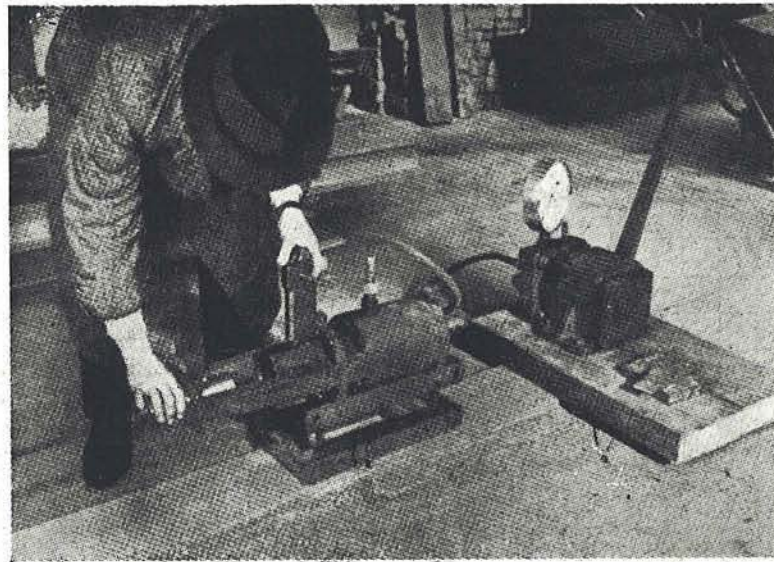


Fig. 23.

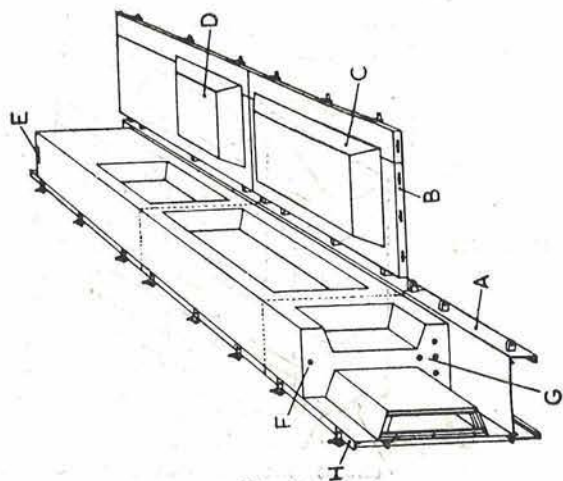


Fig. 24.

DETALLE DEL MOLDE

- A Placa-base.
- B Pieza lateral ajustable.
- C Bloque de relevo para moldear el alma de una viga en I.
- D Bloque especial de relevo para la sección extrema.
- E Placa de anclaje de la armadura superior.
- F Conducto para la armadura superior.
- G Conducto para la armadura inferior.
- H Pieza lateral colocada en su correcta posición.

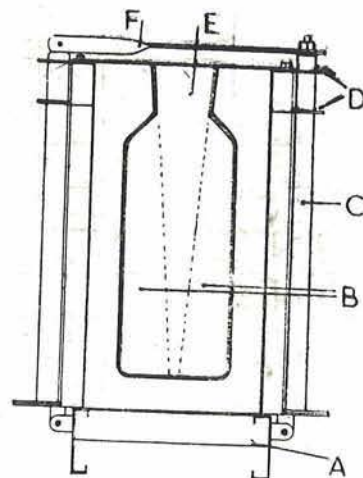


Fig. 25.

DETALLE DEL MOLDE

- A Placa-base.
- B Piezas para moldear el nervio.
- C Montante de fijación.
- D Placa de fijación.
- E Cuña central.
- F Cierre superior.

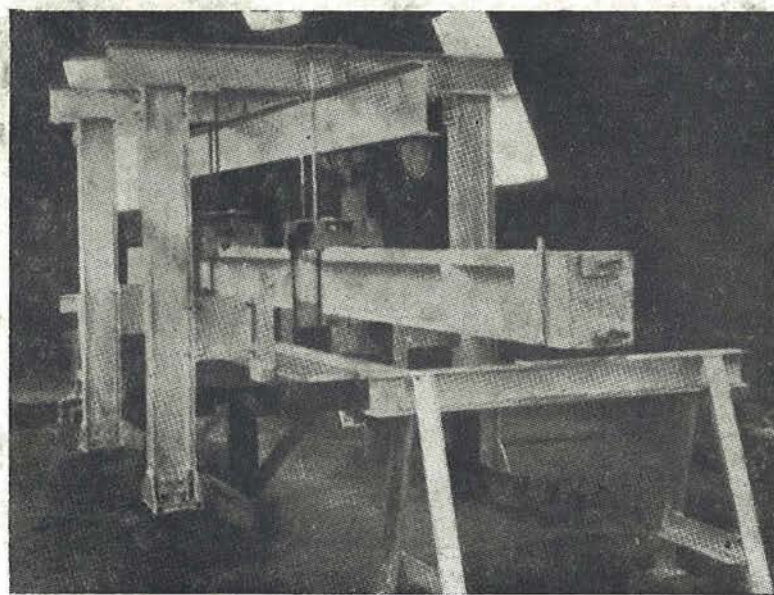


Fig. 26.

