

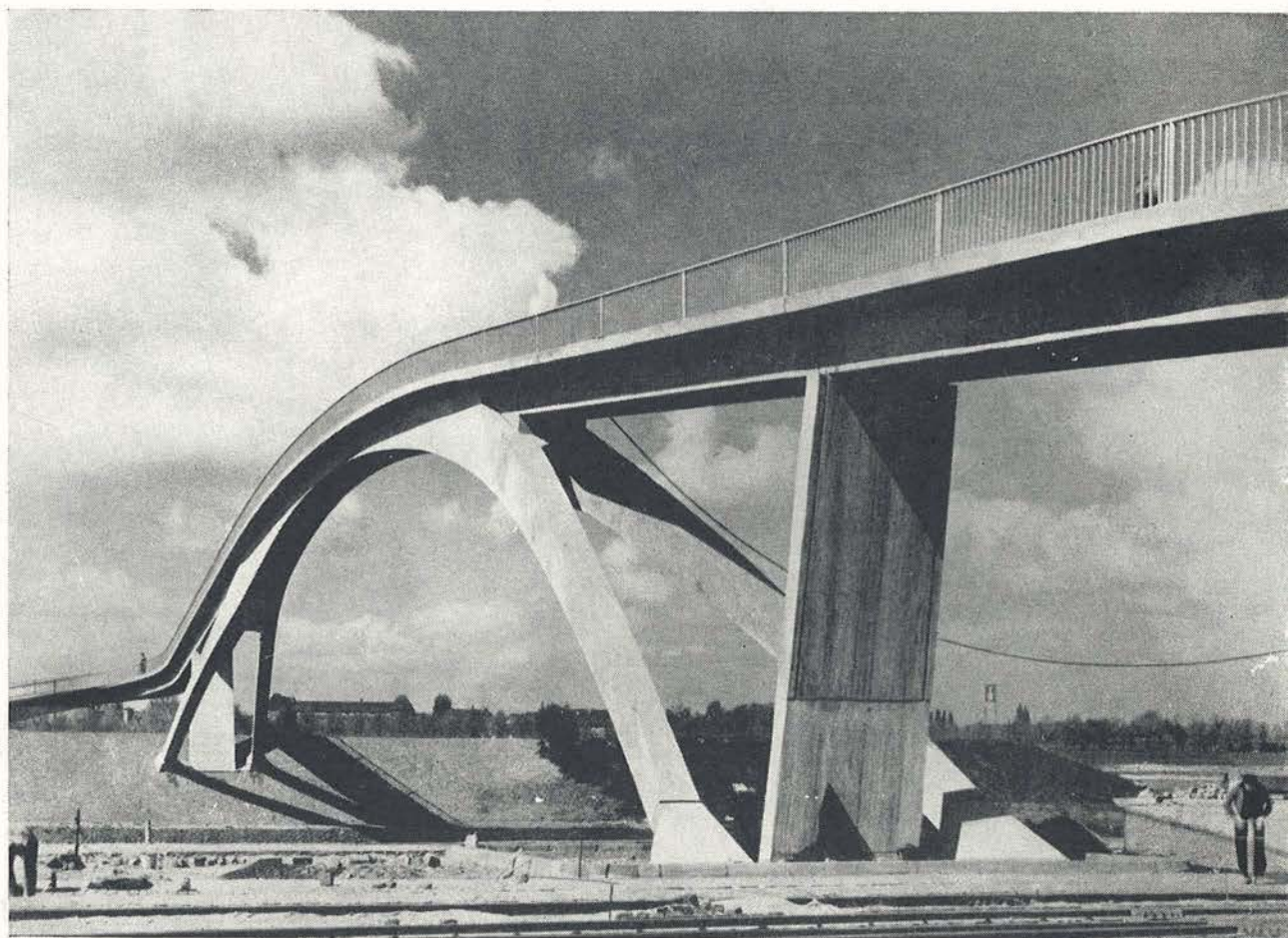
asociación española del hormigón pretensado



**i.t.c.c.**

*instituto técnico de la construcción y del cemento*

**últimas noticias  
técnicas en estructuras de hormigón pretensado**



**boletín**  
de circulación limitada  
n. 57



últimas noticias técnicas en estructuras

de **h**ormigón **p**retensado

boletín de circulación limitada núm. 57

octubre - noviembre - diciembre 1960

**i.t.c.c.**

*instituto técnico de la construcción y del cemento*

PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito legal: M. 853-1958

INDUSTRIAS DEL HORMIGÓN·S·A·

*dirección general*

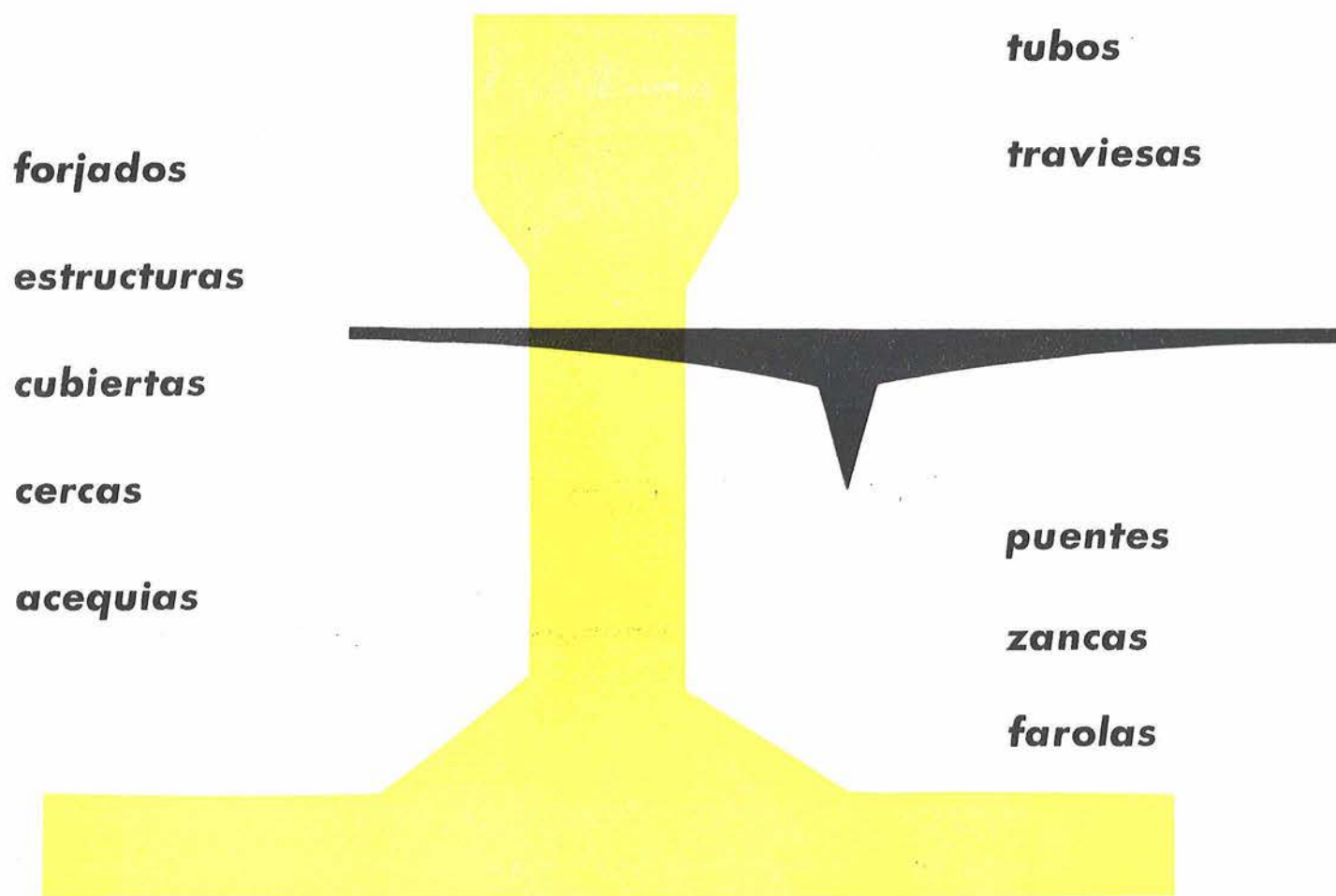
**IN·H·O·R**

Embajadores, 242

Teléf. 2395600

MADRID

APLICACIONES INDUSTRIALES DEL HORMIGÓN PRETENSADO



**fábricas:**

YUNCOS (Toledo) Teléfono 3  
MENJIBAR (Jaén) Teléfono 16  
MERIDA (Badajoz) Teléfono 1416

**delegaciones de obras:**

MADRID Tel. 2369005  
TELAVERA DE LA REINA (Toledo) Tel. 267  
JAEN Tel. 3755



## asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	España Extranjero	
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual ...	150,00	3,55
Socio no adherido individual.	300,00	7,00
Socio colectivo (aunque figuren como Socio adherido).	800,00	15,00

## índice

### Editorial.

- 591-9-12 Construcción de un reactor atómico, en hormigón pretensado. Por J. Gaillard.
- 628-0-8 Características, ensayos y normalización de los aceros para hormigón pretensado. Por S. C. C. Bate.
- 628-0-9 El problema de la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado. Por M. Heuzé.
- 837-0-8 Aparatos de apoyo «Freysinnet» en neopreno zunchado. Anónimo.
- 837-6-3 Estudio sobre morteros de inyección para estructuras de hormigón pretensado. Por I. Lyse y R. Johansen.
- Notas de la F. I. P.
- a) Circular núm. 41.
- b) Circular núm. 42.
- c) Boletín núm. 2.
- Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

Artes Gráficas MAG, S. L. - Burgos, 12 - Madrid

Como en números anteriores, al preparar este Boletín hemos intentado escoger aquellos artículos que, por la novedad o importancia del tema en ellos tratado, pudieran resultar interesantes para el mayor número de nuestros asociados. Así, en el primer artículo se reproduce un trabajo de J. Gaillard en el que se describe la construcción de un reactor atómico, de tipo experimental, en Francia. La aplicación del pretensado a esta clase de estructuras, teniendo en cuenta las características de estanquidad exigidas, no parece que necesite justificación. Si, como generalmente se reconoce, resulta muy indicada esta técnica en el caso de simples depósitos para líquidos, más lo será en el caso de los reactores en los cuales es imprescindible que la impermeabilidad sea lo más perfecta posible. Y, en efecto, de la experiencia obtenida en el funcionamiento de los pocos reactores atómicos hasta ahora construidos en hormigón pretensado, se deduce que su comportamiento no puede ser más satisfactorio. He aquí un nuevo campo, de amplias posibilidades para el futuro, que queda abierto a nuestra técnica.

El problema de los aceros para pretensado afecta, de un modo fundamental, tanto a los fabricantes como a los constructores. A él se refiere el artículo de S. C. C. Bate, en el que se estudian las características que a los alambres y cables de pretensado se les exige en Inglaterra.

La corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado es un tema hasta ahora poco estudiado, a pesar de su importancia, y del cual se ocupa el trabajo de M. Heuzé que en este Boletín se incluye. Dada la pequeña información disponible sobre el particular, los datos que M. Heuzé aporta resultan del mayor interés.

Desde hace unos pocos años se ha empezado a utilizar un nuevo tipo de apoyo a base de placas de neopreno zunchado que puede considerarse como realmente revolucionario. Sus aplicaciones, especialmente en la construcción de puentes de hormigón pretensado, son cada día más numerosas y no es aventurado suponer que acabará por desplazar totalmente a los otros tipos clásicos de aparatos de apoyo, dadas sus innegables ventajas. Por todo ello, se ha estimado conveniente reproducir un artículo de la revista "Construction", en el que se informa sobre las características principales de estos apoyos y se incluyen datos relacionados con algunos ejemplos recientes de aplicación.

Otro problema de la máxima actualidad internacional es el de los morteros de inyección para estructuras de hormigón pretensado. En enero del próximo año va a celebrarse un Symposium conjunto de la F.I.P. y la R.I.L.E.M., en Noruega, para su estudio. Sin perjuicio de que, en su día, volvamos a tratar del tema, en este número se incluye un interesante trabajo de I. Lyse, una de las primeras autoridades en la materia, en el que se informa sobre los resultados obtenidos en una serie de ensayos por él realizados con el fin de conocer el comportamiento de distintos tipos de mortero y deducir las características que es necesario exigir a los mismos para que la inyección resulte eficaz.

Finalmente, se recogen unas notas que nos han sido enviadas por la F.I.P. para su difusión entre los asociados. Entre ellas destaca el Boletín núm. 2 de la F.I.P., en el cual, entre otras cosas, se resumen las actividades, durante el pasado año 1959, de los diversos Grupos y Asociaciones nacionales afiliadas a dicha Federación. También se incluye una nota de la A.E.H.P. relacionada con la organización del próximo IV Congreso Internacional del Pretensado, que habrá de celebrarse en Roma y Nápoles durante los días 27 de mayo a 2 de junio de 1962.



# VIGUETAS MARTINO

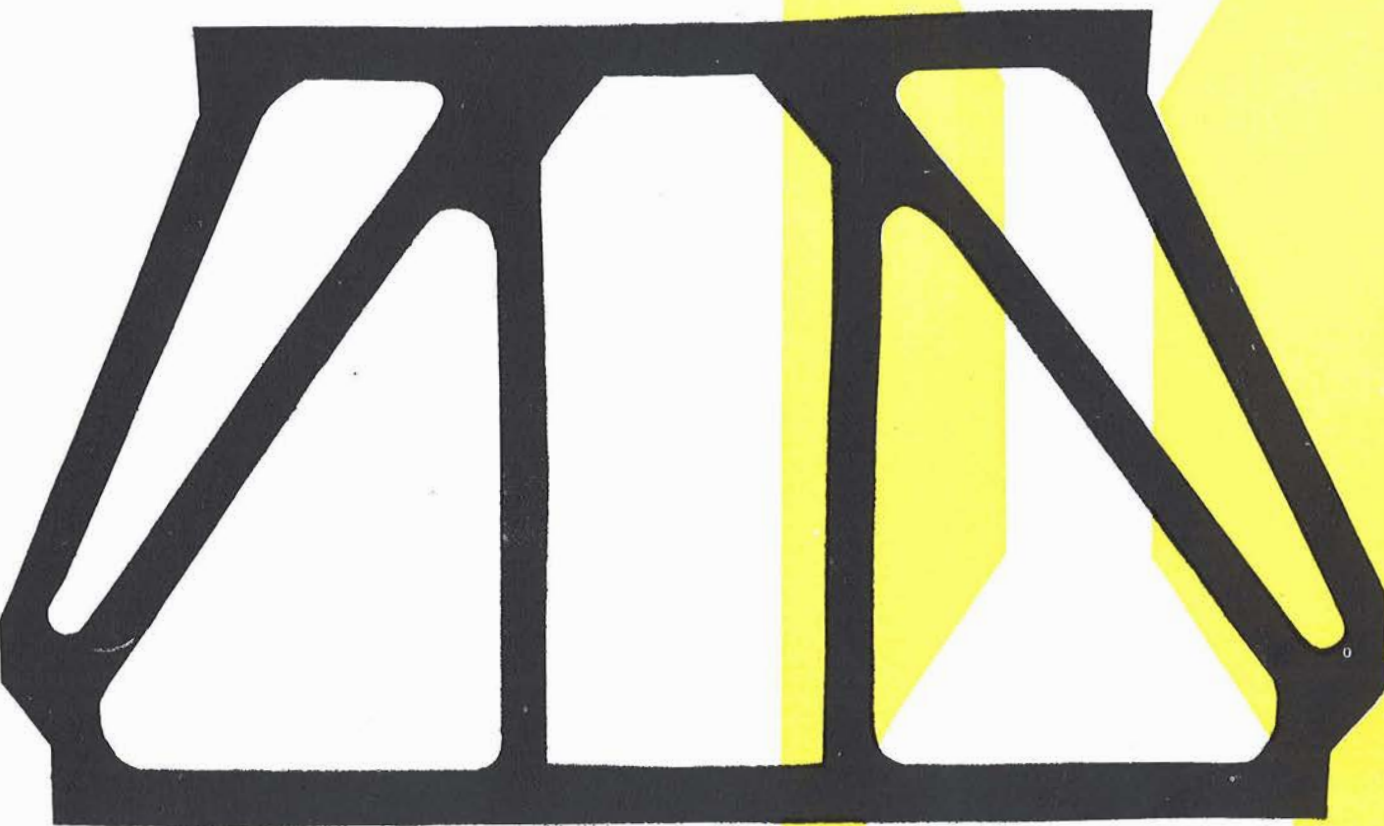
de hormigón pretensado aprobadas por la D. G. A.

**ventanales**

**bloques**

**más ligeras,  
elásticas y económicas**

**cerchas monolíticas**



**perfiles para claraboyas**

**tubos**

**bovedillas**

JOSE A. MARTINO, Aparejador

Rambla de Cataluña, 104, 1.º - Tel. 37 03 00 - BARCELONA

**postes**

## construcción de un reactor atómico, en hormigón pretensado

Tomado de un artículo de J. Gaillard, publicado en el número 150 de la revista «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics» (junio 1960).

El Comisariado de Energía Atómica (C. E. A.), de Francia, ha desarrollado en estos últimos años un extenso programa de construcción de reactores atómicos de tipo experimental, caracterizados por el empleo del agua pesada como moderador. Estos reactores funcionan en los Centros de Saclay y de Fontenay-aux-Roses. En este último, en el fuerte de Châtillon, se ha construido el reactor atómico denominado "Triton", con una potencia de 1.200 kW. Está especialmente destinado a estudios de protección contra las radiaciones y es del tipo piscina. Su estanque principal tiene sólo dos compartimientos, y sus dimensiones son las siguientes:

Longitud total:	19,50 m.
Longitud del depósito principal:	11,85 m.
Anchura en la zona rectangular:	6,00 m.
Altura del agua:	9,65 m.

Las paredes exteriores del depósito se han construido con hormigón ordinario de bastante espesor (60 cm), con el fin de conseguir el necesario aislamiento. De esta forma se ha evitado el tener que utilizar hormigones pesados, a base de barita, que siempre resultan difíciles de colocar en obra.

La cara anterior del depósito principal lleva una ventana que lo comunica con el depósito pequeño. Esta ventana se puede cerrar con una placa construida en aleación ligera, y detrás de ella es posible efectuar, en seco, algunos ensayos de protección. No obstante, este pequeño depósito (que tiene, en planta,  $6 \times 6$  m) lleva también la armadura necesaria para poder resistir el empuje del agua; de esta manera, en caso de un accidente en el depósito principal, el agua sería retenida por el depósito pequeño, y, en ningún momento, el núcleo del reactor quedaría al descubierto (véanse figuras 1, 2 y 3).

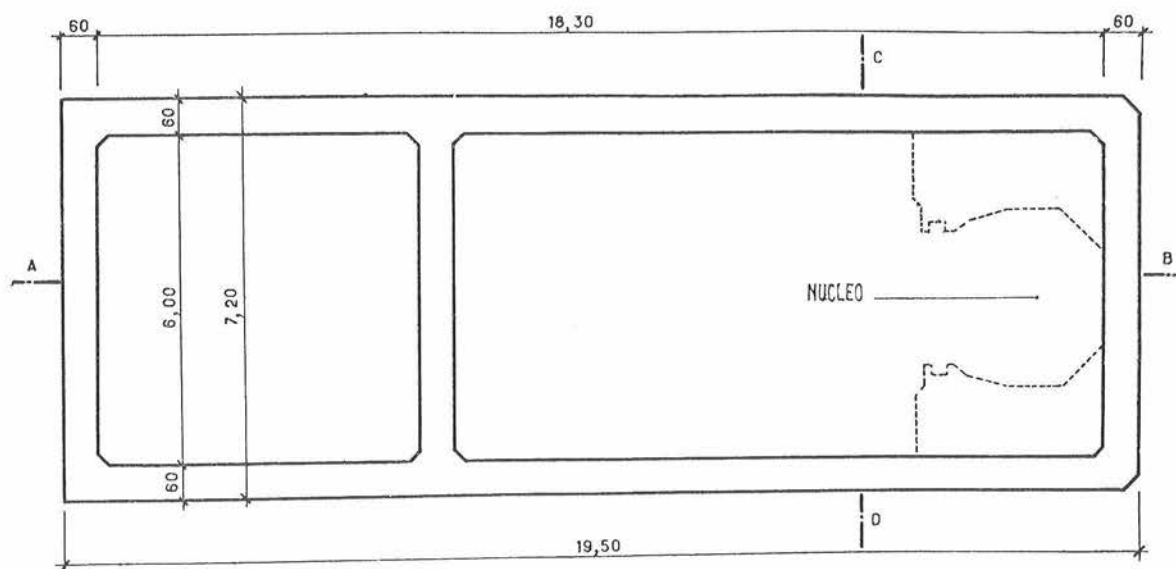
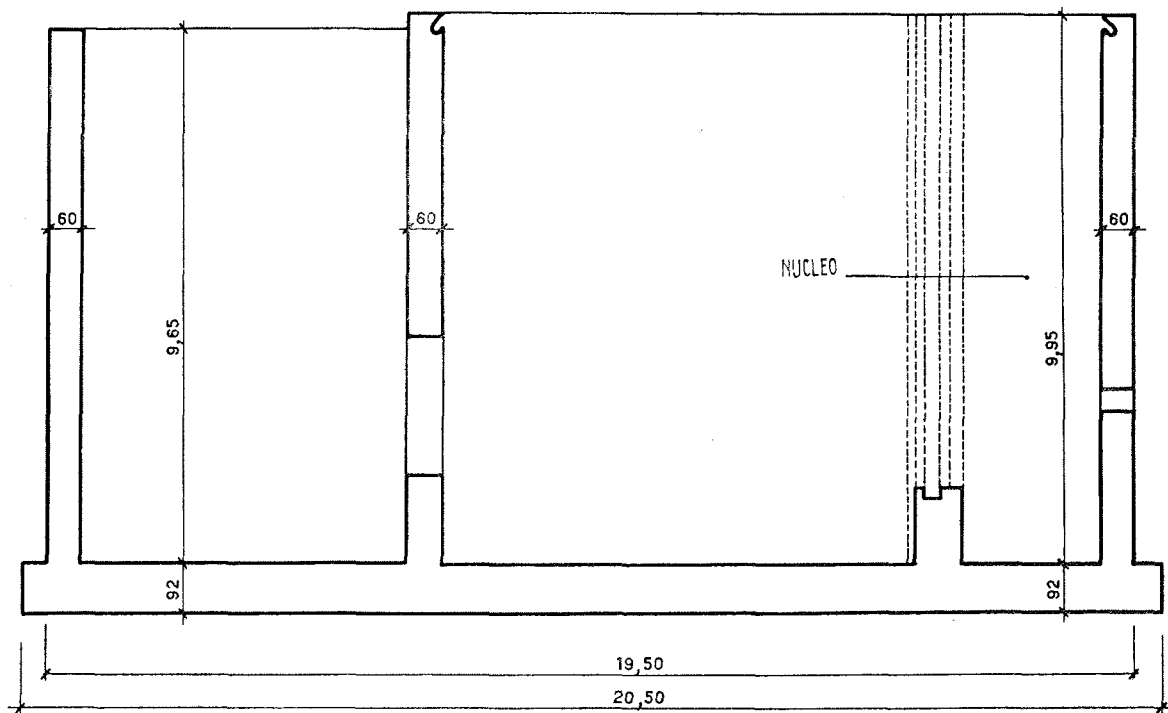


Fig. 1

planta



sección A-B

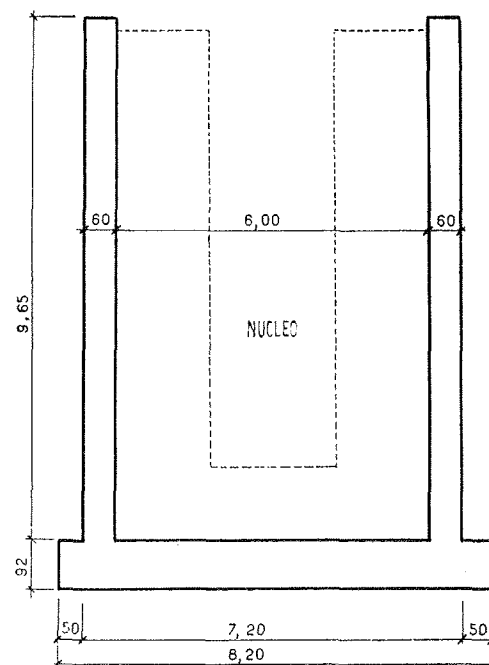
Fig. 2

En el proyecto de este reactor se han adoptado una serie de medidas para mejorar sus condiciones de seguridad. Así, por ejemplo, todos los órganos activos de su circuito de refrigeración se han concentrado en el interior de la piscina, con objeto de evitar el tener que hacer perforaciones en las paredes, para el paso de los distintos tubos de canalización, perforaciones que suponen siempre un peligro de fugas.

Las paredes interiores del depósito principal están recubiertas de mosaicos de porcelana para evitar el contacto del agua pura con el hormigón. Los muros longitudinales de este mismo depósito llevan unos railes, en su coronación, por los cuales circula el puente-grúa metálico del que penden las armaduras del núcleo del reactor.

La solera del depósito, de 0,92 m de espesor, se construyó en hormigón pretensado. Descansa sobre una capa de hormigón en masa que, a su vez, se apoya en otra de arena muy homogénea y de excelente calidad.

Esta solera, que supone un volumen de hormigón de 150 m<sup>3</sup>, se construyó de una sola vez, con hormigón bombeado. Al cabo de cinco días, cuando ya el hormigón había alcanzado una resistencia en rotura a compresión del orden de los 250 kg/cm<sup>2</sup>, se pretensó mediante dos capas ortogonales de cables Freyssinet, constituidos cada uno por 12 alambres de 7 mm de diámetro, con el fin de conseguir un esfuerzo medio de pretensado de 10 kg/cm<sup>2</sup>, en las dos direcciones. Los ensayos de estanquidad realizados posteriormente han demostrado que este valor era suficiente (figs. 4 y 5).



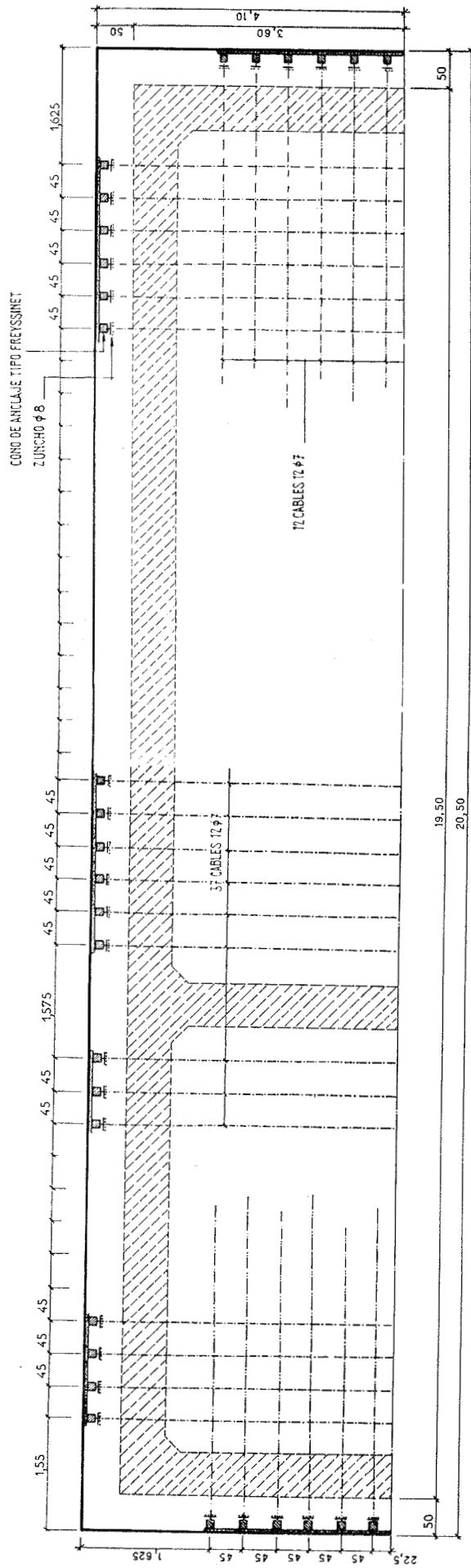
sección C-D

Fig. 3



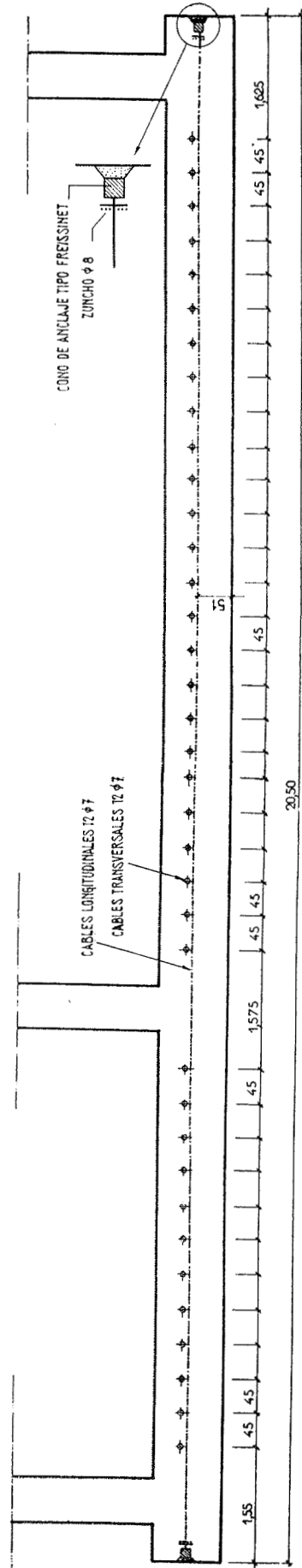
semi-planta con indicación de la disposición de los cables de pretensado en la solera

Fig. 4



sección longitudinal de la solera

Fig. 5



Tanto las paredes verticales longitudinales como las transversales tienen, como ya se ha indicado, 60 cm de espesor. Su altura es de 9,95 metros.

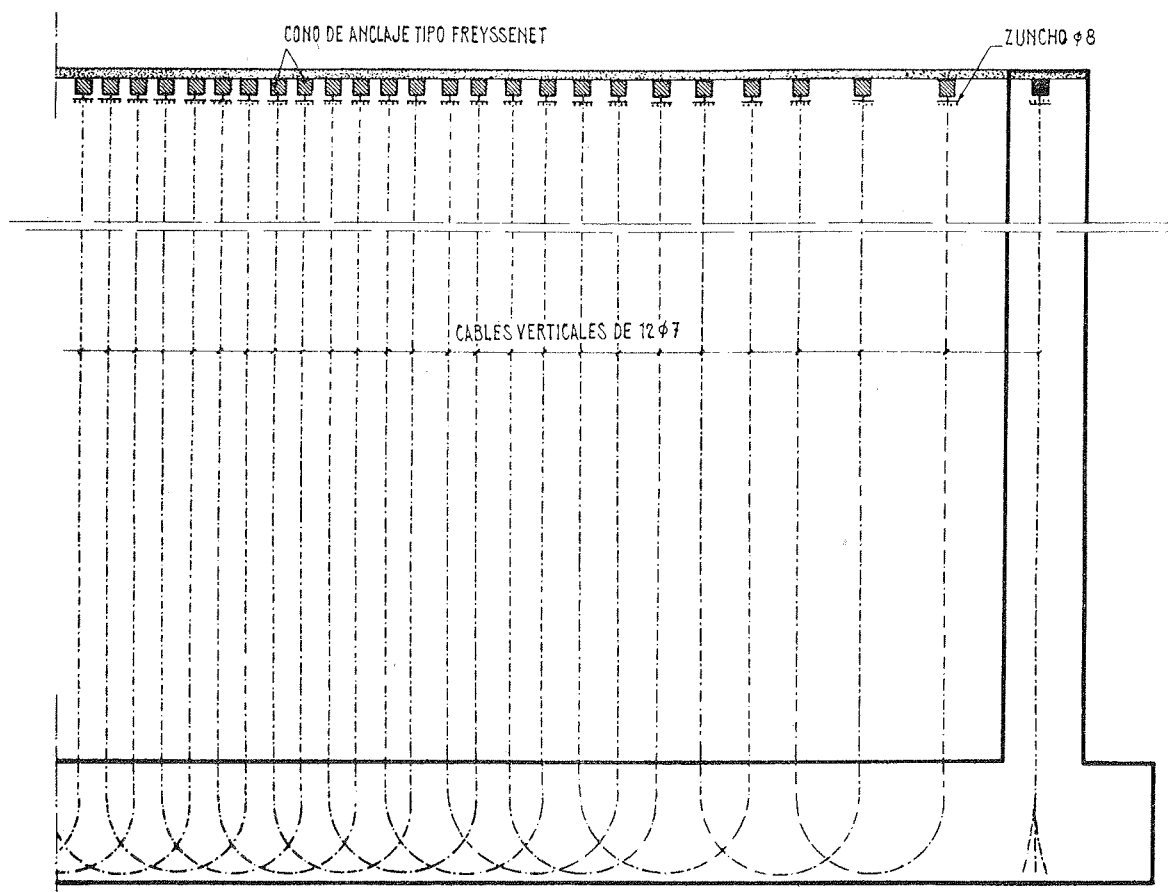
Para evitar el peligro de fisuración, por retracción del hormigón, los muros de 19,50 m de longitud se hormigonaron en tres trozos, de unos 6 m cada uno, dejando entre ellos juntas de 15 cm de espesor. Tanto estas juntas de construcción como las de enlace de la solera con las paredes verticales del depósito, se han comportado de un modo totalmente satisfactorio durante los ensayos de estanquidad.

En el cálculo de la estabilidad de las paredes del depósito se ha considerado cada trozo, como una placa aislada empotrada en tres de sus bordes (la solera y las dos placas adyacentes) y libre en el cuarto (el superior).

Los momentos flectores verticales y horizontales se determinaron utilizando los coeficientes numéricos que se indican para el caso de placas sometidas a presión triangular, en el artículo "Rectangular Concrete Tanks" (\*), publicado por la Portland Cement Association. Estas tablas dan, en función de la relación longitud/altura de la placa y de la presión triangular  $p$  en la base de la pared, los momentos flectores en el centro, en los puntos cuartos y en el empotramiento, a diversas alturas.

El pretensado de las paredes se realizó mediante cables verticales, centrados en el muro, y que al llegar a la solera, se doblan sobre sí mismos para volver a subir verticalmente. Además, llevan otra familia de cables horizontales (véanse figuras 6 y 7), de los cuales unos son rectilíneos y van centrados en la pared, ejerciendo únicamente esfuerzos normales de compresión, y otros son parabólicos y van centrados sólo en sus extremos.

(\*) Véase publicación número ST 63, traducción francesa de M. Adams: «Annales de l'I. T. B. T. P.» (febrero 1960), «Depósitos y cubas de hormigón armado», págs. 238-269.



detalle parcial de la disposición de los cables verticales

Fig. 6

Estos cables parabólicos originan un esfuerzo normal  $N$  y un empuje centrífugo creado por la curvatura de su trazado. Siendo  $R$  el radio de curvatura, el valor de dicho empuje será igual a  $\frac{N}{R}$ .

La distribución de estos cables a lo largo de la altura de la pared, se hizo de tal forma que la ley de los empujes por ellos originados resulta triangular, con un valor, en la base del muro, igual y de sentido opuesto al del empuje del agua. O sea, siendo  $H$  la altura máxima del agua en el depósito, de valor igual a  $\frac{H}{2}$  (fig. 8).

El procedimiento anteriormente indicado, utilizado para el cálculo del efecto hiperestático del pretensado en una placa empotrada en tres de sus bordes, tiene la ventaja práctica de que pueden emplearse las mismas fórmulas para los esfuerzos exteriores que para los interiores.

El valor de la presión triangular aplicada a las paredes es el siguiente:

- Quando los depósitos están vacíos, el único empuje actuante es el originado por la curvatura de los cables parabólicos horizontales de pretensado, y es de sentido inverso al creado por la presión del agua.
- Quando el depósito está lleno de agua, el empuje resultante es igual a la diferencia entre los empujes originados por los cables parabólicos horizontales, por una parte, y por la presión del agua, por otra (fig. 8).

Las tensiones verticales que actúan sobre la pared se deben:

En vacío: A la acción del pretensado vertical centrado y a los momentos flectores verticales originados por los cables parabólicos horizontales.

Bajo carga: Se añaden, a las anteriormente citadas, las producidas por los momentos flectores verticales originados por el empuje del agua.

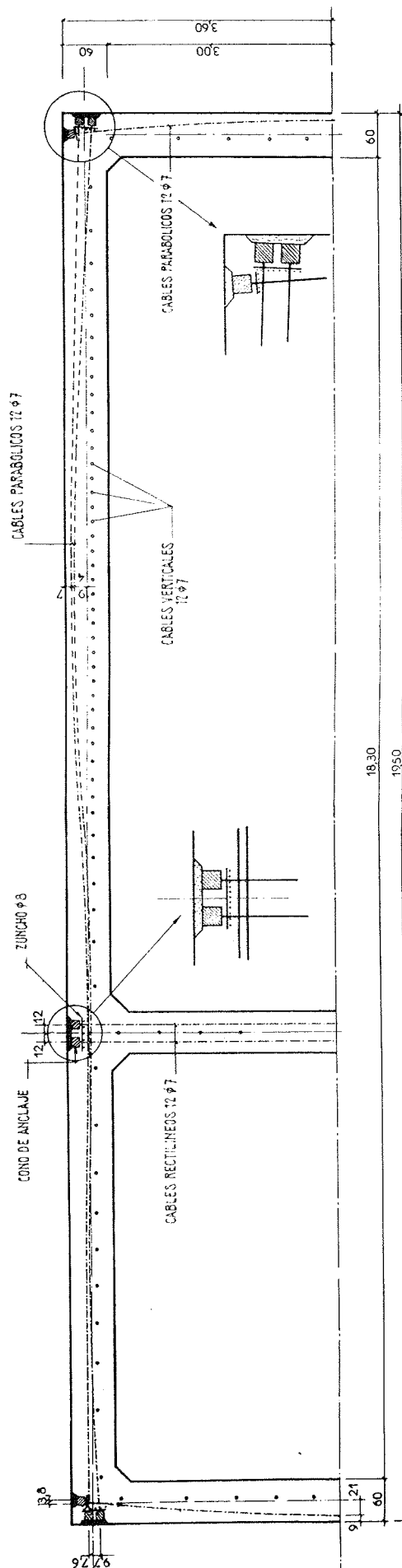
En sentido horizontal las paredes se encuentran sometidas a los siguientes esfuerzos:

En vacío: A la flexión horizontal producida por la curvatura de los cables parabólicos de pretensado y al esfuerzo normal de los cables horizontales.

Bajo carga: Se añade la flexión horizontal originada por el empuje del agua.

Fig. 7

semi-sección horizontal con indicación de la disposición de los cables de pretensado en las paredes del depósito





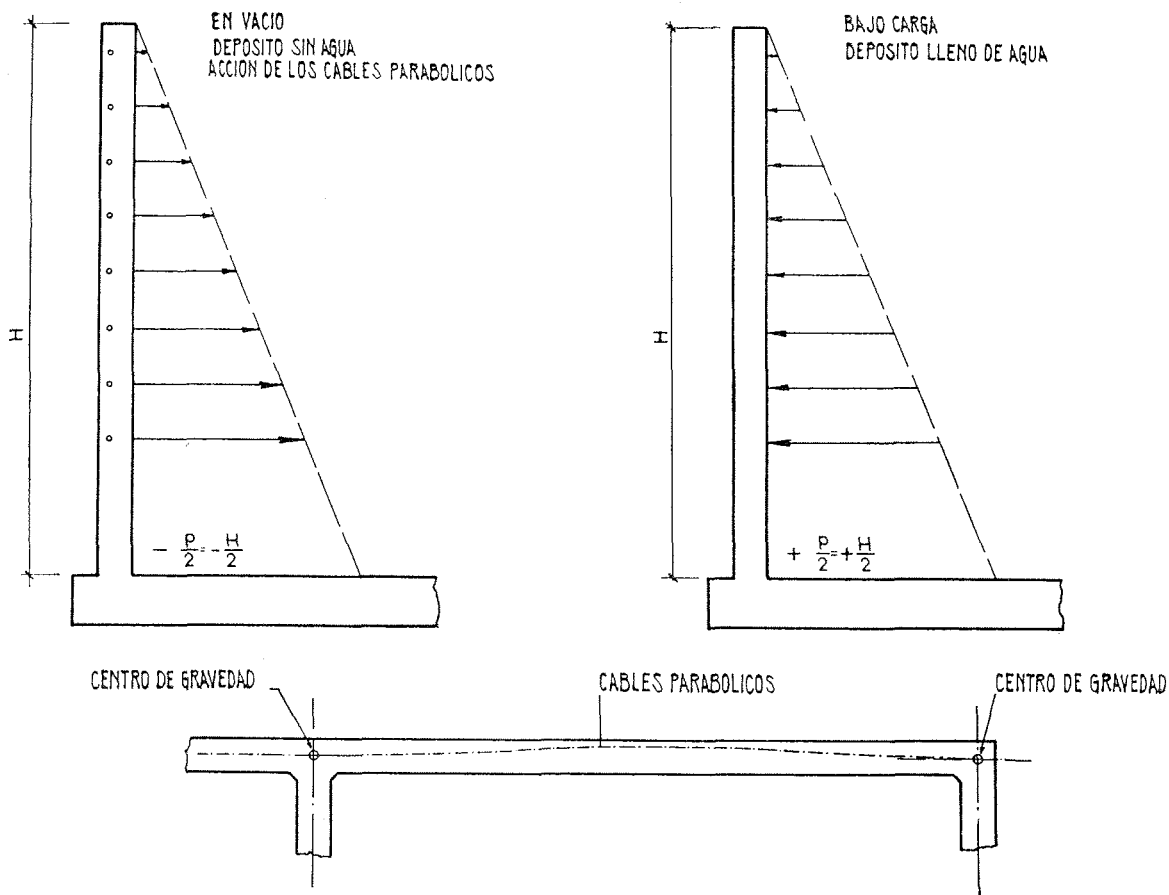


Fig. 8

Las ventajas obtenidas mediante la disposición de cables adoptada, son dobles:

- Por una parte, se consiguen importantes economías en acero especial de pretensado, con relación a la solución corriente de llevar los cables centrados.
- Por otra parte, permite obtener elevadas compresiones (del orden de los 40 a 70 kg/cm<sup>2</sup>, según las secciones) en la cara interior de la pared en contacto con el agua.

Los cables de estas paredes verticales se tesaron en el orden siguiente:

- Después de hormigonadas las juntas se tesaron, siguiendo una marcha circular, uno de cada dos cables verticales.
- A continuación se pusieron en tensión los 2/5, aproximadamente, de los cables horizontales (dado el trazado parabólico de estos cables era necesario tesar previamente una parte de los verticales).
- Se tesaron la otra mitad de los cables verticales.
- Se tesó el resto de los cables horizontales.

Una vez terminada la construcción de los depósitos se procedió a la realización de un severo plan de ensayos de estanquidad, de acuerdo con un programa previamente establecido. Los resultados obtenidos fueron todos completamente satisfactorios, comprobándose la perfecta estanquidad de las paredes y la imposibilidad de una fuga a través de la solera.

Estos resultados vienen a confirmar, una vez más, la hipótesis de que el empleo del hormigón pretensado permite asegurar una estanquidad absoluta en los depósitos de los reactores atómicos, con lo cual se abre un nuevo y amplio campo de aplicación, del mayor interés, a esta moderna técnica constructiva.

## **características, ensayos y normalización de los aceros para hormigón pretensado**

Tomado de un trabajo de S. C. C. Bate,  
presentado al Symposium de la R. I. L. E. M. celebrado en Lieja del 3 al 5 de julio de 1958.  
(Comunicación II b 4.)

### **Sinopsis**

Se estudian los diferentes tipos de acero que en la actualidad se utilizan en Inglaterra para armar las estructuras de hormigón pretensado, y se hace un resumen de las prescripciones y recomendaciones que en relación con dichas armaduras contienen las Normas vigentes. Se destaca que, por el momento, toda la responsabilidad por el empleo de un nuevo tipo de acero recae, exclusivamente, en el Ingeniero autor del proyecto, y que sólo existen unas cuantas prescripciones, muy pocas, que pueden servirle de guía u orientación en el momento de adoptar una decisión sobre el tipo de acero que debe utilizarse o de ayuda, posteriormente, cuando haya de redactar el Pliego de Condiciones para la recepción de los aceros.

No obstante, el estudio detallado de los informes que se recogen sobre las características de las armaduras de uso corriente en el momento actual, constituye, de un modo indirecto, una base suficiente para la valoración de los nuevos tipos de acero que en el futuro puedan presentarse.

### **Introducción**

Es evidente que todo sistema de pretensado debe ser capaz de proporcionar la reserva de energía potencial suficiente para que, en relación con ella, la pérdida de energía ocasionada por la deformación permanente de los materiales pueda considerarse de poca importancia y que los efectos de las variaciones térmicas e higroscópicas resulten despreciables. Cuando, como es lo normal en las estructuras de hormigón pretensado, las armaduras están constituidas por alambres de acero, esta condición es fácilmente satisfecha utilizando aceros cuya deformación elástica sea muy superior a la deformación remanente experimentada por el hormigón. Sin embargo, hay que tener en cuenta que en la valoración de la reserva de energía aconsejable influyen también otros varios factores, entre los cuales merecen citarse el coste relativo de los aceros que, desde el punto de vista estructural, resulten utilizables y todos aquellos requisitos que pueden considerarse como característicos de la técnica del pretensado. Actualmente, se tiende a que los aceros utilizados en el hormigón pretensado sean capaces de satisfacer unas ciertas condiciones mínimas, suficientes para garantizar la seguridad y el buen funcionamiento de las estructuras. El intento de prescribir el empleo exclusivo de aceros de características óptimas, pudiera resultar incompatible con las necesidades económicas de la práctica constructiva.

Durante las primeras etapas del desarrollo del hormigón pretensado se utilizaron los mismos aceros que ya se venían usando en otras ramas de la ingeniería. A medida que esta nueva técnica iba progresando y perfeccionándose y sus peculiares necesidades eran mejor conocidas, se fueron introduciendo mejoras en la calidad de los aceros que dieron lugar a la aparición en el mercado de nuevos tipos en constante evolución, evolución que todavía continúa. Las características que, en el momento actual, exigen los técnicos a los aceros de pretensado, se reflejan, en cierto modo, en las calidades existentes en el mercado y en las prescripciones contenidas en las Normas vigentes. Estimamos, por lo tanto, que ha de resultar instructivo realizar una revisión

crítica de las características conocidas de estos aceros y de las prescripciones y recomendaciones de estas Normas. Ello nos permitirá poder llegar a saber hasta qué punto se satisfacen actualmente las exigencias de la técnica del pretensado y cuáles son los métodos adecuados para establecer y determinar experimentalmente las características que deben reunir estos aceros.

### **tipos de armaduras utilizados**

En Inglaterra se utilizan, en la actualidad, dos tipos distintos de armaduras para las estructuras de hormigón pretensado: uno de ellos lo constituyen los alambres de acero duro estirado, y el otro, las barras o redondos de aleación de acero de alta resistencia. Los alambres se utilizan, casi exclusivamente, para las armaduras pretesas, pudiendo ser lisos y rectilíneos o corrugados, denteados u ondulados con el fin de mejorar su adherencia con el hormigón. También se usan, algunas veces, como armadura postesa, en forma de cables constituidos por alambres paralelos que pueden tesarde de uno en uno o tirando de dos o más alambres simultáneamente. En los últimos años se ha ido extendiendo el uso de cables constituidos por un cierto número de alambres que se enrollan sobre un núcleo central para formar un todo compacto. Primeramente se usaron sólo en el postesado, pero ahora se han aplicado también en algunos casos de pretesado. Las barras de aleación de acero son del diámetro necesario para poder ir roscadas en sus extremos, en los cuales se anclan, después del tesado, mediante tuercas. Hasta ahora sólo se han utilizado en el postesado, y únicamente con carácter experimental se han construido algunos elementos pretensados empleando barras corrugadas de este tipo como armaduras pretesas. Los resultados han sido plenamente satisfactorios.

*Alambre de acero duro estirado.*—Desde la introducción de la técnica del hormigón pretensado en Inglaterra, el material más utilizado como armadura ha sido el alambre de acero duro estirado. Primeramente, este alambre se suministraba en rollos de pequeño diámetro, sin adoptar ninguna precaución especial para adaptarlo a las particulares exigencias de la técnica del pretensado. La pequeña magnitud de los diámetros de los rollos no constituía ninguna dificultad para el empleo de estos aceros como armaduras pretesas y, aún hoy día, continúan utilizándose en la producción de elementos prefabricados de hormigón. Por el contrario, cuando se querían usar para formar cables constituidos por alambres paralelos, era preciso enderezarlos primero, operación que había que realizar en la propia obra. Esta operación pudo eliminarse cuando las siderúrgicas empezaron a suministrar alambres más gruesos, en rollos de mayor diámetro, que no necesitaban ser enderezados.

El alambre duro estirado se obtiene a partir de un redondo de acero laminado en caliente, cuya composición es aproximadamente la indicada en la tabla núm. 1.

**TABLA N.º 1**

**Composición típica de los aceros utilizados en la fabricación de los alambres de acero duro estirado.**

Carbono ... ..	0,78 %
Manganeso ... ..	0,60 %
Silicio ... ..	0,18 %
Azufre ... ..	0,04 %
Fósforo ... ..	0,03 %

El redondo se somete a un tratamiento térmico o proceso de patentado mediante el cual se eleva la temperatura del acero, en un horno continuo, hasta unos 1.000° C, enfriándolo seguidamente, en un baño de plomo, hasta los 500° C. Para eliminar las incrustaciones superficiales se introduce en un baño ácido, que se neutraliza después en un baño alcalino (generalmente de cal).

Finalmente, para reducir su fragilidad, se somete a un cocido a temperatura relativamente baja que elimina parte de su contenido en hidrógeno. Con ello queda el redondo en condiciones adecuadas para el estirado. Esta operación se efectúa, de un modo continuo, haciendo pasar el redondo a través de una serie de boquillas de carburo de tungsteno, refrigeradas por agua y lubricadas con jabón en polvo, seco. De esta forma se consigue reducir la sección del redondo en una proporción que varía entre el 60 y el 80 %, según la composición del acero y el diámetro final del alambre requerido. Para lograr la continuidad en el estirado, se suelda a tope el final de cada redondo con el principio del siguiente; pero como las características resistentes de estas secciones soldadas difieren de las que posee el resto del alambre, se dejan marcadas para poderlas eliminar posteriormente. Al final de esta operación de estirado, el alambre se encuentra enrollado en tambores de diámetro relativamente pequeño (los tambores de tracción de la máquina de esti-



rado), y, por consiguiente, en el caso de alambres gruesos (de 5 a 7 mm de diámetro) no quedan rectos, cuando se desenrollan. Como consecuencia, cuando hayan de utilizarse como armaduras postesas, es necesario enderezarlos previamente, para lo cual se les somete a un tratamiento térmico, a baja temperatura, que modifica las propiedades del acero y elimina cualquier efecto perjudicial que pudiera ocasionar dicho enderezamiento. Este tratamiento varía con el fabricante y, según parece, esta es la causa principal de las diferencias que se observan entre las características de los alambres de distinta procedencia.

Las prescripciones que deben cumplir estos alambres lisos de acero duro estirado son las que figuran en la British Standard Specification, B. S. 2691 : 1955 : 1.ª Parte, la cual constituye la primera de una serie de Normas que se tiene proyectado publicar, en fecha relativamente próxima, con objeto de normalizar, de un modo adecuado, todos y cada uno de los diferentes tipos de acero utilizados como armaduras del hormigón pretensado.

Aunque más adelante ha de estudiarse, con mayor detalle, el contenido de esta Norma, a continuación se recogen, en la tabla núm. 2, los diámetros y resistencias en tracción de los diferentes alambres a los que dicha Norma se refiere. Con los mismos diámetros y resistencias se fabrican también alambres corrugados.

**TABLA N.º 2**

**Resistencias, en tracción, de los alambres de acero duro estirado, de pretensado.**

DIAMETRO DEL ALAMBRE		RESISTENCIA EN TRACCION	
Pulgadas	Milímetros	t/pulgada <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
0,276	7,0	95 a 105	150 a 165
0,200	5,1	100 a 110	157 a 173
0,160	4,1	110 a 120	173 a 189
0,128	3,3	120 a 130	189 a 205
0,104	2,6	130 a 140	205 a 220
0,080	2,0	140 a 150	220 a 236

Recientemente se han empezado a utilizar, en Inglaterra, como armaduras de pretensado, los cables. Con ello se pretende ampliar el campo de aplicación de los aceros suministrados por los fabricantes de alambres, a aquellas estructuras que requieren un esfuerzo de pretensado superior al que son capaces de proporcionar los alambres individuales de mayor diámetro (7 mm). Se utilizan formando un conjunto compacto, constituido por un cierto número de alambres de diámetro relativamente pequeño que pueden así someterse a tensiones superiores a las admisibles en los alambres de 7 mm de diámetro. En la tabla núm. 3 se indican los diámetros de los cables generalmente utilizados; pero para algunas estructuras de tipo especial, como por ejemplo en presas, se han empleado cables todavía más gruesos. Los cables cuyo diámetro nominal no excede de los 12,7 mm, están constituidos por seis alambres enrollados sobre un alambre central. Por el contrario, los cables de diámetro superior a 12,7 mm, indicados en la tabla núm. 3, están formados por 19 alambres distribuidos en varias capas. Todos los cables se suministran, lo mismo que los alambres que los forman, en grandes longitudes, y, como son relativamente flexibles, para facilitar su transporte se entregan en rollos del diámetro adecuado.

**TABLA N.º 3**

**Cargas de rotura de los cables de pretensado, en función del diámetro.**

DIAMETRO NOMINAL DEL CABLE		CARGAS DE ROTURA	
Pulgadas	Milímetros	Toneladas inglesas	Toneladas métricas
5/16	7,9	6,7	6,6
3/8	9,5	9,4	9,2
7/16	11,1	12,1	11,9
1/2	12,7	16,1	15,8
0,7	17,8	36,0	35,0
1	25,4	67,0	66,0

*Barras de acero de alta resistencia.*—En la actualidad sólo se emplea un tipo de barra de acero de alta resistencia para las armaduras de pretensado. La composición del acero aparece regulada en la Norma B. S. 970 : 1955 : Aceros duros (2), en la cual se define como un acero al silicio-manganeso (Acero En 45). En la tabla núm. 4, se indican los límites extremos de su composición centesimal.

TABLA N.º 4

Composición del acero al silicio-manganeso «En 45».

Carbono ... ..	de 0,5 a 0,6 %
Manganeso ... ..	de 0,7 a 1 %
Silicio ... ..	de 1,5 a 2 %
Azufre ... ..	menos del 0,05 %
Fósforo ... ..	menos del 0,05 %

Una vez comprobado que la composición química del acero queda dentro de estos límites, se somete a un laminado en caliente y se observa con todo cuidado hasta tener la seguridad de que no presenta ningún defecto superficial. A continuación se somete a un trabajado en frío, por estirado, con el fin de elevar su resistencia en tracción hasta los 101-113 kg/mm<sup>2</sup>. Estas barras se suministran en los siguientes diámetros: 19; 22,2; 25,4, y 28,5 mm. Se cortan a la longitud requerida y se aguzan en los extremos que, además, van roscados para poder anclarlos mediante tuercas. Este sistema permite alcanzar en el anclaje la resistencia total de la barra cuando la tuerca está correctamente colocada. Con objeto de evitar dificultades en el transporte, la longitud máxima que se da a las barras es de 18 m, pero pueden empalmarse unas con otras utilizando maniguitos.

**normas y recomendaciones británicas vigentes**

Puede decirse que, hasta ahora, en Inglaterra, todos los proyectos de estructuras de hormigón pretensado se regían prácticamente por el "First Report on Prestressed Concrete" (3), cuyas disposiciones se tenían también en cuenta en el momento de hacer la selección de los materiales que debían emplearse. Sin embargo, este informe se ocupa poco de los aceros. En un futuro próximo, no obstante, dicho texto será sustituido por la Norma "El empleo del hormigón pretensado en las estructuras de edificios" (4) y los apartados correspondientes de "El cálculo y la construcción de estructuras de hormigón armado para el almacenaje de líquidos" (5). En ambos documentos, cuya publicación es inmediata, se incluyen las recomendaciones necesarias para conseguir un resultado satisfactorio en la construcción de las correspondientes estructuras. Es decir, no se trata de normas de aplicación preceptiva, pero su cumplimiento garantiza que quedarán satisfechas las exigencias de los Organismos oficiales locales encargados de autorizar los oportunos proyectos.

Las recomendaciones contenidas en la Norma "El empleo del hormigón pretensado en las estructuras de edificios" (4), y que hacen referencia a los diferentes tipos de acero que se consideran apropiados para ser empleados como armadura de las estructuras de hormigón pretensado, no tienen carácter exhaustivo. Los principales artículos de dichas Normas se refieren: a los alambres de acero duro estirado, regulados en la B. S. 2691; a las barras de acero de alta resistencia, a las cuales se les exigen determinados requisitos; y a otros tipos de aceros, cuyas características resistentes no deben ser inferiores a las prescritas para los alambres de acero duro estirado o las barras de acero de alta resistencia. El proyectista, antes de decidirse a adoptar un nuevo tipo de acero, deberá tener la seguridad de que reúne todos los requisitos necesarios para su utilización como armadura de pretensado. Por esto, entre otras causas, en las citadas Normas se hace hincapié en que, tanto el proyecto como la construcción de las estructuras pretensadas, sólo debe confiarse a ingenieros competentes y de reconocida experiencia en esta técnica.

En la Norma "B. S. 2691 : 1955 : Acero para hormigón pretensado: 1.ª Parte: Alambres lisos de acero duro estirado" se indican, únicamente, las prescripciones mínimas que deben cumplir los alambres de este tipo. Dichas prescripciones pueden resumirse en la forma que a continuación se indica:

- a) *Fabricación.*—Los alambres deben obtenerse por el estirado en frío de aceros fabricados por el procedimiento ácido o básico y no deben contener azufre o fósforo en proporción superior al 0,05 %.
- b) *Calidad.*—Los alambres estarán exentos de cualquier defecto y su superficie no aparecerá engrasada u oxidada, ya que ello perjudicaría su adherencia con el hormigón.
- c) *Resistencia en tracción.*—La resistencia en tracción de los alambres no será inferior a los 160 kg/mm<sup>2</sup>. En la tabla núm. 2 se especifican los límites entre los cuales puede variar dicha resistencia en función del diámetro del alambre.

- d) *Límite elástico aparente (Proof stress \*)*.—El límite elástico aparente correspondiente al 0,1% no será inferior al 0,7 del valor mínimo admisible para la resistencia en tracción.
- e) *Ensayo de plegado*.—El alambre debe ser capaz de soportar, sin romperse, el ensayo de plegado. Este consiste en doblar la probeta primero 90° en una dirección, después 180° en la dirección contraria, y, finalmente, enderezarla hasta dejarla de nuevo recta. El radio de la barra sobre la cual se dobla la probeta de alambre ha de ser de 20 mm para los alambres de 7 mm de diámetro y de 5 mm para los de 2 mm de diámetro. Para los diámetros intermedios, el radio de la barra se determinará proporcionalmente.

Un alambre liso de acero duro estirado que satisfaga estas prescripciones cumplirá, con toda garantía, las recomendaciones contenidas en la mencionada Norma "El empleo del hormigón pretensado en las estructuras de edificios". Sin embargo, existen también otras características que es necesario tener en cuenta, puesto que en dicha Norma se incluyen determinadas cláusulas en las que se indican los valores que se recomienda adoptar en los cálculos para el módulo de elasticidad y las pérdidas de tensión por relajación cuando se carece de datos experimentales. El valor que se da para el módulo de elasticidad es de 19.700 kg/mm<sup>2</sup>, y se recomienda que, para una tensión inicial igual al 70 % de la resistencia en tracción del alambre, se adopte para las pérdidas de tensión por relajación el valor de 10,5 kg/mm<sup>2</sup>, cuando el alambre no ha sufrido ningún tratamiento después del estirado, y el de 7,1 kg/mm<sup>2</sup>, cuando después del proceso de estirado se endereza el alambre y se le somete a un tratamiento térmico a baja temperatura. Si, cuando se tesa el alambre simplemente estirado, sin tratamiento posterior, se le somete, durante dos minutos, a una sobretensión, podrá adoptarse también, para las pérdidas de tensión por relajación, el valor de 7,1 kg/mm<sup>2</sup>, últimamente citado.

Se estudia asimismo, al tratar de la resistencia al fuego de las estructuras pretensadas, la influencia de las elevadas temperaturas sobre los alambres de acero duro estirado. Se establece que la rotura de una viga de hormigón pretensado sometida a la acción del fuego se produce, de un modo inminente, cuando los alambres que constituyen su armadura alcanzan una temperatura de 400° C. En otro de los apartados de la citada Norma se reconoce que al tesar los alambres puede, ocasionalmente, producirse la rotura de algunos de ellos. Se admite un pequeño porcentaje de roturas durante el tesado.

En la B. S. 2691 no se hace referencia a los alambres corrugados u ondulados, pero en la Norma "El empleo del hormigón pretensado en las estructuras de edificios" se admite su utilización, con la condición de que cumplan todos los requisitos exigidos a los alambres lisos de acero duro estirado en la citada B. S. 2691, excepto el relativo al ensayo de plegado.

No se hace referencia directa a los cables; pero, según se deduce del articulado de las repetidas Normas, las características resistentes de estos cables en ningún caso habrán de ser inferiores a las estipuladas para los alambres lisos aislados de acero duro estirado con los cuales se preparan aquéllos.

Aunque desde hace ya bastantes años es muy frecuente, en Inglaterra, el empleo de las barras de acero de alta resistencia como armadura del hormigón pretensado, todavía no existe ninguna Norma oficial que regule concretamente su utilización. Sin embargo, en la Norma que venimos comentando se incluyen algunas prescripciones en relación con este tipo de armadura. Así, por ejemplo, se establece que las barras deben ser de acero Siemens Martin y no contener más del 0,05 % de azufre o de fósforo. Se admite que pueden ser lisas o corrugadas y se prescribe que su resistencia en tracción no ha de ser inferior a los 96 kg/mm<sup>2</sup>. Su límite elástico aparente correspondiente al 0,2 %, deberá estar comprendido entre el 75 y el 92 % de su resistencia en tracción.

En dichas Normas se incluyen también algunas otras prescripciones relativas a los diferentes tipos de armaduras de pretensado en general. Se llama especialmente la atención sobre la necesidad de proteger eficazmente las armaduras de la corrosión, disponiendo los adecuados recubrimientos de hormigón y adoptando las precauciones necesarias que garanticen la eficacia de la inyección de los cables o barras postesas, inyección que debe siempre realizarse lo más pronto posible después de finalizar las operaciones de tesado. Se trata también del almacenaje de las armaduras en obra hasta el momento de su utilización, recomendándose diversas medidas para evitar su corrosión excesiva durante dicho plazo. También se indica que cuando sea necesario enderezar los alambres, esta operación debe realizarla el propio fabricante antes de efectuar el correspondiente suministro, y que cuando se trate de barras, a las cuales haya que darles en obra una forma o trazado especial, debe evitarse que, en el momento de hacerlo, la temperatura sea inferior a los 10° C. Esta recomendación se basa en diversas consideraciones sobre la resistencia a la corrosión y otras

(\*) Se entiende por límite elástico aparente (proof stress), la tensión que, estando aún aplicada la carga, produce un alargamiento, no proporcional, igual al tanto por ciento que se indica (0,1 %, etc.) de la longitud inicial tomada como base de medida.



características de los aceros, especialmente su tendencia a aumentar la fragilidad cuando desciende la temperatura.

De esta revisión de las diversas prescripciones que sobre los aceros se incluyen en las diferentes Normas, se deduce que son muchos los aspectos en los cuales se deja al proyectista en completa libertad para resolver de acuerdo con lo que su experiencia y buena discreción le dicten.

### características de los aceros disponibles para su empleo como armaduras del hormigón pretensado

Para poder decidir sobre el tipo de acero que debe elegirse y la forma en que debe ser utilizado en una estructura de hormigón pretensado, el proyectista necesita conocer previamente un cierto número de características de las distintas calidades de acero disponibles. Ya se ha indicado anteriormente que es imprescindible que los aceros sean capaces de experimentar fuertes deformaciones elásticas. Desde el punto de vista de sus propiedades físicas, ello significa que los aceros para pretensado deben poseer una elevada resistencia a tracción; que sus deformaciones remanentes, bajo tensiones elevadas, deben ser pequeñas; y que sus pérdidas de tensión por relajación, cuando se los mantiene a longitud constante bajo fuertes tensiones deben ser también pequeñas.

Por otra parte, los aceros deben poder resistir perfectamente la corrosión cuando se encuentran embebidos en una masa de hormigón suficientemente denso y homogéneo o convenientemente protegidos por una inyección de lechada de cemento de buena calidad. Han de ser también lo bastante dúctiles para que cuando el elemento de hormigón pretensado se encuentre sometido a una sobrecarga excesiva, se produzca una fuerte deformación, acompañada de amplia fisuración, que sirvan de aviso de la inminente rotura que se avecina. En determinadas circunstancias es conveniente que los aceros no sean frágiles a baja temperatura; y en otras, se necesita que a temperaturas superiores a las normales no presenten una fluencia excesiva. También puede ser preciso utilizar o aceros corrugados para aumentar su adherencia con el hormigón, o bien aceros muy resistentes a los efectos de impacto o los esfuerzos de fatiga. Todas estas características, en general, las poseen, en mayor o menor grado, los distintos tipos de acero que actualmente se ofrecen en el mercado, en condiciones económicas aceptables.

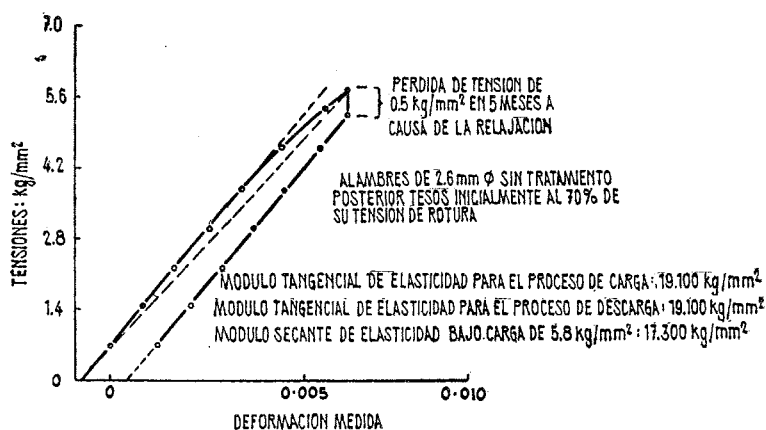


Fig. 1.—Relación entre tensiones y deformaciones antes y después de la relajación del acero.

Independientemente de cuanto queda expuesto, hay que tener en cuenta que cuando un técnico tiene que realizar el cálculo de un proyecto determinado necesita conocer, además de las propiedades generales del tipo de acero elegido, una serie de datos concretos sobre algunas de las características de los aceros con los que ha de construir la estructura, con el fin de tener la seguridad de que los valores por él adoptados en sus cálculos responden exactamente a la realidad.

Generalmente, estos datos son exclusivamente los siguientes:

- a) La resistencia en tracción, que puede ser necesaria para el cálculo de la resistencia en rotura de los elementos de hormigón pretensado.

- b) El alargamiento correspondiente del acero cuando se le somete a la tensión inicial de pretensado, o lo que es lo mismo, su módulo secante de elasticidad.
- c) El módulo tangente de elasticidad, con el fin de poder calcular las pérdidas de tensión experimentadas por el acero cuando se acorta a consecuencia de la deformación del hormigón que lo envuelve.
- d) Las pérdidas de tensión por relajación del acero.

En las Normas suele imponerse una limitación a la deformación experimentada por el acero cuando se le somete al esfuerzo inicial de pretensado, prescribiéndose un valor determinado para su límite elástico aparente. Con ello se intenta evitar que las pérdidas de tensión por la relajación del acero sean excesivas.

Como la resistencia en tracción de los diferentes tipos de acero existentes en el mercado inglés se han indicado ya anteriormente, se estima ahora conveniente exponer algunas consideraciones sobre otras propiedades de estos aceros.

*Alambres de acero duro estirado.*—En la figura 1 se reproduce el diagrama típico de la relación entre tensiones y deformaciones de una probeta de alambre de acero duro estirado, sin tratamiento posterior. Otros diagramas análogos para otros tipos de alambres ingleses, pueden verse en la publicación que se indica en la referencia bibliográfica (6). De la citada figura 1, se deduce que la proporcionalidad lineal entre tensiones y deformaciones se mantiene solamente hasta tensiones muy inferiores a las admisibles generalmente en Inglaterra como tensiones de trabajo. (Normalmente, el 70 % de la tensión de rotura). Por consiguiente, el módulo secante de elasticidad que debe tomarse para el cálculo del alargamiento del alambre es inferior al verdadero módulo de elasticidad del material y puede fijarse en los 17.300 kg/mm<sup>2</sup>. Como módulo tangente de elasticidad correspondiente al proceso de descarga, y que sirve para el cálculo de las pérdidas de tensión originadas por el acortamiento del hormigón que envuelve a las armaduras, puede adoptarse un valor algo superior—el de 19.100 kg/mm<sup>2</sup>—que es, aproximadamente, igual al módulo tangencial de elasticidad que presenta el alambre en el momento en que se somete al tesado inicial.

La ley de tensiones-deformaciones correspondiente a los alambres suministrados en rollos de gran diámetro que no necesitan enderezarse y han sido sometidos a alguna clase de tratamiento térmico a baja temperatura, es más lineal que la indicada en la figura 1.

Este hecho se refleja en los valores comparativos de los límites elásticos aparentes correspondientes al 0,1 y al 0,2 %; de los módulos secantes de elasticidad para tensiones comprendidas entre 0 y 110 kg/mm<sup>2</sup> y de los módulos tangenciales de elasticidad bajo carga inicial, todos los cuales se incluyen en la tabla núm. 5 para diferentes tipos de alambre de 5,1 mm de diámetro. Para facilitar el estudio comparativo, los límites elásticos aparentes se expresan también en tanto por ciento de la resistencia en tracción.

En la Building Research Station se han estudiado, experimentalmente, las variaciones que sufren algunas de estas características, dentro de un mismo rollo de alambre o en alambres procedentes de rollos distintos. Se tomaron 25 probetas procedentes de un cierto número de rollos de alambre, de 5,1 mm de diámetro, suministrados por diversos fabricantes. Sobre estas probetas se realizaron los ensayos necesarios para determinar la resistencia en tracción del acero y la relación entre tensiones y deformaciones, tomando como base de medida una longitud de 5,1 cm. Las deformaciones obtenidas, al hacer variar la tensión de 16 a 110 kg/mm<sup>2</sup>, y las resistencias en tracción, correspondientes a algunas de las probetas ensayadas, se indican resumidamente en la tabla núm. 6. Los resultados relativos a los alambres A y B demuestran que la dispersión de los valores de las deformaciones es prácticamente despreciable cuando se trata de probetas extraídas de un mismo rollo de alambre. Por el contrario, las probetas C, que proceden de tres rollos distintos, presentan mayores dispersiones aunque los tres rollos corresponden a una misma colada. Estas dispersiones pueden ser causa de apreciables errores cuando la valoración de las tensiones iniciales de pretensado introducidas se hace tomando como base exclusivamente los alargamientos experimentados por los alambres, y la determinación de los alargamientos adecuados se efectúa a partir de los resultados obtenidos en los ensayos a tracción realizados sólo sobre un número demasiado pequeño de probetas.

La B. S. 2691 exige, para la determinación del límite elástico aparente, realizar un ensayo por cada 50 rollos de alambre, procedentes de una misma colada, suministrados. Esto puede ser suficiente cuando lo único que se intenta comprobar es si la calidad del acero es aceptable; pero resultará totalmente inadecuado si lo que se quiere es obtener los datos necesarios para conocer el alargamiento que debe darse a los alambres con el fin de alcanzar el esfuerzo inicial de preten-

TABLA N.º 5

Características deducidas de los ensayos en tracción realizados con distintos tipos de alambre de acero duro estirado, de 0,2 pulgadas (5,1 mm) de diámetro, para pretensado.

Condiciones del alambre	Límite elástico aparente correspondiente a 0,1 %		Límite elástico aparente correspondiente al 0,2 %		Resistencia en tracción		Módulo secante de elasticidad (de 0 a 110 kg/mm <sup>2</sup> )		Módulo tangencial de elasticidad bajo carga inicial	
	t/pulgada <sup>2</sup> (kg/mm <sup>2</sup> ) (*)	( )	t/pulgada <sup>2</sup> (kg/mm <sup>2</sup> ) (*)	( )	t/pulgada <sup>2</sup> (kg/mm <sup>2</sup> )	( )	t/pulgada <sup>2</sup> (kg/mm <sup>2</sup> )	( )	t/pulgada <sup>2</sup> (kg/mm <sup>2</sup> )	( )
Suministrado en rollos de 76,2 cm de diámetro. Sin enderezamiento posterior.	82	(129)	96	(151)	114	180	11.500	18.100	12.500	19.700
	72		84							
Suministrado en rollos de 66 cm de diámetro. Sin enderezamiento posterior.	78	(123)	91	(143)	113	178	10.800	17.000	12.000	18.900
	69		80							
Idem.	79	(124)	90	(142)	110	173	11.400	18.000	12.400	19.500
	72		82							
Idem.	65	(102)	76	(120)	101	159	10.000	15.800	12.500	19.700
	64		75							
Alambre enderezado, suministrado en rollos de gran diámetro.	92	(145)	96	(151)	103	162	13.000	20.500	13.100	20.600
	89		93							
Idem.	99	(156)	103	(162)	110	173	13.000	20.500	13.100	20.600
	90		94							
Idem.	89	(140)	92	(145)	103	162	12.500	19.700	12.900	20.300
	86		89							

(\*) En las cifras inferiores se expresan los valores, en tanto por ciento de la resistencia en tracción.

sado requerido. Esta es la causa por la cual se recomienda siempre que, para determinar las tensiones de pretensado introducidas se mida tanto el alargamiento del alambre como el esfuerzo en el gato de tesado, y cuando las indicaciones así deducidas no concuerden se efectúen las comprobaciones necesarias (recurriendo incluso a la realización de nuevos ensayos de tracción) para aclarar la causa del error.

TABLA N.º 6

Valores y dispersión de las deformaciones bajo carga y de la resistencia en tracción, de diferentes alambres de 0,2 pulgadas (5,1 mm) de diámetro.

DESIGNACION DE LA PROBETA DE ALAMBRE	A (*)	B (*)	C (*)			L (**)	
			Rollo n.º 1	Rollo n.º 2	Rollo n.º 3		
Deformación media obtenida al hacer variar la tensión de 10 a 70 t/pulg <sup>2</sup> (de 16 a 110 kg/mm <sup>2</sup> ) × 10 <sup>-5</sup> .	538	567	597	587	625	500	
Dispersión media de las deformaciones × 10 <sup>-5</sup> .	4,8	6,7	19,7	19,9	23,4	10,7	
Resistencia media en tracción	t/pulg <sup>2</sup>	113,1	113,6	105,3	106,6	100,1	102,9
	kg/mm <sup>2</sup>	178	179	166	167	158	162
Dispersión media de la resistencia en tracción	t/pulg <sup>2</sup>	0,9	0,6	1,5	1,1	1,1	0,7
	kg/mm <sup>2</sup>	0,9	0,9	2,5	1,7	1,7	1,1

(\*) Estas probetas corresponden a alambres suministrados en rollos de pequeño diámetro y no sometidos a enderezamiento posterior.

(\*\*) Estas probetas corresponden a alambres que han sido enderezados y suministrados en rollos de gran diámetro.



En la citada B. S. 2691 se exige también para determinar la resistencia en tracción de los alambres, que se realice un ensayo por cada 10 rollos, procedentes de una misma colada, suministrados. Las indicaciones de la tabla núm. 6 sobre las dispersiones correspondientes a los valores de la resistencia en tracción, permiten asegurar que el número de ensayos antes citado resulta suficiente desde cualquier punto de vista.

En la figura 1 se representan las deformaciones que experimenta el alambre de acero duro estirado cuando se le somete a las tensiones normalmente admisibles en la práctica. Bajo tensiones más elevadas, las diferencias entre la magnitud de las deformaciones sufridas por diferentes alambres sometidos a tensiones iguales aumentan sensiblemente. En general, puede afirmarse que la desproporcionalidad entre tensiones y deformaciones aumenta a medida que el esfuerzo aplicado se aproxima a la carga de rotura.

Las Normas británicas no fijan ningún valor para el alargamiento mínimo de los aceros en rotura, exigiendo únicamente la realización del ensayo de plegado para comprobar que los alambres poseen la necesaria ductilidad. No obstante, puede decirse que, en general, los aceros ingleses para pretensado presentan un alargamiento que varía entre el 2 y el 8 %, estando comprendidos la mayor parte de los resultados entre el 4 y el 6 % (Estos alargamientos se miden sobre una base de longitud igual a diez veces el diámetro del alambre). En realidad, esta característica no ofrece gran interés cuando, como es normal en la actualidad, el cálculo de las piezas de hormigón pretensado se hace en rotura. Para estos cálculos es más adecuada la prescripción de que el alambre debe ser capaz de soportar un alargamiento del 2 %, aproximadamente, bajo tensión.

De los resultados de las medidas efectuadas, tanto en obra como en laboratorio, para determinar las deformaciones del hormigón en los elementos pretensados, se deduce que la deformación experimentada por los alambres cuando se les tesa se reduce después, considerablemente, como consecuencia de los fenómenos de retracción y fluencia que se producen en el hormigón y que la influencia de los posteriores alargamientos bajo carga que podrían compensar los acortamientos originados por dichos fenómenos es relativamente muy pequeña. Por esta causa, si la deformación del alambre durante su tesado es pequeña, se produce, a lo largo del tiempo, una importante pérdida de tensión.

Resulta muy útil y conveniente, por lo tanto, realizar los oportunos ensayos de laboratorio para estudiar la relajación de tensiones experimentada por los aceros mantenidos a longitud constante. En la figura 2(a) se representan los resultados obtenidos en algunos ensayos de relajación efectuados a lo largo de un período de cuatro años con alambres de acero duro estirado normales, y otros sometidos, después de su fabricación a enderezamiento y tratamiento térmico a baja temperatura. Como puede observarse, la diferencia entre los resultados correspondientes a cada uno de los dos tipos de alambre estudiados es mayor en los ensayos de corta duración que en los desarrollados a lo largo de un período de cuatro años. Por ello, no es aconsejable extrapolar los resultados obtenidos en los ensayos a breve plazo, para deducir el valor de la relajación de tensiones a lo largo de un período de varios años. Sin embargo, parece que un ensayo breve, realizado bajo una tensión inicial elevada, puede dar una indicación muy aproximada sobre la relajación de tensiones, que se producirá, en un largo período de tiempo, bajo una tensión inicial menor. Así, por ejemplo, en la figura 2 (a) se observa que la relajación en diez semanas con una tensión inicial igual al 70 % de la de rotura es, aproximadamente, igual a la correspondiente a un período de cuatro años con una tensión inicial del 60 % dentro de un mismo tipo de alambre. Este procedimiento puede, por tanto, resultar recomendable para la determinación de las pérdidas de tensión experimentadas por las armaduras de pretensado a consecuencia del acortamiento del hormigón, pérdidas que, en general, suelen ser superiores al 10 % de la tensión de rotura del acero. Hasta ahora, normalmente, los ensayos de relajación suelen efectuarse sometiendo el alambre a una tensión igual a la adoptada como tensión inicial de pretensado y manteniéndolo así durante un plazo, arbitrariamente fijado, de diez semanas.

En las figuras 2 (b) y 2 (c) se representan los resultados obtenidos en diversos ensayos de relajación efectuados en la Building Research Station. Las observaciones se realizaron durante un período de diez semanas, iniciándose un minuto después de la puesta en carga de los alambres. El período inicial de espera de un minuto se fijó, arbitrariamente, como representación del tiempo que, en la práctica, se invierte en las operaciones de anclaje de las armaduras. Como puede observarse en las figuras citadas, los valores obtenidos varían entre 1,6 y 13 kg/mm<sup>2</sup>, estando la mayoría de ellos comprendidos entre los 6 y 9 kg/mm<sup>2</sup>, cuando la tensión inicial es el 70 % de la de rotura. Estos resultados concuerdan satisfactoriamente con los obtenidos en los trabajos experimentales realizados por Clarke y Walley (7), Bannister (8) y Gifford (9), y quedan dentro de los límites prescritos en las Normas británicas para los aceros de pretensado. Los alambres sin tratamiento posterior presentan una mayor relajación de tensiones que los que han sido sometidos a un tratamiento térmico a baja temperatura y, en general, las pérdidas de tensión son tanto mayores cuanto más grueso es el alambre.

Los resultados de la figura 2 (b) demuestran también que, mediante un adecuado tratamiento, puede llegar a conseguirse que los valores de la relajación de tensiones sean casi despreciables. Uno de los métodos recomendados para reducir la relajación, consiste en someter inicialmente los alambres, durante uno o dos minutos, a una sobretensión superior en un 5 ó 10 % a la necesaria. Los resultados obtenidos con este procedimiento aparecen claramente manifestados en la tabla núm. 7, que a continuación se incluye, en la que se resumen los valores deducidos de los ensayos efectuados en la Building Research Station sobre alambre de 2,6 mm de diámetro (12 s. W. g.), sin tratamiento posterior, sometidos inicialmente a una tensión equivalente al 70 % de la de rotura.

Según Gifford (9), en el caso de alambres que han sido enderezados y sometidos posteriormente al correspondiente tratamiento térmico a baja temperatura, apenas tiene influencia, en la magnitud de la relajación, la sobretensión inicial. Ello se justifica teniendo en cuenta que en estos alambres la deformación plástica que se origina a consecuencia de la sobretensión inicial es pequeña, en comparación con la que experimentan los aceros que no han sufrido posterior tratamiento térmico.

Desde el punto de vista de la resistencia al fuego y del empleo del hormigón pretensado en estructuras que hayan de estar sometidas a temperaturas superiores a los 100° C, resulta interesante conocer la deformación y resistencia, a elevadas temperaturas, de los alambres de acero duro estirado.

De los ensayos de resistencia al fuego realizados sobre una serie de vigas de hormigón pretensado por el Laboratorio Nacional de Física, de Inglaterra, se deduce que el pretensado de los alambres desaparece casi por completo cuando se les calienta a temperaturas superiores a los

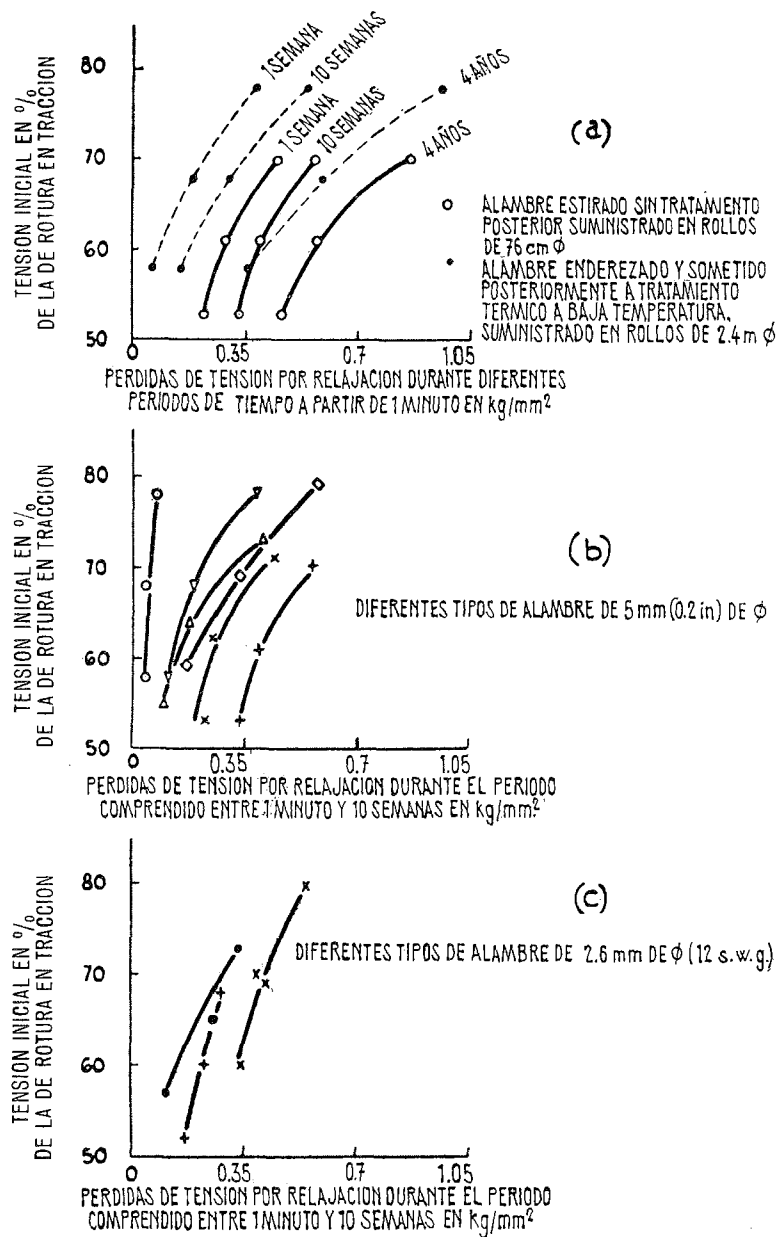


Fig. 2.—Pérdidas de tensión, por relajación, de algunos tipos de alambre de pretensado, de acero duro estirado.

TABLA N.º 7

Relajación de tensiones en alambres de 2,6 mm de diámetro (12 s.W.g.) sometidos a la tensión inicial de 130 kg/mm<sup>2</sup>, equivalente al 70 % de la de rotura.

CONDICIONES	Relajación de tensiones desde 1 minuto hasta 10 semanas	
	t/pulgada <sup>2</sup>	kg/mm <sup>2</sup>
Sin sobretensión.	5,5	8,6
Con una sobretensión del 5 % durante 1 minuto.	4,7	7,4
Con una sobretensión del 10 % durante 1 minuto.	3,8	6,0

200° C y que su resistencia disminuye en un 50 %, aproximadamente, cuando la temperatura alcanza los 400° C. Existe poca información sobre los efectos de las temperaturas inferiores a los 150° C, pero, según parece, la relajación de tensiones aumenta considerablemente a medida que se eleva la temperatura y es muy superior a 100° C que a 20° C.

Nichols (10) ha demostrado que a temperaturas muy bajas, inferiores a los -- 60° C, aumenta la resistencia en tracción, el límite elástico aparente y la resistencia a fatiga de los alambres de acero duro estirado. Por el contrario, su ductilidad y su resistencia al impacto disminuyen ligeramente. No obstante, de un modo general puede afirmarse que, desde el punto de vista de la aplicación de estos aceros al hormigón pretensado, la influencia de las bajas temperaturas puede considerarse despreciable.

En una viga de hormigón pretensado sometida a cargas repetidas cuya magnitud no exceda de los límites fijados a las cargas de trabajo admisibles, las tensiones en la armadura varían entre un valor mínimo, correspondiente al peso propio de la viga y el valor máximo a que dan lugar las sobrecargas. Mientras el hormigón no se fisura, como suele ocurrir bajo las condiciones normales de trabajo, la variación de las tensiones en el acero suele ser pequeña. Hasta el momento son muy escasos los datos que sobre la resistencia a la fatiga de los alambres ingleses de acero duro estirado, han sido directamente obtenidos en ensayos realizados sobre alambres aislados. Sin embargo, en la Building Research Station se ha estudiado experimentalmente (6) el comportamiento, bajo cargas estáticas y repetidas, de una serie de vigas de hormigón pretensado, del tipo indicado en la figura 3, armadas con distintas clases de alambres de acero duro estirado. De este trabajo se pueden obtener importantes conclusiones sobre la resistencia a la fatiga de los alambres sometidos a un millón de ciclos de carga. Se utilizaron alambres lisos, limpios y oxidados, alambres corrugados y alambres ondulados. De los resultados obtenidos se deduce que los alambres lisos limpios son capaces de soportar una amplitud de oscilación de las cargas repetidas, considerablemente superior que la que resisten los alambres corrugados u ondulados. Los alambres lisos, con una oxidación suficiente para mejorar su adherencia, pero que no llegue a picar su superficie, poseen una resistencia a la fatiga ligeramente inferior que los alambres sin oxidación. En todos los casos, la amplitud de las cargas repetidas que resulta admisible es suficiente para garantizar:

- 1.° Que la rotura será precedida por una fuerte deformación y fisuración; y,
- 2.° Que el margen de seguridad, frente a la rotura por fatiga, para las tensiones normalmente admisible es el adecuado.

En la figura 4 se representan los resultados obtenidos en una serie de ensayos sobre vigas pretensadas armadas con alambres corrugados. En ella se indican también las tensiones máximas que, según se deduce del cálculo, soportan los alambres. La resistencia máxima de estas vigas bajo carga estática y, por consiguiente, la de sus armaduras, no disminuye cuando previamente se las somete a la acción de cargas repetidas, ni aun en el caso de que la magnitud de éstas alcance un valor próximo al necesario para que se produzca la rotura por fatiga del acero. Este tipo de ensayos no proporciona datos concretos sobre la verdadera resistencia a la fatiga de los aceros aislados, pero es muy útil para conocer su comportamiento real cuando se utilizan como armaduras de los elementos de hormigón pretensado.

Para estudiar las ventajas del empleo de los alambres corrugados u ondulados se realizaron una serie de ensayos secundarios sobre piezas sometidas, tanto a cargas estáticas como a cargas repetidas. De ellos se deduce que el corrugado u ondulado de los alambres tiene pequeña influencia sobre el comportamiento del acero, en el caso de que se utilicen hormigones de elevada resistencia. Sin embargo, se admite que cuando la resistencia del hormigón es relativamente pequeña, la adherencia aumenta, de un modo apreciable, sobre todo si se trata de alambres ondulados. También parece deducirse que el empleo de alambres ondulados o corrugados proporciona una mayor uniformidad en la adherencia cuando se trata de elementos prefabricados con armaduras pretesas.

La corrosión de los alambres de acero duro estirado y de las armaduras de pretensado en general, es un problema de la mayor importancia. En la actualidad hay varios centros de investigación dedicados a su estudio, en especial en lo relativo a la influencia del empleo del cloruro cálcico, como adición del hormigón. Las características especiales de los alambres de acero duro estirado, su pequeño diámetro, y la influencia de las tensiones permanentes de tracción a que se encuentran sometidos, hacen que estas armaduras de pretensado sean mucho más susceptibles de corrosión que los redondos de acero dulce normalmente utilizados como armaduras ordinarias del hormigón.



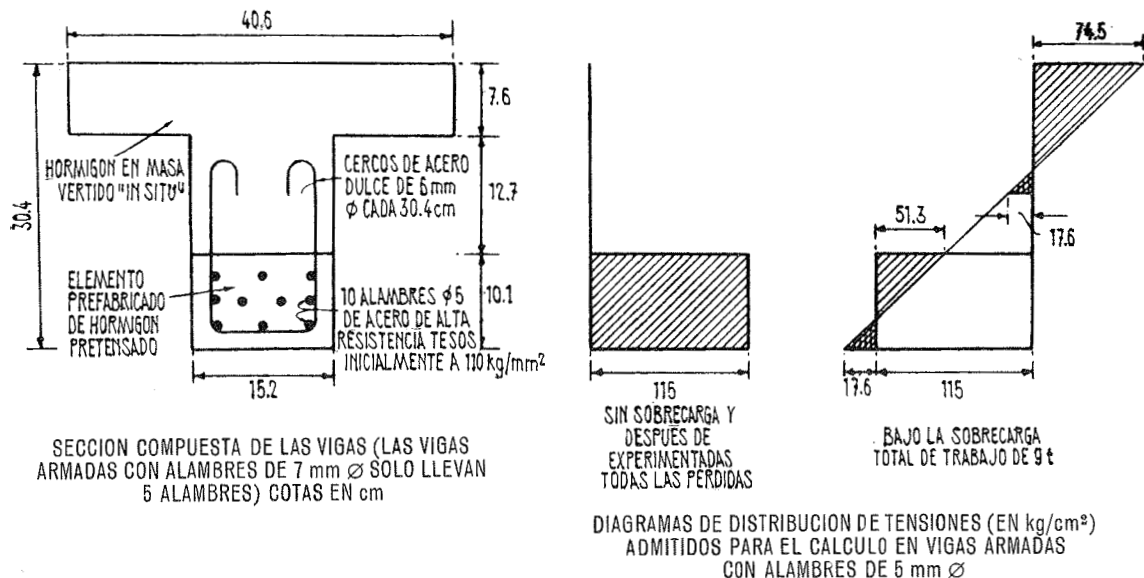


Fig. 3.—Vigas de hormigón pretensado para los ensayos de fatiga.

De la observación de varios casos de fallos de estructuras de hormigón pretensado, construídas en Inglaterra, se deduce que la rotura puede siempre atribuirse a un defecto o superposición de defectos en la ejecución de la obra, en la calidad de los materiales o en el proyecto de la estructura, y que el hundimiento no se habría producido si en todo momento se hubiesen cumplido las normas que rigen la buena práctica constructiva. El empleo del cloruro cálcico plantea diversos problemas que todavía no han sido totalmente resueltos, por lo que, antes de aceptar su em-

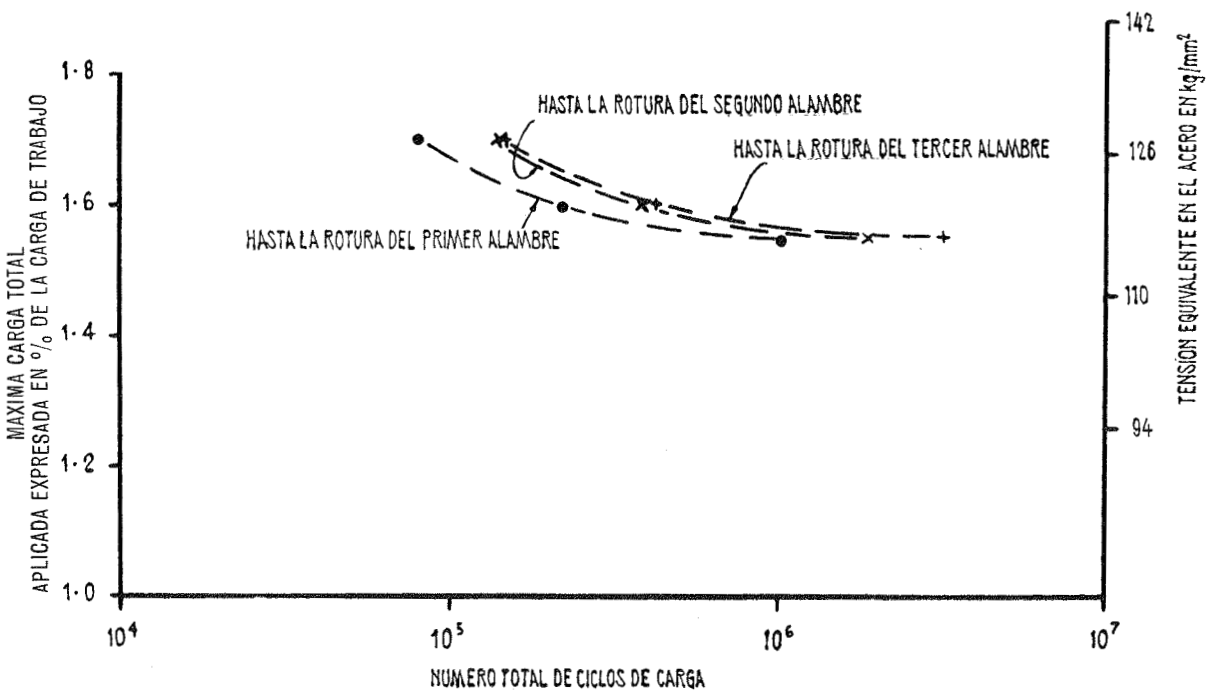


Fig. 4.—Endurancia para las sucesivas roturas de alambres.

pleo, deberá ponerse especial cuidado y vigilar atentamente el cumplimiento de las precauciones que deben adoptarse. En todo caso, se usará siempre en una proporción que no exceda del 2 % del peso del cemento.

Los resultados obtenidos en los ensayos acelerados, que algunas veces se efectúan con el fin de estudiar la resistencia a la corrosión de las probetas de alambre y en los cuales dichas probetas se mantienen en condiciones totalmente diferentes a las que existen en el hormigón, deberán aceptarse únicamente con muchas reservas. Parece demostrado que si las condiciones ambientales y las tensiones del acero son suficientemente adversas, la corrosión superficial o la corrosión bajo tensión son inevitables.

*Cables.*—En Inglaterra, el empleo de cables como armaduras del hormigón pretensado se ha iniciado en fecha relativamente reciente, y, por lo tanto, todavía se tiene poca experiencia sobre su comportamiento. Cuando los cables están constituidos por alambres de acero duro estirado, muchas de sus características son análogas a las de los alambres individuales, pero, de todas maneras el proceso de fabricación de los cables influye, en mayor o menor grado, en alguna de estas características, como, por ejemplo: en el módulo de elasticidad. Siempre es posible obtener cables cuyo módulo de elasticidad sea inferior al de los alambres individuales que los constituyen y, de esta forma, reducir en cierta proporción las pérdidas ocasionadas en el esfuerzo de pretensado por el acortamiento del hormigón. El valor del módulo secante, que puede llegar a ser análogo al módulo tangencial de elasticidad, para cargas variables entre el cero y el 70 % de la de rotura, oscila generalmente entre 15.800 y 21.000 kg/mm<sup>2</sup>.

De los pocos datos hasta el momento disponibles parece deducirse, que en los cables las pérdidas de tensión por relajación del acero suelen ser algo diferentes de las correspondientes a los alambres que los constituyen y que su resistencia a la fatiga puede ser un poco menor que la de los alambres ondulados.

*Barras de acero de alta resistencia.*—La mayor parte de los problemas generales que plantea el empleo de los aceros como armaduras de los elementos de hormigón pretensado han sido estudiados y resueltos considerando, únicamente, los alambres de acero duro estirado. En el caso de las barras de acero de alta resistencia, sin embargo, de características peculiares bastante diferentes, existen algunos aspectos que requieren un estudio particular.

Los aceros conocidos en el mercado como "barras Macalloy" son también aceros trabajados en frío, que, al igual que los alambres de acero duro estirado, no presentan un límite de fluencia definido. Por el contrario, su relación entre tensiones y deformaciones se va apartando gradualmente de la proporcionalidad lineal. Las características típicas de estos aceros, deducidas de los ensayos en tracción, son las que se indican, de un modo resumido, en la siguiente tabla núm. 8.

TABLA N.º 8

Características de las barras de acero de alta resistencia, de 28,6 mm de diámetro (1 1/8 pulgadas), deducidas mediante ensayos en tracción.

	t/pulg <sup>2</sup>	kg/mm <sup>2</sup>	%
Límite elástico aparente correspondiente al 0,1 %.	57	90	
Límite elástico aparente correspondiente al 0,2 %.	59	93	
Resistencia en tracción.	67	103	
Reducción de sección.			30
Alargamiento medido sobre una base de 25,4 cm.			10
Módulo secante de elasticidad para una variación de tensiones de 3 a 66 kg/mm <sup>2</sup> (de 2 a 42 t/pulg <sup>2</sup> ).	10.900	17.200	
Módulo tangencial de elasticidad para carga inicial (aproximado).	12.500	13.700	

De un gran número de ensayos realizados con estas barras se deduce que su límite elástico aparente correspondiente al 0,2 % coincide, prácticamente, con la tensión que da lugar a un alargamiento del 0,7 %.

El procedimiento de limitar las tensiones fijando un valor máximo a los alargamientos, conduce a una simplificación de los métodos de ensayo. Por ello, sin duda, su aplicación se extiende cada vez más.

De las observaciones efectuadas sobre diversas barras, correspondientes a las partidas recibidas para la construcción de una determinada estructura, se deduce que las diferencias entre los alargamientos experimentados por las distintas barras en el momento de su tesado no suele ser superior a un 2 %.

En un ensayo de fluencia realizado sobre una barra de 22,2 mm de diámetro (7/8 de pulgada) sometida a una tensión constante de 66 kg/mm<sup>2</sup> durante un período de 360 horas se midió una deformación de  $15 \times 10^{-5}$ , de la cual el 95 % se produjo durante las primeras 60 horas. Las condiciones de este ensayo son más severas que aquellas en las cuales se encuentra la armadura de una pieza de hormigón pretensado. En general, se considera razonable admitir que, en la práctica, la relajación de tensiones no es probable que exceda de los 3 kg/mm<sup>2</sup>.

En el ensayo de relajación de una barra de 2,5 cm (1 pulgada) de diámetro, mantenida durante un período de 1.000 horas a la temperatura de 100° C, y sometida a una tensión inicial de 55 kg/mm<sup>2</sup>, se midió una pérdida total de tensión de 2,4 kg/mm<sup>2</sup>. A las 200 horas se había ya producido el 89 % de dicha pérdida.

Todavía no existe suficiente información sobre la resistencia al fuego de las piezas de hormigón pretensado armadas con este tipo de barras; pero como el aumento de resistencia en tracción originado por el trabajado en frío, es proporcionalmente, menor que el que se produce durante la fabricación del alambre de acero duro estirado, es de esperar que dichas barras resistan, mejor que los alambres, los efectos de las elevadas temperaturas.

Los ensayos realizados sobre pequeñas probetas de acero de esta clase demuestran que los límites de variación de tensiones, en los ensayos directos de fatiga, pueden fijarse en  $\pm 24$  kg/mm<sup>2</sup>, con una tensión media de 55 kg/mm<sup>2</sup>, lo cual es más que suficiente para satisfacer las exigencias de las estructuras pretensadas. Debe hacerse notar, sin embargo, que estos resultados se obtuvieron sobre probetas especialmente preparadas, en las cuales, por consiguiente, no se tuvieron en cuenta ni las condiciones superficiales de las barras largas ni la influencia del roscado de sus extremos. Pero estos aspectos han sido parcialmente estudiados en los ensayos sobre vigas de hormigón pretensado a que hace referencia un trabajo de Eastwood y Rao (11). Las vigas, iban armadas con barras introducidas en conductos adecuadamente dispuestos en la sección de hormigón, de los cuales unos se inyectaron posteriormente y otros se dejaron sin inyectar. Se sometieron a tensiones variables entre límites mucho más amplios que los normalmente ensayados, y al cabo de los 10 millones de ciclos no se observó daño alguno, ni la menor pérdida de resistencia en los posteriores ensayos estáticos. Desgraciadamente, en estos ensayos no se midieron las variaciones de tensión en el acero bajo la acción de las cargas repetidas.

En algunas ocasiones se han registrado roturas en los extremos roscados de las barras, durante la operación de tesado, siendo más frecuentes en tiempo frío.

Unas veces la rotura se produjo por estar mal alineadas las placas de anclaje; otras, por un defectuoso aterrajado de las tuercas, etc. De todas formas, en general, se recomienda que el tesado de las barras no se realice cuando la temperatura sea inferior a la mínima admisible para el hormigonado sin precauciones especiales.

La resistencia a la corrosión de estas barras de acero de alta resistencia, parece ser superior a la de los alambres de acero duro estirado.

### **la aceptación de nuevos tipos de acero para las armaduras de pretensado**

La abundante bibliografía existente sobre los tipos de acero que actualmente se vienen empleando en las armaduras de las estructuras y piezas de hormigón pretensado puede servir de indicación sobre la amplitud de la información que se requiere para conseguir que un nuevo tipo de armadura sea plenamente aceptado por los técnicos.

En primer lugar, es necesario conocer, con toda garantía, los datos exactos sobre su resistencia en tracción, límite elástico aparente, carga de rotura y ductilidad. En Inglaterra la determinación de estas características debe realizarse de acuerdo con los métodos de ensayos prescritos en la Norma B. S. 18: 1956: "Ensayos en tracción de los metales" (12). También resulta esencial conocer el valor de las pérdidas de tensión por relajación. Para ello se utiliza una técnica de ensayo que se encuentra asimismo perfectamente definida, si bien, en la actualidad, se tiende a su sim-

plificación y unificación en unas normas internacionales específicas para los aceros de pretensado. Sin embargo, la interpretación de los resultados de los ensayos de relajación de los alambres de acero duro estirado, como ya se ha indicado anteriormente, requiere un estudio especial. Otras propiedades que, en determinadas circunstancias, puede ser necesario conocer, tales como la fragilidad a baja temperatura o los valores de la relajación a temperaturas elevadas, pueden investigarse de acuerdo con las técnicas de ensayo establecidas para el estudio de los aceros en general. No obstante, en algunos casos, puede ser necesario conocer con exactitud ciertos datos relacionados directamente con el comportamiento del acero en el hormigón. Parece entonces aconsejable determinar dichas características mediante ensayos realizados sobre elementos de hormigón pretensado armados con el tipo especial de acero en estudio, recurriendo, si es preciso, a ensayos comparativos sobre piezas pretensadas con otros tipos de acero ya conocidos y aceptados. Este procedimiento ha sido utilizado en Inglaterra por Ross (13), cuando se empezaron a emplear las barras de acero de alta resistencia, y en los estudios sobre resistencia al fuego, resistencia al impacto y resistencia a la fatiga. Otro ejemplo es el método de ensayo descrito en el apéndice I, mediante el cual se ha estudiado el comportamiento de los alambres bajo cargas estáticas y repetidas.

En la reglamentación de las normas que deben adoptarse para la aceptación de un nuevo tipo de acero de pretensado, parece lógico incluir solamente unas indicaciones generales que puedan servir de guía, sin descender nunca a innecesarios detalles técnicos que podrían coartar futuros perfeccionamientos.

En la actualidad, todos los estudios relacionados con las características exigibles a los aceros de pretensado tropiezan con el obstáculo que representa la falta de información sobre el comportamiento frente a la corrosión de los diferentes tipos de armaduras de pretensado existentes cuando, embebidas en el hormigón de la pieza, se someten a la acción de atmósferas de distinto grado de agresividad.

### **ensayos de recepción de los aceros para armaduras de pretensado**

Como ya se ha indicado, hasta ahora en Inglaterra sólo existen unas Normas para aceros de pretensado y en ellas se regula, principalmente, el diámetro y la resistencia en tracción de los alambres lisos de acero duro estirado. Por el momento no se ha considerado aconsejable incluir ninguna prescripción relativa a los alambres corrugados y cables, por estimarse que aún no están suficientemente experimentadas sus especiales características, y que, por tratarse de un material nuevo, todavía en constante evolución, no es conveniente fijar para ellos por ahora, unos valores que, lógicamente, en un futuro más o menos próximo, pueden verse superados. Sin embargo, unas normas redactadas en términos generales y en las cuales se defniesen solamente los diámetros y resistencias de estos aceros, permitirían a los proyectistas de dispositivos de pretensado normalizar su fabricación, al menos en lo que respecta a dimensiones y capacidad de carga. Por consiguiente, sería muy conveniente poder disponer de unas primeras normas, para estos tipos de armaduras, tan pronto como se llegue a un acuerdo sobre sus diámetros y resistencias correspondientes. Por lo que se refiere a las barras, hasta ahora, todas las que existen en el mercado son de la misma procedencia, por lo que resulta superfluo establecer unas normas para las mismas.

Existen algunas cuestiones de detalle en relación con las cuales parece que podría mejorarse la actual Norma B. S. 2691: 55. Así, por ejemplo, la inclusión de un ensayo de torsión, complementario del de plegado, parece que habría de servir mejor para comprobar la ausencia de defectos en los alambres estirados. En otras Normas británicas aparece incluso este ensayo; consiste en sujetar un trozo de alambre mediante dos tornillos, generalmente situados entre sí a una distancia de unos 100 diámetros, y girar uno de estos tornillos hasta que se rompa el alambre. En la Norma B. S. 2763: 1956 (14), relativa a los alambres de acero para cables, de resistencias comprendidas entre los 150 y 220 kg/mm<sup>2</sup>, se prescribe que el número de giros que el alambre debe soportar, sin romperse, varía de 20 a 31.

También sería más conveniente, que al tratar del ensayo para la determinación del límite elástico aparente se prescribiese el alargamiento máximo que pueden alcanzar los alambres cuando se les somete a una tensión creciente, desde un valor casi nulo, hasta alcanzar la tensión inicial de pretensado adecuada. O, por lo menos, si el ensayo se mantiene en la forma actual, convendría que el límite elástico determinado fuese, no el correspondiente al 0,1 %, sino el relativo al 0,2 %, el cual es el que en la mayor parte de los países se fija.

Por último, en las citadas Normas se debería limitar el valor de las pérdidas de tensión por relajación que pueden alcanzar los alambres cuando se les somete, durante diez semanas o, al

menos, 1.000 horas, a una tensión equivalente al 70 % de su resistencia en tracción. Esto serviría de garantía para el proyectista y, por otra parte, parece que con los datos experimentales ya reunidos sobre el comportamiento de los alambres de acero duro estirado, hay información suficiente para poder establecer dicha limitación y agregarla a la B. S. 2691: 1955.

## **bibliografía**

- (1) B. S. 2691, Part 1, 1955.—British Standard Specification for Steel for Prestressed Concrete: Part 1: Plain hard-drawn steel wire: British Standards Institution, 1955.
- (2) B. S. 970, 1955.—British Standard Specification for Wrought Steels: British Standards Institution, 1955.
- (3) First Report on Prestressed Concrete: Institution of Structural Engineers, 1951.
- (4) The Structural Use of Prestressed Concrete in Buildings: Draft Code of Practice: British Standards Institution issued for comment, 1957.
- (5) The Design and Construction of Reinforced Concrete Structures for the Storage of Liquids: Draft Code of Practice: British Standards Institution, issued for comment, 1957.
- (6) The relative merits of plain and deformed wires in prestressed concrete beams under static and dynamic loading: S. C. C. Bate: Awaiting publication.
- (7) Creep of high-tensile steel wire: N. W. B. Clarke and F. Walley: Proc. Inst. C. E., 1953, 2 (2), 136-54 and 359-65.
- (8) Cold drawn prestressing wire: J. L. Bannister: Structural Engineer, 1953, 31 (8), 203-18.
- (9) Creep test on prestressing steel: F. W. Gifford: Magazine of Concrete Research, 1953 (15), 71-4.
- (10) The mechanical properties of carbon steel wire at low temperatures: R. W. Nichols: Iron and Steel Inst. J., 1956, 182 (4), 337-54.
- (11) Fatigue tests on Lee-McCall prestressed concrete beams: W. Eastwood and R. M. Rao: Civ. Eng. and P. W. Rev., 1957, 52 (613), 786-7.
- (12) B. S. 18, 1956.—British Standard for Tensile Testing of Metals: British Standards Institution, 1956.
- (13) Tests of prestressed concrete beams with alloy steel bars: A. D. Ross: Magazine of Concrete Research, 1951 (7), 9-18.
- (14) B. S. 2763, 1956.—British Standard Specification for Steel Wire for Ropes: British Standards Institution, 1956.

## **apéndice I**

### **Ensayos sobre alambres en vigas de hormigón pretensado**

En la Building Research Station se han realizado ensayos sobre vigas de hormigón pretensado, de sección análoga a la indicada en la figura 3, con el fin de estudiar comparativamente el comportamiento de los alambres lisos y corrugados utilizados como armaduras de pretensado. Se adoptó una sección en T, compuesta, para poder situar la armadura de pretensado cerca del borde inferior de la viga, y que, bajo carga, y debido a la influencia de las alas de la sección, el baricentro de las tensiones de compresión en el hormigón, en el momento de la rotura, quedara muy próximo al borde superior de la pieza. De esta forma, los posibles errores en la valoración del brazo del par de la sección utilizado para calcular la tensión en el acero, resultan casi despreciables. Estas vigas tenían una longitud total de 3,70 m y se ensayaron cargándolas en los puntos cuartos de su luz libre (3 m). Con estos ensayos se han podido obtener datos sobre las condiciones de adherencia, bajo carga estática, en las proximidades de la rotura y sobre la resistencia a la fatiga de los aceros.

Este procedimiento tiene la ventaja de que se pueden ensayar alambres de gran longitud y bajo las mismas condiciones, en que han de trabajar en la realidad. Por el contrario, poseen el inconveniente de que los resultados obtenidos adolecen de falta de precisión.



## **el problema de la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado**

(Tomado del artículo de M. Heuzé publicado en el número de diciembre de 1959 de la revista «Travaux».)

### **1. Identificación de la corrosión bajo tensión (corrosión fisurante)**

En la actualidad está ya perfectamente determinado el tipo de estructuras en las que se produce, preferentemente, la corrosión bajo tensión; son aquellas estructuras en las cuales, el recubrimiento que aísla a las armaduras de pretensado del exterior está constituido por un hormigón aportado con posterioridad a cuando se hormigonó el resto de la sección. En muy raras ocasiones se presenta la corrosión fisurante en aceros embebidos en un hormigón isótropo, como, por ejemplo, el de las vigas.

De un modo accidental se han registrado también algunas corrosiones de este tipo en cables no embebidos en hormigón, tales como los cables de maniobra de las puertas de esclusas situadas en atmósferas marinas.

El aspecto de las secciones de rotura es muy característico. Mientras que en el caso de corrosiones de naturaleza electroquímica la rotura se produce en "punta de lápiz", en las roturas originadas por la corrosión bajo tensión se observa una fractura plana, perpendicular al eje del alambre, que presenta generalmente, sobre la periferia, una lúnula de color rojizo, punto de partida de la fisuración. Nunca se produce estricción en las proximidades de la sección de rotura.

Los puntos en que se produce la corrosión superficial preludio de la rotura son, en general, independientes unos de otros. Por otra parte, existe una correlación entre las fisuras del hormigón y los puntos en que se inicia la corrosión.

La lúnula o cráter superficial de donde parte la fisuración del alambre, fisuración generalmente simétrica, se forma lentamente. Por el contrario, la fisura que de dicho cráter nace, progresa rápidamente en unos cuantos días.

Después de un detenido estudio de las diversas circunstancias que caracterizan este tipo de corrosión parece aconsejable proponer la siguiente definición.

"Se llama corrosión bajo tensión (o corrosión fisurante), a la rotura de un material metálico bajo la acción simultánea de un agente corrosivo y de una tensión estática, con o sin formación aparente de un producto de corrosión."

### **2. Proceso de la fisuración**

Por regla general, la tensión no tiene una influencia directa sobre la corrosión. Interviene únicamente para iniciar la rotura, una vez que se ha producido una corrosión cuyo origen es electroquímico. La deformación plástica del metal aumenta su potencial eléctrico. El estirado del acero, siempre desigual, lo hace heterogéneo desde el punto de vista electroquímico. Cuando el medio que lo rodea tiene las propiedades de un electrolito, la superficie del metal se presenta entonces dividida en una serie de zonas anódicas y de zonas catódicas, cuyas dimensiones son muy pequeñas.

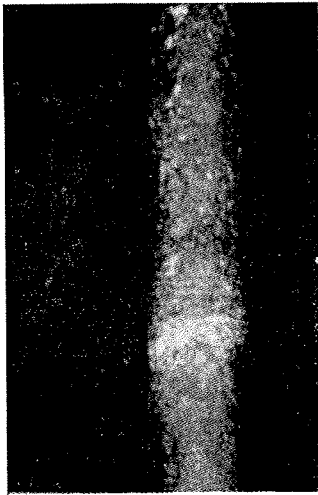


Fig. 1.—Rotura con extricción incompatible con la corrosión bajo tensión.

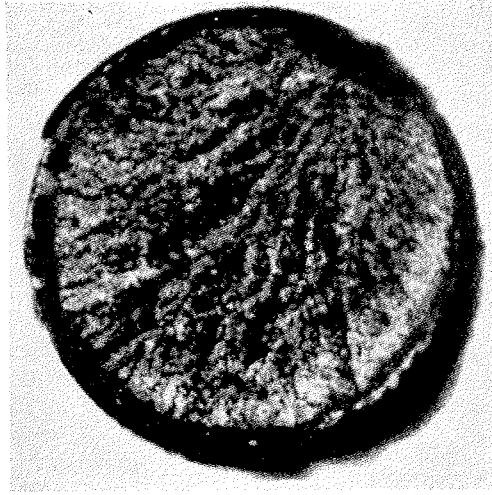


Fig. 2.

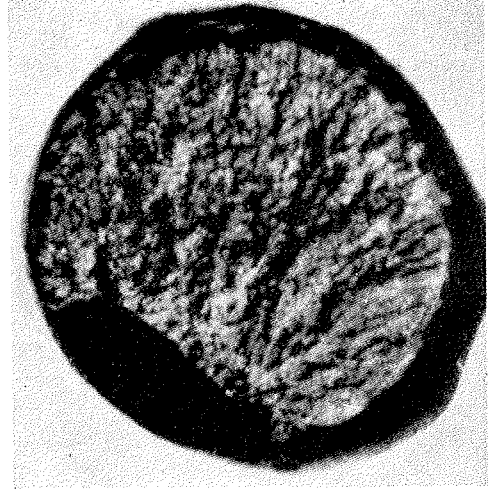


Fig. 3.

Figs. 2 y 3.—Secciones de alambres en las que puede apreciarse la rotura con lúnula

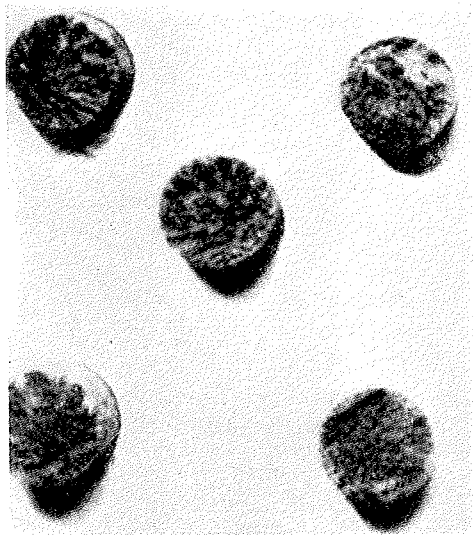
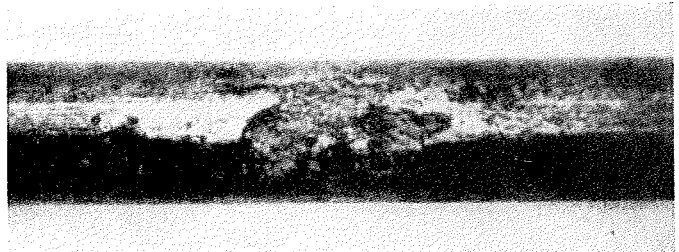


Fig. 4. — Secciones de rotura de alambres, sin lúnula visible.



→

Figs. 5 y 6.—Corrosiones superficiales que no han degenerado en corrosiones fisurantes.

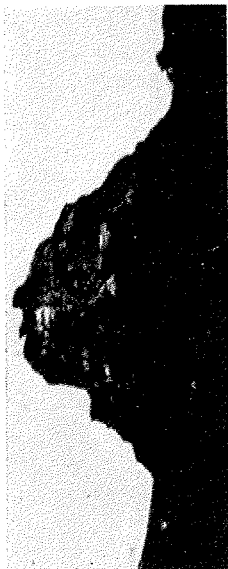
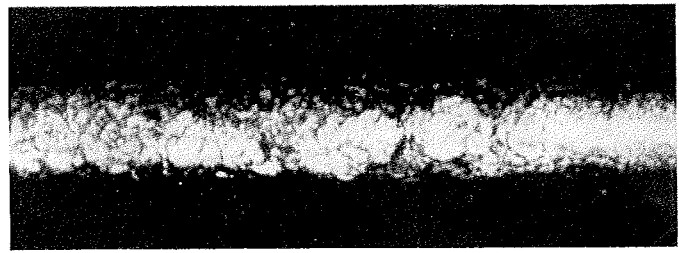


Fig. 7.—Picado superficial, indicio de que se ha iniciado la corrosión



Fig. 8.—Grieta de trellado



Fig. 9.—Progresión de las fisuras partiendo de los cráteres superficiales.

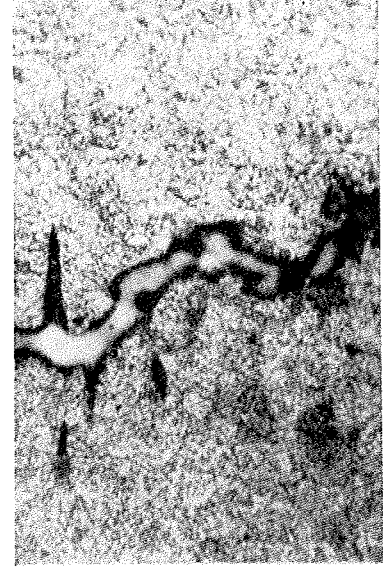


Fig. 10.—Ataque Nital, que pone de manifiesto como se va propagando una fisura.

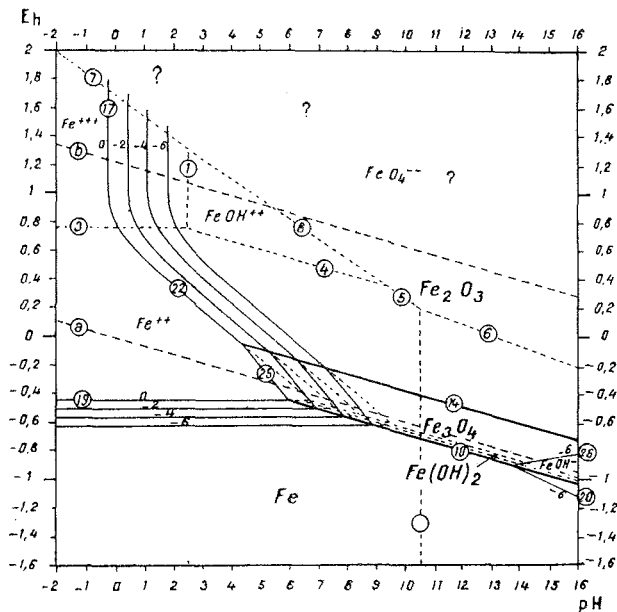


Fig. 11.—Diagrama de equilibrio entre tensiones y pH, correspondiente al sistema Fe—H<sub>2</sub>O a 25°C.

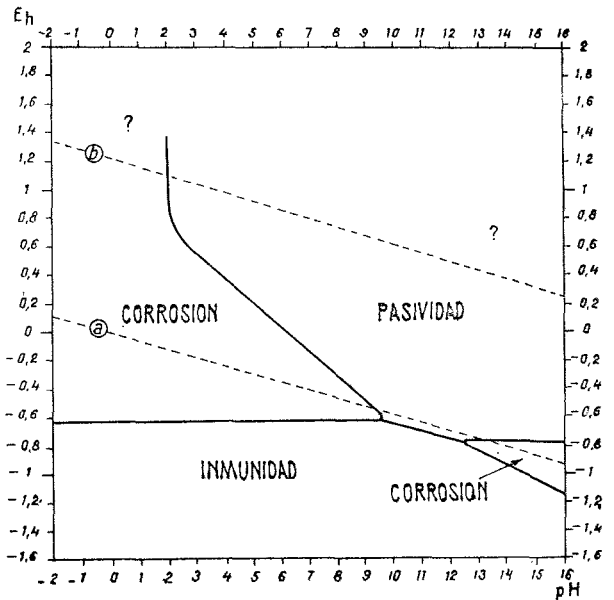


Fig. 12.—Dominios de corrosión, de inmunidad y de pasividad del hierro a 25°C.

Se han propuesto dos teorías para explicar la rotura bajo tensión a partir de la corrosión que ataca, como se sabe, los ánodos.

a) *Teoría electroquímica.*—El fondo de un cráter de corrosión desempeña el papel de ánodo, mientras que su periferia funciona como cátodo. En el fondo de una fisura la tensión origina la rotura de la película de los productos de corrosión dejando el metal al descubierto, lo que favorece la corrosión y, como consecuencia, la progresión de la fisura. El avance de la corrosión implica así un progresivo aumento de la fisuración.

b) *Teoría mecánica.*—Según esta teoría, la progresión de una fisura a partir de un cráter de corrosión se hace mecánicamente. La fisura se inicia en un punto en donde los esfuerzos son importantes. Cuando, a causa de un obstáculo, se detiene, interviene entonces la corrosión para eliminar dicho obstáculo. Como consecuencia, la fisura progresa por escalones.

### 3. Condiciones necesarias para que se inicien los ataques en los alambres embebidos en el hormigón

Tres factores son necesarios: la susceptibilidad del acero, la tensión mecánica y un agente agresivo.

a) *Susceptibilidad del acero.*—La característica esencial desde el punto de vista de la corrosión es la heterogeneidad. Esta heterogeneidad puede proceder: bien de un mal tratamiento térmico que dé lugar a la formación de austenita, muy sensible a la corrosión, o bien de una defectuosa puesta en obra de aceros sanos capaces de producir un preestirado, siempre peligroso.

El caso de un mal tratamiento térmico no es frecuente. No obstante, debe procurarse siempre emplear aceros patentados y no preestirados. El treflado también es aceptable, pues da lugar a una superficie homogénea que constituye una buena defensa contra la corrosión en sus comienzos.

b) *Tensión mecánica.*—Las tensiones internas resultan extremadamente peligrosas.

c) *Agente agresivo.*—Este punto es muy importante. Es necesario tener en cuenta no solamente la agresividad del medio exterior, sino también la del propio acero frente al hormigón,

como consecuencia de la posible formación de un par electrolítico. Los productos resultantes de esta electrólisis pueden provocar la corrosión fisurante o bajo tensión.

Se han estudiado las posibilidades termodinámicas de corrosión de un gran número de metales y dibujado para ellos unos diagramas cuyas coordenadas son el potencial del metal y el pH de la solución. En el diagrama correspondiente al hierro pueden apreciarse diversas zonas de posible corrosión en función de los valores del pH. El diagrama comprende una zona de corrosión, para pequeños valores de pH, por encima de un determinado nivel de potencial; una zona de inmunidad por debajo de este nivel (principio de la protección catódica); una segunda zona de corrosión para valores elevados de pH (corrosión cáustica); y, finalmente, una zona complementaria de pasividad (véanse figuras 11 y 12).

El hormigón, a causa de su elevado pH, hace pasivo al acero. Pero si se fisura el hormigón, el medio exterior penetra hasta el acero, modificando localmente su pH, con lo cual destruye su pasividad haciéndole entrar en la zona de corrosión. Sin embargo, el acero en las proximidades de la fisura continúa siendo pasivo, originándose así un par eléctrico. Por esta causa, la corrosión es más rápida en atmósfera marítima por ser mayor la conductividad del agua de mar que la del hormigón.

Un medio de constitución heterogénea puede ser causa de que se inicie la corrosión de un acero homogéneo. Así, por ejemplo, la mezcla de un hormigón con adición de cloruro y de otro sin él originan un par que puede provocar la corrosión de las armaduras. El agua, al arrastrar la cal del hormigón puede crear una heterogeneidad en la masa del hormigón, generadora de corrosión.

La presencia del cloruro cálcico en el hormigón puede también provocar una rápida corrosión. En una tubería de hormigón que había sufrido desperfectos se utilizó, para su reparación, una mezcla de hormigón con adición de cloruro cálcico. Al cabo de un tiempo, variable entre las 20 y las 40 semanas, en todas las zonas reparadas se produjo la rotura de las armaduras por corrosión.

También pueden resultar peligrosos los cementos de escorias debido a la presencia del sulfuro cálcico.

#### **4. Medios de defensa**

a) *Elección de la clase de acero.*—Conviene elegir un acero patentado cuyo contenido en carbono no sea excesivo (0,65 %, como máximo) y hacerlo trabajar a una carga relativamente moderada, evitando por completo cualquier proceso de estirado durante la puesta en obra. Además, y como quiera que la corrosión atmosférica de los aceros durante su almacenaje puede ser origen de ulteriores perturbaciones, se recomienda inmunizarlos provisionalmente por medio de baños o recubrimientos apropiados.

b) *Caída del hormigón.*—Es preciso proscribir el empleo de hormigones heterogéneos y conviene ser prudente con los cementos de escorias. El empleo de cloruros puede resultar peligroso cuando se exceda de una determinada proporción.

También resulta peligrosa la práctica, utilizada en algunas ocasiones, de dejar escapar el agua por las fisuras de un depósito o tubería, contando con que, de esta forma, las fisuras se colmatarán. Por el contrario, lo que puede ocurrir es que estas fugas alteren el hormigón en las proximidades de las fisuras, dejando a las armaduras expuestas a la corrosión. No debe olvidarse que la corrosión, una vez iniciada, tiende a proseguir, sin detenerse, hasta llegar a la rotura.

c) *Protección contra la corrosión.*—Ante todo es necesario conseguir la mayor homogeneidad posible. Ya se ha indicado que el hormigón goza de la propiedad de hacer pasivo al hierro. Cuando no sea posible evitar el empleo de recubrimientos aportados en una etapa posterior al hormigonado del resto de la pieza, será imprescindible que dicho recubrimiento esté constituido por una capa de hormigón suficientemente áspero e impermeable.

Se puede también recurrir al empleo de la protección catódica. Empleada a título preventivo, ha impedido la corrosión de varias estructuras ubicadas en terrenos que, por estar constituidos por margas y arcillas, eran fuertemente agresivos.

Esta protección resulta siempre muy eficaz, por lo que se estima conveniente recurrir a ella siempre que sea posible, aconsejándose incluso que, en caso necesario, al proyectar una estructura y antes de su construcción, se adopten ya las oportunas medidas para que pueda realizarse esta protección.



## aparatos de apoyo "freyssinet" en neopreno zunchado

(Tomado de la revista «Construction», agosto 1959, pág. 243, y febrero 1960, pág. 137.)

Desde hace algunos años se viene utilizando, tanto en puentes como en otros tipos de estructuras, y cada vez con más frecuencia, un nuevo tipo de apoyo, patentado por la S. T. U. P., que presenta numerosas ventajas en relación con los que hasta ahora se venían empleando. Por ello, se ha estimado interesante exponer en este artículo los principios en que se basa este nuevo procedimiento, señalando sus principales ventajas. Al final se describen algunas de sus más recientes e importantes aplicaciones.

Hasta ahora, el problema mecánico de la construcción de los aparatos de apoyo se ha venido resolviendo, de una manera clásica, bien mediante la unión de una serie de piezas metálicas especialmente fabricadas, o bien mediante el empleo de elementos zunchados de hormigón armado, de las formas características de todos conocidas (figs. 1 y 2).

Los principales inconvenientes de estas soluciones clásicas son: el amplio espacio que ocupan, su precio elevado, y el hecho generalmente reconocido de que, en muchas ocasiones, perjudican la estética de las estructuras.

Además, su normal funcionamiento exige, en general, unos considerables gastos de mantenimiento. Frecuentemente, estos trabajos de conservación ni se programan ni se tienen en cuenta, pero ello puede, si no comprometer la estabilidad de la estructura, al menos originar solicitaciones que resultan muy perjudiciales. Por otra parte, si estos trabajos se realizan con la frecuencia necesaria, representan un gasto realmente importante.

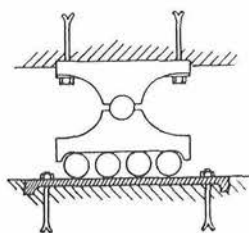


Fig. 1.—Dispositivo de apoyo metálico.

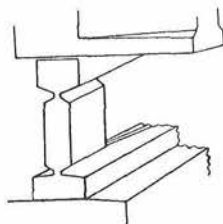


Fig. 2.—Apoyo en hormigón armado.



Fig. 3.—Placa de caucho zunchado.

Con el fin de eliminar todos estos inconvenientes, la S. T. U. P. ha ideado una nueva solución cuyas ventajas han sido ya confirmadas por la experiencia. Estos nuevos aparatos de apoyo se presentan bajo la forma de placas prefabricadas, constituidas, cada una, por una hoja de caucho, o de neopreno, que se pega entre dos láminas metálicas (fig. 3).

Las dimensiones de las placas, así como el número de ellas que es necesario superponer para formar un apoyo, se determinan en función de la importancia de las cargas y de los movimientos previstos.

Las láminas metálicas se recubren de una pintura adhesiva especial que, al mismo tiempo que garantiza su protección y perfecta conservación, impide que deslicen unas sobre otras.



Los apoyos S. T. U. P. del tipo corriente, además de permitir los corrimientos horizontales, ofrecen una cierta posibilidad de giro, dentro de ciertos límites. Por otra parte, su funcionamiento no implica ninguna dirección privilegiada, al menos en cuanto a los corrimientos se refiere.

Para el caso en que sean de prever giros especialmente importantes, existe otro tipo de apoyo constituido por un dado de hormigón, de sección vertical biconvexa, que se coloca entre dos hojas de caucho zunchadas (fig. 4). Estas rótulas pueden combinarse con otros apoyos, que aumentan, al mismo tiempo, la movilidad en dirección horizontal.

Los apoyos de caucho zunchado pueden utilizarse, tanto en estructuras metálicas como en las de hormigón armado o de hormigón pretensado. Para su construcción se utiliza, según los casos, caucho natural especialmente tratado o neopreno "Du Pont de Nemours".

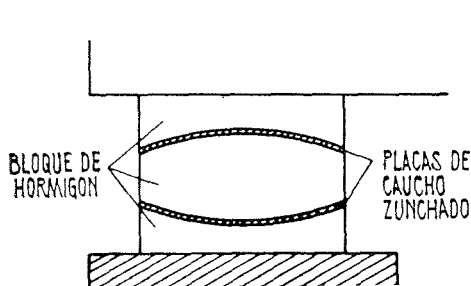


Fig. 4.—Rótula de apoyo.

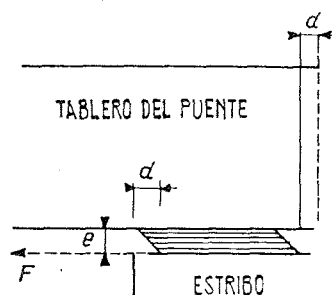


Fig. 5.—Gracias a la interposición del caucho zunchado, el esfuerzo  $F$ , originado por el movimiento del tablero, resulta de poca importancia.

### Fundamento del sistema

Si se coloca una viga sobre su apoyo interponiendo una placa de caucho, todo movimiento relativo se traduce en una distorsión del caucho, en tanto que los giros originan una redistribución de las tensiones normales, sin desplazamiento apreciable de la reacción de apoyo.

El esfuerzo horizontal que resulta de la distorsión es proporcional a ella, y a la superficie de apoyo, y aumenta con la dureza del caucho utilizado (fig. 5).

Con el fin de reducir dicho esfuerzo a un valor despreciable conviene, por consiguiente:

- a) Aumentar el espesor para reducir el ángulo de distorsión.
- b) Disminuir la superficie de apoyo admitiendo una elevada carga de trabajo en compresión.
- c) Utilizar calidades de caucho de pequeña dureza.

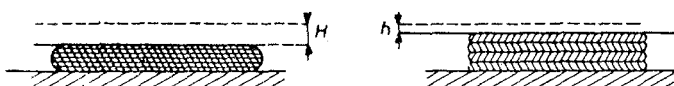


Fig. 6.—A causa del zunchado, el aplastamiento  $H$  del apoyo bajo una carga  $P$  queda reducido a un valor muy pequeño  $h$ .

Todas estas condiciones conducirían, si no hubiese zunchado, a la elección de apoyos generalmente demasiado blandos, que quedarían sometidos a importantes aplastamientos. El zunchado reduce en una gran proporción este aplastamiento, permitiendo a la vez, obtener unas buenas condiciones de movilidad y reducir el espacio necesario para el apoyo (fig. 6).

El zunchado se realiza sustituyendo la placa única por una pila de placas más delgadas, zunchadas individualmente mediante láminas metálicas pegadas al caucho.

En estas condiciones, el aplastamiento de los apoyos resulta despreciable, generalmente del orden de 1 milímetro.

Las dimensiones de las placas, en planta y el número de ellas que deben superponerse, se hacen variar de acuerdo con la importancia de las cargas y de los movimientos previstos.

El funcionamiento de estos apoyos ha sido comprobado mediante ensayos que han permitido determinar, exactamente, las diversas deformaciones en función de los esfuerzos ejercidos.

## Dimensionamiento

El dimensionamiento de un apoyo debe conducir a la elección:

- Del espesor total de caucho necesario.
- Del número y espesor unitario de las placas individuales, necesarias para obtener dicho espesor.
- De las dimensiones, en planta, de las citadas placas.

En el cálculo intervienen numerosos factores, entre los cuales los más importantes son:

- Carga máxima previsible en el apoyo.
- Carga mínima a la cual habrá de estar sometido.
- Distorsión máxima en las dos direcciones de su plano.
- Giros alrededor de los tres ejes del espacio.
- Esfuerzos máximos que debe transmitir.
- Esfuerzos que debe poder absorber sin movimientos apreciables (frenado).
- Espacio máximo disponible, etc.

No resulta posible establecer unas relaciones sencillas entre todos estos datos y las apropiadas características. La modificación de un solo factor puede dar lugar a que haya que variar todas las características. Esta aparente complejidad resulta justificada teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

La compresión media admisible varía entre límites muy amplios (de 20 a 200 kg/cm<sup>2</sup>) según el valor:

- De la relación entre la menor dimensión, en planta, del apoyo y el espesor de cada una de las placas de caucho que lo constituyen. Cuanto mayor sea esta relación, mayor será la carga de trabajo admisible.
- Del giro que el apoyo deba permitir. Este obliga a reducir, considerablemente, la carga de trabajo en los apoyos de grandes dimensiones en planta, pero influye poco en el caso de apoyos estrechos.

Las distorsiones admisibles pueden ser elevadas (hasta el 70 % del espesor) en el caso de apoyos constantemente sometidos a cargas superiores a un cierto límite, pero han de ser menores (para evitar el deslizamiento del apoyo) cuando las cargas previsibles puedan alcanzar valores muy pequeños.

A continuación se incluyen algunos ejemplos que pueden aclarar estos conceptos.

## Ejemplos

*Primer ejemplo.*—Apoyo de  $200 \times 300 \times 4 (8 + 2)$ .

Constitución: Cuatro capas superpuestas de  $8 + 2 = 10$  mm de espesor, constituida cada una por una placa de caucho de 8 mm de grueso a la cual se pega, por sus caras superior e inferior, una lámina metálica de 1 milímetro.

Dimensiones en planta:  $200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ .

Si el apoyo ha de experimentar un giro  $\alpha$  (alrededor de un eje paralelo al lado mayor), su carga máxima admisible P, expresada en toneladas, será la que se indica en el siguiente cuadro:

Giro (en radianes)	Carga admisible P (en toneladas)
0,00	75
0,002	69,5
0,004	64

Si la carga soportada por el apoyo es siempre superior a las 12 t, podrá sufrir una distorsión máxima de 22,5 mm; pero si la carga puede bajar hasta 6 t, el apoyo no deberá someterse a una distorsión mayor de los 11 milímetros.

*Segundo ejemplo.*—Apoyo de  $120 \times 250 \times 1(12 + 2)$ .

Constitución: Una capa de  $12 + 2 = 14$  mm de espesor constituida por 12 mm de caucho y una lámina metálica de 1 mm pegada sobre cada una de sus caras.

Dimensiones en planta:  $120 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$ .

Giro (en radianes)	Carga máxima admisible P (en toneladas)
0,00	15
0,002	14
0,004	13

La carga admisible es casi cinco veces más pequeña que en el ejemplo anterior, aunque la superficie se ha reducido sólo a la mitad.

La distorsión máxima admisible es de 8 milímetros.

*Tercer ejemplo.*—Apoyo de  $500 \times 600 \times 4(10 + 2)$ .

Constitución: Cuatro capas superpuestas de  $10 + 2 = 12$  mm de espesor, cada una de ellas constituida por una placa de caucho de 10 mm, a la cual se pega, por sus caras superior e inferior, una lámina metálica de 1 mm de grueso.

Dimensiones en planta:  $500 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ .

Giro (en radianes)	Carga máxima admisible P (en toneladas)
0,00	750
0,002	550
0,004	350

Este apoyo puede soportar, sin giro, una carga diez veces mayor que la indicada en el primer ejemplo, con una superficie, que es sólo cinco veces superior a la de aquél. Pero si el giro previsto es importante, la carga admisible se reduce considerablemente.

### **Ventajas**

- Los apoyos S. T. U. P. son mucho más económicos que los tradicionales (rodillos, bielas, articulaciones metálicas o de hormigón armado).
- Son mucho más fáciles de colocar en obra.
- Su funcionamiento es muy seguro y los gastos de entretenimiento nulos.
- Su pequeña altura permite ahorrar un espacio que en muchas ocasiones puede tener una gran importancia.
- El esfuerzo horizontal originado por el frenado se puede repartir, empleando este tipo de apoyo, entre todos los soportes (pilas y estribos), mejorándose así las condiciones de estabilidad.
- Están especialmente indicados en el caso de puentes de gran anchura, o en esviaje, ya que permiten los movimientos del tablero en todas direcciones.

### **Empleo de aparatos de apoyo, de neopreno, en el puente de Tancarville**

El puente de Tancarville está constituido por un puente colgante, de tres tramos de 176, 608 y 176 m de luz, y un viaducto de acceso, sobre la orilla izquierda, de 400 m de longitud.

En los tramos de acceso y en el macizo izquierdo de anclaje, se han utilizado apoyos de neopreno.

*Tramos de acceso.*—Son ocho tramos de 50 m de luz, que se apoyan sobre pilas cuyas alturas varían entre los 19 y 40 metros.

El tablero está constituido por cinco vigas pretensadas, de 3 m de canto, que descansan libremente sobre las pilas. El empleo de los apoyos S. T. U. P., además de eliminar el problema de las dilataciones, ha permitido a las Empresas Campenon-Bernard, autoras del proyecto y constructoras de la obra, mejorar ampliamente la resistencia de las pilas a los esfuerzos de frenado.

En efecto, en los dispositivos clásicos, constituidos por un apoyo fijo y otro móvil, todo el esfuerzo de frenado de cada tramo es soportado por la pila que lleva el apoyo fijo.

En el sistema S. T. U. P., por el contrario, el esfuerzo F de frenado puede ser, en gran parte, transmitido a las otras pilas, con lo cual la flexión que deben soportar las pilas es mucho menor.

El funcionamiento es el siguiente (fig. 7): El esfuerzo de frenado origina una distorsión D, de las placas de apoyo del tramo correspondiente, las cuales transmiten este esfuerzo a la pila. Esta flexa una magnitud  $\alpha$ , empujando el apoyo del tramo siguiente que, por la distorsión D, de sus placas, transmite una parte  $f_i$  del esfuerzo de frenado a la pila siguiente, y así sucesivamente. La magnitud del esfuerzo transmitido es función de la flexibilidad de las pilas y del coeficiente de elasticidad del neopreno.

*Macizo izquierdo de anclaje* (fig. 8).—Este macizo, construido en hormigón pretensado, está destinado a asegurar el anclaje de los dos cables sustentantes del puente colgante. Estos cables, de 1.066 m de longitud, ejercen cada uno una tracción de 8.500 toneladas.

El macizo se apoya en su parte anterior por el lado del río, sobre dos articulaciones "Freyssinet" clásicas, y por el otro lado, el posterior, sobre dos rótulas S. T. U. P. Las articulaciones constituyen apoyos fijos que aseguran el libre giro del macizo. La recta que pasa por las dos articulaciones materializa el eje del giro al que se encuentra sometido la totalidad del macizo de anclaje.

Con relación a este eje, la tracción de los cables del puente origina un movimiento que tiende a levantar la parte posterior del macizo. El momento que tiende a crear este movimiento resulta compensado, en exceso, por el propio peso del macizo, el cual, situado en la parte posterior del eje de rotación, produce un momento de signo contrario al anterior.

Por razones de seguridad, el peso propio previsto para este macizo excede, con mucho, al peso mínimo necesario para asegurar el equilibrio del conjunto. La mayor parte de este exceso de peso descansa directamente sobre los apoyos posteriores, sobre los cuales ejerce un esfuerzo vertical de 10.000 toneladas.

Durante la construcción, antes de que los cables del puente entren en servicio, el momento que tiende a descargar los apoyos posteriores no actúa todavía; por lo cual, el esfuerzo vertical ejercido sobre dichos apoyos se eleva hasta 16.000 toneladas.

En definitiva, resulta que la reacción máxima ejercida sobre cada uno de los dos apoyos posteriores es de 8.000 t durante la construcción del puente colgante, y de 5.000 t después. Estos apoyos posteriores, además, tienen que asegurar una gran libertad de corrimientos y de giros. Se previó en ellos un corrimiento de  $\pm 4$  cm como consecuencia del efecto de retracción anulado, del acortamiento producido por el pretensado y del efecto originado por las variaciones térmicas sobre la longitud de 40 m que separa los apoyos posteriores de los delanteros. Se previó también un giro de  $\pm 4$ ‰ a consecuencia de una posible diferencia de los asentamientos experimentados por dichos apoyos.

El dispositivo de apoyo adoptado permite absorber un esfuerzo vertical de 9.000 t, garantizando, al propio tiempo, una completa libertad de movimiento dentro de los límites que en el párrafo precedente se señalan.

Las rótulas S. T. U. P. están constituidas por un bloque de hormigón armado de sección biconvexa, en alzado, que se coloca entre dos placas plano-cóncavas, también de hormigón armado, interponiendo entre las caras del bloque y de las placas una plancha de neopreno, de 2 cm de espesor, recubierta por dos láminas de acero que le sirven de zuncho.

Visto en planta, el aparato de apoyo mide  $2,00 \times 3,60$  m, y el radio de curvatura de las caras del bloque es de 4 metros.

Gracias a la distorsión del neopreno este dispositivo de apoyo posee una elasticidad suficiente, tanto desde el punto de vista de los giros como de los movimientos horizontales. La reacción de 8.000 t presenta, en el caso más desfavorable, una excentricidad máxima de 10 centímetros y una inclinación, máxima también, de 1,30 metros.

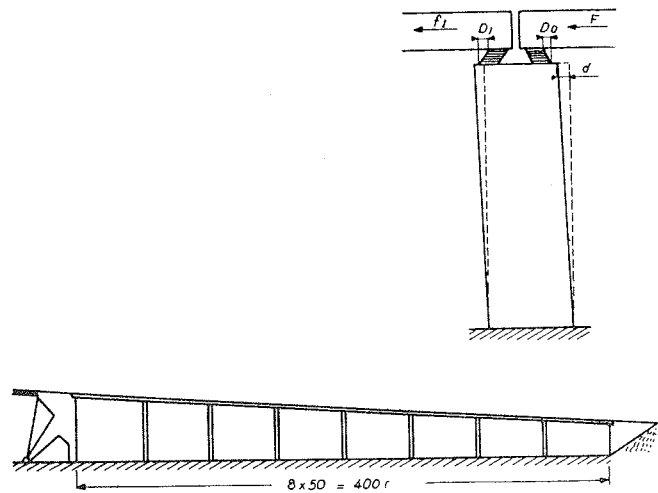


Fig. 7.—Empleo de apoyos tipo S. T. U. P. en los tramos de acceso.

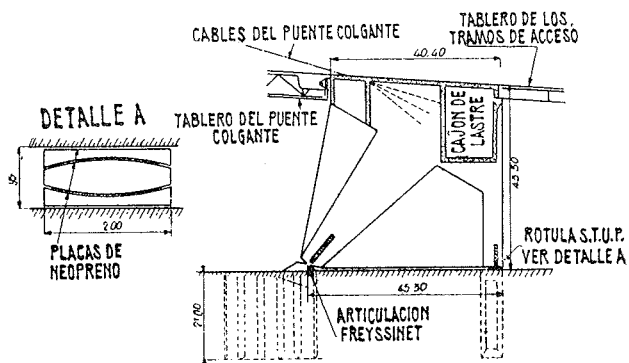


Fig. 8.—Empleo de rótulas de neopreno en el macizo izquierdo de anclaje.

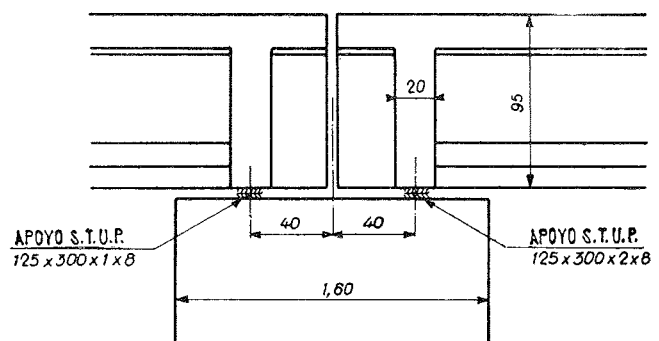


Fig. 9.—Apoyos del puente sobre el río Vie, entre Saint-Gilles y Croix-de-Vie.

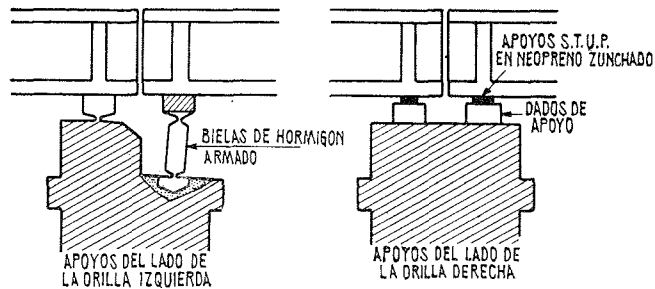


Fig. 10.—Apoyos del puente sobre el Wouri, en Douala (Camerón).

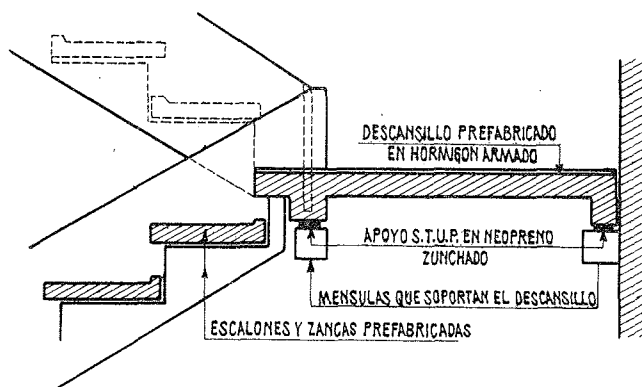


Fig. 11.—Apoyos de los descansillos, prefabricados, en hormigón armado.

### Puente sobre Vie, entre Saint-Gilles y Croix-de-Vie (vendée)

Constituye un ejemplo típico de la aplicación más corriente de los apoyos S. T. U. P. en los puentes clásicos de hormigón pretensado (figura 9).

Se trata de un puente de tres tramos de 18,60 m de luz, cuyo tablero está constituido por seis vigas situadas a 2,13 m entre ejes. Fue construido por la empresa "Etude et Travaux" de Tarbes.

Las vigas son prefabricadas.

Estos apoyos S. T. U. P. se aplican también, de la misma manera, a los puentes de hormigón armado ordinario y a los puentes metálicos.

### Puente sobre el Wouri, en Douala (Camerón)

Este puente tiene 22 tramos de 45 m de luz, con una calzada de 9,20 m de ancho y dos aceras de 1,20 metros.

El tablero está constituido por diez vigas de 2,40 m de canto. Por el centro de la calzada corre una vía de ferrocarril.

El proyecto inicial preveía el empleo de articulaciones Freyssinet clásicas (simples articulaciones en el extremo fijo y pequeñas bielas de hormigón zunchado en el extremo móvil).

Cuando se inició la construcción del puente (1953) todavía no se fabricaban, en plan industrial, los nuevos apoyos S. T. U. P. en caucho zunchado. No obstante, a la vista de las ventajas técnicas y de la economía que proporciona este sistema la "Société de Construction des Batignolles", que construía la obra, decidió utilizarlo para los 16 tramos más próximos a la orilla derecha, que faltaban aún por construir.

Influyó además en esta decisión el hecho de que la prefabricación de las bielas de hormigón y su puesta en obra y regulación, ofrecía numerosas y serias dificultades con la mano de obra local, poco especializada en esta clase de trabajos.

Con dicho motivo, se realizaron en París, bajo la dirección del "Service Central des Etudes des Ponts et Chaussées", diversos ensayos para comprobar el funcionamiento de los apoyos de caucho, y a la vista de los favorables resultados obtenidos, se autorizó su empleo.

Las vigas descansan, en cada extremo, sobre cuatro placas de caucho zunchado, habiéndose empleado en total 320 apoyos de este tipo, cada uno de los cuales soporta una reacción máxima de 8 toneladas (fig. 10).

### Apoyo de elementos prefabricados de hormigón armado, en la construcción de edificios para viviendas

Los "Etablissements Quillery", de París, tenían que construir unos edificios empleando escaleras constituidas por elementos prefabricados de hormigón armado (descansillos, zancas y escalones).

En los apoyos de los descansillos se preveían movimientos horizontales (por eventuales diferencias de asiento, retracción, variaciones térmicas, etc.), que podían llegar a 8 ó 9 milímetros.

Para resolver este problema se recurrió al empleo de apoyos de caucho zunchado (fig. 11), tipo S. T. U. P. de 50 × 60 × 10, interpuestos entre los descansillos y las ménsulas que los soportaban.

En el conjunto de todos los edificios se emplearon 4.800 apoyos de esta clase.



## **estudio sobre morteros de inyección para estructuras de hormigón pretensado**

(Tomado de un artículo de I. Lyse y R. Johansen,  
publicado en el «Bulletin de la R. I. L. E. M.», núm. 4, de octubre de 1959.)

### **sinopsis**

En este trabajo se estudian primero los distintos requisitos que deben cumplir los morteros de inyección para estructuras de hormigón pretensado, con el fin de conseguir resultados plenamente satisfactorios, resaltándose, de un modo especial, la importancia de la resistencia de la inyección a la helada. Se describen una serie de ensayos realizados recientemente en la Technical University de Noruega con el fin de conocer, dicha resistencia y otras características importantes de distintos tipos de inyección. Estos ensayos han demostrado que la lechada de cemento puro ordinario puede agrietarse y producir, además, el agrietamiento del hormigón que la envuelve, cuando se la somete a temperaturas muy bajas, inmediatamente después de efectuada la inyección. La adición de agentes aireantes no modifica esencialmente este comportamiento cuando el efecto de helada es inmediato; pero si se dejan transcurrir unos días después de la inyección, la adición de un aireante en una proporción de un 8 a un 12% puede eliminar todo peligro de agrietamiento. Los aireantes reducen también la tendencia a la exudación de la inyección, tendencia que puede eliminarse prácticamente recurriendo al empleo de plastificantes especiales. El uso de inyecciones de pasta pura de cemento, sin aireantes, puede ocasionar el agrietamiento de la estructura inyectada, aun cuando hayan transcurrido varios días desde que se realizó la inyección hasta que se produjo la helada.

Finalmente, se llama la atención sobre la necesidad de establecer unos métodos adecuados para el ensayo de los morteros de inyección utilizados en las estructuras de hormigón pretensado.

Resulta de la mayor importancia conocer los requisitos que debe cumplir un buen mortero de inyección para estructuras pretensadas, ya que, en realidad, tanto la capacidad resistente como la durabilidad de dichas estructuras depende, en gran parte, del tipo de inyección que se utilice. Por ello, en diversas ocasiones, ha sido planteado el problema de definir dichos requisitos; y aún cuando todavía no se ha llegado a un acuerdo completo, parece que existe una amplia mayoría de técnicos que se inclinan a exigir las siguientes características:

- 1.ª El mortero debe poseer la plasticidad y fluidez necesarias para poder realizar la inyección de un modo sencillo y conseguir que queden completamente llenos los conductos en que van alojadas las armaduras, para lograr una buena protección de los alambres contra la corrosión.
- 2.ª El mortero deberá ser de tal naturaleza que, tanto durante la inyección como durante el período que precede a su fraguado y endurecimiento, no se produzca ninguna o muy pequeña segregación.
- 3.ª El mortero deberá presentar, desde los primeros momentos, una elevada tensión de adherencia.
- 4.ª El mortero deberá poseer una elevada resistencia a la helada para evitar el peligro de que se formen grietas, a lo largo de los conductos de las armaduras de pretensado, durante los períodos de helada.

Además de estas cuatro condiciones, a menudo se exige también que la retracción del mortero sea pequeña. Como más adelante se explica, no parece que la retracción del mortero pueda tener una gran importancia, ya que, dado el tipo de cemento utilizado en las estructuras pretensadas, la contracción de fraguado de la inyección ha de ser nula o muy pequeña.

Por el contrario, en los países fríos, la resistencia del mortero a la helada adquiere una trascendencia fundamental para el comportamiento de las estructuras pretensadas.

El estudio de este problema ofrece un general interés, pues hay que tener en cuenta que, incluso en muchos países de la Europa Central, se producen fuertes heladas durante los meses de invierno, por lo cual las estructuras que en ellos se construyan han de quedar también expuestas a los peligros que supone el que se hiele la inyección. Desgraciadamente, existen varios casos de daños ocasionados por las heladas en las estructuras de hormigón pretensado de varios países. Por esta causa, son muy numerosos los técnicos de hormigón pretensado que se han preocupado del estudio de este tema y, recientemente, se ha constituido un Comité conjunto de especialistas de la R. I. L. E. M. y de la F. I. P. para investigar este problema y tratar de redactar unas Normas adecuadas, sobre morteros de inyección, que eliminen estos peligros.

Durante los últimos meses, y gracias a la ayuda económica facilitada por el "Royal Norwegian Technical Research Council", el Laboratorio de Hormigones de la Universidad Técnica de Noruega ha realizado una extensa serie de ensayos con el fin de estudiar la resistencia a la helada de diversos tipos de mortero de inyección. Aunque hasta ahora no se ha registrado en Noruega ningún accidente, por causa de helada, en las estructuras pretensadas, lo acaecido en otros países ha servido de advertencia y se ha considerado que el problema, dadas las extremadas condiciones climatológicas de la Nación, merecía una especial atención. Estos ensayos no están, todavía, totalmente terminados; pero los resultados hasta ahora obtenidos, ofrecen tanto interés que se ha estimado conveniente darlos ya a conocer, sin perjuicio de completarlos posteriormente con las conclusiones definitivas.

Como es sabido, los materiales sólidos disminuyen de volumen al enfriarse. Del mismo modo, tanto el hormigón como la pasta de cemento puro se contraen cuando se les somete a temperaturas decrecientes. Pero cuando la temperatura alcanza el punto de congelación del agua, o, realmente, en la práctica, un poco por debajo de dicha temperatura, el agua contenida en el hormigón o en la pasta de cemento se transforma en hielo, el cual posee un volumen un 10 % superior al del agua de que procede. Esta formación de hielo en el interior del hormigón, o de la pasta de cemento, origina un esfuerzo expansivo que puede llegar a ser lo suficientemente fuerte como para ocasionar el agrietamiento del hormigón. Otras veces, dará lugar solamente a la aparición de tensiones internas, relativamente importantes. Por lo general, los daños producidos por la helada en el hormigón son la consecuencia de una serie de procesos sucesivos de hielo y deshielo, que lo someten a una especie de esfuerzos de fatiga.

En Noruega se habían registrado numerosos daños por heladas en estructuras, tales como presas y obras marítimas. Mediante la adición al hormigón de agentes aireantes, los daños de las heladas han quedado prácticamente eliminados en la actualidad. Las diminutas burbujas de aire originadas por dichos agentes son capaces de absorber la expansión que se produce al convertirse el agua en hielo, evitándose así los perjuicios que, de otra forma, sufriría la masa del hormigón.

Parece lógico, por consiguiente, aplicar el mismo procedimiento a los morteros de inyección, utilizándolos con la adición de agentes aireantes.

Como no parece que existan razones que justifiquen el empleo de arena en los morteros de inyección, todos los ensayos antes indicados se realizaron sobre pasta pura de cemento, de la consistencia adecuada, con y sin aireantes. Se considera que, para las pastas puras de cemento, resulta muy adecuado el empleo de agentes aireantes que contengan polvo de aluminio. En la figura 1 se señalan las principales características de los morteros de inyección utilizados en la primera serie de ensayos. La consistencia de los diferentes morteros o pastas se determinó de acuerdo con los métodos de la Instrucción alemana (\*). Debe señalarse que, aproximadamente, las seis mezclas utilizadas tenían la misma consistencia. En la mezcla núm. 1 no se añadió ningún producto de adición al cemento y agua. La relación cemento-agua, en peso, fué de 2,08, que corresponde a una relación agua-cemento de 0,48. En la núm. 2 se empleó como aireante el producto "Daralith", en una proporción tal que producía, aproximadamente, un 6,5 % de huecos en la pasta endurecida. En la núm. 3 se añadió el producto plastificante, "Plastiment", para reducir la segregación, pero no se emplearon aireantes. Por el contrario, en la núm. 4 se utilizaron ambos productos, el "Plastiment" y el "Daralith". Todas estas mezclas contenían cemento Portland normal.

(\*) «Einpressmortel für Spannbeton».—Sonderdruck für den Deutschen Beton-Verein aus Beton-und Stahlbetonbau.

La núm. 5, en cambio, se preparó con un cemento noruego de alta resistencia inicial, sin adiciones, y la núm. 6 con el mismo cemento, con la adición de un nuevo producto denominado "Betokem", que actúa, a la vez, de aireante y plastificante, generando las burbujas de aire cierto tiempo después de efectuada la inyección. Sobre estas seis mezclas se estudió, directamente, sus variaciones de volumen y, además, su acción expansiva al ser utilizadas como mortero de inyección.

Veamos, primeramente, el comportamiento de algunas vigas de hormigón, en las cuales los conductos para las armaduras se rellenaron inyectándose estas mezclas, antes de someterlas a la acción de la helada. Las dos vigas inferiores de la figura 2 se sometieron a congelación después de haber sido curadas, durante tres días, en el laboratorio, a una temperatura de 20° C, una vez efectuada la inyección. Por el contrario, las dos vigas superiores se helaron inmediatamente después de inyectadas. Debe hacerse notar que las vigas inyectadas con las mezclas núms. 1 y 3 presentan todas, una vez sometidas a la acción de la helada, grandes grietas, tanto las que se curaron durante tres días, antes de la congelación, como las que no se curaron. En cambio, las vigas inyectadas con la mezcla núm. 2, que lleva adición de aireante, no presentan fisuras. En la figura 3 se reproducen los resultados obtenidos con las otras tres mezclas restantes. En resumen, se observa que de las 12 vigas inyectadas con mezclas que llevan agente aireante, solamente una, y ésta de las no curadas, presenta fisuras. Por el contrario, de las otras 12 vigas que no llevan agente aireante, nueve aparecen fisuradas. Esto demuestra, con suficiente claridad, que la adición de un agente aireante ejerce un efecto muy beneficioso sobre la tendencia a la fisuración de las vigas a consecuencia de la helada.

Vamos ahora a considerar los resultados del comportamiento de la propia mezcla. En las figuras 4 A, B y C se reproduce el aspecto de las diversas masas inyectadas, una vez experimentada la congelación. Las secciones transversal y longitudinal de la fotografía 4 C corresponden a una mezcla sin agente aireante y sometida a la acción de la helada inmediatamente después de la inyección. Se pueden observar las grandes fisuras interiores originadas por la formación de agujas de hielo dentro de la masa de la mezcla. Estas fisuras destruyen, de un modo permanente, la mayor parte de la resistencia, en compresión y a la adherencia, del mortero inyectado.

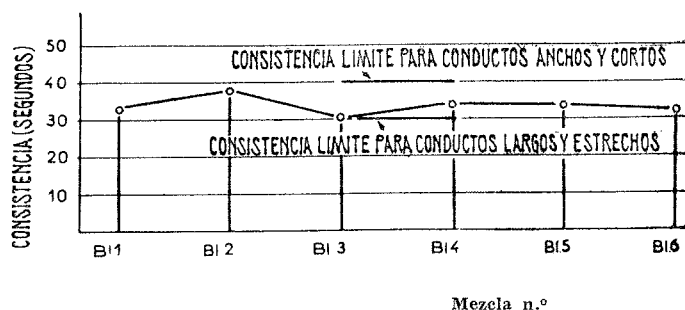
En la figura 5 se representan los cambios de volumen experimentados por algunas de las mezclas utilizadas, durante la congelación. Debe hacerse observar que la expansión de las pastas que se hielan cuando aún están frescas es inferior a la que experimentaría, en estado libre, toda el agua contenida en la mezcla; y que la adición de un agente aireante reduce algo, pero muy poco la expansión de estas mezclas.

Por consiguiente, en el caso de pastas en estado fresco, la adición de un agente aireante no es suficiente para evitar los daños originados por la helada.

En la figura 6 se representan los cambios de volumen experimentados por las mezclas que, antes de helarse, han sido sometidas a un proceso de curado en ambiente húmedo, a 20° C, durante dos días. Como puede apreciarse, en este caso, la adición de un agente aireante ofrece grandes ventajas.

De la figura 7 se deduce que el volumen relativo después de la congelación de la pasta endurecida que contiene agente aireante es mucho menor que el de la pasta normal de cemento.

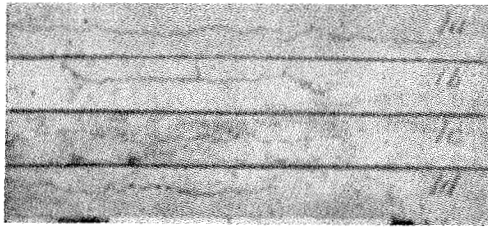
El agente aireante ejerce también un efecto beneficioso sobre



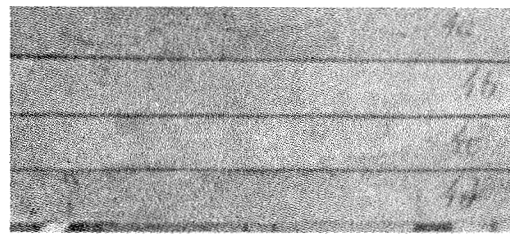
Consistencia, según el método alemán.

Mezcla núm.	Tipo de cemento	Relación c/a	Adición	% de aire adicionado
Bl. 1	Normal	2,08	Ninguna	
Bl. 2	Normal	2,08	Daralith	6,4 %
Bl. 3	Normal	2,22	Plastiment	
Bl. 4	Normal	2,22	Daralith + Plastiment	5,7 %
Bl. 5	Rápido	1,75	Ninguna	
Bl. 6	Rápido	1,95	Betokem	

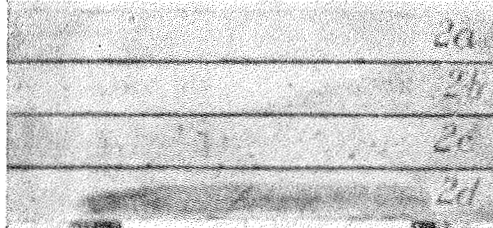
Fig. 1.—Datos sobre las mezclas ensayadas.



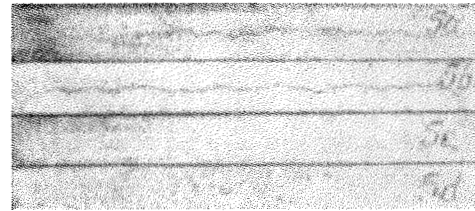
A. Cemento Portland normal, sin adiciones.



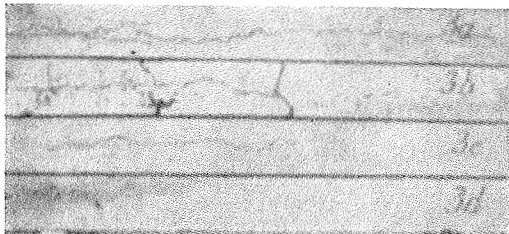
A. Cemento Portland normal más Daralith y Plastiment.



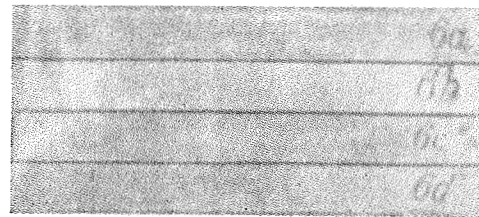
B. Cemento Portland normal más Daralith.



B. Cemento Portland rápido, sin adiciones.



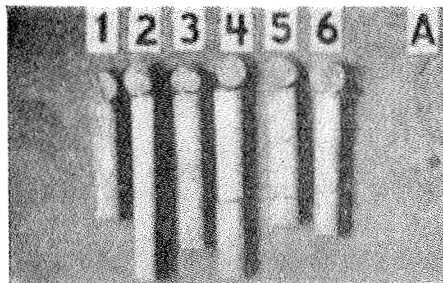
C. Cemento Portland normal más Plastiment.



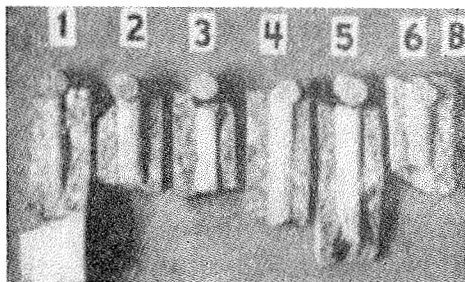
C. Cemento Portland rápido más Betokem.

Fig. 2.—Vigas inyectadas, sometidas a la acción de la helada.

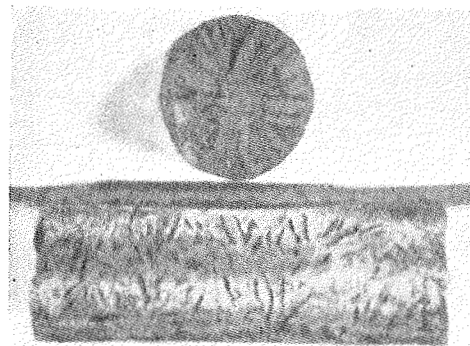
Fig. 3.—Vigas inyectadas, sometidas a la acción de la helada.



A



B



C

Fig. 4.—Efectos de la helada en los conductos inyectados.

- A. Conductos helados inmediatamente después de efectuada la inyección.
- B. Conductos helados 3 días después de efectuada la inyección.
- C. Secciones transversal y longitudinal de uno de los conductos.



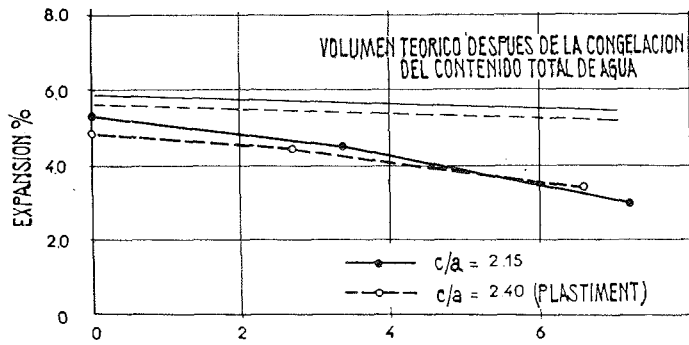


Fig. 5.—Expansión registrada cuando la helada se produce estando aun fresca la pasta.

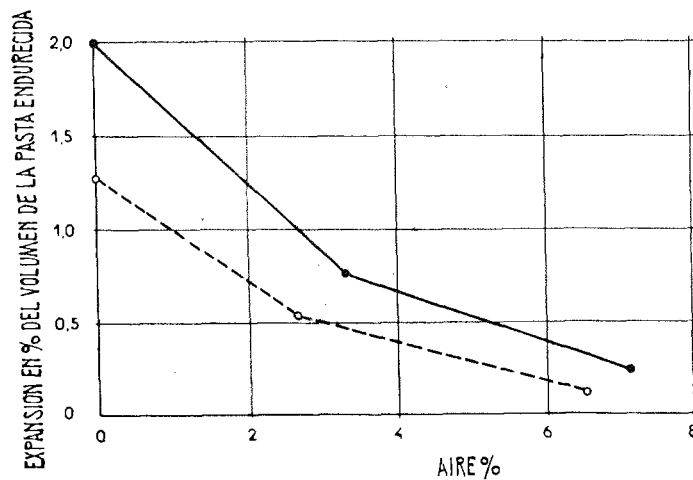


Fig. 6.—Expansión registrada cuando la helada se produce después de un proceso de curado durante dos días.

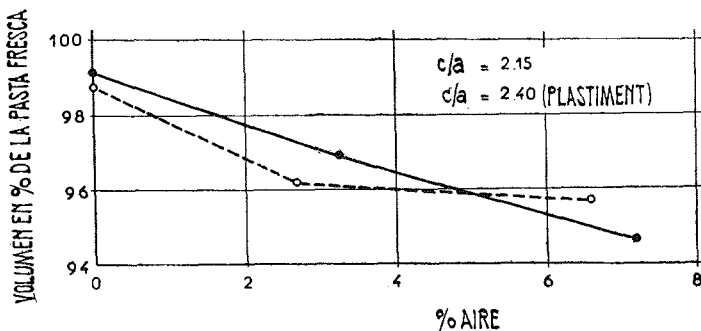


Fig. 7.—Volumen, después de la congelación, de la pasta endurecida (con 2 días de curado).

la cantidad de agua retenida por la pasta. Como puede verse en la figura 8, la magnitud de la exudación decrece en relación directa con la cantidad de aireante adicionado. La adición de "Plastiment" elimina, prácticamente, la exudación de la pasta.

Resulta también interesante el estudio de los cambios de volumen experimentados por los distintos tipos de mezclas, al variar la temperatura. Las mezclas A y B de las figuras 9a y 9b representan pastas de cemento, a las cuales se les ha adicionado, como agente aireante, "Daralith" y "Betokem", respectivamente. En la figura 9a se indican los cambios de volumen que experimentan las probetas cuando se sacan de una cámara mantenida a la temperatura de  $10^{\circ}\text{C}$  y se colocan en una habitación refrigerada, sometida a una temperatura constante de  $-20^{\circ}\text{C}$ . Se observa un gradual descenso de volumen hasta que transcurre una hora y cuarto, aproximadamente. Entonces, las probetas que sólo han sido curadas durante tres días a  $+5^{\circ}\text{C}$ , experimentan un brusco cambio de volumen. En cambio, las que se han curado durante 5 ó 7 días a  $+5^{\circ}\text{C}$ , antes de someterlas a la acción de la helada, no sufren este brusco cambio y continúan disminuyendo de volumen de un modo gradual.

En la figura 9b se representan las variaciones totales de volumen, para distintas temperaturas. Resulta interesante señalar el salto que en la velocidad de variación de volumen se produce para una temperatura de unos  $-5^{\circ}\text{C}$ . Este hecho concuerda perfectamente con los resultados obtenidos por Powers, en los ensayos por él realizados en los Laboratorios de Investigación de la "American Portland Cement Association".

En la figura 10 se representan los resultados obtenidos con pas-

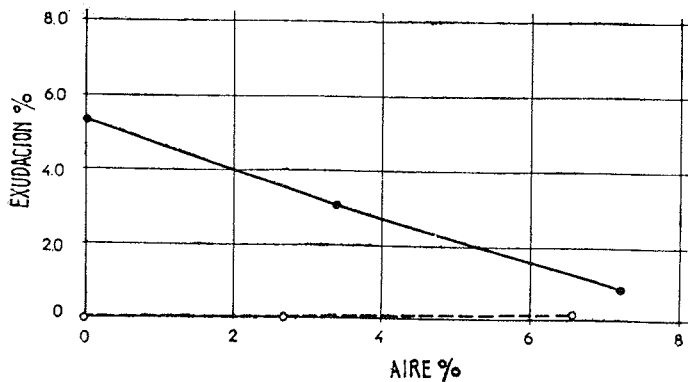


Fig. 8.—Exudación (en % del volumen de la pasta fresca).

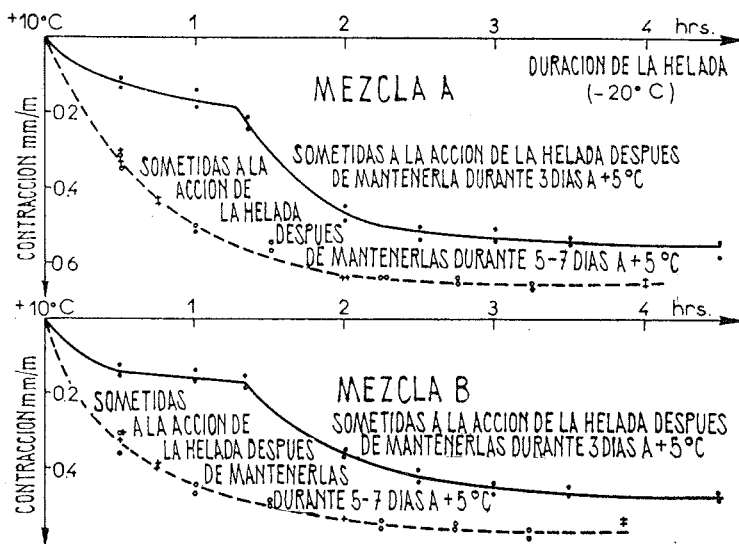


Fig. 9a.—...

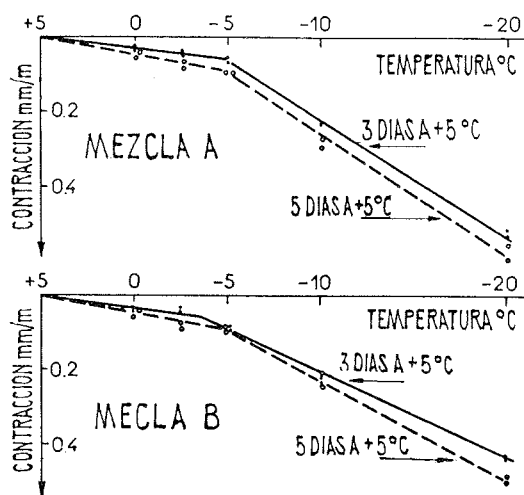


Fig. 9b.—...

tas de cemento puro, sin ninguna adición (mezcla C) y con adición de "Plastiment" (mezcla D). Debe observarse cómo ambas experimentan un brusco aumento de volumen después de mantenerlas durante una hora y media, aproximadamente, en una habitación refrigerada a  $-20^{\circ}\text{C}$ , cuando previamente han sido sometidas a un proceso de curado, durante tres días solamente, a una temperatura de  $+5^{\circ}\text{C}$ . Por el contrario, si este proceso de curado se ha prolongado durante 5 ó 7 días, el cambio de volumen no es tan brusco. Este gran aumento de volumen va siempre acompañado de la fisuración de la probeta.

En la figura 11 se representa el volumen de las mezclas C y D a diferentes temperaturas. De nuevo se observa un gran aumento de volumen, un par de grados por debajo de la temperatura de congelación, en las mezclas curadas solamente durante tres días a  $+5^{\circ}\text{C}$ . Para períodos de curado más largos el cambio de volumen no es brusco, debido a que la mezcla inyectada no se fisura. No obstante, la mezcla C, que no lleva adición, presenta un gradual aumento de volumen que ha de originar, indefectiblemente, sobre el hormigón pretensado de la pieza inyectada, una presión expansiva muy considerable. Por consiguiente, cuando se inyecte en las estructuras pretensadas pasta pura de cemento, sin aireante, y aún cuando se sometan a un prolongado período de curado a temperatura ordinaria, deberán siempre adoptarse las precauciones necesarias para contrarrestar dicha presión.

Cuanto queda expuesto se refiere solamente a una parte de los requisitos que debe cumplir un buen mortero de inyección. ¿Qué ocurre en relación con los demás requisitos? Naturalmente, toda mezcla deberá poseer las adecuadas características de fluidez y plasticidad.

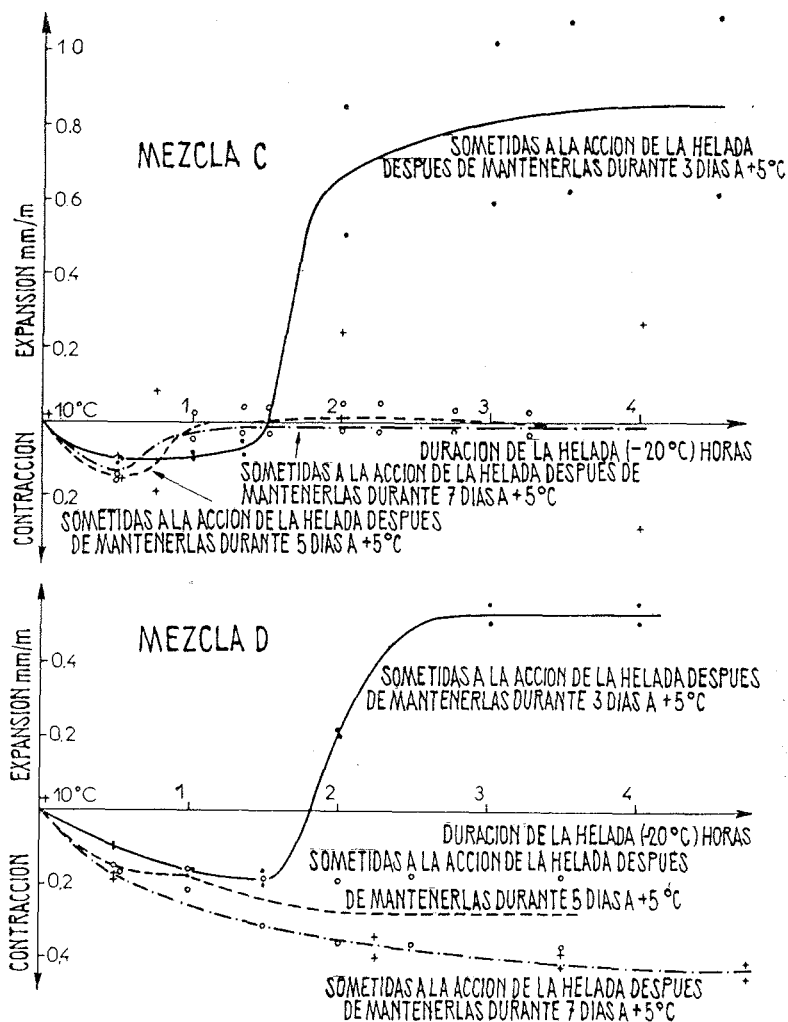


Fig. 10.—Variaciones de volumen de las mezclas de inyección que no llevan aireante.

Está plenamente comprobado que una pasta de cemento puro, con la adecuada proporción de aireante, presenta una elevada fluidez y muy poca tendencia a la segregación. La adición de un agente plastificante, tal como el "Plastiment", reduce la segregación hasta hacerla prácticamente nula. La pasta pura de cemento con aireante presenta, desde los primeros momentos, una tensión de adherencia muy elevada. Aunque la adición de un aireante reduce considerablemente la resistencia en compresión de la mezcla, el valor de su tensión de adherencia es tan elevado como el de la pasta sin aireante. Se deduce, por consiguiente, que cuatro de las más importantes características que debe cumplir un buen mortero de inyección para estructuras de hormigón pretensado se satisfacen, perfectamente, utilizando pasta pura de cemento con una adición de un 8 al 10 % de productos aireantes.

Resulta también interesante conocer los perjuicios que puede ocasionar, en una estructura, la formación de fisuras a lo largo de los conductos dispuestos para alojar las armaduras de pretensado. Ello depende, en gran parte, de las condiciones ambientales a que haya de quedar expuesta la estructura. La fisuración, evidentemente, permitirá el paso del aire al interior de la masa del hormigón y este aire aumentará el peligro de oxidación de las armaduras de pretensado. En particular, cuando el aire sea húmedo, el peligro de oxidación será inmediato. ¿Cuántos años pueden transcurrir antes de que la corrosión haya alcanzado un grado tal que la seguridad de la estructura se vea seriamente comprometida? Esta es una pregunta que, por el momento, no es posible contestar, por falta de datos.

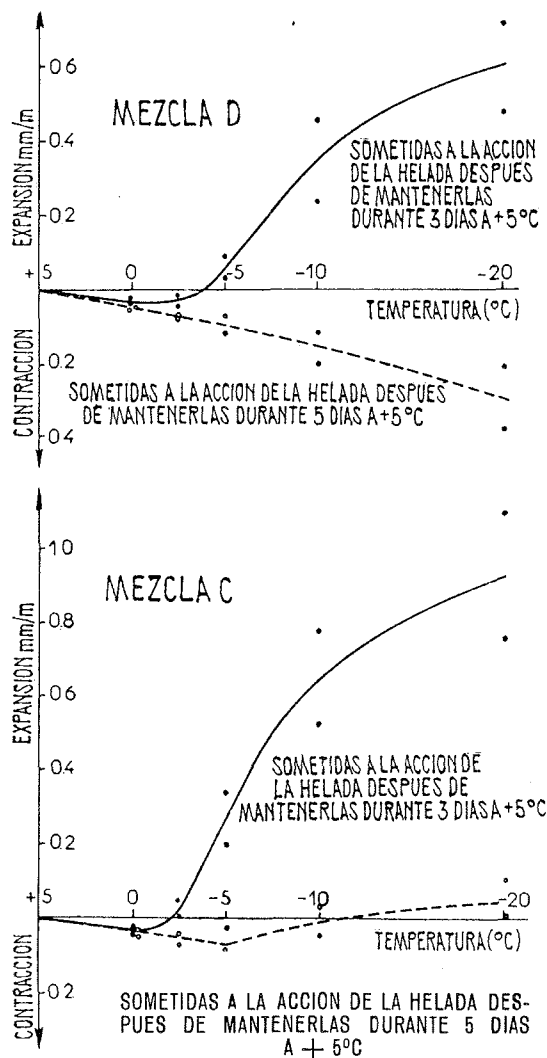


Fig. 11.—Variaciones de volumen de las mezclas de inyección que no llevan aireante.

No obstante, desde el punto de vista de la seguridad, toda pieza de hormigón pretensado, que haya de quedar expuesta a la acción de los agentes atmosféricos, y presente fisuras a lo largo de los conductos para el alojamiento de la armadura, deberá ser rechazada, ya que estas fisuras horizontales permitirán el paso de la humedad que, además de provocar la corrosión de los alambres, dará lugar a la formación de hielo y a que se produzcan daños muy considerables en tiempo de helada.

En este trabajo se han estudiado solamente unos cuantos—muy pocos—, tipos de mezclas de inyección. Indudablemente, existe una gran cantidad de agentes aireantes y plastificantes capaces de proporcionar resultados tan buenos, o aún mejores, que los obtenidos en los ensayos que quedan reseñados. Pero cada uno de estos productos deberá, necesariamente, ser sometido a una amplia y cuidada experimentación, antes de autorizar su utilización como adición de las pastas destinadas a ser inyectadas en las estructuras de hormigón pretensado. Es preciso, por lo tanto, disponer de los adecuados métodos de ensayo para la realización de esta investigación. Algunos países, como, por ejemplo, Alemania, tienen ya sujeto a Normas este tipo de ensayo. Es de esperar que el Comité conjunto de la R. I. L. E. M. y la F. I. P., recientemente constituido para el estudio de este problema, sea capaz de redactar, en breve plazo, unas Normas de universal aceptación en las que queden convenientemente reglamentados los ensayos adecuados, para comprobar, si un determinado tipo de mezcla, reúne los requisitos indispensables para poder ser utilizado en la inyección de los conductos destinados a alojar las armaduras de las distintas piezas y estructuras de hormigón pretensado.

## **notas de la federación internacional del pretensado**

### **Circular n.º 41 de la F. I. P.**

F. S. Fulton, Secretario del South African Prestressed Concrete Development Group, informa que su Grupo ha iniciado un trabajo de investigación, que se ha previsto durará tres años, con el fin de estudiar las características de los aceros de pretensado. Ante la posibilidad de que alguno de los puntos cuyo estudio tienen programado haya sido tratado ya por otros técnicos, y con el fin de no duplicar innecesariamente las investigaciones, suplica a todos los miembros de la F. I. P. que le informen sobre los trabajos originales que hayan efectuado en relación con dicho tema y, especialmente, en lo que se refiere a la relajación, corrosión bajo tensión y características de la ley, tensión-deformación, de los aceros de pretensado.

Se ruega, por consiguiente, a todos aquellos que puedan facilitar algún informe sobre el particular se pongan en contacto, directamente, con el mencionado Secretario, cuyas señas son las que a continuación se indican:

Mr. F. S. Fulton.  
South African Prestressed Concrete Development Group.  
Kew Road, Richmond.  
Johannesburg, South Africa.

### **Circular n.º 42 de la F. I. P.**

#### **Coloquios sobre láminas**

Para el próximo año de 1961 han sido convocados los coloquios sobre láminas que a continuación se relacionan:

#### **Coloquio sobre láminas prefabricadas**

Este Coloquio se celebrará en Dresde (Alemania Oriental), en marzo de 1961. En él se tratarán numerosos problemas relativos a la prefabricación y el montaje de elementos de estructuras laminares. Las personas interesadas en este coloquio deberán dirigirse al Dr. Ing. H. Rühle, Dresden-Loschwitz, Dostojevskistr. 10, Alemania Oriental.

#### **Coloquio sobre ensayos de láminas**

Este Coloquio, organizado conjuntamente por la R. I. L. E. M. (Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayos de Materiales) y la I. A. S. S. (Asociación Internacional de Estructuras Laminares), se celebrará en Delft, Holanda, del 30 de agosto al 2 de septiembre de 1961. Se discutirán los temas relativos a: resistencia y estabilidad, problemas constructivos y empleo de modelos. Las personas interesadas en este Coloquio deberán dirigirse al Secretario del mismo, Profesor A. L. Bouma, Technological University, Delft, Holanda.

#### **Coloquio sobre métodos de cálculo simplificados**

Este Coloquio, organizado también por la I. A. S. S., se celebrará en Bruselas (Bélgica), del 4 al 6 de septiembre (inmediatamente después del Coloquio de Delft). En él se estudiarán métodos simplificados aplicables al cálculo de superficies de curvatura de Gauss alterna, positiva, cero o negativa, así como otros métodos generales de simplificación y los aplicables al estudio de los problemas de inestabilidad. Las personas interesadas en este coloquio deberán dirigirse al Secretario del mismo, Profesor Dutron, 126 Av. Adolphe Buyl, Brussels, 5-Bélgica.



# **Boletín n.º 2<sup>(\*)</sup> de la F. I. P.**

## **Noticias de la F. I. P.**

### **Nuevos miembros**

La Federación se complace en expresar su bienvenida a los nuevos miembros admitidos por el Comité Ejecutivo en su X Reunión, a reserva de su aprobación por el Consejo Administrativo. Estos miembros son: "Dansk Betonforening. Chr. Brygge, 28. Copenhagen V. Dinamarca" y "Sociedad Venezolana de Concreto Pretensado. Colegio de Ingenieros de Venezuela. Apt. 10365, Sábana Grande, D. F. Venezuela". Con ellos, el número total de Grupos afiliados a la F. I. P. se eleva a treinta y tres.

### **Fallecimiento del Dr. Ing. West**

Con profundo pesar recibimos la noticia del fallecimiento del Dr. Ing. Herbert West. El Dr. West fué el primer Secretario de la Kammer der Technik, del Berlín Oriental.

### **Symposium F. I. P. - R. I. L. E. M. sobre morteros de inyección para el hormigón pretensado**

El Symposium que sobre morteros de inyección para el hormigón pretensado, habían convocado, conjuntamente, la F. I. P. y la R. I. L. E. M. para el 22 de junio del presente año 1960, ha sido aplazado y se celebrará en Trondheim, Noruega, durante los días 5 al 7 de enero de 1961.

Se mantendrá el mismo programa que ya se tenía previsto. Las personas interesadas en este Symposium deberán dirigirse al Profesor I. Lyse, Norges Tekniske Hogskole, Trondheim, Noruega.

### **Subcomité para el estudio de unas Normas Internacionales sobre hormigón pretensado**

Hasta el momento, han sido nombrados para formar parte del Subcomité que, bajo la dirección del Profesor Paduart, de Bélgica, habrá de ocuparse del estudio de unas Normas Internacionales sobre Hormigón Pretensado, los representantes de los distintos Grupos o Asociaciones nacionales que a continuación se relacionan:

- García Balado, en representación de Argentina.
- J. M. Antill, en representación de Australia.
- A. Páez, en representación de España.
- T. Y. Lin, en representación de Estados Unidos.
- A. Sallinen y A. Sandstrom, en representación de Finlandia.
- Chang Wen-Tao, en representación de Formosa.
- K. K. Nambiar, en representación de India.
- A. W. Hill, en representación de Inglaterra.
- F. Levi y C. Cestelli Guidi, en representación de Italia.
- Shumji Inomata, en representación del Japón.
- Ryszard Kowalczyk y Andrzej Brandt, en representación de Polonia.
- V. V. Mikhailov, en representación de Rusia.
- M. R. Ros, en representación de Suiza.

Rogamos a los Grupos nacionales que aún no lo hayan hecho, designen su representante a la mayor brevedad posible.

### **Intercambio de publicaciones**

Con el fin de hacerlo más útil a los miembros individuales de los distintos Grupos o Asociaciones afiliados a la F. I. P., se ha revisado el sistema establecido para el intercambio de publicaciones. Junto con dichas publicaciones se enviarán breves resúmenes, en inglés, de los diferentes trabajos. Sería de desear que cada Grupo difundiese entre todos sus miembros individuales, para mantenerlos al corriente de las publicaciones distribuidas por la F. I. P., copias de los citados resúmenes.

### **Asociación internacional de estructuras laminares (A.I.S.S.)**

El antiguo Comité Internacional de Estructuras Laminadas ha sido sustituido por la Asociación Internacional de Estructuras Laminadas (I. A. S. S.), cuya presidencia ostenta el Prof. E. Torroja. La sede central de dicha Asociación ha sido establecida en Madrid. La I. A. S. S. es uno de los miembros del Comité de Enlace de las Asociaciones Técnicas Internacionales.

(\*) Al reproducir este Boletín núm. 2 de la F. I. P., hemos suprimido de él algunas noticias que habían sido ya recogidas en números anteriores de nuestra Revista. (N. de la R.)

## Agenda de reuniones internacionales

A continuación se relacionan las Reuniones de carácter internacional que se han celebrado, o se piensan celebrar, a partir de junio de 1960.

FECHA	LUGAR	REUNION
1960		
16-22 junio.	Estocolmo.	Reunión Internacional de la Industria de Prefabricados de Hormigón.
21-23 junio	Gotemburgo.	Coloquio de la R. I. L. E. M. sobre "hormigones ligeros tratados en autoclave".
24-25 junio.	Estocolmo.	Reunión del C. E. B.
27 junio-1 julio.	Estocolmo.	Sexto Congreso de la A. I. P. C. y Symposium sobre "el cálculo y construcción de pilotes de cimentación".
29 junio.	Estocolmo.	XI Reunión del Comité Ejecutivo de la F. I. P.
	Estocolmo.	VII Reunión del Consejo Administrativo de la F. I. P.
	Estocolmo.	Reunión del Comité de Enlace de las Asociaciones Técnicas Internacionales.
17 julio.	Haifa.	Reunión del Comité Permanente de la R. I. L. E. M.
20 julio.	Haifa.	Symposium de la R. I. L. E. M. sobre "hormigonado en tiempo caluroso".
Octubre.	Dresden.	Coloquio de la I. A. S. S.
Sin decidir.	Venezuela.	Conferencia Internacional sobre "hormigón pretensado", organizada conjuntamente por el A. C. I. y la F. I. P.
1961		
5-7 enero.	Trondheim.	Symposium sobre "morteros de inyección para hormigón pretensado", organizado conjuntamente por la F. I. P. y la R. I. L. E. M.
Mayo.	Milán.	Coloquio de la R. I. L. E. M. sobre "bloques armados".
17 julio.	Praga.	Reunión del Comité Permanente de la R. I. L. E. M.
20 julio.	Praga.	Coloquio de la R. I. L. E. M. sobre "durabilidad del hormigón".
Septiembre.	Delft.	Symposium de la R. I. L. E. M.
Septiembre.	Lisboa.	Coloquio de la R. I. L. E. M. sobre "resultados de los ensayos sobre modelos de presas".
4-6 septiembre.	Bruselas.	Coloquio de la I. A. S. S. sobre "métodos de cálculo simplificados".
1962		
27 mayo-2 junio.	Roma y Nápoles.	IV Congreso de la F. I. P.
1961 ó 1962	Moscú.	Coloquio de la I. A. S. S. sobre "tratamiento de hormigones en autoclave".
1961 ó 1962	Moscú.	Coloquio de la R. I. L. E. M. sobre "tratamiento de hormigones en autoclave".

## **Información sobre las actividades de los diversos grupos o asociaciones nacionales**

### **Argentina**

#### **Instituto del Cemento Portland Argentino**

Puede decirse que, en la actualidad, se está iniciando en este país la aplicación del pretensado a la construcción de estructuras.

Recientemente ha entrado en servicio, en la provincia de Córdoba, un acueducto pretensado por el sistema Viannini, y en las provincias de Mendoza y Buenos Aires se ha iniciado la construcción de otros dos acueductos pretensados.

En fecha próxima se abrirá al tránsito, sobre el río Bermejo, al norte de la Argentina, un puente de hormigón pretensado de tres tramos. Otros dos puentes pretensados se encuentran actualmente en construcción; uno sobre el mismo río ya citado y otro sobre el río Cosquin, en la provincia de Córdoba. Para estos tres puentes se ha adoptado el sistema Leonhardt de pretensado.

Sobre el río Colastine, en la provincia de Santa Fe, se ha iniciado la construcción de un puente de 500 m de longitud, en el cual se utilizará el sistema de pretensado patentado por la S. T. U. P.

La "Empresa Argentina del Cemento Armado" (E. A. C. A.) ha obtenido la cesión de la patente suiza B. B. R. V. para su aplicación en la construcción de las nuevas centrales térmicas de Buenos Aires. Esta misma Empresa, además, posee ya los equipos necesarios para el tesado de armaduras en depósitos circulares, lo que le permitirá multiplicar las aplicaciones de esta nueva técnica en la construcción de tanques para las industrias del petróleo y el vino.

Se está estudiando también la posibilidad de emplear traviesas de hormigón pretensado en los ferrocarriles argentinos.

### **Austria**

#### **Comité Austriaco del hormigón pretensado. - Asamblea del año 1960**

En la Asamblea celebrada el jueves día 7 de abril de 1960, y después de unas palabras de bienvenida del Presidente de la Asociación Austriaca del Hormigón, se discutieron las siguientes comunicaciones:

"Impresiones sobre un viaje a Rusia", P. Misch.

"Las aplicaciones de los nuevos tipos de acero TOR", S. Soretz.

"Nuevos métodos de fabricación del hormigón en masa", H. Böhmer y F. Uhl.

"Los peligros de las estructuras de hormigón armado, de gran esbeltez", G. Franz.

El viernes día 8 de abril se leyeron los siguientes trabajos:

"Problemas que se han planteado durante la construcción de la fábrica de Lünensee", A. Burtscher.

"Daños causados por las inundaciones en la cimbra del puente de Traun", A. Pucher.

"Nuevos puentes de hormigón pretensado", G. Strehl.

"El proyecto para la construcción del reactor de Seibersdorf", E. Sträussler.

"Problemas y tecnología de la protección del hormigón", W. Koenne.

## **Bélgica**

### **Asociación Belga del pretensado**

*Miembros:* La Asociación Belga del Pretensado contaba el 31 de diciembre del año 1959 con 111 miembros, de los cuales 73 eran miembros individuales y 38 colectivos.

La reducción en cuatro del número de miembros de la Asociación, se debe, principalmente, a bajas experimentadas en la A. B. E. M., a consecuencia, la mayor parte de ellas, de fallecimientos o cese de actividades.

*Conferencias:* La Asociación ha celebrado ocho sesiones durante el año 1959, a las cuales han sido invitados los miembros de la A. B. E. M. A continuación se hace una breve reseña de lo tratado en dichas sesiones.

El 14 de enero, el señor Pappaert hizo un resumen, muy detallado, de las diversas comunicaciones presentadas al Congreso de la F. I. P. de Berlín, en relación con la "Evolución de los métodos para el cálculo en flexión y en compresión de los elementos de hormigón pretensado". A continuación de esta conferencia se celebró la Asamblea General de la Asociación.

Siguiendo con el estudio de algunos de los temas tratados en el citado Congreso de Berlín, el 18 de febrero, los señores Smet y Van de Vloet se ocuparon, respectivamente, del "Cálculo de pilotes en compresión y tracción" y de "Puentes de hormigón pretensado".

Un conferenciante francés, M. Muller, ha honrado este año nuestra tribuna para tratar del tema "Algunos aspectos del comportamiento de las placas y vigas de hormigón pretensado en fase elástica y en rotura".

Sobre "Pavimentos de hormigón pretensado" se organizó un ciclo de tres conferencias. El 29 de abril, el profesor Riessaw se ocupó de este problema, comentando las experiencias y realizaciones efectuadas en la Europa Occidental. Seguidamente, se celebraron otras dos conferencias para el estudio de las obras de este tipo recientemente ejecutadas o en curso de ejecución. El 13 de mayo, el profesor Vandepitte habló sobre la pista experimental, de hormigón pretensado, de Melsbroek; y el 24 de junio, el profesor Paduart comentó diversos detalles sobre la carretera experimental Zwartberg-Meeuwen y la nueva pista del Aeropuerto Nacional.

En la misma sesión del 13 de mayo, el señor Pappaert comentó, en una conferencia, los diversos métodos propuestos para el cálculo de láminas pretensadas, en el Congreso de Berlín.

Las actividades de la Asociación se reanudaron, después de las vacaciones estivales, con una conferencia del señor Ronsse sobre "Fabricación y características de los alambres de acero para pretensado"; esta conferencia forma parte del programa de trabajos que viene desarrollando la Comisión de "Armaduras para estructuras pretensadas" dependiente del Instituto Belga de Normalización.

El 11 de diciembre, los señores Hugghe y Lambotte han expuesto los resultados obtenidos en los ensayos por ellos realizados con el fin de estudiar "La influencia de la tensión inicial dada a los alambres, sobre el comportamiento resistente de las vigas de hormigón pretensado sometidas a cargas repetidas".

*Visitas a obras:* Durante el año 1959 se han realizado dos visitas colectivas. En la primera, efectuada el 20 de mayo, se visitó el puente colgante, de hormigón pretensado, de Mariakerke, y en la segunda, que tuvo lugar el 14 de octubre, la pista de hormigón pretensado del Aeropuerto Nacional.

*Consejo de Administración:* En el curso de su reunión anual, celebrada el 18 de noviembre, el Consejo de Administración, siguiendo las normas establecidas, ha estudiado el programa de las actividades de la Asociación para el año 1960. Ha tomado nota, además, de los acuerdos de la F. I. P. relativos al próximo IV Congreso Internacional, y adoptado determinadas medidas en relación con la participación belga a dicho Congreso.

Por otra parte, y de acuerdo con la sugerencia formulada por la STUVO, se está estudiando la celebración de una jornada común de estudio e información en la cual habrán de participar los miembros de ambas Asociaciones.

## **Checoslovaquia**

### **Asociación Checoslovaca del hormigón pretensado**

El principal objetivo de la Asociación Checoslovaca del Hormigón Pretensado es el propugnar el desarrollo, en dicho país, de esta nueva técnica. La Asociación presta su colaboración a diversas empresas constructoras y fábricas de elementos pretensados, auxiliándolas en la resolución de los problemas que se les presentan.

En mayo del año 1959, la Asociación organizó, en Praga, tres cursos de perfeccionamiento sobre hormigón pretensado para técnicos y constructores de hormigón armado interesados en el conocimiento de la nueva técnica. En cada curso se desarrollaron conferencias sobre el cálculo, proyecto, fabricación y empleo del hormigón pretensado y sobre sus posibles aplicaciones. A estos cursos, de tres días de duración cada uno, asistieron unas 600 personas.

Una Comisión, integrada por miembros de la Asociación colabora con la Oficina de Racionalización del Estado en el estudio de los métodos más idóneos y eficaces con objeto de lograr aumentar la producción del hormigón pretensado en Checoslovaquia.

En el año actual, la Asociación concentra sus actividades en la preparación de la IV Conferencia Nacional sobre Hormigón Pretensado, que habrá de celebrarse en Brno en el año 1961. Los temas de dicha Conferencia serán los siguientes:

Resultados experimentales.

Problemas constructivos y de normalización.

Prefabricación, en taller, de elementos estructurales.

Economía del hormigón pretensado en Checoslovaquia.

Informe sobre las principales estructuras pretensadas construídas a partir del año 1958.

## Chile

### **Grupo Chileno para la difusión del hormigón precomprimido**

El 29 de marzo del año 1960 se ha celebrado una reunión para discutir el programa de los trabajos para el año y las posibilidades de aplicación del hormigón pretensado en Chile.

A primeros de abril, la División de Construcción del Instituto de Ingenieros de Chile celebró una magna Asamblea durante la cual se aprobó el programa detallado de trabajos para el año actual.

## Dinamarca

### **Asociación Danesa del hormigón (Dansk Betonforening)**

La Asociación Danesa del Hormigón está encuadrada en el Instituto Danés de Ingenieros Civiles. Su dirección postal es la misma de dicho Instituto, es decir: Vester Farimagsgade 29-31, Copenhague, V. Su objetivo consiste en cooperar al desarrollo de la técnica del hormigón, difundiendo el conocimiento de los métodos adecuados para la obtención de buenos hormigones, de sus características y de sus aplicaciones. Entre sus actividades merecen destacarse las siguientes:

Organización de conferencias, discusiones, excursiones y cursillos.

Colaboración en los trabajos de investigación fundamentales y aplicados.

Colaboración en la preparación de Normas e Instrucciones.

Colaboración especial en la enseñanza técnica.

Colaboración con las organizaciones análogas internacionales y escandinavas.

Publicación de trabajos técnicos.

Esta Asociación está integrada por los miembros del Instituto Danés de Ingenieros Civiles y otros que, por razón de sus actividades científicas, técnicas o profesionales, están interesados en los trabajos de la Asociación.

La Asociación Danesa del Hormigón forma parte, junto con las análogas de Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia, de la Asociación Nórdica del Hormigón. Cada tres años esta Asociación organiza un "Congreso Nórdico del Hormigón" y otro "Congreso Nórdico de Investigaciones sobre el Hormigón".

La Asociación Nórdica del Hormigón publica la revista técnica trimestral "Nordisk Betong".

## España

### **Asociación Española del hormigón pretensado**

Durante los días 30 de noviembre a 6 de diciembre del año 1959, se ha celebrado, en Barcelona, la IV Asamblea General de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, en la cual fueron tratados los siguientes temas:

"Propuesta de Normas para la fabricación en taller de viguetas de hormigón pretensado".

"Propuesta de Normas sobre la colocación en obra de las viguetas prefabricadas de hormigón pretensado".

"Estructuras de hormigón pretensado, con armaduras postesas".

## Estados Unidos

### **Instituto del hormigón pretensado**

Del 1 al 7 de noviembre del año 1959 se celebró en Miami-Beach, Florida, la V Asamblea anual del Instituto del Hormigón Pretensado. En la revista "Journal of the Prestressed Concrete Institute" se publicarán los trabajos presentados a dicha Asamblea.

Han sido elegidos, para el año 1960, los siguientes nuevos miembros del Comité:

Presidente: Randall M. Dubois.

Vicepresidente: Jacob O. Whitlock.

Secretario-Tesorero: Charles L. Scott, Jr.

La sexta Asamblea anual se ha celebrado en la ciudad de Nueva-York, en el hotel Statler-Hilton, del 27 al 30 de septiembre de 1960.

## Francia

### **Asociación científica del pretensado (Association Scientifique de la Précontrainte)**

Los días 10 y 11 de marzo del año 1960 se celebró la IV Sesión de Estudio de la Asociación Científica del Pretensado, en el hall de la Federación Nacional de la Construcción. El programa fué el siguiente:



Jueves día 10 de marzo.—A las 10 h.: “Estructuras compuestas”. A las 15,30 h.: “El pretensado por procedimientos que no requieren el empleo de cables anclados en el hormigón endurecido”.

Viernes día 11 de marzo.—A las 15,30 h.: “Discusión. Comunicaciones sobre temas diversos”.

Las comunicaciones presentadas a la III Sesión de Estudio celebrada en febrero de 1959 han sido recogidas en una publicación, que puede adquirirse en la Asociación Científica del Pretensado al precio de 15 francos nuevos.

## Holanda

### Stuvo

Durante el último año se celebraron cinco Reuniones, en las cuales los principales temas discutidos fueron los siguientes:

“Determinación del coeficiente de seguridad en las estructuras”, por J. Kuipers.

“Cálculo del momento de rotura en el hormigón pretensado”, por B. Visser.

“Informe sobre el Congreso del C. I. B. celebrado en Rotterdam”.

“Informe del Comité R. I. L. E. M.-F. I. P. sobre morteros de inyección para hormigón pretensado”, por J. Aarnoudse.

“Puentes y viaductos de hormigón pretensado construidos en Holanda”.

“Las vigas “Preflex”, por A. Dobruszkes.

Se organizó también una excursión colectiva a Italia en la cual tomaron parte 29 personas. El itinerario de dicha excursión fué el siguiente: desde Milán a Parma, siguiendo la Autopista del Sol hasta Bolonia; y desde aquí, a Florencia, Pisa, Génova y Bérghamo. En el curso de la misma se visitaron numerosas obras en las cuales se utilizaba el hormigón pretensado. La carretera entre Bolonia y Florencia, con su gran número de puentes y viaductos de hormigón pretensado, fué una de las obras que más poderosamente atrajeron la atención de todos.

Durante el año 1959 se realizó, además, una excursión a Bélgica, con el fin de visitar un cierto número de puentes de hormigón pretensado, próximos a Gante (en donde los participantes fueron recibidos por el profesor Vandepitte), y la fábrica de vigas “Preflex”, en Bruselas.

Durante los días 23 y 24 de marzo de 1959 se celebró, en Zeist, el III Symposium de la STUVO sobre hormigón pretensado, en el cual tomaron parte 46 miembros de nuestra Asociación, y durante los días 8 y 9 de mayo de 1959, la STUVO recibió al Comité R. I. L. E. M.-F. I. P. sobre morteros de inyección para hormigón pretensado, celebrándose una Reunión, en Amsterdam, a la cual asistieron el profesor Inge Lyse, J. Guyon, A. W. Hill, J. Ipsen y el doctor Janssonius. Los temas discutidos fueron

los siguientes: “Fluidez”; “Adherencia y otras propiedades mecánicas”; “Análisis químicos”; “Estabilidad”; “Contracción y retracción”; “Resistencia a la helada” y “Duración del fraguado”.

En la actualidad, la STUVO tiene organizados los siguientes subcomités:

El de Normas sobre hormigón pretensado.

El de Morteros de inyección.

El de Prefabricación.

El de Preparación de un vocabulario técnico en cuatro idiomas.

Se mantiene una estrecha relación con la Asociación Belga del Pretensado, de acuerdo con las directrices del Benelux. Los miembros de ambas Asociaciones pueden participar libremente en las Reuniones y excursiones organizadas por cada una de ellas, indistintamente.

Actualmente, la STUVO cuenta con 52 socios. Se considera conveniente mantener este número sensiblemente constante, con el fin de no complicar ni alargar excesivamente las discusiones en las Reuniones que periódicamente celebra la Asociación. Su Comité directivo continúa, como en años anteriores, constituido por los siguientes señores:

Presidente: Dr. Ir. G. F. Janssonius.

Secretario: J. M. L. Trouw.

Tesorero: Ir. A. S. G. Bruggeling.

Vocales: C. Verruyt y Dr. Ir. B. Visser.

## India

### Asociación para la difusión del hormigón pretensado

Número de socios: Esta Asociación está integrada actualmente por 44 socios.

Congreso de la F. I. P.: Al III Congreso de la F. I. P., celebrado en Berlín, asistió una delegación constituida por ocho socios e ingenieros de la India. Su participación técnica consistió en la presentación de una comunicación, de la que son autores los señores Ramaswamy y Narayana, sobre “La resistencia de las vigas rectangulares de hormigón pretensado, con armaduras constituidas por cables inyectados, anclados sobre el hormigón endurecido de la propia pieza”.

Segundo Symposium y exposición sobre hormigón pretensado: Durante los días 4 al 7 de febrero del año 1960, y coincidiendo con la XL Sesión Anual de la Asociación de Ingenieros, se celebró en Nueva Delhi el Segundo Symposium de la Asociación del Hormigón Pretensado y una exposición de materiales relacionados con esta técnica. Contratistas, Concesionarios de patentes de los diferentes sistemas de pretensado, Centros de experimentación, etc., participaron en esta exposición que puso de manifiesto los últimos avances en el campo del hormigón pretensado. Llamó poderosamente la atención un nue-

vo sistema de anclaje y gato hidráulico de pretensado, ideado por Shri A. N. S. Kulasinghe, de Colombo Port Trust, Ceylán. Este sistema ha sido utilizado ya en la mayor parte de las estructuras de hormigón pretensado construídas en Colombo Port Trust. La principal característica de este nuevo sistema es que permite el tesado de los más pequeños cables, incluso de los constituídos por cuatro alambres solamente. Por su extraordinaria colaboración en el desarrollo del hormigón pretensado, le ha sido concedido al señor Kulasinghe un premio extraordinario de 250 rupias, donadas por Shri D. P. R. Cassad, anterior Presidente de la Asociación India de Ingenieros.

Al Symposium sobre hormigón pretensado se presentaron 13 trabajos, agrupados en los tres diferentes siguientes temas:

- I. Cálculo e investigación.
- II. Construcción.
- III. Prefabricación.

Todas las comunicaciones presentadas serán recogidas en unas "Memorias" del Symposium que, una vez editadas, serán distribuídas entre los diversos Grupos y Asociaciones afiliados a la F. I. P.

### **Desarrollo de las aplicaciones del hormigón pretensado, en la India**

*Primeros avances y dificultades:* A partir de la construcción del primer puente carretero de hormigón pretensado en la India, en 1951, el desarrollo de esta nueva técnica fué realmente vertiginoso, alcanzando su más alto nivel en el año 1956. Las restricciones impuestas a las importaciones cuando el país hubo de enfrentarse con su segundo plan quinquenal (1955-1960), frenaron en gran parte el ritmo de avance que hasta entonces llevaban las aplicaciones del pretensado. Las firmas concesionarias de patentes extranjeras y las empresas que durante los tres o cuatro años precedentes se habían dedicado activamente a la construcción de estructuras pretensadas, tuvieron que enfrentarse con serias restricciones, por lo que respecta a las importaciones de aceros de alta resistencia y de equipos para el pretensado. A consecuencia de todo ello se redujo en los años siguientes, de un modo sensible, el número de estructuras construídas en hormigón pretensado. Nuestra Asociación planteó el problema a los correspondientes Organismos ministeriales, haciéndoles ver las ventajas que reporta el empleo del hormigón pretensado en comparación con las estructuras metálicas o de hormigón armado. Como resultado de las insistentes gestiones realizadas, el Gobierno ha accedido a la concesión, para el actual año económico, de un determinado número de licencias para la importación de los aceros de alta resistencia utilizados en las armaduras de pretensado.

*Producción nacional de acero de alta resistencia y de equipos para el pretensado:* A la vista del cuadro que a continuación se incluye y en el cual se indica, de un modo resumido, el volumen de las estructuras de hormigón pretensado construídas en la India durante los últimos años, es fácil darse cuenta de la influencia desfavorable que, para el desarrollo de esta técnica, han tenido las restricciones impuestas a la importación de alambres y dispositivos de pretensado.

Año de construcción	Número de puentes	Longitud de los puentes (En m)	Area de los tableros de puente construídos (En m <sup>2</sup> x 10 <sup>3</sup> )	Coste (En rupias x 10 <sup>6</sup> )
1951	1	675	4,46	2,10
1952	2	800	7,43	4,30
1953	4	1.065	7,25	4,20
1954	9	3.340	24,15	13,20
1955	7	2.160	18,58	9,00
1956	18	6.200	49,24	33,08
1957	15	3.770	29,91	22,50
1958	4	478	4,09	2,70
1959	4	1.080	11,52	7,20

Sin embargo, es poco probable que esta situación persista indefinidamente, ya que, en la actualidad, se están montando un cierto número de industrias en la India, tanto de carácter público como privado, dedicadas a la fabricación de los aceros de alta resistencia necesarios para el pretensado. Se confía en que a finales del año 1962, la producción nacional de estos aceros será suficiente para cubrir todas las necesidades del consumo interior. Y otro factor del mayor interés para el futuro desarrollo de esta técnica lo constituye el anuncio, recientemente hecho por la Freyssinet Prestressed Concrete Co. (India) Ltd. de que, en fecha inmediata, y en colaboración con la Prestressed Concrete Equipment Co. Limited, de Inglaterra, empezará a fabricar en la India todos los dispositivos y accesorios necesarios para la aplicación del pretensado.

*El hormigón pretensado en los ferrocarriles de la India:* Los ferrocarriles de la India, que con la construcción del primer puente ferroviario en el enlace de Assam, a principios del año 1947, fueron los pioneros en la aplicación de la técnica del pretensado en este país, adoptaron después una actitud de expectativa. No obstante, resulta esperanzador comprobar que, durante los últimos tres años, y a pesar de la reducción general de este tipo de construcciones en la India, a que antes se ha aludido, los ferrocarriles han utilizado, cada vez más, esta técnica para la construcción de puentes, cuyos tramos varían entre los 10 y 20 m de longitud. Hasta 598 tramos se han terminado, en diferentes líneas, y si se continúa al mismo ritmo no sería de extrañar que, en fecha próxima, el volumen de las estructuras pretensadas, en los ferrocarriles, sobrepase el alcanzado en los otros campos de aplicación.

*Normas sobre la aplicación del pretensado, en la India:* Un Subcomité de la División de Construcción, de la Indian Standards Institution, está terminando, actualmente, la preparación de unas Normas prácticas para la aplicación del hormigón pretensado. A su debido tiempo se repartirá un ejemplar de estas Normas a cada uno de los Grupos o Asociaciones afiliados a la F. I. P.

## **Inglaterra**

### **Asociación para la difusión del hormigón pretensado**

Entre las actividades desarrolladas por esta Asociación durante el año 1959 merecen destacarse, por su importancia, las siguientes:

Un concurso para premiar el mejor proyecto de carretera elevada para automóviles. Se recibieron veinticinco proyectos.

Conferencia de los señores Prof. Rüsck y Félix Candela. (Estas conferencias fueron organizadas en colaboración con el "Joint Committee on Structural Concrete".)

Seis visitas colectivas a importantes estructuras de hormigón pretensado en construcción, en Inglaterra.

En colaboración con el citado "Joint Committee on Structural Concrete", se organizó también:

- a) Un viaje a París para visitar los edificios del CNIT y de la UNESCO.
- b) Un viaje a Italia para visitar diversas modernas estructuras en Milán, Génova, Turín, Ivrea y Roma.

El 14 de enero del año 1960 se celebró una Reunión especial para tratar del tema: "Puentes de hormigón pretensado". Fué tal el éxito obtenido, que tuvo que repetirse la Reunión el día 22 del mismo mes. En ambas Sesiones se leyeron las siguientes comunicaciones:

"Puentes de hormigón pretensado en las Islas Británicas", por A. Goldstein.

"Puentes de hormigón pretensado en el extranjero", por A. J. Harris.

"Ensayos sobre puentes de hormigón pretensado", por R. E. Rowe.

"Puentes en la carretera de desviación de Maldstone", por H. Bowdler y F. M. Bowen.

En el año 1958 se constituyó, dentro de nuestra Asociación, el "Comité del Norte de Irlanda", cuyas actividades han sido muy numerosas. Entre ellas, y dentro del año 1959, merecen destacarse:

Una conferencia de Félix Candela en Belfast.

Una visita colectiva a Suecia y Dinamarca.

## **Polonia**

### **Academia polaca de ciencias**

Durante el año 1959 se celebraron las conferencias que a continuación se indican, dedicadas en parte al estudio del hormigón pretensado:

*Tendencias actuales en la construcción de puentes. Cracovia:* En esta conferencia, organizada por la "Asociación de Ingenieros y Técnicos de Transportes" se leyeron, entre otras, las siguientes comunicaciones relacionadas con el hormigón pretensado:

"Puentes construidos en hormigón pretensado", por W. Pajchel.

"Comentarios sobre la economía de los puentes de hormigón pretensado", por St. Kaminski.

"Seguridad de las estructuras de hormigón pretensado y su construcción", por St. Matusiak.

"Puentes de vigas múltiples, prefabricadas, de hormigón pretensado, y de gran luz, construidos basándose en la experiencia adquirida con la construcción del puente de Miedzzychody", por S. Szczepaniak.

"Comentarios sobre los puentes de hormigón pretensado con armaduras postesas", por Z. Krogulec.

"Puente carretero, de hormigón pretensado, con armaduras postesas, sobre el Narew, en Lomza", por S. Piwonski.

"Sugerencias sobre los morteros de inyección para el relleno de los conductos de alojamiento de las armaduras en los puentes de hormigón pretensado", por A. Sloniewski y Ryszard Kowalski.

*Protección de las estructuras contra los ataques químicos. Wroclaw:* Organizada conjuntamente por la Delegación de Wroclaw de la "Asociación de Ingenieros y Técnicos de la Edificación" y el "Departamento de Proyectos de Edificios Industriales", se celebró esta conferencia. En ella se presentaron, entre otras, las dos comunicaciones siguientes, relativas al hormigón pretensado:

"Corrosión de los cables en las estructuras de hormigón pretensado", por J. Mindowicz.

"Métodos para la protección de los cables contra la corrosión en las estructuras de hormigón pretensado", por M. Wolff.

*El problema de la fisuración en las estructuras de hormigón, hormigón armado y hormigón pretensado y problemas constructivos en los edificios residenciales de Krynica:* Esta conferencia fué organizada por el Comité Científico de la Asociación Polaca de Ingenieros y Técnicos de la Construcción, y estuvo presidida por el Prof. W. Poniz.

Asistieron a la misma 196 personas, entre las cuales figuraban, como invitados, los siguientes especialistas extranjeros:

Dr. Ing. Sven Odman (Suecia).

Dr. Ing. Istvan Menyhard (Hungría).

Ing. Dipl. Christfried Rosch (Alemania Oriental).

Ing. Dipl. Bertil Sagermark (Suecia).

Se leyeron las siguientes comunicaciones:

"La fisuración de las vigas de hormigón pretensado para puentes", por M. Wolff.

"Resistencia de las vigas de hormigón pretensado y su fisuración bajo la acción de los esfuerzos cortantes", por J. Kmita.

"Ensayos, sobre modelos, de viaductos de hormigón pretensado", por L. Kaminski.

"Características resistentes de los hormigones utilizados en Polonia para las estructuras de hormigón pretensado", por St. Kajfasz.

Por otra parte, en octubre del año 1959, el profesor F. Campus, de Bélgica, pronunció dos conferencias sobre "Ensayos dinámicos de vigas de hormigón pretensado".

Durante los meses de abril a junio, la "Asociación Polaca de Ingenieros y Técnicos de la Construcción" organizó un curso de divulgación del hormigón pretensado para obreros de las empresas constructoras.

En el año 1960 se han celebrado, o están pendientes de celebración, los siguientes cursos y conferencias.

1. En febrero: "Novedades en la técnica de carreteras y puentes", organizada por la Asociación de Ingenieros y Técnicos de Transportes.

2. En abril: "La inyección en los conductos para los cables de las armaduras de estructuras de puentes", organizada por la Asociación de Ingenieros y Técnicos de Transportes.

3. Del 1 al 11 de septiembre: Conferencia científica en Krynica, organizada por el Comité Científico de la Asociación Polaca de Ingenieros y Técnicos de la Construcción. Esta conferencia estará dedicada al estudio de las estructuras de edificios ya terminados y al estudio teórico de las estructuras. Se prestará una especial atención al parámetro "tiempo".

4. En septiembre: "Algunos problemas del cálculo de las estructuras de puentes", organizada por la Asociación de Ingenieros y Técnicos de Transportes.

5. Curso, sobre hormigón pretensado, para obreros de empresas constructoras. Organizado por la Asociación de Ingenieros y Técnicos de la Construcción.

## **Unión Sudafricana**

### **Asociación Sudafricana para la difusión del hormigón pretensado**

Entre las actividades de esta Asociación merece destacarse la celebración de un Congreso Internacional del Hormigón Pretensado, que tuvo lugar en Johannesburg, durante el mes de octubre de 1959.

Los especialistas Dr. A. R. Collins, A. J. Harris y Donovan Lee, de Inglaterra, contribuyeron en gran parte al éxito del Congreso, con sus comunicaciones sobre los avances conseguidos, últimamente, en relación con los ensayos, proyectos y construcciones de estructuras de hormigón pretensado. Además, y por ausencia de su autor, el señor W. M. Johns leyó una conferencia muy interesante del señor Guyon, de Francia. Esta misma conferencia la repitió, posteriormente, el señor Johns en la Ciudad del Cabo, ante la Delegación local de la "South African Institution of Civil Engineers". De igual modo el señor A. J. Harris repitió su conferencia en Durban, ante un escogido grupo de técnicos y especialistas de la localidad.

Después del Congreso de Johannesburg, se celebró un Symposium sobre hormigón pretensado, en el Colegio de la Universidad de Rodesia y Nyasalandia (Salisbury), en el cual intervinieron, nuevamente, las mismas personalidades extranjeras que habían tomado parte en el Congreso.

Las comunicaciones presentadas al Congreso de Johannesburg y al Symposium de Rodesia serán publicadas en sucesivos números de la revista mensual que edita la Asociación Sudafricana.

Se han continuado los trabajos de investigación sobre los aceros sudafricanos para hormigón pretensado y desde hace más de un año ha venido funcionando en Pretoria la "Asociación del Acero para Pretensado", subvencionada por el "Instituto Nacional de Investigaciones sobre la Edificación", en el que se encuentra integrada. La Asociación Sudafricana del hormigón pretensado ha acordado mantener esta subvención durante un nuevo período de dos años.

## **nota de la asociación española del hormigón pretensado**

Acabamos de recibir un folleto editado por el Comité Italiano de Organización del próximo IV Congreso Internacional del Pretensado que, convocado por la F. I. P., habrá de celebrarse en Roma y Nápoles durante los días 27 de mayo a 2 de junio de 1962. En este folleto, que aparece impreso en los seis idiomas oficiales del Congreso (alemán, español, francés, inglés, italiano y ruso), se recogen diversas noticias previas relativas al desarrollo del mencionado Congreso. De algunas de ellas han sido ya informados nuestros lectores por anteriores comunicaciones de nuestra Asociación. Las demás las reproducimos a continuación, para general conocimiento de nuestros asociados.

### **Nota previa**

La preparación del Congreso ha sido encomendada por la F. I. P. a un Comité Italiano de Organización que será presidido por el señor Giovanni Padoan, Presidente del Consejo Superior de Obras Públicas de Italia. Dicho Comité tendrá su sede en el Ministerio de Obras Públicas, Roma (Italia).

El Secretario General del Congreso será el señor Giuseppe Rinaldi, Presidente de la III Sección del Consejo Superior de Obras Públicas, Porta Pia, Roma. Telf. 4666/4143.

### **Temas del congreso**

(No se indican, por ser los mismos que ya han quedado reseñados en el número 55 de nuestro Boletín de "Últimas Noticias Técnicas en Estructuras de Hormigón Pretensado".)

### **Comunicaciones e informes**

Todas las comunicaciones que hayan sido admitidas para su discusión en el Congreso, serán publicadas, previamente, en uno de los seis idiomas oficiales, junto con un resumen redactado en cada uno de estos seis idiomas.

Sobre cada uno de los temas del Congreso se presentará un informe general y todos estos informes se publicarán, completos, en cada uno de los seis idiomas oficiales.

De todas las comunicaciones e informes generales se enviará una copia, antes del Congreso, a los miembros de la F. I. P. que se hayan inscrito para participar en el mismo. La publicación conjunta de todas las comunicaciones presentadas, los informes generales y las discusiones mantenidas durante las sesiones, se editará después del Congreso. Todos los participantes en el Congreso tendrán derecho a recibir estas publicaciones sin desembolso alguno suplementario. Bastará para ello con que hayan abonado la cuota única de inscripción que más adelante se menciona.

### **Desarrollo de las sesiones**

Al iniciarse cada una de las sesiones dedicadas al estudio de los temas I a IV, el Ponente general comentará los puntos fundamentales de los diversos trabajos que en relación con el tema de la sesión hayan sido presentados. A continuación, los participantes que hayan contribuido personalmente a los trabajos del Congreso, podrán hacer las observaciones y críticas que estimen convenientes, sobre las comunicaciones a las cuales haya hecho referencia el Ponente General. Y, finalmente, los autores de los trabajos discutidos podrán hacer las aclaraciones pertinentes y contestar a las críticas formuladas. Al terminar la sesión, el Ponente General redactará el acta de la misma.



### **Diapositivas, películas, etc.**

Deberán presentarse acompañando a los trabajos a que se refieran y tendrán las siguientes dimensiones:

- a) Diapositivas: 5 × 5 cm; 7 × 7 cm; 8,5 × 8,5 cm, ó 8,5 × 10 cm.
- b) Películas: Serán de 16 mm ó 36 mm de ancho.

Se ruega a todos aquellos que deseen proyectar alguna película, lo comuniquen al Secretariado General del Congreso, antes del 30 de enero de 1962, con indicación del tipo y duración de la película.

Se advierte que no existe posibilidad de hacer proyecciones por epidiascopio. Dadas las dimensiones de la sala de Reuniones, estas proyecciones no resultarían visibles para todo el auditorio.

### **Nota importante**

Se recuerda que las figuras destinadas a las diapositivas deberán reducirse a sus líneas esenciales. Un dibujo demasiado complejo suele resultar ininteligible. Los números y las letras de la figura sólo serán visibles, por todo el auditorio, si se disponen en sentido vertical y sus dimensiones no son inferiores a 1/30 de la dimensión vertical, total, de la imagen proyectada.

### **Programa provisional del congreso**

(Véase el "Boletín de Últimas Noticias" núm. 55.)

### **Excursiones**

Se efectuaron excursiones y visitas a diversas obras del norte y sur de Italia, con arreglo al programa que en fecha próxima será discutido.

### **Programa para señoras**

Se pondrá un especial cuidado en la organización de un atractivo programa de actividades para las señoras, en el cual se incluirán diversas visitas a museos y localidades de interés turístico del norte y sur de Italia. Estas visitas se realizarán, unas durante la celebración del Congreso, y otras después de su clausura.

### **Cuota para participar en el congreso**

La cuota que deberán abonar los participantes en el Congreso ha sido fijada en 25.000 (veinticinco mil) liras italianas. Dicha cuota da derecho, además, a recibir, sin ningún gasto suplementario, las publicaciones preliminares y definitivas del Congreso.

La cuota para las señoras y las demás personas que acompañen a los participantes en el Congreso, se ha fijado en 10.000 (diez mil) liras italianas por persona.

### **Fichas de inscripción**

Todos aquellos que deseen participar en el Congreso deberán solicitar de sus respectivos Grupos o Asociaciones nacionales un impreso de la ficha provisional de inscripción, para su envío, a la mayor brevedad posible, al Comité Italiano de Organización.

### **Rebajas en los ferrocarriles**

El Comité Italiano de Organización está gestionando de la Administración de los Ferrocarriles del Estado, el establecimiento de unas tarifas especiales para los congresistas.

### **Exposición**

En los locales en que va a celebrarse el Congreso se organizará una exposición de materiales y productos especiales, directamente relacionados con la técnica del pretensado, en la cual podrán participar todas las firmas interesadas.



**procedimientos**

# Barredo

de hormigón pretensado

## características

- 1** tensión independiente por cada hilo
- 2** seguridad en el anclaje superior a la resistencia de los hilos
- 3** posibilidad de retesado
- 4** facilidad de comprobación de la tensión de la armadura, en cualquier momento

