

i.e.t.c.c.



instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento



**asociación
española
del hormigón
pretensado**

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

boletín n. 67

actividades de la F. I. P.

En la reunión de la Asamblea General de la F. I. P., que tuvo lugar en Roma con ocasión del IV Congreso Internacional, varios representantes expresaron la opinión de que la F. I. P. debería continuar sus actividades en el espacio de tiempo comprendido entre los congresos, organizando comisiones de trabajo sobre diversas materias y creando debates sobre asuntos particulares.

Se han discutido estas sugerencias en el curso de una reunión del Comité Ejecutivo tenida en París en el mes de enero, acordándose recomendar al Consejo de Administración la creación de diversas comisiones. Se ha pensado que algunas de estas comisiones podrán rendir cuentas de los progresos realizados en el próximo Congreso Internacional, que tendrá lugar en París, en 1966. Antes de presentar este plan al Consejo de Administración, se ha pensado que los diversos grupos-miembros podrían desear tener ocasión de aportar sus comentarios y, si lo juzgaban conveniente, de nombrar representantes en su grupo para participar en los trabajos de las comisiones. Se espera que los trabajos de las comisiones se realicen, principalmente, por correspondencia.

Los asuntos propuestos por las comisiones son los siguientes:

Prefabricación.

Construcciones sísmicas. (Se ha propuesto que sea invitado en calidad de Presidente de esta comisión un representante del Japón, de U. S. A. o de la U. R. S. S.)

Métodos para la realización de un hormigón de resistencia muy alta.

Resistencia al fuego.

Depósitos de «fuel-oil» y gasolina.

Aplicaciones del hormigón pretensado a las cimentaciones y estructuras de edificios industriales.

Hormigón ligero pretensado.

Recomendaciones para la inyección de conductos de hormigón pretensado

El Comité F. I. P.—R. I. L. E. M. para Inyección de Conductos de Hormigón Pretensado, bajo la presidencia del profesor Inge Lyse, ha redactado su informe final en la forma de «Recomendaciones internacionales para la inyección de conductos de hormigón pretensado». Estas Recomendaciones se han publicado por la F. I. P. y por la R. I. L. E. M., pudiéndose obtener los ejemplares (de tres páginas) que se deseen, al precio de 1 chelín.

Investigaciones actuales sobre hormigón

Los grupos alemán y australiano han recopilado una lista, similar a la publicada recientemente en el Boletín número 64, de investigaciones sobre hormigón desarrolladas en estos países. De éstas, reproducimos las relacionadas con el hormigón pretensado que se realizan en Australia.

Division of Building Research, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Melbourne, Vitoria

«Estudios experimentales de deformaciones y resistencias de estructuras ligeras planas (incluidas las placas pretensadas)».

«Cálculo de placas armadas y pretensadas».

Commonwealth Experimental Building Station, N. S. W.

«Pérdidas de fricción en conductos metálicos con resaltos, de los usados en sistemas de postesado».

Universidad de Melbourne (Departamento de Ingeniería Civil)

«Investigaciones experimentales y analíticas de pilares en hormigón pretensado sometidos a carga excéntrica, incluida carga de pandeo y carga de rotura», por S. Aroni.

Universidad de Sidney

«El desarrollo de depósitos a presión de hormigón pretensado», por D. Campbell-Allen y N. M. Hawkins.



últimas noticias técnicas en estructuras

de **h**ormigón **p**retensado

boletín de circulación limitada núm. 67

abril . mayo - junio 1963

i.t.e.c.c.

Instituto Eusebio Torralba

DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

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

Depósito legal: M.853-1958

procedimientos

Barredo

de hormigón pretensado

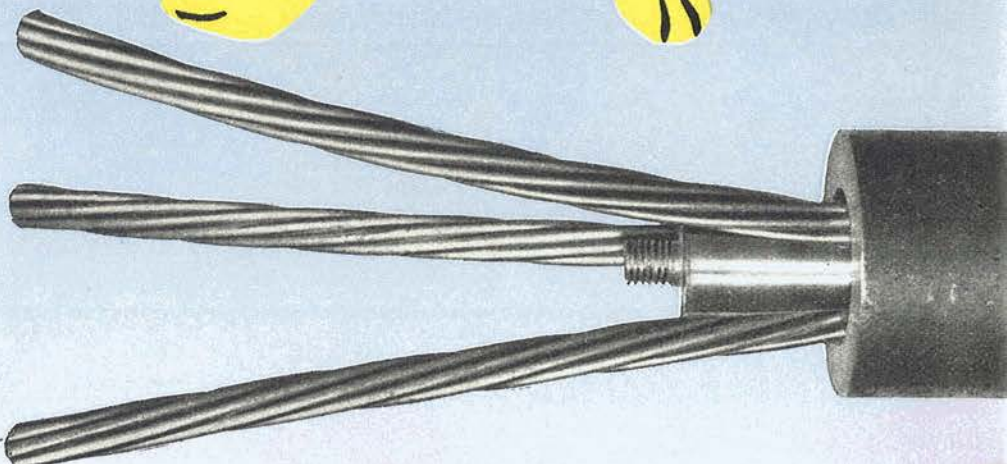


antes el gato...



**...ahora
el
tigre**

**Carrera de San Jerónimo, 19
Teléfono 231 04 54
MADRID**



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
Socios colectivos (aunque figuren como socios adheridos)	800,00	15,00

índice

	Págs.
Editorial.	
457-0-25 Normas técnicas para el suministro de barras de acero de alta resistencia para construcciones pretensadas. Francia, 1963.	5
457-8-26 Investigación sobre el empleo del hormigón pretensado en ferrocarriles, por E. J. Ruble y F. P. Drew	22
591-2-22 Puente de Valdecañas sobre el río Tajo, por A. Martínez Santonja	33
591-1-7 Reparación de los daños causados por el fuego en vigas pretensadas postesas, por A. T. Clarke	39
628-0-10 Sobre la pérdida de tensión en los alambres de acero en el hormigón pretensado, por F. Stüssi	41
Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado	47

editorial

Siguiendo el criterio adoptado en los últimos boletines, de insertar en cada número una norma extranjera, se publican en éste las normas francesas para el suministro de barras de acero de alta resistencia, que se completarán, en el próximo boletín, con las normas para el suministro de alambres. Han sido aprobadas recientemente en Francia y entrarán en vigor a partir del 1 de enero de 1964. Para facilitar su lectura, se han colocado los comentarios enfrentados con los artículos a que hacen referencia.

A continuación se inserta un artículo, en el que se resume una serie de experimentaciones llevadas a cabo por la American Association of Railroads antes de decidirse a utilizar el hormigón pretensado en puentes y en las nuevas traviesas. Se estudia, de manera especial, el coeficiente de impacto, observándose la reducción que experimenta en relación con las vigas tradicionales de hormigón armado.

Sigue una descripción del puente de Valdecañas, por don Antonio Martínez Santonja. Esperamos que éste sirva de ejemplo para que se pueda ofrecer en nuestro boletín, aparte de traducciones, noticias sobre las numerosas obras pretensadas que se realizan en España. Las puertas están abiertas para los artículos que se nos envíen.

Finalmente, aparecen otros dos artículos, de pequeña extensión, junto con las habituales secciones de bibliografía y de noticias de la F. I. P.

normas técnicas para el suministro de barras

0. OBJETO.

0.1. Consistencia de la muestra.

1. CARACTERISTICAS DE LOS ACEROS.

1.1. Características mecánicas.

1.2. Ensayos de conformidad o de recepción.

- a) Control general de conformidad de fabricación en lo concerniente a R, T, A, Z.
- b) Controles especiales en lo concerniente a R, T, A, Z.
- c) Relajación.

1.2.1. Modo operatorio para los ensayos de control de R, T, A, Z.

1.2.2. Tensión de rotura R.

1.2.3. Diagrama tensión-deformación.

1.2.4. Tensión característica de la forma del diagrama tensión-deformación.

1.2.5. Alargamiento bajo carga máxima.

1.2.6. Estricción.

1.3. Interpretación de los ensayos de conformidad o de recepción.

- a) Ensayos efectuados por el organismo de control habilitado por la A. S. P.

comentarios

0. OBJETO.

La Comisión no ha creído necesario exigir de los fabricantes la Comunicación sobre el modo de elaboración de los aceros, debido a la duda que subsiste sobre la correlación entre ciertos incidentes constatados y las causas reales de estos incidentes.

Sin embargo, se aconseja a los consumidores que se informen de los modos de elaboración y sus consecuencias posibles, especialmente cuando se trata de obras en las que el riesgo de corrosión bajo tensión es de temer.

El documento de idoneidad de la A. S. P. se entrega, a petición del fabricante, por la «Comisión de expertos en armaduras de alta resistencia para construcciones pretensadas».

El catálogo de calidades aceptadas por la A. S. P. se pone periódicamente al día y está a disposición de los usuarios.

Francia - 1963

de acero de alta resistencia para construcciones pretensadas

aprobadas por la Comisión Plenaria de la Asociación Científica del Pretensado, el 28 de marzo de 1963

- | | |
|---|---------------------------------|
| b) Ensayos sobre lotes individualizados sometidos a una recepción especial. | 3.2. Barras calibradas. |
| 1.4. Pequeños lotes. | 4. TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS. |
| 2. CONTROL DE RECEPCION. | 5. ENTREGA. |
| 2.1. Ensayos de conformidad. | 5.1. Estado de la superficie. |
| 2.2. Admisión o rechazo de partidas individualizadas. | 5.2. Presentación. |
| 3. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS. | 5.3. Factura de envío. |
| 3.1. Barras no calibradas. | 6. UNIONES. |

articulado

0. OBJETO.

Las presentes normas definen las condiciones generales a las que deben satisfacer todas las barras (*) en acero de alta resistencia, destinadas a ejercer los esfuerzos de pretensado en las construcciones de cualquier naturaleza, sea cual sea su modo de puesta en obra.

Estas condiciones están hechas con vistas a obtener de los productos mencionados los siguientes caracteres principales:

- a) ausencia de defectos;
- b) ausencia de fragilidad;
- c) dispersión aceptable de las características geométricas, mecánicas y físicas;

(*) Son consideradas barras todos los aceros de pretensado cuyas dimensiones sean superiores a las definidas en las «Normas técnicas para el suministro de alambres en acero de alta resistencia», de la A. S. P.

comentarios

El texto de las normas tiene como fin principal precisar las definiciones de las magnitudes características más que los límites entre los cuales estas características deben estar comprendidas o ser utilizadas, pues éstos se recogen en los reglamentos de utilización y pliegos particulares de condiciones. Sin embargo, los comentarios dan algunas indicaciones sobre los valores recomendables para ciertas magnitudes.

Art. 1.1. Características mecánicas.

Las características definidas en las normas han sido consideradas como las únicas necesarias de precisar en todos los casos, estando entendido que condiciones particulares de uso pueden dar lugar a exigencias suplementarias especiales.

Cuando el usuario proceda sobre la barra a un tratamiento antes de la puesta en tensión (estirado previo u otros), el director de la obra puede pedir al usuario que compruebe la influencia de estos tratamientos en las características definidas en las presentes normas. Estas comprobaciones se aplican a las barras que hayan sufrido dichos tratamientos y no al producto enviado por el proveedor.

La Comisión ha estimado que conviene facultar al proveedor para cubrirse a su gusto del riesgo del vendedor.

El valor de $0,8R_{mG}$ elegido para la determinación del diagrama de relajación, es parecido a los valores usuales de la tensión permanente que existe en los aceros, habiéndose considerado otras pérdi-

d) diagrama de deformación que permita una ejecución conveniente de las operaciones de puesta en tensión y la obtención de obras que ofrezcan las condiciones de seguridad óptimas.

La composición y el modo de elaboración del acero, tratamientos mecánicos, térmicos u otros a los que se les someta a las barras, se dejan a iniciativa del fabricante, pero el maestro de obra o el cliente pueden solicitar información antes del pedido.

Las magnitudes definidas en las presentes normas deben ser objeto de la creación, por el fabricante, de un catálogo de características de las diferentes calidades que él ofrece.

Las barras pueden suministrarse con o sin dispositivo de unión.

El director de obra y el consumidor indicarán en el Pliego de Condiciones, en función del tipo de construcción y del modo de puesta en obra del pretensado, las magnitudes características exigidas; pueden guiarse en esta elección por las recomendaciones que figuran en los comentarios de las presentes normas.

0.1. Consistencia de la muestra.

Las muestras presentadas a control pueden:

- ser sacadas de lotes de fabricación que respondan a las normas del presente folleto y aceptadas por un organismo habilitado por la A. S. P. para probar la conformidad de la fabricación de la cual provienen, con los valores garantizados por el proveedor;
- ser objeto de lotes individualizados, inferiores o iguales a 50 toneladas, sometiéndoseles a un control especial.

Cada uno de éstos no comprenderá más que barras sin soldadura, que provengan de una misma colada de acero y que hayan sufrido los mismos tratamientos.

1. CARACTERÍSTICAS DE LOS ACEROS.

Una calidad de barra está definida, para cada tipo de barra, en un catálogo presentado por el proveedor a la aprobación de la A. S. P., por las características garantizadas enumeradas en los artículos siguientes y por la dispersión máxima susceptible de afectar a cada una de ellas en un lote determinado.

1.1. Características mecánicas.

Desde el punto de vista mecánico, una calidad de acero está caracterizada por las magnitudes siguientes y por la dispersión referente a cada una de ellas; su conocimiento es esencial para la elaboración y realización de cualquier construcción pretensada, y tales magnitudes se garantizan por el proveedor:

- tensión de rotura, R ;
- tensión, T , característica de la forma del diagrama tensión-deformación;
- alargamiento total, A , bajo carga máxima;
- estricción, Z ;
- valor de la relajación a 120 h y a 1.000 h y diagrama de relajación bajo longitud constante y bajo temperatura constante ($+ 20^{\circ} \text{C} \pm 1^{\circ} \text{C}$).

comentarios

das de pretensado. En caso de necesidad, puede darse una justificación experimental para otros valores distintos de $0,8R_{m_G}$. A título de ejemplo, los ensayos efectuados sobre aceros trefilados, envejecidos y endurecidos por estirado han dado los resultados siguientes:

Tensión inicial:

	$0,7R_{m_G}$	$0,75R_{m_G}$	$0,8R_{m_G}$	$0,85R_{m_G}$	$0,90R_{m_G}$
Relajación en %:	90	95	100	104	107

(La relajación para $0,8R_{m_G}$ se ha tomado como base de comparación y representada por 100.)

Conociendo M y σ , el usuario está en condiciones de adoptar, para la característica correspondiente, un valor que depende del riesgo aceptado, S , de encontrar en la partida valores menores.

Con una distribución normal, el valor a adoptar es $M - t \cdot \sigma$, dándose los valores de t en función de S en la tabla que sigue:

S	0,001	0,005	0,010	0,025	0,050	0,100
t	3,09	2,58	2,33	1,96	1,64	1,28

Este diagrama dará los valores de las tensiones que subsisten correspondientes a los tiempos siguientes, contados a partir de la puesta en carga:

36 segundos	2 horas
1 minuto	3 horas
3 minutos	4 horas
6 minutos	8 horas
9 minutos	cada 24 horas hasta las 120 horas
15 minutos	500 horas
30 minutos	1.000 horas
45 minutos	1.000 horas
1 hora	y si es posible seis meses

La tensión inicial para establecer este diagrama se toma igual a $0,8R_{mG}$.

Para cada una de las características R , T , A , Z , el proveedor garantiza, para un producto dado definido en su catálogo, un valor medio mínimo, M_G , y una desviación típica máxima, σ_G .

A la entrega de cada lote de fabricación, él indica la media, M_o , y la desviación típica, σ_o , que han resultado de los ensayos efectuados por él en el curso de la fabricación del lote.

1.2. Ensayos de conformidad o de recepción.

a) Control general de la conformidad de fabricación en lo referente a R , T , A , Z .

Para cada tipo de acero admitido, el proveedor se compromete a comunicar al organismo de control habilitado por la A. S. P. los resultados de todos los ensayos a los cuales habrá procedido en el curso de fabricación.

Los agentes de este organismo podrán asistir a los ensayos efectuados por el proveedor. También podrán verificar la conformidad de un lote de fabricación designado por ellos, con los valores garantizados por el proveedor para el tipo de acero correspondiente, procediendo, sobre el lote en cuestión, a un número de ensayos fijados en:

30 para las características R , A , Z ;

15 para la característica T .

b) Controles especiales en lo que se refiere a R , T , A , Z .

En el caso de lotes individualizados sometidos a un control especial, se hará aplicación del plan de control definido en I-3b para la verificación de las características R , T , A , Z .

c) Relajación.

No hay previsto ningún ensayo de relajación sobre un lote determinado. A veces, en caso de suministro por lotes individualizados, el cliente puede, si lo desea, hacer controlar, a su costa, el que la relajación real no sobrepase en más del 20 por 100 a la relajación indicada por el proveedor. En caso de suministros no individualizados, el controlador habilitado podrá hacer probar que, en el caso de un ensayo único, llevado a cabo sobre el conjunto de barras que provienen de una misma colada, la relajación real no sobrepasa en más del 20 por 100 a la relajación definida por el proveedor o, en

comentarios

En el caso en que los aparatos de los fabricantes registrasen los diagramas en función de las cargas, la escala de estos diagramas será tal que la ordenada de la carga de rotura sea, al menos, igual a 10 cm. La sección de cada probeta se precisará sobre el diagrama.

el caso de que se procediese a un ensayo sobre muestras sacadas de madejas diferentes que provienen de una misma colada, que la media de la relajación real encontrada no sobrepasa, en más del $\frac{20\%}{\sqrt{n}}$ la relajación definida por el proveedor.

1.2.1. *Modo operatorio para los ensayos de control de R, T, A, Z.*

Las características mecánicas de un lote se determinan mediante ensayos de tracción efectuados sobre probetas, de 500 mm de longitud, sacadas de muestras que provienen de las extremidades de barras diferentes y repartidas de manera sensiblemente igual entre las barras ensayadas o controladas.

1.2.2. *Tensión de rotura, R.*

Se define la tensión de rotura de una probeta como el cociente entre la carga de rotura, medida en kgp, y la sección media de la probeta, en mm², definida en el capítulo 3.

1.2.3. *Diagrama tensión-deformación.*

Para la determinación de este diagrama las cargas se miden con aproximación del 1 por 100, las deformaciones en 1/10.000 de la longitud de base de medida y hasta una carga correspondiente al 95 por 100 de la tensión de rotura garantizada (*). El ensayo se continúa hasta la rotura sin determinación del diagrama tensión-deformación.

1.2.4. *Tensión característica, T, de la forma del diagrama tensión-deformación (**).*

Se determina la tensión *T* (calculada a partir de la sección media inicial de cada probeta) como la correspondiente al punto donde cada diagrama tensión-deformación corta a la recta de pendiente 20.000 kg/mm² que pasa por el punto de abscisa 1/1.000 y ordenada cero.

1.2.5. *Alargamiento bajo carga máxima.*

Los alargamientos se obtienen sobre probetas en las que se han fijado dos pinzas apropiadas, distantes 500 mm, midiéndose la separación de estas pinzas hasta la rotura.

El alargamiento bajo carga máxima es el cociente, expresado en %, entre el alargamiento medido bajo esta carga y la longitud inicial de la base.

Las cargas, incluyendo la carga máxima, se miden con aproximación del 1 por 100 y las deformaciones en 1/1.000 de la longitud de la base.

1.2.6. *Estricción.*

El coeficiente de estricción, *Z*, de una probeta, es el valor de la relación $\frac{s_o - s_u}{s_o}$, en la cual *s_o* es el área de la sección media inicial de la probeta (definida en el capítulo 3) y *s_u* el área después de la rotura de la sección en la cual ésta se produce, se determina mediante calibrador.

(*) El diagrama se representa, en principio, tomando las tensiones, en ordenadas, a escala de 1 cm = 10 kg/mm² y las deformaciones, en abscisas, a escala de 1 cm = 1/1.000.

(**) A título de información, se indica que la forma más favorable del diagrama tensión-deformación es la que tiene *T* = 0,9*R*.

Art. 1.3. Interpretación de ensayos de conformidad o de recepción.

Como se ha precisado en los comentarios del artículo 1.1, la Comisión ha creído conveniente facultar al proveedor para cubrirse a su gusto del riesgo del vendedor, fijando, en consecuencia, la media garantizada M_G

Se prevé un control:

— por una parte, para la media $M_n \geq M_G$

— por otra parte, para la dispersión $\sigma_n \leq K_n \cdot \sigma_G$
designando n el número de ensayos.

A veces se ha juzgado preferible, para no ver aparecer en el catálogo los valores demasiado elevados de σ_G que podrían influenciar molestando a los usuarios y llevar a un derroche de material, el prever un cierto riesgo aceptable para el vendedor, riesgo que ha sido fijado uniformemente en 2,5 %.

Este uniformar el riesgo del vendedor no se ha estimado necesario para la media garantizada.

Si para homogeneizar se quisiera admitir el mismo riesgo del 2,5 por 100 para la media y para la desviación típica máxima, habría que exigir:

$$M_{30} \geq M_G - 1,96 \frac{\sigma_G}{\sqrt{30}}$$

o sea,

$$M_{30} \geq M_G - 0,36\sigma_G$$

— *Tensión característica, T.*

Las prescripciones contenidas en este artículo eliminan los aceros con diagrama demasiado pino.

Si tales aceros ofrecen, en efecto, ventajas en lo que se refiere a relajación y resistencia a la fisuración de piezas pretensadas, la experiencia muestra, por el contrario, que una exageración en esta dirección puede entrañar riesgos de fragilidad o de rotura prematura. Por otra parte, es necesaria una cierta plasticidad para asegurar una puesta en obra correcta de los aceros.

Por esto, ha sido fijado un máximo para el valor de T referente a cada probeta.

Por el contrario, no se ha considerado necesario fijar un mínimo para T_{m_G} , ya que las tensiones de tracción inicial, autorizadas por el reglamento en función de T_{m_G} , eliminan prácticamente, desde el punto de vista económico, a los aceros de características demasiado blandas, que presentan algunos inconvenientes mayores (fuerte relajación; disminución de la resistencia a la fisuración; imprecisión en la correspondencia entre tensiones y deformaciones, cuando las puestas en tracción se hacen bajo tracción elevada).

1.3. Interpretación de ensayos de conformidad o de recepción.

a) *Ensayos efectuados por el organismo de control habilitado por la A. S. P.*

— *Tensión de rotura, R.*

Se determina la media aritmética, R_{30} , de los valores obtenidos con las treinta probetas de ensayo y la dispersión cuadrática media correspondiente, $\sigma_{R_{30}}$, y se los compara con los valores garantizados R_{m_G} y σ_{R_G} .

La remesa se considera conforme con la calidad garantizada si se verifican las dos condiciones siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma_{R_{30}} &\leq 1,25\sigma_{R_G} \\ R_{30} &\geq R_{m_G}\end{aligned}$$

— *Tensión característica, T.*

Se determina la media aritmética, T_{15} , de los valores obtenidos con las quince probetas de ensayo y la dispersión cuadrática media correspondiente, $\sigma_{T_{15}}$.

La remesa se considera conforme con la calidad garantizada si se verifican las tres condiciones siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma_{T_{15}} &\leq 1,32\sigma_{T_G} \\ T_{15} &\geq T_{m_G}\end{aligned}$$

Para cada una de las probetas, T deberá ser inferior o igual a los 95/100 del límite de rotura R .

comentarios

Por otra parte, se recuerda que el usuario tiene la posibilidad de modificar las características de los aceros por un endurecimiento previo bajo tensión elevada (pre-estirado).

El texto de las normas precisa que la forma más favorable del diagrama de tracción es tal que:

$$T_{m_G} = 0,9R_{m_G}$$

Igualmente, se aconseja el valor $0,9R_o$ como el tanto por ciento de tracción para el endurecido antes de la puesta en tensión definitiva.

b) *Ensayos sobre lotes individualizados.*

El rechazo de un lote puede ser debido a dos causas:

- I. A la media;
 - II. A la dispersión.
- I) Lote de media reducida, pero de dispersión baja.

$$M < M_G \text{ pero } \sigma < \sigma_G$$
$$M - K\sigma > M_G - K\sigma_G = V_G$$

El fin perseguido en las presentes normas es, ante todo, permitir al usuario conocer mejor la calidad de los aceros que él compra.

Es evidente que un acero cuyas características medias sean un poco más bajas, pero en el cual la dispersión sea más reducida, es preferible para el usuario a otro acero de media más elevada pero de fuerte dispersión.

Este debe, en función de las características reales, M_o , del acero y de su dispersión real, apreciar su propio «riesgo de comprador» y elegir, en consecuencia, los valores límites que adoptará para su proyecto.

Un acero de característica media reducida, pero de baja dispersión, puede ser utilizable perfectamente, si, habida cuenta del porcentaje de utilización, este último no corresponde a un riesgo superior al del lote tipo garantizado, o, incluso, si el comprador fija los valores límites que adoptará en su proyecto, en función del riesgo que él estime admisible, y en función del valor medio, M_o , y de la

— *Alargamiento bajo carga máxima.*

Se determina la media aritmética, A_{30} , de los valores obtenidos con las treinta probetas y la dispersión cuadrática media correspondiente, $\sigma_{A_{30}}$. La remesa se considera conforme con la calidad garantizada, si se verifican las dos condiciones siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma_{A_{30}} &\leq 1,25\sigma_{A_G} \\ A_{30} &\geq A_{m_G}\end{aligned}$$

— *Estricción.*

Se determina la media aritmética, Z_{30} , de los valores obtenidos con las treinta probetas y la dispersión cuadrática media, $\sigma_{Z_{30}}$. La remesa se considera conforme con la calidad garantizada si se verifican las dos condiciones siguientes:

$$\begin{aligned}\sigma_{Z_{30}} &\leq 1,25\sigma_{Z_G} \\ Z_{30} &\geq Z_{m_G}\end{aligned}$$

b) *Ensayos sobre lotes individualizados sometidos a una recepción especial.*

Para cada una de las características R , T , A , Z se procede a una primera prueba sobre doce probetas para R , A y Z , y sobre seis probetas para T , y con los resultados obtenidos se calcula la media y la dispersión cuadrática media, comparándolas con los valores garantizados.

Se considera que el lote satisface la característica considerada, si se verifican las condiciones siguientes:

para R : $\sigma_{R_{12}} \leq 1,35\sigma_{R_G}$

$$R_{12} \geq R_{m_G} + 0,57\sigma_{R_G}$$

para T : $\sigma_{T_6} \leq 1,46\sigma_{T_G}$

$$T_6 \geq T_{m_G} + 0,80\sigma_{T_G}$$

$$T \leq 0,95R \text{ (para cada probeta)}$$

para A : $\sigma_{A_{12}} \leq 1,35\sigma_{A_G}$

$$A_{12} \geq A_{m_G} + 0,57\sigma_{A_G}$$

para Z : $\sigma_{Z_{12}} \leq 1,35\sigma_{Z_G}$

$$Z_{12} \geq Z_{m_G} + 0,57\sigma_{Z_G}$$

En el caso en que estas condiciones no se cumplan en lo concerniente a ciertas características, se procede a una segunda prueba para cada una de estas características, utilizando nuevas probetas (18 para R , A y Z y 9 para T). Se calcula la media y la dispersión cuadrática media para el conjunto de resultados de las dos pruebas (30 para R , A y Z y 15 para T).

comentarios

desviación típica, σ , resultantes de los controles efectuados sobre el lote en cuestión. Bien entendido que, de un modo general, un lote tal no podría aceptarse, puesto que no responde a las condiciones garantizadas:

$$M - K\sigma > M_G - K\sigma_G = V_G$$

y quien lo recibe ignora, «a priori», las condiciones reales de utilización del lote.

2) Lotes de valor medio elevado, pero de fuerte dispersión.

$$\begin{aligned} M > M_G \quad \sigma > \sigma_G \\ M - K\sigma > M_G - K\sigma_G = V_G \end{aligned}$$

Es legítimo el rechazar tal tipo de acero.

Los usuarios tienen necesidad absoluta de conocer los valores con los cuales pueden contar.

El uso que harían de los aceros componentes de tales lotes les obligaría a tomar valores reducidos para las características que constituyen la base del proyecto.

Los proveedores deben hacer un esfuerzo para reducir la dispersión.

Si para un lote determinado, constituido por barras que provienen de una misma colada, las variaciones en las calidades son acusadas en especial de una barra a otra y no a lo largo de una misma barra, los proveedores tienen la posibilidad, mediante los numerosos ensayos que normalmente hacen en fábrica, de seleccionar, en función de las características de cada una de ellas, dos lotes de dispersión normal: uno de calidad normal y otro de calidad superior.

La Comisión ha admitido para la dispersión, únicamente para no obligar al proveedor a cubrirse exageradamente, un riesgo base uniforme del vendedor de 2,5 por 100, previendo:

$$\sigma_{30} \leq 1,25\sigma_G$$

y no para permitir aceptar lotes de dispersión real superior a σ_G .

Art. 1.4. Pequeños lotes.

Para los pequeños lotes, el número reducido de ensayos no permite tener en cuenta, de una manera válida, los efectos de la dispersión. Consecuencia de esto es por lo que nos contentamos comprobando que, para cada probeta, las características obtenidas no son inferiores a los valores garantizados.

Art. 2.1. Ensayo de conformidad.

Cuando en el curso de los ensayos de conformidad o de recepción previstos en los artículos 1.3, 1.4, 2.1 y 2.2, un ensayo, como consecuencia de una falta de ejecución, no da un resultado digno de confianza, no se tomará en consideración; se reemplaza por un ensayo efectuado sobre una nueva probeta, sacada, si es posible, de la misma muestra.

La remesa se considera satisfactoria si se verifican las condiciones siguientes:

— para R : $\sigma_{R_{30}} \leq 1,25\sigma_{R_G}$

$$R_{30} \geq R_G$$

— para T : $\sigma_{T_{15}} \leq 1,32\sigma_{T_G}$

$$T_{15} \geq T_G$$

$$T \leq 0,95T_G \text{ (para cada una de las 15 probetas)}$$

— para A : $\sigma_{A_{30}} \leq 1,25\sigma_{A_G}$

$$A_{30} \geq A_G$$

— para Z : $\sigma_{Z_{30}} \leq 1,25\sigma_{Z_G}$

$$Z_{30} \geq Z_G$$

1.4. Pequeños lotes.

Si la remesa es de importancia inferior a 25 toneladas y ésta debe ser sometida a ensayos individualizados, el número de éstos se reducirá en la proporción del tonelaje real al tonelaje base de veinticinco, sin poder descender de tres y sin que las muestras provengan de la misma barra.

En el caso en que uno de los ensayos no diese los resultados satisfactorios (valor inferior al garantizado), se sacarán un número doble de muestras para nuevos ensayos, en las mismas condiciones que para el lote tipo.

Con el conjunto de muestras así obtenido se procederá a una serie completa de ensayos en las mismas condiciones que para el lote tipo.

El lote se considerará satisfactorio si la totalidad de las probetas separadas para el nuevo ensayo dan resultados superiores a las características garantizadas.

2. CONTROL Y RECEPCION.

2.1. Ensayo de conformidad.

En el caso en que los ensayos de conformidad definidos en el párrafo *a)* del artículo 1.3 no satisficieran por completo a las características garantizadas, el organismo de control levantará acta de no conformidad y la enviará a la A. S. P.

En ese caso se sacarán de otros dos lotes, designados por el controlador, las probetas necesarias para efectuar, sobre cada una de ellas, los ensayos correspondientes a la característica o características dudosas.

Si los ensayos sobre cada uno de estos dos lotes dan resultados completamente satisfactorios, las fabricaciones del tipo correspondiente pueden seguir suministrándose sin recepción particular, bajo la marca de buena fabricación del organismo habilitado por la A. S. P., a menos que la A. S. P. no decida de otro modo.

Si los ensayos efectuados sobre uno u otro lote no dan resultados enteramente satisfactorios, los aceros que forman parte de este lote de fabricación no podrán entregarse con la firma de garantía.

En este caso se enviará un informe a la A. S. P. de las pruebas efectuadas para permitir a la comisión sancionadora de este organismo sacar las consecuencias.

Según lo que hasta ahora ha sido aprobado por la A. S. P., los aceros del proveedor encausado no podrán ser entregados sino tras recepción por lotes individualizados de consistencia definida en el artículo 0.1.

2.2. Admisión o rechazo de lotes individualizados.

Si los ensayos definidos en el párrafo *b)* del artículo 1.3 no han dado resultados completamente satisfactorios, se rechazará el lote.

3. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

3.1. Barras no calibradas.

La determinación de las áreas de las secciones medias se hará mediante pesada de doce probetas, admitiendo una densidad de 7,85.

El área de la sección media de cada una de las doce probetas, 1.1, 2.1, 3.1, ..., 12.1 será, por lo menos, igual al área de la sección nominal. El área de la sección media del conjunto de probetas no excederá en más del 5 por 100 del área de la sección nominal.

En barras de sección circular se llama D el diámetro correspondiente a la sección nominal.

3.2. Barras calibradas.

Las comprobaciones se realizarán sobre doce probetas.

La forma y magnitud de la sección, definidas por las dimensiones nominales D , se medirán con calibre, en dos puntos como mínimo en las doce probetas; las dimensiones deben estar comprendidas entre $D + 0,00$ y $D + 0,2$ mm.

Las dimensiones medias de la sección de cada probeta se definen como medias de las dimensiones medidas correspondientes. El área de la sección media de cada probeta calculada a partir de estas dimensiones será igual, al menos, a la de la sección nominal.

Las dimensiones de la sección media de las probetas deben ser iguales, como máximo, a $D + 0,15$ milímetros.

Para las barras de sección circular, los diámetros D se miden en cada sección según dos direcciones perpendiculares.

comentarios

4. TRATAMIENTO DE LOS EXTREMOS.

En el caso en que el proveedor entregase las barras dispuestas para su unión, deberá hacerlo de suerte que no reduzca las características garantizadas para las secciones corrientes de las barras.

Si las características de las barras con dispositivo de empalme fuesen inferiores a las que garantiza el catálogo para las secciones corrientes, el proveedor deberá precisar las características más bajas.

5. ENTREGA.

5.1. Estado de la superficie.

Las barras no presentarán ningún defecto (grietas, arrancamientos, rayaduras, sopladuras, estrías longitudinales o transversales, etc.), susceptibles de perjudicar a su puesta en obra o a su conservación.

5.2. Presentación.

Las barras pueden presentarse por separado o en fardos, a petición del cliente. Cada barra debe llevar una marca que permita identificar el lote al que pertenece y la fábrica que la ha producido.

5.3. Certificado de calidad.

Cada lote se provee de un certificado que indica las características del suministro (calidad, peso, dimensiones, etc.):

- el número del lote;
- el número de la colada;
- las características garantizadas:

$$R_{m_G}, \sigma_{R_G}, T_{m_G}, \sigma_{T_G}, A_{m_G}, \sigma_{A_G}, Z_{m_G}, \sigma_{Z_G}$$

- las características del lote después de los ensayos del proveedor (art. 1.1).

6. UNIONES.

En el caso en que el proveedor entregase las barras con dispositivos de unión, deberá definir las características de éstos y sus posibilidades de resistencia.

investigación sobre el empleo del hormigón pretensado en ferrocarriles

presentado en la 8.ª Convención anual del Instituto de Hormigón Pretensado

E. J. RUBLE y F. P. DREW

(Tomado del «J. P. C. I.», vol. 7, núm. 6, diciembre 1962)

El hormigón pretensado está considerado actualmente en nuestro país (*) como un material que puede ser utilizado, con plena garantía, en la construcción de puentes de ferrocarril. Hace diez años esto no era así. En aquel entonces, los ingenieros de ferrocarriles sólo podían escoger entre acero, madera y hormigón armado. Ahora, pueden considerar también el empleo del hormigón pretensado.

Se ha venido utilizando en Europa durante muchos años; el primer puente a base de este material para ferrocarril se construyó en Bélgica en 1942. Se usó el pretensado por primera vez en U. S. A. con motivo de la construcción del puente para la autopista de Walnut Lane, en Filadelfia. Desde entonces, el empleo del hormigón pretensado ha aumentado en forma incesante. El primer puente de hormigón pretensado para ferrocarril se puso en servicio en 1954, y está situado cerca de Hunnewell, Missouri, sobre el ferrocarril Chicago-Burlington-Quincy.

Desde la construcción de aquellos puentes se ha demostrado, tanto en laboratorio como en obra, que la principal ventaja del pretensado radica en combinar la alta resistencia a compresión del hormigón, con la gran resistencia a tracción del acero de pretensado, para realizar estructuras económicas.

Que el ferrocarril ha progresado con el uso de este material lo demuestra el hecho de que en el momento actual existen 37 puentes de hormigón pretensado en este país, distribuidos en 20 ferrocarriles diferentes, con un total de 285 tramos. La mayor parte de éstos oscilan entre los 20 y 30 pies (6 y 9 metros) de luz, alcanzándose, en uno de ellos, tramos de 75 pies (22,5 m). Uno de los grandes ferrocarriles del Sur ha proyectado la construcción de un puente, de 1.100 pies (330 m) de longitud, con vanos de 24 pies (7,25 m).

Los puentes no son la única aplicación que los ferrocarriles han hecho del hormigón pretensado. En 1960 se colocaron las primeras traviesas de este material en el ferrocarril de la Seaboard Air Line, y en el ferrocarril de la costa Atlántica. Esta no es la primera vez que el hormigón ha sido usado en traviesas; pero debido a que desde los primeros momentos hubieron de cambiarse, en muchos casos, por corrosión de armaduras o rotura del hormigón, se pensó que los nuevos procedimientos, así como la tecnología actual del hormigón, podrían ser utilizados para conseguir una traviesa de larga duración. En el momento actual hay unas 30.000 traviesas de hormigón pretensado en servicio en este país. Aunque éstas supongan sólo una pequeña proporción en relación con los mil millones de traviesas de madera en servicio, demuestra, sin embargo, que el hormigón pretensado se adapta bien a esta aplicación.

El hormigón pretensado se ha usado, además, en cimentación de piezas de cruce, en postes y, por supuesto, en los diferentes edificios de las compañías de ferrocarriles.

Reconociendo que el hormigón pretensado ocupa un lugar apreciable en el desarrollo del ferrocarril, la Asociación Americana de Ingeniería del Ferrocarril (AREA) adoptó, en 1961, una Instrucción para proyecto, construcción y materiales de estructuras de hormigón pretensado.

(*) Se refiere el autor a los Estados Unidos.

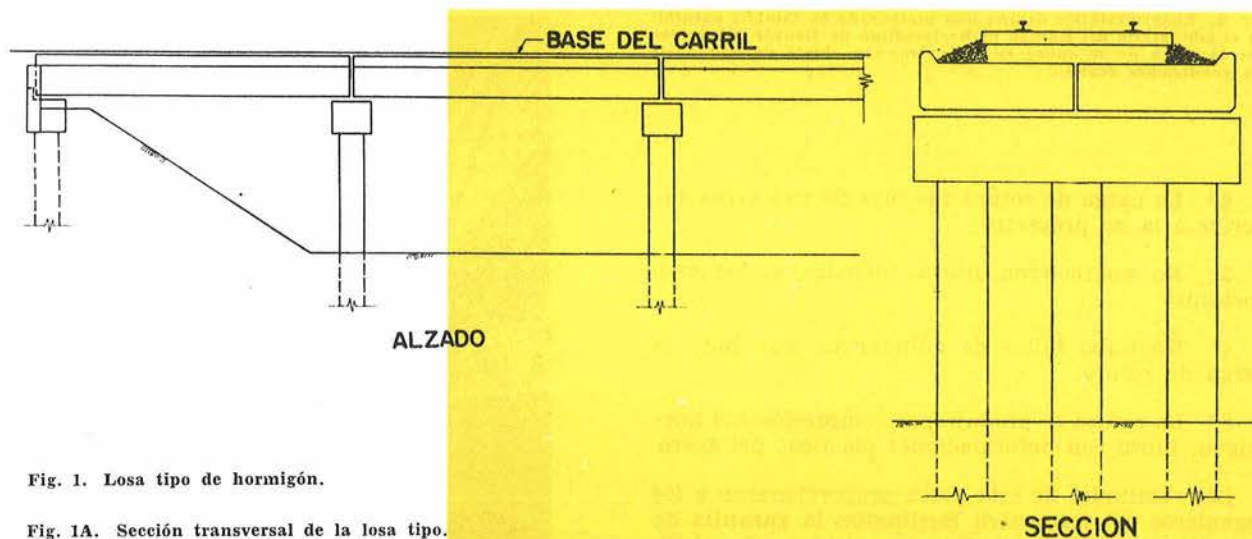


Fig. 1. Losa tipo de hormigón.

Fig. 1A. Sección transversal de la losa tipo.

Un estudio en curso del Subcomité sobre hormigón pretensado, presentado en el octavo Comité de la AREA, consiste en el proyecto y preparación de planos detallados de un puente de hormigón pretensado sobre dinteles. Las piezas para este proyecto serán vigas prefabricadas de 28 pies (8,4 m) de largo con sección en cajón.

Esta longitud es un múltiplo de 14 pies (4,2 m), distancia normalmente empleada para estructuras de este tipo construidas en madera, y fue elegida con el fin de simplificar la colocación de las pilas. Se utilizaron dos anchuras de viga [3 y 4 pies (0,9 y 1,2 m)] con un canto de 2 pies y 9 pulgadas (0,82 m). Las dimensiones de la viga se escogieron siguiendo las normas de la AASHO, con objeto de procurar una normalización y aprovechar moldes e instalaciones existentes utilizados en la construcción de tramos para autopistas.

Cuando el ferrocarril Burlington construyó el primer tramo en hormigón pretensado, lo realizó con la seguridad proporcionada por un programa de investigación que garantizaba que tal pieza soportaría perfectamente las cargas previstas de servicio. Esta fue la primera de una serie de investigaciones llevadas a cabo por la Association of American Railroads para asegurar la bondad de este material. Estas experiencias han sido llevadas a cabo, en laboratorio, sobre piezas de puente—no en modelo reducido—bajo cargas estáticas y repetidas, así como, en obra, en puentes de hormigón pretensado, sometidos a cargas de tráfico hasta alcanzar la rotura de la pieza. Los resultados de estas investigaciones no necesitan interpretación o extrapolación por motivos de tamaño, puesto que son directos y permiten a los ingenieros una aplicación y utilización inmediatas.

A continuación se exponen algunos de los ensayos que la AAR ha efectuado en hormigón pretensado. Los resultados completos de estas pruebas han sido ya publicados y solamente se indican aquí los puntos fundamentales.

La primera investigación llevada a cabo por la AAR sobre una placa de tamaño natural está representada en la figura 1; es uno de los tipos más usuales en líneas de ferrocarril, por ser posible su ejecución y colocación con una interrupción del tráfico mínima. Una vez colocado el tablero del puente, está listo para recibir el balasto y las traviesas sin ninguna operación adicional. Para este ensayo se tomó la mitad de uno de estos tableros, y se sometió, en una prensa del Bureau of Reclamation, en Denver, a una carga estática hasta alcanzar la rotura de la pieza. Puede observarse que la carga no estaba centrada. Esto fue debido a aproximarse lo más posible a las condiciones reales, en las cuales las cargas más fuertes se dan bajo los carriles.

Las dimensiones de la placa eran: 72 pulgadas (1,93 m) de ancho, 18 pulgadas (0,46 m) de espesor y 19 pies (5,7 m) de largo. Fue proyectada para el tren E72, con coeficiente de impacto. Se emplearon 61 alambres de $\frac{1}{2}$ pulgada (0,0127 m) de diámetro, tesos a 180.000 libras/pulgada² (126 kg/mm²), equivalentes al 75 por 100 de su tensión de rotura. El hormigón ofreció una resistencia de 7.670 libras/pulgada² (538 kg/cm²) cuando se efectuó el corte de los alambres; y cuando se ensayó la placa, dicha resistencia había aumentado hasta 9.300 libras/pulgada² (651 kg/cm²).

Este ensayo mostró que:

1.º El esfuerzo de pretensado se transmitía íntegramente al hormigón en una longitud de, aproximadamente, 6 pulgadas (15,2 cm).

Fig. 2. Ensayo estático de una losa prefensada en tamaño natural, en el laboratorio del Bureau of Reclamation de Denver. Obsérvese que la carga no se aplica en el centro, con objeto de reproducir las condiciones reales.

2.º La carga de rotura fue más de tres veces superior a la de proyecto.

3.º No aparecieron fisuras debidas al esfuerzo cortante.

4.º No hubo fallos de adherencia, aun bajo la carga de rotura.

5.º La rotura se produjo por compresión del hormigón, junto con deformaciones plásticas del acero.

Los resultados de esta placa proporcionaron a los ingenieros del ferrocarril Burlington la garantía de que placas similares podían ser usadas con plena seguridad en sus puentes, y en 1954 se colocaron tales placas (fig. 3). Cada tramo constaba de dos placas. Una prefensada de 18 pulgadas (0,46 m) de espesor (a la derecha) y otra armada de 24 pulgadas (0,61 m) (a la izquierda, en la figura).

Debido a que ambas placas, cada una de diferente tipo, estaban sometidas a idénticas condiciones, proporcionaron una oportunidad excelente para comparar los efectos debidos a las cargas dinámicas. Algunos de los resultados más notables de esta comparación son:

1.º Máximo impacto medido en una placa de hormigón armado, del 30 por 100; en la placa prefensada, solamente del 10 por 100 (fig. 4).

2.º Impacto total medido en la placa prefensada, solamente de 1/5 del indicado en la anteriormente citada instrucción del AREA.

3.º Todas las tensiones medidas fueron inferiores a las calculadas.

Es interesante hacer notar que la AREA daba para las placas prefensadas un impacto del 51 por 100, y para las armadas, del 46 por 100.

La expresión empírica que proporciona este impacto, para locomotoras de vapor, es:

$$I = \frac{100L}{L + D}$$

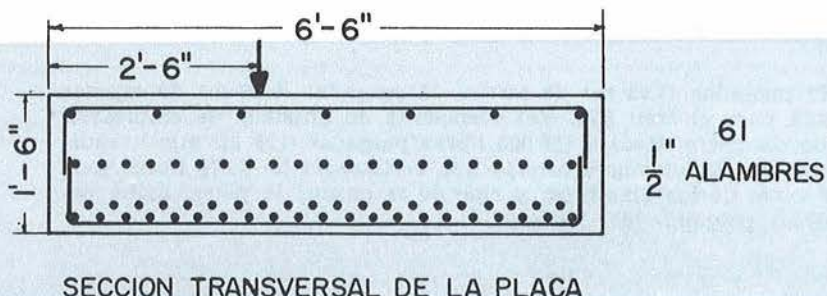
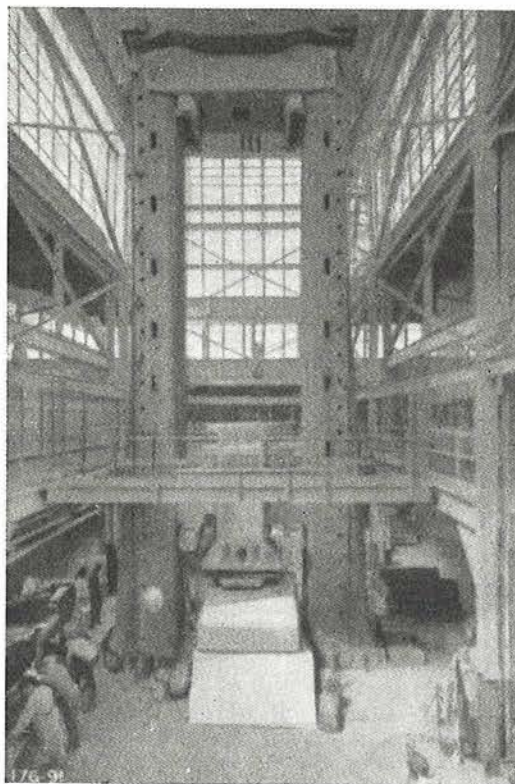


Fig. 2A. Detalle de la sección transversal de la losa de ensayo de la figura 2.

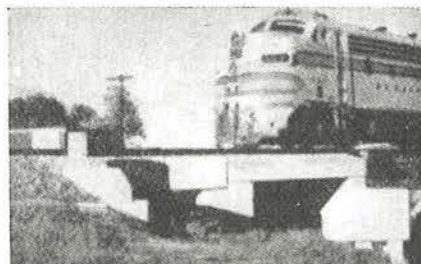
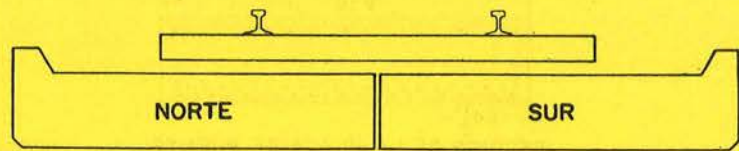


Fig. 3. Puente de Hunnewell, Missouri.



SECCION DE LAS PLACAS EN EL CENTRO DE LA LUZ

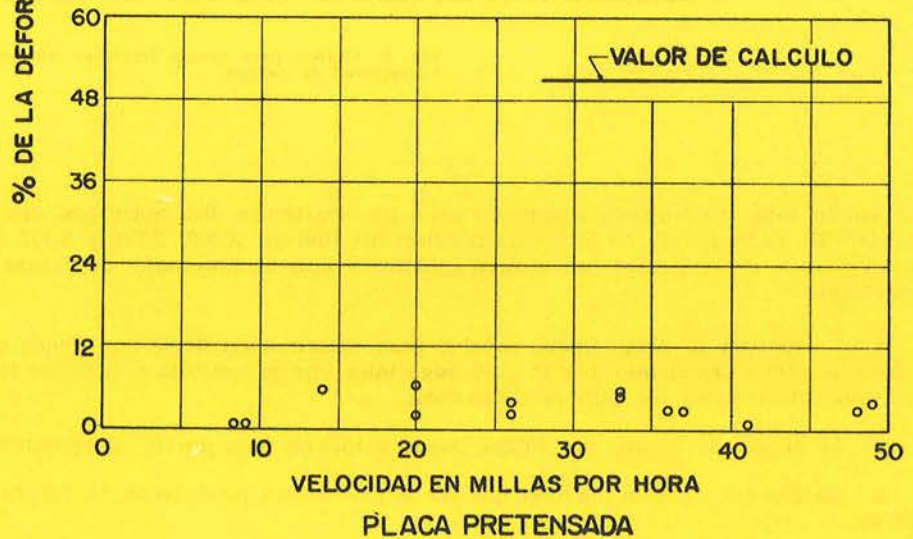


Fig. 4. Impacto total medido sobre el hormigón en el puente de Hunnewell, Missouri.

en la cual L es la sobrecarga, y D , el peso propio. Puede verse que, a medida que D aumenta, I disminuye, y, por tanto, si el impacto es una función del peso del tramo, el impacto medido en la placa armada más pesada debería ser menor que en la pretensada más ligera. Sin embargo, sucedió lo contrario. Esto demuestra la necesidad de revisar el impacto en tramos de hormigón, y que sus hipótesis deben ser las reales obtenidas en los ensayos de estructuras, al igual que se ha hecho en los tramos metálicos.

Ya que los ensayos señalados proporcionaron una valiosa información sobre las propiedades de estas placas bajo cargas estáticas y dinámicas, se pensó en comprobar su comportamiento bajo la acción de cargas repetidas. Se confeccionó un programa, con ese fin, por la Universidad de Lehigh.

Se fabricaron vigas de igual canto, porcentaje de acero y fuerza de pretensado a las empleadas en las placas de puente; la anchura de estas vigas era de 16,5 pulgadas (0,42 m) (fig. 5). (En caso de haberse contado con una prensa que proporcionara la carga suficiente para ensayar la pieza con

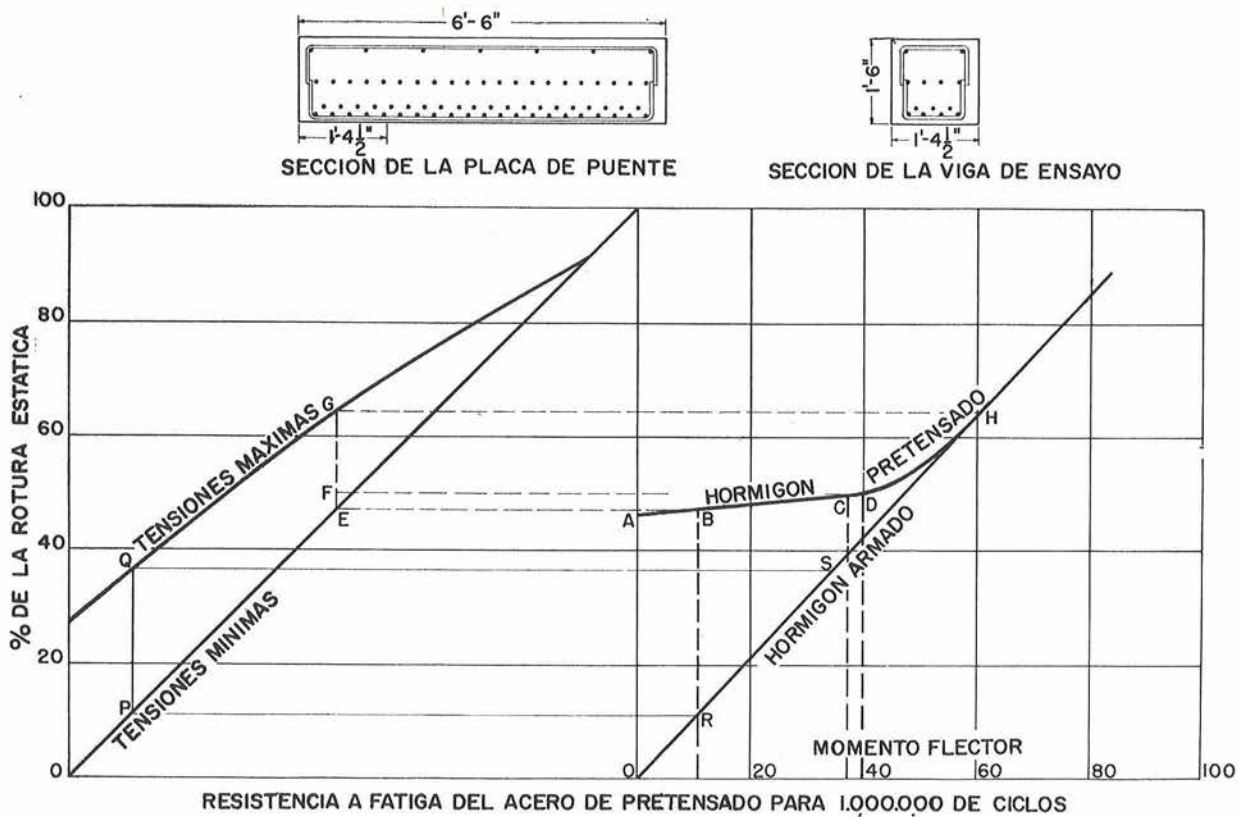


Fig. 5. Gráfico para cargas repetidas, obtenido de los ensayos hechos en la Universidad de Lehigh.

su ancho total, se hubiera dispuesto así.) La resistencia del hormigón era una de las variables del ensayo. En cada pareja de vigas las resistencias fueron: 8.850; 7.730 y 5.750 libras/pulgada² (619; 541 y 402 kg/cm²). Se realizaron un ensayo estático y uno de repetición de cargas, para cada resistencia del hormigón.

Esta experiencia proporcionó mucha más información de la que puede mostrarse aquí, dado el alcance de este comunicado, por lo cual sugerimos que se consulte el informe total del ensayo. Sin embargo, son interesantes los puntos siguientes:

1. La teoría de rotura por fatiga puede utilizarse para prever la resistencia frente a cargas repetidas.
2. Cargas vez y media mayores que las de cálculo no produjeron la rotura después de un millón de ciclos.
3. No hubo deslizamientos en los alambres.
4. El hormigón de 5.750 libras/pulgada² se comportó satisfactoriamente en el ensayo bajo cargas repetidas. Los hormigones de mayor resistencia no se comportaron mejor.
5. Bajo carga estática, las vigas rompieron por compresión del hormigón. Bajo cargas repetidas, la rotura se produjo en los alambres.

Merece explicarse la teoría de rotura por fatiga utilizada en este estudio; y, especialmente, cómo puede calcularse la carga que produce dicha rotura.

La parte inferior de la figura 5 y el diagrama de la izquierda nos muestran una modificación del diagrama de Goodman-Johnson para los alambres que fueron utilizados. La zona entre tensiones máximas y mínimas, indica el valor de la tensión que puede alcanzarse un millón de veces sin que se produzca el fallo. Se ve que, a medida que las tensiones mínimas aumentan, el valor de la tensión decrece. Si este valor, para una carga dada, está comprendido en la zona entre curvas, la rotura no



Fig. 6. Influencia del tamaño de los alambres de pretensado en la resistencia a la fatiga.

se producirá antes de un millón de ciclos. Este resultado es utilizable por el calculista cuando se presenten cargas repetidas. Las ordenadas vienen dadas en tantos por ciento de la carga estática de rotura del alambre.

A la derecha, en la misma figura 5, se tiene la relación entre el momento flector y la tensión de los alambres en las vigas: *A* es el valor del pretensado efectivo en los alambres; *B* es la tensión cuando actúa el momento debido al peso propio; *C* da el valor de la tensión para la carga de servicio, y *D*, la tensión de fisuración. Puede apreciarse que la curva entre *A* y *D* es una recta con pequeña inclinación. Si proyectamos el punto *B* sobre la línea de tensiones mínimas (punto *E*) y sobre la vertical de este punto proyectamos el *D*, el punto *F* así obtenido está dentro de la zona indicada y, por tanto, no se presentará rotura por fatiga. Sin embargo, si el momento flector aumenta y la tensión en el acero alcanza el valor *H* (en estas condiciones existirán fisuras), el punto *G* análogo al *F* indica que un ligero aumento en las tensiones o en el momento flector produciría la rotura por fatiga para un millón de ciclos.

Estos diagramas ponen de manifiesto la superioridad del hormigón pretensado sobre el hormigón armado o no pretensado.

Puede demostrarse fácilmente esto último uniendo el punto *H* con el origen. Tendríamos así las condiciones de una viga armada con alambres de acero sin tensión inicial. Se ve inmediatamente que para una carga de peso propio, *R*, los puntos *P* y *Q* indican que el momento podrá aumentar solamente hasta alcanzar el valor *S*, debido a las sobrecargas. En la viga pretensada este momento puede incrementarse en un 50 por 100.

En el informe completo de este estudio, estos diagramas se han ampliado, indicándose en la misma forma las tensiones de compresión y la zona de seguridad del hormigón. Con tales diagramas, el proyectista puede predecir si la viga se romperá por el hormigón, por los alambres o por ambos a la vez.

Como complemento del trabajo de la Universidad de Lehigh, la AAR llevó a cabo otra investigación con el fin de probar el efecto que el tamaño de los alambres y las tensiones de pretensado ejercían sobre la resistencia de las vigas frente a las cargas repetidas.

Se ensayaron 24 vigas en este estudio y los resultados pueden verse en la figura 6. Como en el caso de las vigas de Lehigh, las cargas estáticas ocasionaron roturas por compresión del hormigón, y las cargas repetidas produjeron roturas de los alambres.

En el diagrama puede apreciarse que las vigas con tensiones iniciales bajas proporcionan resistencias a rotura por repetición de cargas más bajas, aun cuando fueran capaces de resistir cargas 1,25 veces las de cálculo durante dos millones de ciclos. Mientras que las vigas con alambres de 3/8" y 1/2" pulgadas (9,5 y 12,8 mm) dieron resistencias similares para cargas repetidas, los alambres de 7/16" de pulgada (10,5 mm) dieron resistencias menores. La razón de esto no se ha determinado aún y el programa está todavía en curso.

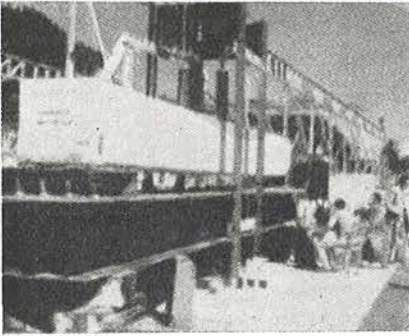


Fig. 7. Determinación de la resistencia estática de una viga de hormigón pretensado.

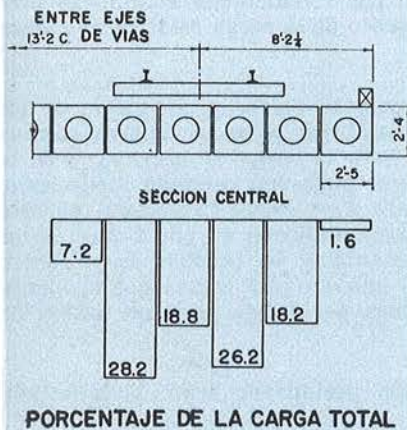


Fig. 8. Distribución transversal en el puente de Dryfork, Virginia.

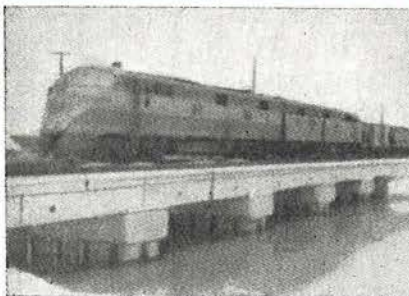


Fig. 9. Puente de Pompano Beach, Florida.

Poco después de la colocación de las placas indicadas en Hunnewell, el Ferrocarril del Sur proyectó dos puentes en los cuales se habían de utilizar vigas de sección rectangular en cajón. Asimismo, antes de su colocación en obra, se efectuaron ensayos para garantizar su comportamiento.

En el mismo sitio de su fabricación, una de las vigas fue sometida a una carga estática (fig. 7). Este ensayo mostró que:

1. La carga de rotura era, aproximadamente, tres veces la de servicio. La rotura se produjo por compresión del hormigón.
2. Las fisuras debidas a la flexión no aparecieron hasta haberse aplicado una carga 1,75 veces la de cálculo.
3. El esfuerzo de pretensado se transmitía al hormigón en una longitud aproximada de 18 pulgadas (46 cm).

Se colocaron estas vigas en un puente del Ferrocarril del Sur, cerca de Dryfork, Virginia. La AAR realizó un estudio de este puente en 1958. El ensayo se efectuó con locomotoras Diesel, a velocidades de 87 millas por hora (140 km/h). Los datos más importantes obtenidos se dan a continuación:

1. Todas las tensiones medidas resultaron menores que las calculadas.
2. El impacto máximo medido fue del 32 por 100, lo cual supone un 60 por 100 del indicado en las normas de la AREA.
3. La distribución transversal de la carga sobre las seis vigas que soportaban cada vía indicaba que solamente las cuatro situadas bajo las traviesas tomaban cargas apreciables.

Como puede verse en la figura 8, la viga de borde y la situada junto al eje del puente soportaron cargas muy pequeñas. No se utilizó ni pretensado transversal ni llaves de transmisión de cortante. La hipótesis de cálculo fue que solamente las cuatro vigas centrales soportaban la sobrecarga.

Un puente similar se construyó por el Ferrocarril de la Costa Este de Florida, cerca de Pompano Beach (fig. 9).

Se realizó un ensayo en el puente y se observaron los efectos estáticos y dinámicos, obteniéndose una interesante información relativa al efecto de las llaves y del pretensado transversal en la distribución de la sobrecarga en las vigas.

Se construyó uno de los tramos con llaves de transmisión de cortante, pero los otros se construyeron exentos. Se midieron simultáneamente las tensiones en cada una de las seis vigas del tramo con llaves, así como la de uno de los tramos exentos, al paso de un tren. A continuación se realizó el postesado transversal, tomándose otra serie de medidas.

La figura 10 muestra la distribución en el tramo con llaves antes y después del postesado transversal. Puede verse que las llaves son eficaces y que el postesado no consigue mejorar más la distribución.

En la figura 11 puede verse la distribución en un tramo sin llaves, antes y después del postesado. Es evidente que dicho postesado mejora considerablemente la distribución en este caso.

La conclusión de este ensayo es que, tanto las llaves de transmisión como el postesado transversal, son eficaces en la distribución de las cargas transversalmente sobre el tablero.

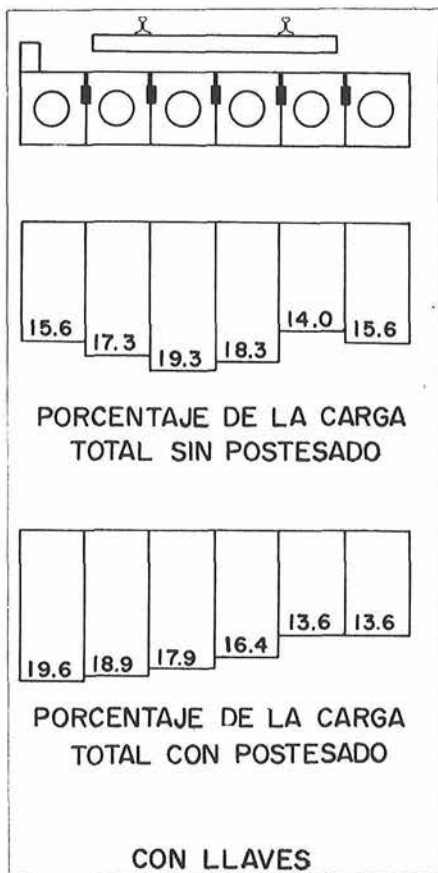


Fig. 10. Distribución trans-
versal con llaves de trans-
misión de cortante. Puen-
te de Pompano Beach,
Florida.

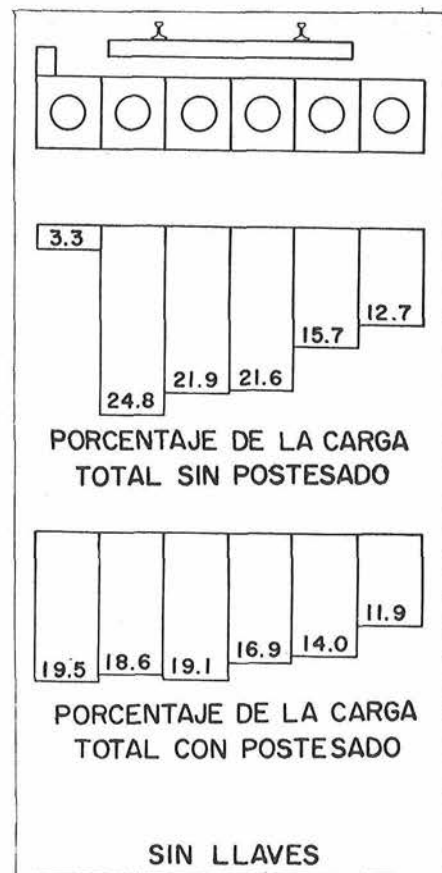


Fig. 11. Distribución trans-
versal sin llaves de trans-
misión de cortante. Puen-
te de Pompano Beach,
Florida.

El empleo de ambos métodos simultáneamente no mejora esta distribución, pero unas barras transversales pueden favorecer la ejecución y el lanzamiento de piezas unidas, así como impedir la separación posteriormente, durante el servicio de la obra. Si se utilizan llaves, tales barras transversales no necesitan ser tesadas a muy alta tensión, ni se necesita que sean de acero de alta resistencia. La práctica hasta ahora ha sido colocar las barras transversales a media altura de las vigas principales, pero parece ser que es más eficaz colocarlas en el punto tercio inferior del canto.

Las normas de la AREA para vigas en cajón preconizan esta disposición, juntamente con el empleo de llaves de transmisión de cortante.

El coeficiente de impacto para estas vigas, en las antedichas normas, para locomotoras Diesel, es de 44 por 100. El máximo medido fue de 38 por 100, pero la mayor parte de los valores fueron del 20 por 100 o menos.

Todos los ensayos de obra mencionados han sido efectuados sobre secciones rectangulares tipo cajón o tipo placa. Se han utilizado otros tipos en ferrocarriles (fig. 12) para el puente de Santa Fe, cerca de Colorado Springs, Colorado. Estas vigas son prefabricadas y tienen una longitud de 71 pies y 6 pulgadas (21,5 m) y se postesan en obra. El tablero y bordillos fueron prefabricados "in situ".

La medida de deformaciones bajo cargas estáticas y dinámicas indicó que:

1. La distribución transversal de cargas sobre cada viga era aproximadamente igual.
2. Mientras que el coeficiente de impacto para este tramo dado por la AREA es del 34 por 100, el medido fue solamente del 13 por 100.
3. La deformación vertical indica una distribución equilibrada y una acción conjunta del tablero y los bordillos, así como del tablero y las vigas.

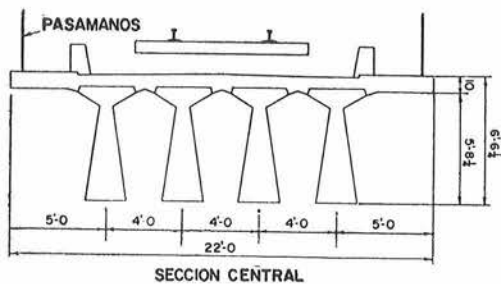


Fig. 12. Fotografía y detalle del puente de Santa Fe, Colorado Springs, Colorado.

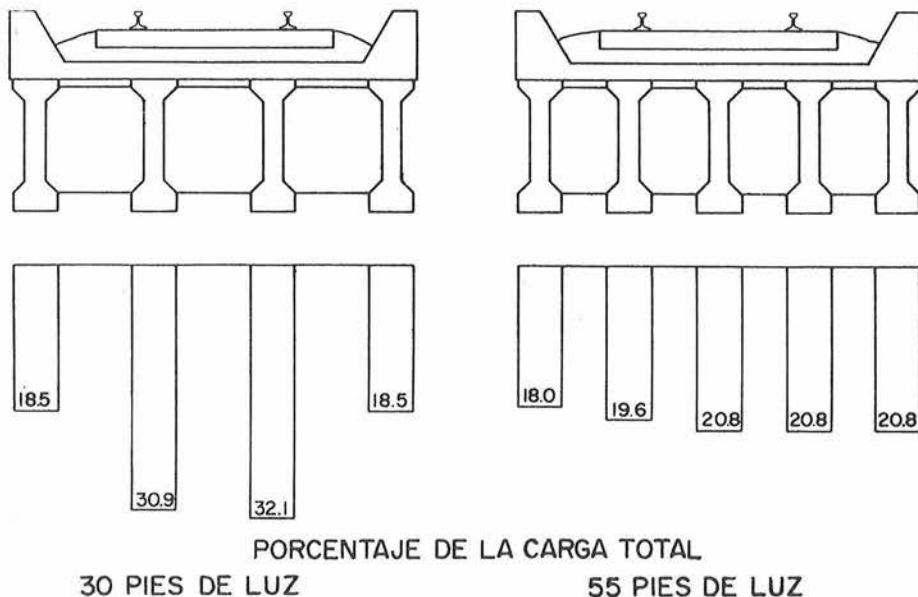
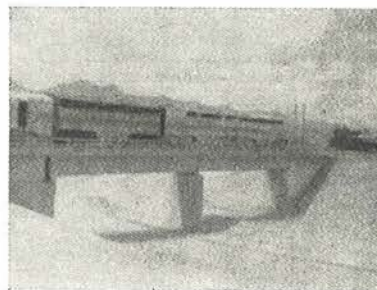


Fig. 13. Distribución transversal de la carga a las vigas de hormigón pretensado. Compañía del Pacífico, línea de Texas.

Un ensayo similar se llevó a cabo en otro tipo parecido de puente de la Compañía del Pacífico, en las líneas de Texas y Luisiana. Dos tramos fueron ensayados en este estudio: uno de 30 pies (9 m) y otro de 55 pies (16,5 m). Las secciones transversales se indican en la figura 13.

La existencia de curvas en las proximidades del puente restringen la velocidad de los trenes y, por tanto, no puede determinarse el impacto. Se midieron, no obstante, los efectos estáticos, y, como puede verse en la figura 13, se determinó la distribución transversal. Puede verse que para el vano con cinco vigas por vía, la distribución fue muy equilibrada, mientras que en el caso de existir solamente cuatro, las situadas bajo los carriles tomaban una parte mayor de la carga. La figura 14 muestra el puente terminado.

Se necesitan más ensayos sobre puentes para obtener datos adecuados sobre los cuales basar una expresión para el coeficiente de impacto. Sin embargo, por la información conseguida hasta la fecha, parece que la actual fórmula de la AREA es demasiado conservadora y que los tramos pretensados pueden dimensionarse, con seguridad, para impactos menores.

Esto en cuanto se refiere a ensayos de laboratorio y obra sobre piezas de puentes de ferrocarril. Pero hemos realizado, asimismo, amplias investigaciones sobre traviesas de hormigón pretensado.

En 1957, la Comisión investigadora de la AAR decidió que, aunque las reservas de traviesas de madera son muy amplias en el momento actual y para un futuro próximo, debía procederse al proyecto, fabricación y ensayos de traviesas

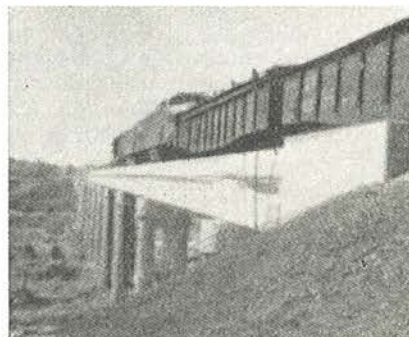


Fig. 14. Puente de la Compañía del Pacífico, en Houston, Texas.

de hormigón pretensado, así como a la instalación de algunas de ellas en varias líneas para comprobar su comportamiento a lo largo de un período de años, previendo así un posible cambio de las condiciones económicas o de suministro de las traviesas de madera.

Las primeras traviesas fueron proyectadas sobre las hipótesis de que una traviesa pretensada reemplazase a otra de madera. Los ensayos estáticos y con cargas repetidas demostraron que tales traviesas eran satisfactorias; además, aumentando su anchura a 12 pulgadas (30 cm) e incrementando la distancia entre ellas a 30 pulgadas (75 cm), las tensiones en el carril aumentaban solamente en un 10 por 100 y no se superaba la presión sobre el balasto. Esta traviesa fue proyectada y calculada (fig. 15).

Las características principales de esta traviesa son:

1. Superficie cóncava en la parte inferior, que retiene el balasto.
2. Disminución de sección en la parte central, que reduce la zona de apoyo sobre el balasto y elimina el comado central.
3. Las fuertes presillas de acero (fig. 15) para proporcionar un anclaje seguro al carril, eliminando anclajes en el propio carril.
4. El aumento de peso de la traviesa y los anclajes más seguros proporcionan gran estabilidad lateral a los carriles soldados.

La fase de laboratorio de esta investigación consistió en someter la traviesa, en condiciones similares de sujeción en los extremos y centro, a la acción de cargas estáticas y dinámicas; repetición de cargas sobre balasto; cargas repetidas de las piezas de sujeción del carril, placas y amortiguadores, y ensayos de torsión y arriostamiento de los anclajes.

Mientras que estos ensayos de laboratorio tendían a conseguir una traviesa y unas uniones que pudieran dar un buen rendimiento en las principales líneas, la mejor demostración de garantía, para el análisis final, era la puesta en servicio en condiciones reales. Según esto, se dispusieron dos zonas de ensayo: una en el Ferrocarril Seaboard Air Line, cerca de Tampa, en Florida, el año 1960, donde se instalaron 600 traviesas; y la otra, en el Ferrocarril de la Costa Atlántica, cerca de Four Oaks, en Carolina del Norte, con 500 traviesas. Ambas instalaciones cubrían un cuarto de milla (402 m) de vía en curva, en zonas de gran velocidad, y ambas con carril continuo soldado.

Estas instalaciones sirvieron para demostrar que el material corrientemente utilizado hasta ahora como apoyo de traviesas de madera, podía utilizarse con las nuevas traviesas. La garantía de servicio, por supuesto, era el primer objetivo en estos ensayos.

Varias de las traviesas fueron debidamente equipadas con diferentes aparatos de medida, para observar su comportamiento al paso de los trenes. Se obtuvo información del tipo:

1. Deformaciones del hormigón en las partes superior e inferior.
2. Momento flector.
3. Distribución de las cargas de las ruedas.
4. Efecto de las placas de asiento sobre el impacto.
5. Efecto debido a tensiones diferentes de los pernos en la traviesa y comportamiento del dispositivo de sujeción del carril.

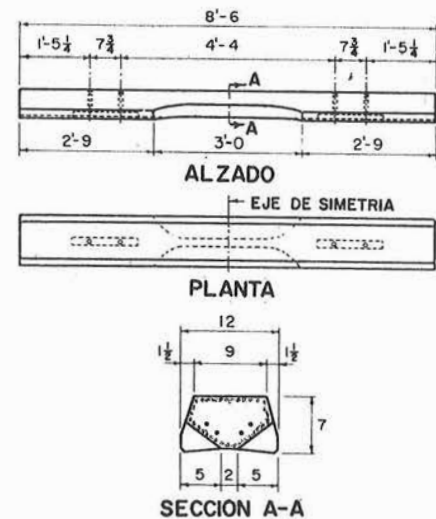


Fig. 15. Traviesa de hormigón pretensado. Proyecto E de la AAR.

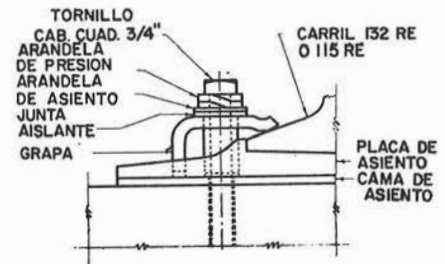


Fig. 16. Detalle de sujeción. Proyecto de la AAR.

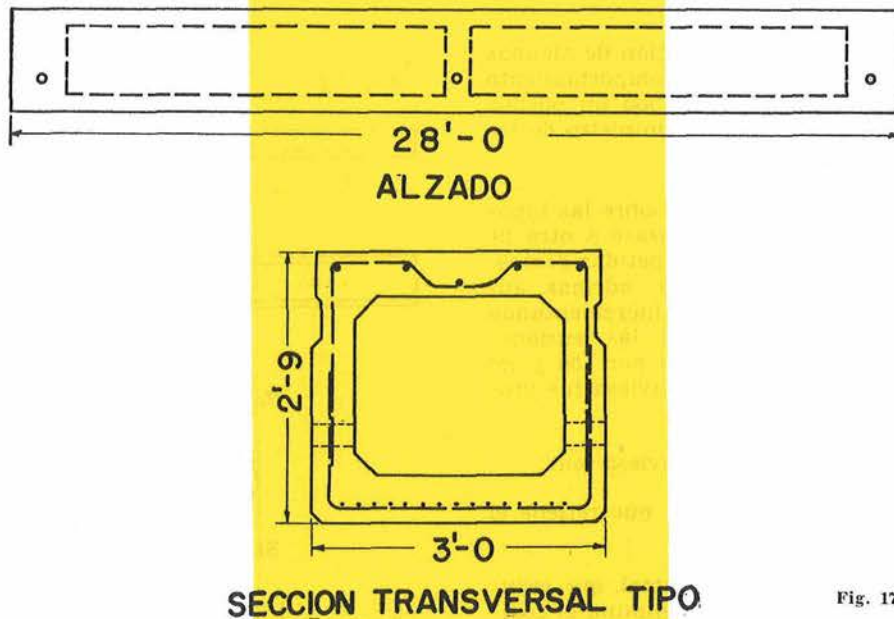


Fig. 17. Viga cajón tipo de la AREA.

Del estudio se sacaron muchas conclusiones, siendo una de las más significativas que el momento flector medido bajo el carril era, muy aproximadamente, igual al utilizado en los cálculos, es decir, 150.000 libras por pulgada (1,73 m . t). Sin embargo, se llegaron a medir momentos máximos de 190.000 libras por pulgada (2,19 m . t) durante pequeños intervalos de tiempo. Debido a que el hormigón puede soportar tensiones muy elevadas durante fracciones muy pequeñas de tiempo, este momento no se considera perjudicial.

Desde el momento en que se colocaron las traviesas se realizaron numerosas inspecciones. El comportamiento general parece ser bueno. Se apreciaron algunas fisuras, pero es probable que esto pueda evitarse con ligeras modificaciones en el proyecto.

La investigación en curso sobre hormigón pretensado de la AAR trata de comprobar el comportamiento de vigas de sección en cajón, en tamaño natural, bajo cargas estáticas y cargas repetidas; el cálculo y el proyecto están en correspondencia con las normas propuestas por la AREA. Es muy importante indicar que se trata de una investigación conjunta con el Instituto de Hormigón Pretensado (PCI) y la AAR. El PCI ha proporcionado las piezas y la AAR lleva a cabo el ensayo.

Las vigas (representadas en la figura 17) han sido propuestas para ser incluidas en el Manual de la AREA como tipo de pasarelas en hormigón pretensado.

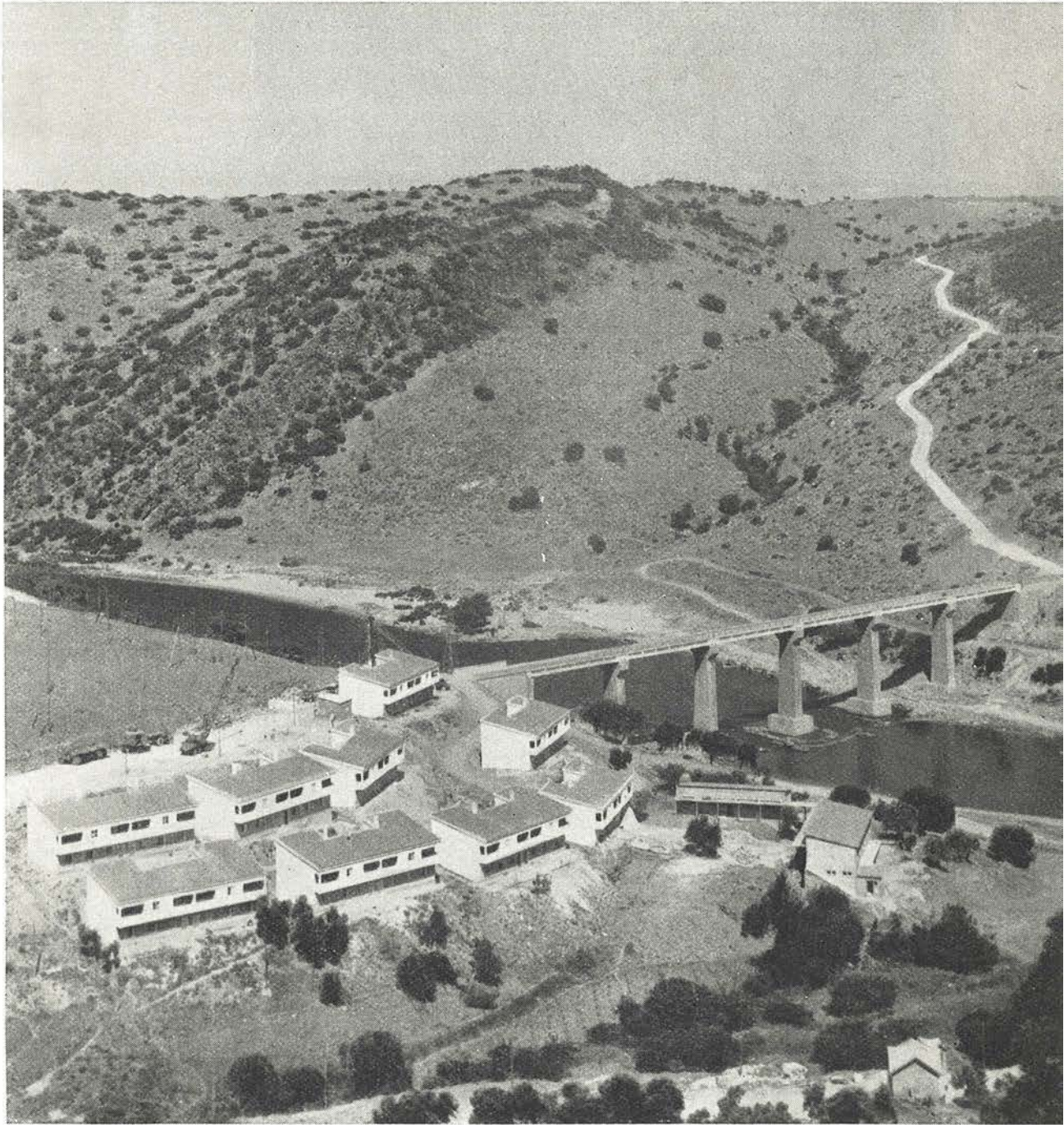
Cuatro son las vigas probadas en este ensayo, una para carga estática y tres para cargas repetidas. El ensayo estático ya ha sido efectuado. El momento de rotura resultó tres veces el calculado. La primera fisura de tracción apareció al alcanzarse una carga de 1,66 veces la de cálculo. La flecha en rotura fue, aproximadamente, 3,5 pulgadas (9 cm).

Una ampliación de este ensayo incluye vigas similares realizadas con áridos ligeros.

El hormigón pretensado no debe ser considerado ya como un material nuevo y poco ensayado. La investigación y la experiencia en ferrocarriles han demostrado que este material ofrece posibilidades hasta ahora no aprovechadas. Una investigación continuada y el incremento de su empleo permitirán al hormigón pretensado alcanzar el puesto que le corresponde entre los materiales de uso más variado.

Referencias

- (1) Investigation of Full-Size Reinforced Concrete Railway Bridge Slabs. AREA Proceedings, vol. 59, 1958, p. 133.
- (2) Static and Fatigue Tests on Prestressed Concrete Railway Slabs. AREA Proceedings, vol. 60, 1959, p. 1.
- (3) Investigation of Southern Railway Prestressed Concrete Beams. AREA Proceedings, vol. 62, 1961, p. 59.
- (4) Field Investigation of Santa Fe Railway Prestressed Concrete Girders. AAR Research Center Report ER-18, 1961.
- (5) Prestressed Concrete Tie Investigation. AAR Research Center Report ER-20, 1961.
- (6) Field Investigation of Florida East Coast Prestressed Concrete Beams. AAR Research Center Report ER-21, 1962.
- (7) Field Investigation of Southern Pacific Company, Texas and Louisiana Lines, Prestressed Concrete Girder Spans. AAR Research Center Report ER-25, 1962.

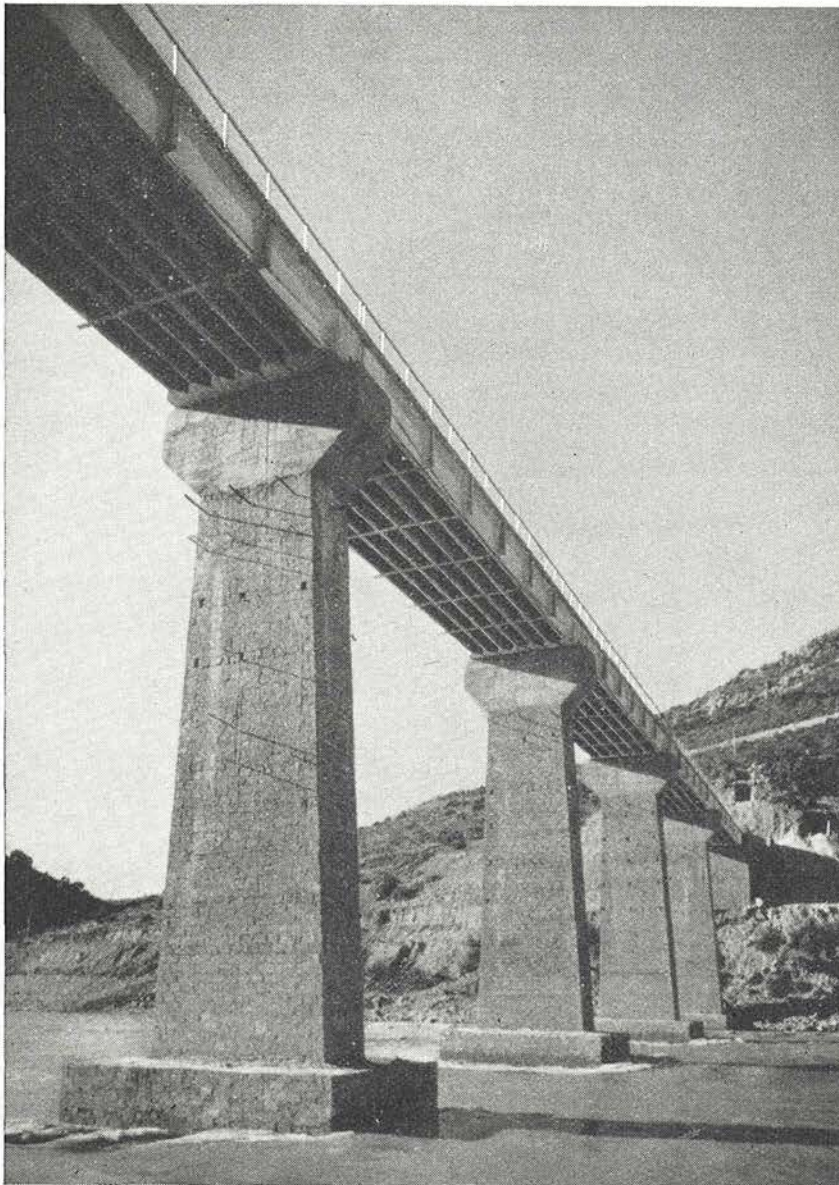


591-2-22

punte de Valdecañas sobre el río Tajo

A. MARTINEZ SANTONJA, ingeniero de caminos

33



Vista del puente terminado.

Dentro del plan de obras auxiliares del Salto de Valdecañas, construido por Hidroeléctrica Española, S. A., en la provincia de Cáceres, figuraba el enlace, mediante un puente sobre el río Tajo, de las numerosas carreteras de servicio situadas en ambas márgenes.

Hidroeléctrica Española posee la concesión del aprovechamiento hidroeléctrico del Tajo, desde Puente del Arzobispo (Toledo) hasta la frontera portuguesa y, en estos momentos, tiene en construcción tres grandes saltos—Valdecañas, Torrejón y Alcántara—ordenados según el curso descendente del río. Los dos primeros en fase muy avanzada, y el tercero, en su fase inicial, interfieren profundamente con el sistema viario de la provincia de Cáceres, inundando nueve puentes de carretera y uno de ferrocarril. El anteproyecto de restitución de comunicaciones prevé la construcción de ocho puentes de carretera, ocho puentes de ferrocarril y dos grandes puentes mixtos de ferrocarril y carretera. La rasante de algunos de ellos está a más de 60 m de altura sobre el cauce actual del Tajo, el Almonte o el Alagón. La longitud de otros es superior a los 300 m. Para afrontar económicamente la variedad de problemas planteados, se ha propuesto un remedio radical: normalizar todos los puentes aprovechando las técnicas del pretensado y la prefabricación, subdividir el tablero en vigas para adaptarse a las distintas anchuras, subdividir, a su vez, las vigas en dovelas para variar las luces dentro de ciertos márgenes, lanzar vigas prefabricadas con una cimbra metálica y suprimir encofrados a gran altura.

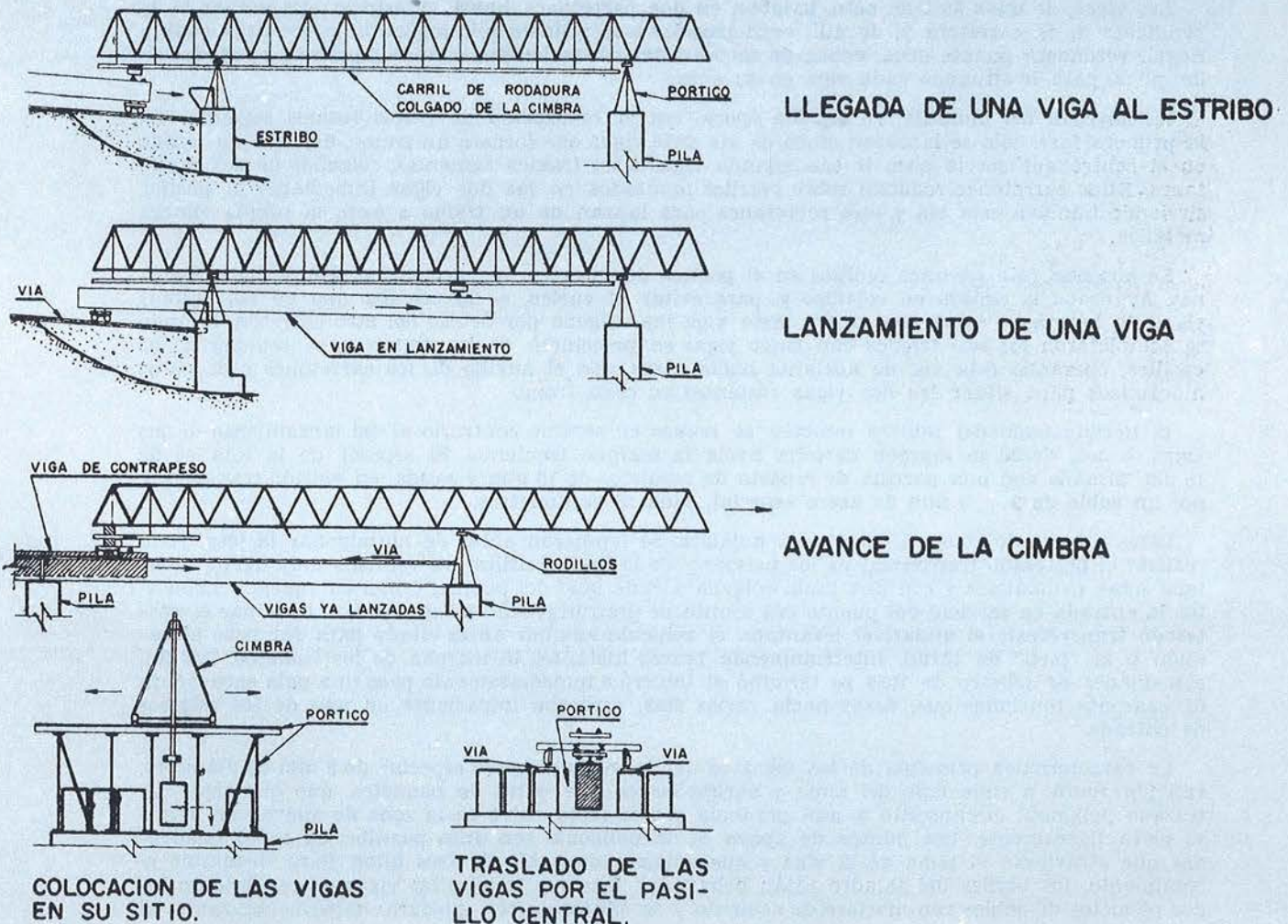
Para afinar estas ideas, lo mejor era ponerlas en práctica, trabar conocimiento con el pretensado cuanto antes. El puente de servicio de Valdecañas, cuyo proyecto data de 1956, ofrecía una ocasión excelente para un ensayo en escala natural.

El puente franquea el Tajo a unos 900 m aguas abajo de la futura presa. La cota de la rasante queda a unos 24 m sobre el nivel normal del río, obligada por la cota de avenidas extraordinarias y por la subida de nivel que producirá el Salto de Torrejón, ubicado 42 km río abajo.

Está formado el puente por seis tramos pretensados de 27 m de luz, apoyados isostáticamente en cinco pilas de hormigón ligeramente armado y en dos estribos con muros en vuelta. La longitud entre estribos es de 162 m y la anchura total es de 6,30 metros.

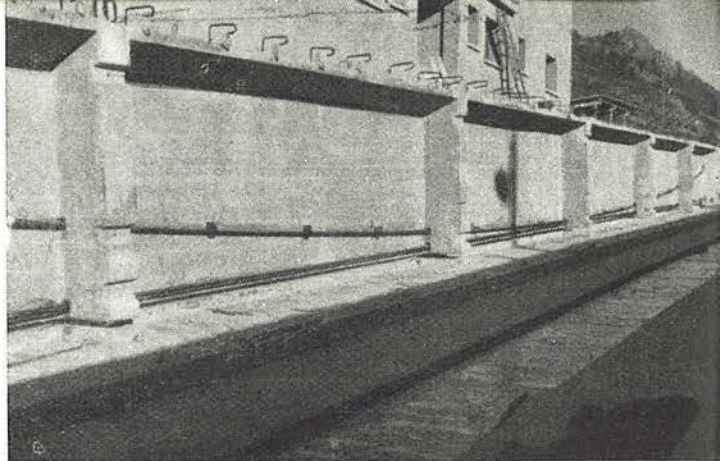
La cimentación directa en pizarra de las pilas se realizó durante el estiaje del año 1957, mediante dobles recintos de gaviones con relleno de arcilla. Sólo en el recinto de la pila central, con una carga de agua de más de 4 m, se produjeron algunas fugas taponadas con sacos de hormigón fresco. Se utilizaron bloques prefabricados de hormigón como encofrado, empleándose un andarivel ligero—de 2,5 t de capacidad—para hormigonar las pilas, que tienen 20 m de altura sobre los macizos de cimentación. Estos, que no son ciertamente muy estéticos, desaparecerán bajo las aguas del embalse de Torrejón. Las pilas, de 2,20 m de espesor constante, miden 5,30 m en la base, se estrechan hasta 3,60 m y rematan en una cabeza de hormigón armado de 7 m de ancho para recoger el tablero.

Cada uno de los seis tramos de éste se compone de siete vigas prefabricadas postesadas, de sección en T, de 1,45 m de canto y de 0,85 m de ancho en cabeza. El espesor del alma es de 12 cm y para rigidizar el conjunto y evitar el pandeo, la viga lleva cinco tabiques transversales. Estas vigas se colocan una al lado de otra, con 2,5 cm de separación y, sobre ellas, se hormigona una losa ligeramente armada, que se postesa transversalmente. Las vigas se cosen, también, a través





Era de prefabricación.



Vista del trazado de los cables.

de los cinco tabiques y los dos macizos extremos. Resultan en total 42 vigas, y esta cifra, relativamente elevada, ha permitido una organización del trabajo en serie con excelentes rendimientos. De la sincronización teórica de los ritmos de fabricación, tesado y lanzamiento se dedujo que eran precisos 16 puestos de hormigonado y 6 encofrados. Los 16 puestos se repartieron a los dos lados de una vía central, situada en el eje de la carretera de acceso al puente de la margen izquierda del río y prolongado hasta el estribo después de tomar una curva muy cerrada. Los encofrados de madera machihembrada resistieron perfectamente siete "golpes" cada uno.

A mediados de agosto de 1958 se inició la fabricación de vigas, lanzándose la primera a fines de septiembre y la última a primeros de enero de 1959. El puente quedó abierto al tránsito a mediados de febrero de 1959.

Las vigas, de unas 30 t de peso, bajaban en dos carretones hasta el estribo aprovechando la pendiente de la carretera y, de allí, eran pasadas a la primera pila mediante la conocida cimbra Roglá, verdadero puente-grúa, capaz de moverse transversalmente sobre dos pórticos apoyados en las pilas, para ir situando cada viga en su sitio.

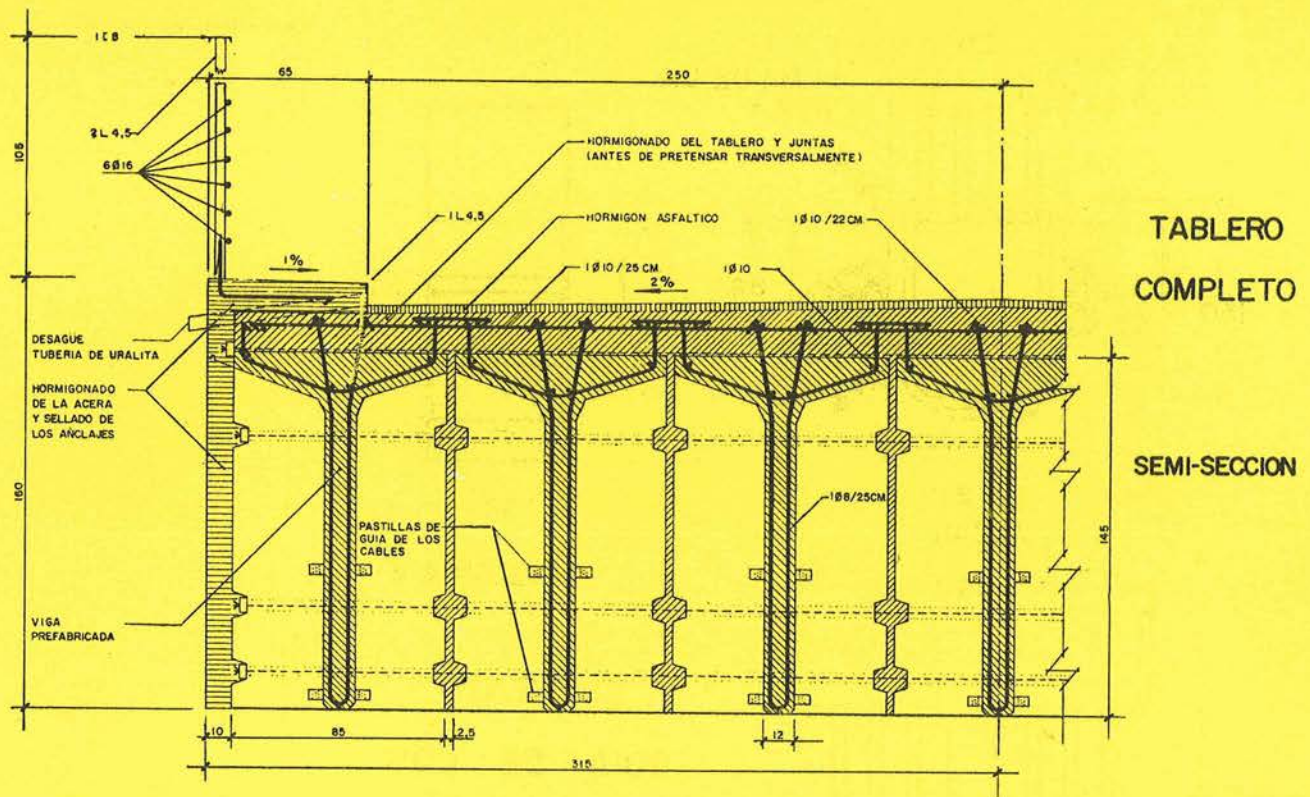
La novedad del montaje, en aquella época, era la realización de varios tramos seguidos. En la primera fase, sólo se lanzaron cinco de las siete vigas que forman un tramo, dejando un pasillo en el centro que servía para ir trasladando vigas a los tramos siguientes, colgadas de dos carretones. Estos carretones rodaban sobre carriles montados en las dos vigas inmediatas al pasillo, sirviendo también esta vía y esos carretones para lanzar, de un tramo a otro, la propia cimbra metálica.

Se apoyaba ésta en unos rodillos en el pórtico delantero y, por detrás, en uno de los carretones. Avanzaba la cimbra en voladizo y, para evitar el vuelco, se le colgaba una de las propias vigas de hormigón como contrapeso. Esta viga iba colgada por detrás del otro carretón. Cuando se completaron los seis tramos con cinco vigas se prescindió de la cimbra y se rellenaron los pasillos, operando esta vez de adelante hacia atrás, con el auxilio de los carretones y de gatos hidráulicos para situar las dos vigas restantes en cada tramo.

El hormigonado del tablero también se realizó en sentido contrario al del lanzamiento de las vigas, o sea, desde la margen derecha hacia la margen izquierda. El espesor de la losa es de 15 cm, armada con una parrilla de reparto de redondos de 10 mm y cosida, en sentido transversal, por un cable de 3 ϕ 5 mm de acero especial, cada 25 centímetros.

Estos cables, alojados en tubería de hojalata, se tendieron antes de hormigonar la losa. Para realizar el postesado transversal de los nervios y de la losa se utilizó un vehículo muy ligero, montado sobre neumáticos y con una jaula colgada a cada lado del puente. Como en aquellos momentos la entrada en servicio del puente era asunto de gran urgencia, no se esperó a terminar el postesado transversal: el andarivel levantaba el vehículo auxiliar antes citado para dar paso al camión o al "jeep" de turno, interrumpiendo breves instantes la marcha de los trabajos. Por fin, a mediados de febrero de 1959 se terminó el tablero e inmediatamente pasó una pala excavadora de cuarenta toneladas que, desde hacía varios días, esperaba impaciente en uno de los estribos de entrada.

La característica principal de las vigas es que los hilos de acero especial, de 5 mm de diámetro, van por fuera, a cada lado del alma y agrupados en dos pares de paquetes, uno que sigue un trazado poligonal circunscrito a una parábola y otro recto, salvo en la zona de apoyos, en donde se eleva ligeramente. Los puntos de apoyo de la poligonal son unas pastillas de acero taladradas que atraviesan el alma de la viga y que guían cada cable de tres hilos. Para disminuir el rozamiento, los bordes del taladro están ochavados. Una vez tesadas las vigas, se recubrieron los dos paquetes de cables con mortero de cemento y se pintaron con pintura impermeabilizante al



clorocaucho. Las 42 vigas son idénticas, incluso las de borde, para facilitar la producción en serie de los encofrados y las pastillas antes citadas. Cada viga lleva 28 cables de tres hilos, utilizándose, en el tesado, el sistema Barredo.

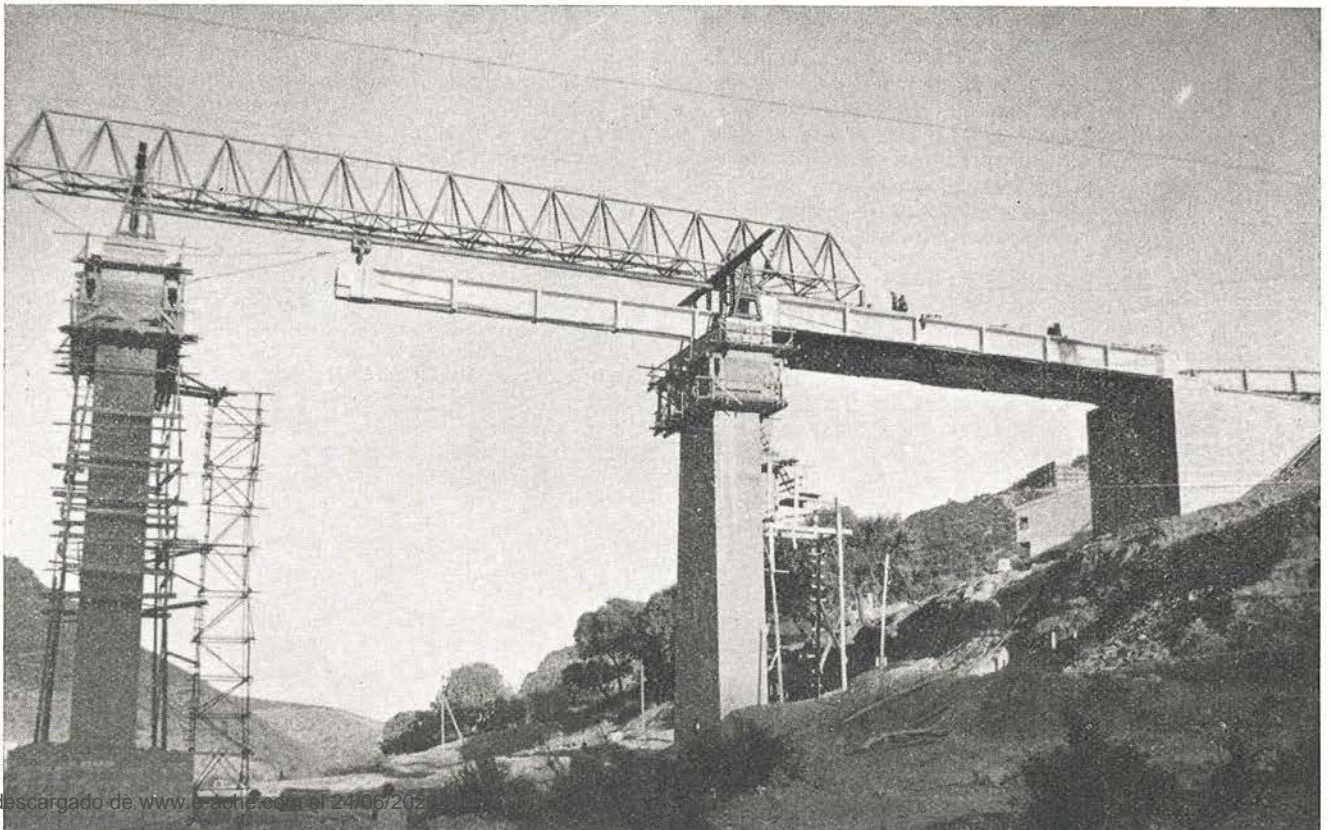
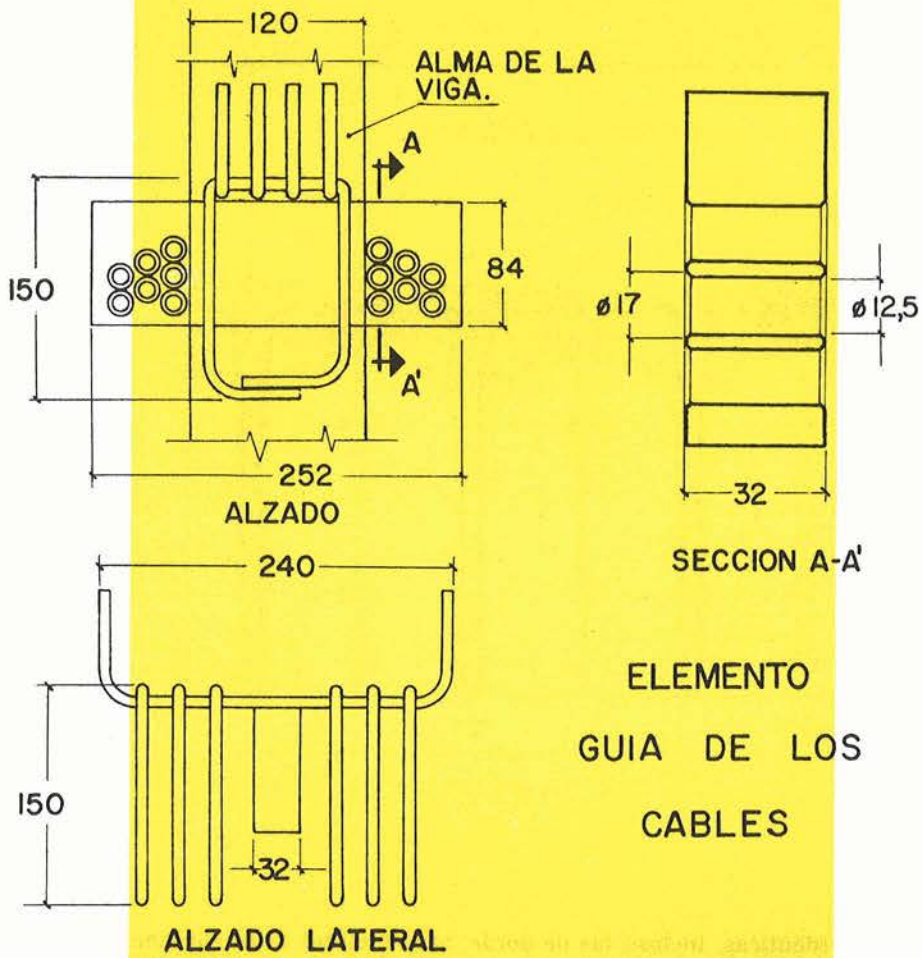
La sobrecarga de cálculo considerada fue la de la antigua Instrucción. No se estudió la influencia de un reparto transversal asimétrico de cargas que habría exigido vigas de borde más resistentes: siendo la calzada bastante estrecha, los vehículos superpesados de Hidroeléctrica Española no tienen más remedio que circular centrados.

Durante la obra se llevó un control riguroso del hormigón, mediante series de 16 probetas cilíndricas por viga que se rompían a los 2, a los 7 y a los 28 días. La resistencia característica exigida era de 300 kg/cm^2 a los 28 días, habiendo rebasado normalmente este valor las probetas. En realidad, la operación de tesado de cada viga, realizada entre los doce y los quince días posteriores a su hormigonado, era una prueba rotunda de la calidad del hormigón, ya que las vigas, inicialmente desprovistas de parte de su cabeza superior y con todos los aceros tesados a 10.000 kg/cm^2 , soportaban compresiones de casi 200 kg/cm^2 en su borde inferior.

También se observaron, de una manera algo tosca, pero eficaz, las deformaciones de todas las vigas durante su tesado. Para ello se pegaban tres escalas, una en la sección central y dos en las cabezas y, con un nivel automático, se hacían lecturas mientras se iban tesando cables: si se hubiesen acusado contraflechas anormales, se hubiesen podido suspender las operaciones de tesado, continuándolas cuando el hormigón alcanzase mayor resistencia. Se completaron las observaciones con la lectura de las flechas producidas, en las dos vigas que en cada tramo sirven de rodadura, al circular sobre ellas los carretones con otra viga colgada. Las medidas concordaron con las anteriores, siendo el módulo de elasticidad instantáneo de cerca de 400.000 kg/cm^2 , valor que también se obtuvo midiendo el acortamiento del hormigón durante el tesado en una base de un metro.

El puente de Valdecañas cumplió su misión, en cierto modo, experimental. El autor agradece la constante colaboración del ingeniero jefe de obra, don Carlos de Jaureguizar, así como la de don Ricardo Barredo y la de Tecnes, empresa que realizó el lanzamiento de las vigas. Esta colaboración ha permitido modificar detalles, anotar defectos—el principal es, tal vez, que el postesado transversal del tablero no compensa en un puente tan estrecho—y adquirir, en suma, una experiencia que esperamos sirva para resolver el extenso programa de construcción de puentes que se plantea a Hidroeléctrica Española en estos próximos años.

Lanzamiento de una viga.



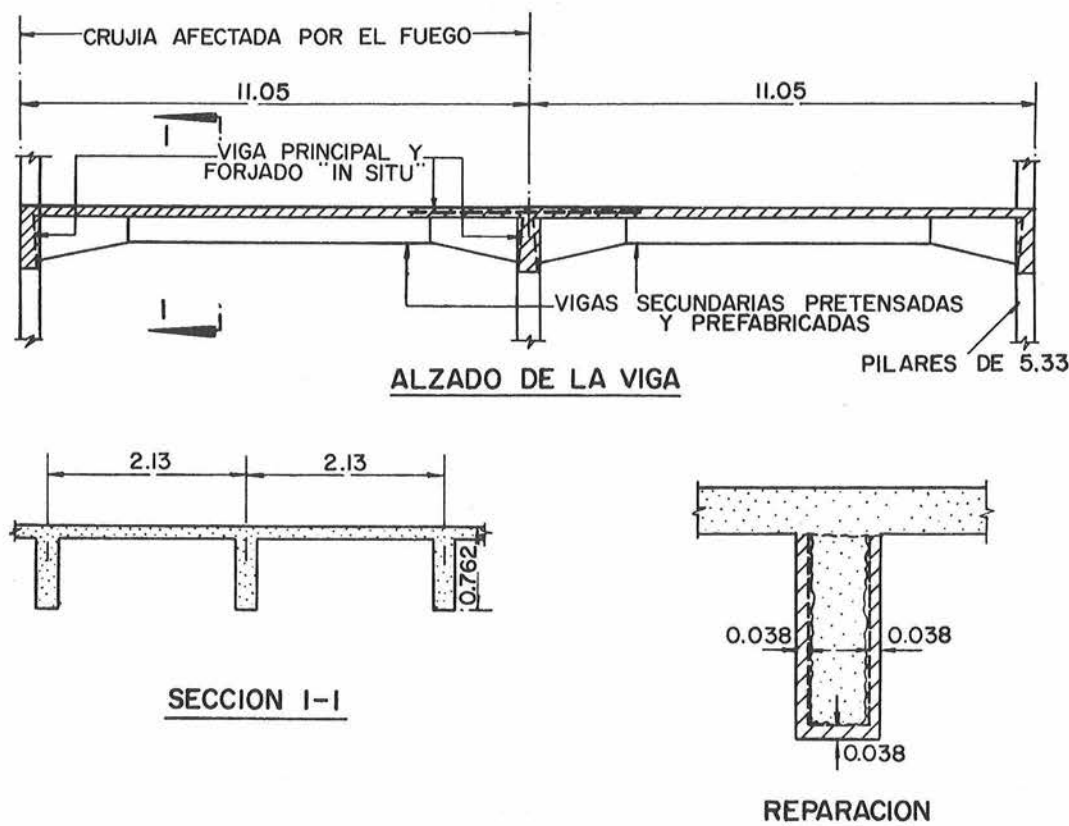
reparación de los daños causados por el fuego en vigas pretensadas postesas

A. T. CLARKE

591-1-7

En este artículo se describen las reparaciones llevadas a cabo en vigas prefabricadas y pretensadas dañadas por el fuego. El método seguido implicaba cargar la estructura con toda la sobrecarga para reproducir las condiciones del proyecto original referentes al estado de tensiones en el hormigón. El comportamiento de la viga con la sobrecarga, también dio una prueba satisfactoria de la combinación del hormigón pretensado y el armado moldeado "in situ" actuando juntos como estructura continua.

La figura adjunta muestra una sección del edificio junto con una sección transversal, indicando los centros de las vigas. El forjado se proyectó para una sobrecarga de 3 cwt/ /pie² (1.640 kg/m²) y la construcción se llevó a cabo mediante vigas secundarias pos-



tesadas prefabricadas, elevadas y colocadas con grúa sobre el encofrado de las vigas principales, después de lo cual se ponía la armadura de continuidad entre las vigas secundarias prefabricadas. A continuación de colocar las armaduras de las vigas principales y forjado, se hormigonó formando una unidad monolítica.

Se produjo un intenso fuego debajo del forjado, que afectó solamente a una cruja. El fuego, que se originó en un pequeño cobertizo que almacenaba bidones de parafina, duró de una a dos horas antes de que fuese advertido y apagado.

El efecto inmediato del fuego fue producir una flexión cóncava hacia abajo de las vigas más afectadas, con la consiguiente fisuración de la parte superior del forjado, en dirección paralela a las vigas principales. Al enfriarse, las fisuras se cerraron completamente y, aparte del ennegrecimiento y del ligero descascarillado de la parte inferior, prácticamente parecía que la estructura no había sido afectada. Sin embargo, tres de las vigas pretensadas resultaron afectadas hasta el punto de descascarillarse el hormigón que cubría los estribos y la armadura secundaria, quedando ésta al descubierto. También existían zonas aisladas donde el hormigón estaba descompuesto, en la base y lados de la viga hasta una altura de 6 a 9 pulgadas, que había que quitar para una reparación satisfactoria.

Se apreciaba que si se picaban las vigas y recubrían de gunita, estando descargadas, ésta se pondría en tracción inmediatamente que el suelo se cargase y, por tanto, se decidió colocar la sobrecarga total sobre el área afectada, no sólo como un ensayo de carga, sino para producir en la parte inferior de la viga unas condiciones que asegurasen la compresión de la gunita al quitar las cargas, creándose un estado de tensiones comparable al que existía en las restantes vigas.

Sobre una superficie de 1.200 pies² se distribuyó un peso de 180 t en lingotes de acero que producían una sobrecarga de 3 cwt/pie² (1.640 kg/m²), midiéndose las flechas y comparándolas con las calculadas. Se apreció que las flechas calculadas estaban afectadas por la compresión elástica de las columnas, el grado de rigidez de los extremos de las vigas que era desconocido, aparte de las hipótesis que tuvieron que hacerse sobre el valor E del hormigón, que en los cálculos se supuso era de 3.000.000 libras/pie².

La flecha calculada en el centro de la luz resultó 0,375 de pulgada y la medida de 0,312 de pulgada. Teniendo en cuenta el empotramiento tan incierto que existía en los extremos de la viga, estas cifras eran las que podían esperarse razonablemente.

La parte inferior y lados de la viga se picaron en una profundidad de $\frac{1}{2}$ a $1\frac{1}{2}$ pulgadas y se colocó una nueva capa mientras las vigas estaban sometidas a toda la carga, aumentando el ancho original en 3 pulgadas y el canto en $1\frac{1}{2}$ pulgadas. Las vigas se dejaron cargadas 21 días para permitir el fraguado completo de la gunita, durante los cuales solamente se pudieron medir ligeras variaciones en los valores de las flechas. Después de descargadas, las vigas no recobraron su posición original, quedando unas deformaciones remanentes de 0,078, 0,11 y 0,073 de pulgada en las tres vigas afectadas. Se apreció que el aumento de las dimensiones dado mediante el gunitado había aumentado el momento de inercia, y cuando éste se calculó se halló que la diferencia teórica entre las flechas, para la viga original y la reparada, era de 0,1 de pulgada.

Los resultados fueron altamente satisfactorios, no sólo por la reparación de las vigas con gunita, sino porque la carga necesaria para producir el estado tensional original sirvió de ensayo de la construcción compuesta.

sobre la pérdida de tensión en los alambres de acero en el hormigón pretensado

Prof. Dr. F. STÜSSI (E. T. H., Zürich)
(Tomado de «Cement», N.º 5, mayo 1961)

1. La «Netherland's Commissie Betonstaal» (N. C. B.), en su artículo «Relaxation of High Tensile Steel for Prestressed Concrete» (referencia 1), ataca y desecha como inútil el método de cálculo que he propuesto para la valoración de la pérdida de tensión en los alambres de acero (referencia 2). Demostraremos en lo que sigue que los argumentos de la N. C. B. contienen burdas faltas y carecen, por tanto, de valor.

Mi método se caracteriza por la hipótesis de que los valores de

$$\lambda = \log f = \log \frac{\bar{\sigma}_o - \sigma}{\sigma - \sigma_a} \quad [A]$$

varían linealmente con el logaritmo i del tiempo t :

$$\log \frac{\bar{\sigma}_o - \sigma}{\sigma - \sigma_a} = pi + \lambda_o \quad [1]$$

donde:

σ es la tensión existente transcurrido el tiempo t ;

σ_o es el valor inicial de la tensión;

σ_a es el valor final de la misma;

mientras que p y λ_o son dos parámetros dados por:

$$\log f_o = \lambda_o \quad ; \quad f = f_o t^p \quad [A']$$

El proceso de la pérdida de tensión está determinado por la ecuación [1], junto con

$$\sigma = \frac{\bar{\sigma}_o + f \cdot \sigma_a}{1 + f} \quad ; \quad \Delta\sigma = \frac{\Delta\sigma_o + f \cdot \Delta\sigma_a}{1 + f} \quad [2]$$

tan pronto como las cuatro incógnitas que caracterizan el problema, $\bar{\sigma}_o$, σ_a , p y λ_o , han sido halladas. En el valor inicial de la tensión, $\bar{\sigma}_o = \sigma_o - \Delta\sigma_o$, hay que considerar también una pérdida previa, $\Delta\sigma_o$, que puede producirse durante el proceso de carga y eventualmente en el tiempo transcurrido hasta la lectura.

2. La N. C. B. objeta que mi teoría carece de fundamento físico. He construido mi método inspirado en la analogía existente con otros procesos semejantes, como la fatiga, el comportamiento frente al tiempo y la fluencia lenta, en los que el alcance de los ensayos efectuados es tan grande que el cálculo puede ser comprobado por ellos sin lugar a dudas. También debe saber la N. C. B. que existen otros muchos procesos en la ciencia cuyo fundamento físico no se ha conseguido hallar hasta

hoy, y que, sin embargo, podemos valorar con toda exactitud. Si la N. C. B. pretende que la existencia de un límite de tensión, σ_a , fijo sea discutida, y al mismo tiempo toma muy a mal que los valores de σ_a encontrados por mi teoría sean demasiado bajos, todo esto nada tiene que ver con una aclaración objetiva.

La pretensión de la N. C. B. en su artículo, de que yo he tratado de calcular las dos incógnitas, $\bar{\sigma}_o$ y σ_a , a partir de una sola cantidad dada, es decir, $\lambda = \lambda_o + pi$, es simplemente falsa. La recta representativa de los valores de λ no viene dada, sino que sus dos parámetros, p y λ_o , han de obtenerse, juntamente con las otras incógnitas, $\bar{\sigma}_o$ y σ_a , a partir de los resultados del ensayo.

El error decisivo en la argumentación de la N. C. B. es, sin embargo, la pretensión de que el valor de σ_a varía entre amplios límites, según el valor supuesto para $\bar{\sigma}_o$; por ejemplo, en el caso examinado (alambre D del ensayo del C. U. R., $\sigma_o = 117 \text{ kg/mm}^2$) (referencia 3), desde $\sigma_a = 0$ para $\bar{\sigma}_o = 118,75 \text{ kg/mm}^2$ hasta $\sigma_a = 103,11$ para $\bar{\sigma}_o = 117,0$. Según esta argumentación se podría añadir aún el valor $\sigma_a = \mp \infty$ para $\bar{\sigma}_o = 119,02$.

En efecto, a partir de los tres valores

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 116,1 \text{ kg/mm}^2 & ; & \quad \Delta\sigma_1 = 0,9 \text{ kg/mm}^2 & \text{ para } & \quad 0,3 \text{ horas} \\ \sigma_2 &= 113,4 \text{ kg/mm}^2 & ; & \quad \Delta\sigma_2 = 3,6 \text{ kg/mm}^2 & \text{ para } & \quad 30 \text{ horas} \\ \sigma_3 &= 108,2 \text{ kg/mm}^2 & ; & \quad \Delta\sigma_3 = 8,8 \text{ kg/mm}^2 & \text{ para } & \quad 3.000 \text{ horas} \end{aligned} \quad [B]$$

con el mismo intervalo logarítmico de tiempo, $\Delta i = 2,0$, se calcula la relación entre $\bar{\sigma}_o$ y σ_a

$$\sigma_a = 119,02 \frac{\bar{\sigma}_o - 118,75}{\bar{\sigma}_o - 119,02} \quad [C]$$

según una fórmula dada por mí para probar la sensibilidad del cálculo en el caso de pequeñas dispersiones de los resultados del ensayo. La pretendida indeterminación de σ_a es sólo consecuencia de que se trata de calcular las cuatro incógnitas del problema a partir de estos tres valores, lo que resulta claramente imposible.

Según mis principios, por el contrario, se debería proceder calculando a partir de los tres valores, σ_1 σ_2 σ_3 , una primera relación:

$$\bar{\sigma}_o = \frac{a_1\sigma_a - c_1}{b_1\sigma_a - a_1} \quad [D]$$

y a partir de los valores, σ_2 σ_3 σ_4 , una segunda relación análoga:

$$\bar{\sigma}_o = \frac{a_2\sigma_a - c_2}{b_2\sigma_a - a_2} \quad [E]$$

y al igualar ambas quedan inequívocamente determinados los valores de $\bar{\sigma}_o$, σ_a , con lo que podemos llegar, finalmente, a encontrar los valores de p y f_o o bien λ_o . Este proceso sólo tiene el resultado apetecido cuando los valores de σ_1 σ_2 σ_3 σ_4 empleados son suficientemente fidedignos, esto es, cuando los resultados del ensayo han sido comprobados con un cuidadoso control de continuidad.

4. En mi artículo he aludido expresamente a las dificultades de la ejecución y del análisis de los ensayos de pérdida de tensión. Estas dificultades proceden de que hemos de extrapolar los resultados del ensayo mucho más allá del alcance del mismo. La «Commissie voor Uitvoering van Research» (C. U. R.) ha expresado muy gráficamente estas dificultades en su comunicado, al indicar que una extrapolación de un ensayo cuya duración es de mil horas a la realidad, supuesta una vida de un millón de horas, es equivalente, supuesta una escala lineal del tiempo, a la extrapolación de un dibujo cuya dimensión sea 1 mm hasta 1 m. Esta situación nos obliga a tomar precauciones especiales en el análisis de los resultados de los ensayos; por ello he propuesto el control de estos resultados mediante una curva continua. Para comprobar esta continuidad puede recurrirse a la representación de las

RESULTADO DEL ENSAYO C.U.R.						ANALISIS		
HORAS	$i = \log t$	$\Delta\sigma$ (kg/mm ²)	$\Delta\Delta\sigma$	Δi	$\frac{\Delta\Delta\sigma}{\Delta i}$	$\Delta\sigma$	Δ	OBSERVACIONES
0,1	-1	0,50						
1	0	1,49	0,99	1,00	0,990	0,687	0,187	
5	0,6990	2,37	0,88	0,6990	1,259	1,498	0,008	
25	1,3979	3,47	1,10	0,6989	1,574	2,315	-0,055	
100	2,00	4,61	1,14	0,6021	1,893	3,404	-0,066	
200	2,3010	5,29	0,68	0,3010	2,259	4,610	—	
300	2,4771	5,57	0,28	0,1761	1,590	5,316	0,026	
500	2,6990	6,33	0,76	0,2219	3,425	5,763	(0,193)	ERROR
1 000	3,00	7,24	0,91	0,3010	3,023	6,368	0,038	
2 000	2,3010	8,22	0,98	0,3010	3,256	7,252	0,012	
3 000	3,4771	8,82	0,60	0,1761	3,407	8,219	-0,001	
						8,820	—	

diferencias primeras y segundas (o bien a la de los cocientes diferenciales en caso de intervalos de distinta amplitud). Es evidente que un proceso de pérdida de tensión en condiciones normales debe transcurrir con continuidad. Otro control de continuidad se basa en que a una variación continua de la tensión inicial, σ_0 , debe corresponder una variación igualmente continua de las curvas de pérdida de tensión, σ .

De mi análisis de los ensayos del Felten y Guillaume Carlswerk A. G. no se ocupa la N. C. B., limitándose a la discusión del ensayo del C. U. R. con alambre D y $\sigma_0 = 117$ kg/mm². Trataremos, pues, de este ensayo con mayor detenimiento. Damos de nuevo en la tabla siguiente los valores de $\Delta\sigma$, según el comunicado del C. U. R., y seguidamente los comparamos con los de mi análisis, para $\Delta\sigma_0 = -0,68$ kg/mm², $\Delta\sigma_a = 37,9$ kg/mm², $\lambda = 0,212i - 1,223$.

Se echa de ver que el valor $\Delta\sigma = 5,57$ kg/mm² para $t = 300$ hr resulta claramente demasiado bajo; aquí existe un error accidental, si no se trata simplemente de un error de escritura (5,57 en vez de 5,75). Pero también el valor $\Delta\sigma = 0,50$ kg/mm² para $t = 0,10$ horas es claramente bajo, como resulta de una comparación con otros valores de la pérdida de tensión para otras tensiones iniciales, σ_0 , en el mismo alambre D . Este error es fácilmente visible en la figura 16 del comunicado del C. U. R.

En la figura adjunta está representada la curva escalonada de los valores de $\Delta\Delta\sigma:\Delta i$ obtenidos en el ensayo, y sustituida por una curva continua, $\Delta\sigma'$, con lo que también las segundas derivadas, $\Delta\sigma''$, se mantendrán continuas. De la integración numérica de esta curva $\Delta\sigma'$, con compensación de áreas entre $i = 0$ e $i = 3,4771$ se obtiene, prescindiendo de una constante de integración, una curva continua, $\Delta\sigma$, que permite un cálculo exacto entre límites suficientemente estrechos. La curva $\Delta\sigma'$ puede también ser determinada ahora analíticamente con:

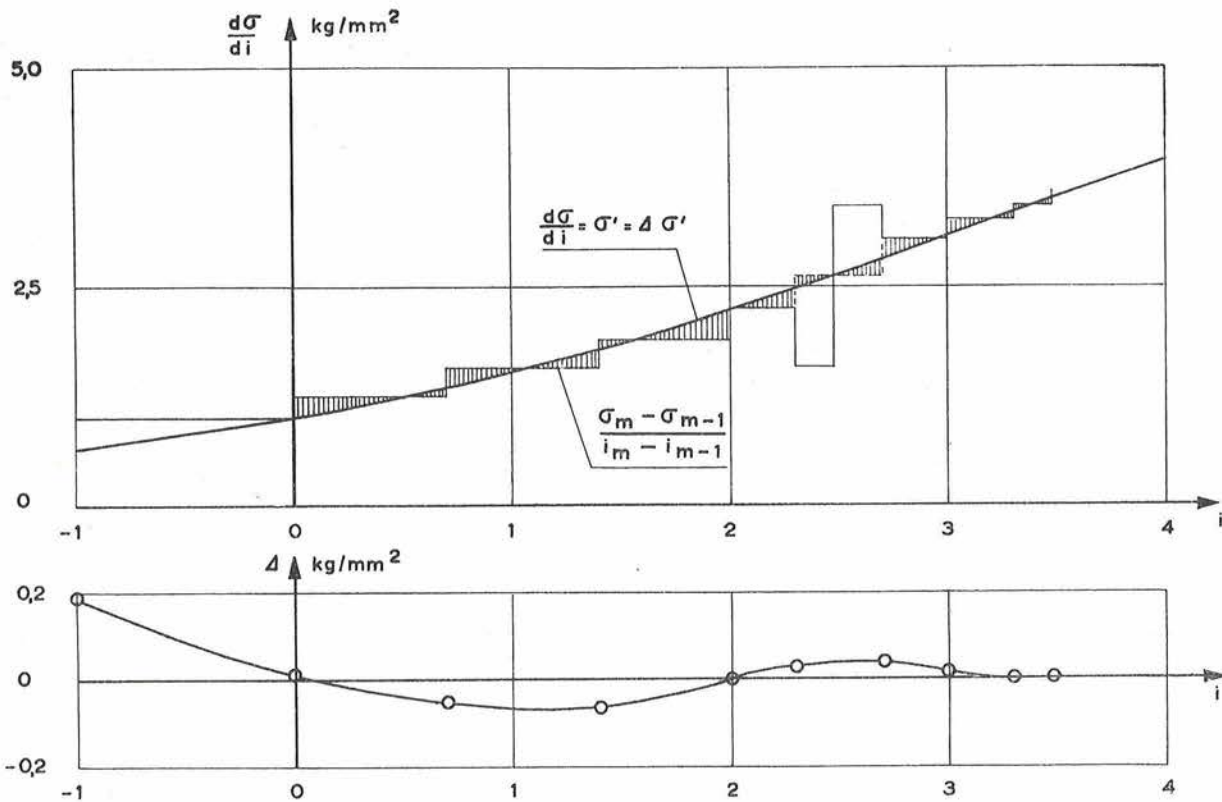
$$\Delta\sigma' = \sigma' = \frac{d\sigma}{di} = p \ln 10 \frac{\sigma - \sigma_0}{1 + f} \quad [3]$$

La figura adjunta contiene las diferencias, Δ , entre los valores calculados y medidos experimentalmente de $\Delta\sigma$; se ve claramente que en este ensayo existe una alteración inicial de la forma del proceso de pérdida de tensión, que se va anulando en forma de onda para tiempos crecientes. Los influjos de tal alteración, quizá unidos a la discontinuidad de la puesta en carga, pueden observarse con frecuencia.

En cuanto a los tres análisis numéricos B, C, D de la N. C. B.,

- Análisis B: $\Delta\sigma_0 = -1,0$ kg/mm² ; $\Delta\sigma_a = 29,49$ kg/mm² ; $\lambda = 0,205i - 1,049$,
 » C: $\Delta\sigma_0 = -1,50$ kg/mm² ; $\Delta\sigma_a = 59,78$ kg/mm² ; $\lambda = 0,169i - 1,289$,
 » D: $\Delta\sigma_0 = -1,75$ kg/mm² ; $\Delta\sigma_a = 117,00$ kg/mm² ; $\lambda = 0,153i - 1,567$,

no necesito tratarlos detalladamente, pues su insuficiencia se comprueba fácilmente al someterlos al cálculo y a la comparación con los resultados del ensayo. Hagamos notar tan sólo que la comproba-



ción numérica para $t = 3.000$ hr, $i = 3,4771$ conduce a valores de $\Delta\sigma = 8,622$, o bien 8,666, o bien 8,654 kg/mm^2 , en lugar de al valor de partida supuesto de $\Delta\sigma = 8,8$ o al del resultado del ensayo de $\Delta\sigma = 8,82$ kg/mm^2 . Esta discrepancia entre la base experimental y el análisis debe haber llamado la atención también a la N. C. B. Si la N. C. B. pretende con su figura 2 que también sus cálculos cumplen la exigencia de una ley lineal para los valores de λ , esto es intencionadamente erróneo; sus valores de λ de la figura 2 se mantienen lineales solamente debido a que han sido calculados a partir de resultados del ensayo modificados arbitrariamente. La N. C. B. trata de disimular el error básico de su procedimiento de cálculo, consistente en querer determinar los cuatro parámetros desconocidos del problema a partir de sólo tres resultados del ensayo, mediante modificaciones arbitrarias de estos resultados.

Pretende por otra parte la N. C. B. que mi ley de la pérdida de tensión no está de acuerdo con las otras series de ensayos de la C. U. R. (referencia 3), sino que se desvía más o menos fuertemente de sus resultados. Sin embargo, el control de la continuidad, llevado a cabo en estos ensayos con los alambres B, C, F y H, demuestra que en ellos deben existir grandes dispersiones, surgidas de cualquier pequeña inexactitud en la ejecución del ensayo, lo cual es fácilmente comprensible. Un análisis previa eliminación de tales dispersiones no interesa suficientemente a mi propósito, por lo que renuncio a efectuarlo. Huelga decir, no obstante, que estas claras dispersiones no pueden ser achacadas a mi cálculo de las pérdidas de tensión.

5. Con esto quedan refutadas las objeciones de la N. C. B. a mi método del cálculo de la pérdida de tensión. Será para mí un placer estudiar atentamente las objeciones objetivas, que se apoyen en ensayos cuidadosos de duración suficientemente larga, y en su caso aceptarlas como acertadas. En cuanto a aquellas objeciones basadas en el intento absurdo de calcular cuatro incógnitas a partir de sólo tres resultados de un ensayo, ayudándose para ello de un arreglo arbitrario de estos resultados, debo rechazarlas como de escasa objetividad y valor.

Por último se plantea la cuestión de la significación práctica del valor final asintótico de la pérdida de tensión, $\Delta\sigma_a$, o bien, σ_a . Este valor final es, naturalmente, necesario para caracterizar por completo el proceso de la pérdida de tensión. Si se ha de considerar como fundamental para el cálculo

práctico este valor final, o bien un valor límite convencional a esperar transcurrido un tiempo límite, por ejemplo cien o doscientos años, constituye una pregunta enteramente distinta. Me parece que una convención de este tipo es muy posible; pero debe, ante todo, ser reconocida claramente como tal.

Referencia

- (1) Netherland's Commissie Betonstaal: Relaxation of High-Tensile Steel for Prestressed Concrete. «Cement», 12 (1960), Nr. 10, págs. 861-863.
- (2) F. Stüssi: Zur Relaxation von Stahldrähten. I. V. B. H., banda 19, Zürich, 1959, págs. 273-286.
- (3) Commissie voor Uitvoering van Research, Informe Nr. 14: Onderzoek van hoogwaardig Betonstaal voor Voor- gespannen Beton, Delft, 1958.

algunas observaciones de la comisión «Betonstaal» al artículo

Introducción

La Comisión «Betonstaal» ha publicado un comentario, con el título «Relaxation of High Tensile Steel for Prestressed Concrete» (referencia 1), en el cual son atacadas las conclusiones del profesor Stüssi.

A este comentario replicó el profesor Stüssi con un escrito (referencia 2), en el que pretende que la Comisión «Betonstaal» ha incurrido en su comentario en varios errores que anulan el valor que éste pudiera tener.

Crítica del comentario y del escrito réplica

La Comisión «Betonstaal» sólo declara en su comentario que la teoría de Stüssi no es más que una formulación matemática de un proceso físico de cuya aplicabilidad práctica cabe dudar.

Tras la utilización del trabajoso proceso del doctor Stüssi se llega a resultados que difieren poco de los valores logrados mediante el empleo de métodos de extrapolación mucho más simples.

Trata el escrito de refutar la objeción de la Comisión «Betonstaal» de que la fórmula de Stüssi es sólo una formulación empírica del proceso de la pérdida de tensión, y no una ley natural perteneciente a un tipo más amplio de procesos, entre los que se cuentan las manifestaciones de fatiga y fluencia lenta. De las publicaciones de Glen (referencia 3) resulta claramente que la fórmula no es válida para el proceso de fluencia lenta, cuyo desarrollo normal está fuertemente influido por procesos de segregación, por ejemplo, de carbono o nitrógeno. Parece muy verosímil que también en el proceso de la pérdida de tensión, tan íntimamente relacionado con aquéllos, jueguen un papel importante los procesos de segregación. Si el profesor Stüssi pretende que es indiscutible que un proceso de pérdida de tensión en condiciones normales debe desarrollarse con continuidad, es opinión de la Comisión «Betonstaal» que sería, por el contrario, más bien extraño que el mencionado proceso de pérdida de tensión se desarrollara en la práctica con tanta continuidad, estando constituido por una gran cantidad de procesos de deformación de escala microscópica, de forma que sólo mediante la suma de esta gran cantidad de pequeños procesos podría alcanzarse una continuidad macroscópica. Ahora bien, si el transcurso de los procesos microscópicos es influenciado por procesos de segregación, podrán aparecer también, en la escala macroscópica, desigualdades bien patentes, especialmente en el caso de material no envejecido.

Por tanto, si el profesor Stüssi designa sin más como debido a un error de medida, todo punto que cae fuera de la curva de pérdida de tensión que está de acuerdo con su teoría, a nuestro juicio no constituye esto una simplificación basada en pruebas concluyentes. Resulta, por otra parte, que los puntos resultados del ensayo discutidos no proceden de una observación aislada, sino de una serie entera de ellas. No pretendemos asegurar con esto que una variación de este tipo no pueda deberse a un error de medida, sino que es peligroso suponer, sin más, que así sea, especialmente cuando estas desigualdades de medidas se presentan en la misma forma en una serie entera de curvas de pérdida de tensión de un material (ver la serie C del comunicado del C. U. R. núm. 14).

Por otra parte, se hacen el profesor Stüssi y la Comisión «Betonstaal» mutuamente la objeción de pretender determinar cuatro incógnitas a partir de tan sólo tres ecuaciones. El doctor Stüssi refuta, por su parte, esta objeción en su escrito. Debemos indicar aquí, sin embargo, que el método de cálculo seguido por la Comisión «Betonstaal» en su comentario es enteramente correcto.

De la tabla 1 del comentario resulta claramente que los valores de la pérdida de tensión calculados concuerdan con los encontrados experimentalmente dentro de los límites de aproximación permitidos por los errores de medida. En efecto, debido a pequeños cambios de temperatura pueden resultar ciertas variaciones en los resultados de la medida, cuyo orden de magnitud sería de 0,1 kilogramo/mm². Por ello no tiene objeto someter los resultados de las medidas a un método de cálculo en el que se trabaja con tensiones con aproximación de 0,01 kg/mm² y designar como falsos cálculos en los que han sido introducidos cambios en los resultados de las medidas de un orden de magnitud de 0,1 kg/mm², hablando de alteraciones arbitrarias de los resultados del ensayo.

La Comisión «Betonstaal» concede que la variación de los resultados del cálculo puede ser mucho menor que la que resulta de los cálculos dados en el comentario, pero a condición de suprimir todos los puntos que caen fuera de la curva determinada por la teoría de Stüssi y de llevar la aproximación del cálculo a un límite exagerado que no guarda relación con la del experimento

El objeto de estas observaciones era, sin embargo, no tanto probar que la teoría de Stüssi es incorrecta, como indicar que el valor de la pérdida de tensión extrapolado hasta 10⁶ horas es prácticamente independiente de una eventual tensión final, σ_a .

Una dificultad del método de Stüssi no mencionada hasta ahora consiste en que sus resultados, especialmente en ensayos de pérdida de tensión de corta duración, son fuertemente influenciados por el desarrollo inicial de dicha pérdida de tensión. Es conocido que este desarrollo puede variar considerablemente a causa de pequeñas variaciones de cómo comienza el ensayo. Teniendo esto en cuenta, debe renunciarse resueltamente a la extrapolación en los ensayos de pérdida de tensión de corta duración (aunque fórmulas como la de Stüssi traten precisamente de reducir la necesaria duración de estos ensayos).

Conclusiones

- a) El método de Stüssi, a pesar del escrito réplica, sigue estando sujeto a fuertes dudas. No puede verse en él sino una fórmula de extrapolación puramente empírica y de reducida aplicabilidad.
- b) La conclusión de que la tesis de la valoración exageradamente reducida de la pérdida de tensión es incorrecta, no ha sido replicada.
- c) Para probar la bondad de cualquier método de extrapolación se necesita un gran número de ensayos de pérdida de tensión de larga duración y ejecutados con toda exactitud.

Observación final

Tras la redacción de estas observaciones fue ejecutado un ensayo de pérdida de tensión en una muestra de alambre de acero de la misma calidad y procedimiento de fabricación que el del comunicado del C. U. R. núm. 14, ensayo D.

Se emplearon, asimismo, para el ensayo los mismos aparatos.

Se eligió como tensión inicial la de 60 kg/mm², un valor que es bastante inferior al valor final, σ_a , calculado por Stüssi para este tipo de acero.

Sin embargo, pudo comprobarse, al cabo de cien horas, una pérdida de tensión de 0,6 kg/mm².

Referencia

- (1) «Cement», 12 (1960), Nr. 10, págs. 861-863.
- (2) «Cement», 13 (1961), Nr. 5, págs. 252-253.
- (3) J. Glen: «Journal of the Iron and Steel Institute», 189 (1958), pág. 333; también: «Metalen» ('s-Gravenhage), 15 (1960), pág. 265.

nota de la asociación española del hormigón pretensado

Intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F. I. P. entre las diversas Asociaciones Nacionales que la integran, hemos recibido, últimamente, las que a continuación se mencionan, en las cuales aparecen, entre otros, los trabajos que en la presente nota se detallan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se dan traducidos al español.

Publicaciones enviadas por la «ENCI-CEMIJ N.V.», de Amsterdam

Se han recibido varios números de la revista «Cement», en los cuales aparecen, entre otros, los siguientes artículos:

En el núm. 1, enero de 1962:

1. «Symposium sobre láminas en Delft», por B. W. van der Vlugt.
2. «Dinteles pretensados», por R. Paels.

En el núm. 2, febrero 1962:

3. «Nuevo desembarcadero en hormigón armado para superpetroleros en "Puerta de Europa"», por J. Chr. Saul.
4. «Las primeras torres de refrigeración construidas en 1917-1919 en láminas delgadas de hormigón», por J. Emmen.

En el núm. 3, marzo 1962:

5. «El puente "Mangfallbrücke" en la autopista Munich-Salzburg».
6. «Algunos aspectos del "como" y "por qué" de la prefabricación», por E. A. J. Corsmit.

En el núm. 4, abril 1962:

7. «Lámina plegada para la aduana de Glanerbrug», por G. Beltman.
8. «Garaje-Aparcamiento en Toulouse».

En el núm. 5, mayo de 1962:

9. «Estudio, proyecto y aspectos de la construcción de las vigas "Nabla"», por la comisión especial de la STUVO.
10. «Inyectado en vigas de hormigón pretensado», por la comisión de inyectado STUVO-CUR.
11. «Algunos aspectos de las construcciones prefabricadas en hormigón pretensado en los Países Bajos», por la comisión STUVO-Stupre.
12. «Efecto de la retracción y deformación lenta del hormigón en la distribución de tensiones en vigas preflex», por A. S. G. Bruggeling.

En el núm. 6, junio de 1962:

13. «Aspectos técnicos de la construcción de vías elevadas de circulación», por P. Misch.
14. «Resultados de investigaciones relativas a la durabilidad y a la fatiga», por S. S. Davydov.

En el núm. 8, agosto 1962:

15. «Construcciones importantes de hormigón pretensado, realizadas en los Países Bajos», por una comisión especial de la STUVO.
16. «Symposium sobre "Carreteras y pistas de aeródromos en hormigón pretensado"».
17. «El Viaducto Hammersmith en Londres».

En el núm. 9, septiembre 1962:

18. «Puente sobre el río Medway en el sudeste de Inglaterra».
19. «Cálculo de la flexión en vigas mediante el método de cálculo en rotura», por P. J. Tussenbroek.

En el núm. 10, octubre 1962:

20. «El túnel transversal en Bois-le-Duc», por N. J. C. van Mecuwen.
21. «La estabilidad de elementos prefabricados en hormigón antes del montaje», por B. W. van der Vlugt y H. W. Beumer.

En el núm. 11, noviembre 1962:

22. «Conferencias sobre la teoría de las líneas de rotura».
23. «Construcción de una nave industrial completamente prefabricada por la "S. A. Veba", en Grobbendouck».

En el núm. 12, diciembre 1962:

24. «Cálculo de pilares redondos macizos y aligerados según el método de cálculo en rotura», por A. J. Chr. Dekker.
25. «Construcción de una nave industrial por la "Edivo N. V." en Ijmuiden», por C. Meischke.

En el núm. 2, febrero 1963:

26. «Análisis crítico del cálculo de pilares cargados excéntricamente según las "Normas para hormigón armado de los Países Bajos 1962"», por J. C. Meischke.
27. «Teoría y práctica de la vibración del hormigón», por P. C. Kreijger.

En el núm. 5, mayo 1963:

28. «Algunas condiciones sobre las pistas de aeródromos en hormigón-cemento en el aeropuerto de Schiphol», por R. A. Brzesowsky.

29. «Revestimientos en hormigón pretensado de diques y canales», por S. Sorzi.

En el núm. 6, junio 1963:

30. «Gráficos para elementos de construcción sometidos a carga axial y carga excéntrica en secciones rectangulares», por P. H. Deibel.
31. «El Metro de Rotterdam», por G. Plantema.
32. «El viaducto de "Corso Francia"».

Publicaciones enviadas por la «Japan Prestressed Concrete Engineering Association»

Se han recibido varios números de la revista de dicha asociación, en los cuales aparecen, entre otros, los siguientes artículos (todos ellos en japonés).

En el núm. 6, diciembre 1962:

33. «Momento secundario debido a la deformación lenta y a la retracción del hormigón en vigas compuestas y continuas formadas por vigas prefabricadas pretensadas, unidas por una placa de forjado continua», por M. Morimoto, Y. Narita, T. Yosida y K. Nomiyama.
34. «Un ejemplo del uso del hormigón pretensado para anillos en estructuras laminares», por T. Fujinuma y S. Kawamata.
35. «Proyecto y construcción de un depósito de agua en hormigón pretensado», por Kyokuto-Kogen Co.
36. «Proyecto, fabricación y montaje de un puente prefabricado pretensado», por Ohsugi, Hosokawa y Matsuno.

En el núm. 2, febrero 1963:

37. «Conferencia internacional sobre estructuras laminares, especialmente sobre cubiertas colgantes», por Y. Tsuboi.
38. «Construcción del puente Koshnoo».

En el núm. 4, abril 1963:

39. «Proyecto y ejecución del puente pretensado Minami-Kujo en la ciudad de Sapporo», por M. Yudasaka.
40. «Planeamiento de un puente pretensado en la nueva línea Tokaido», por J. Kodera.
41. «Ensayo de una viga pretensada en celosía», por S. Iromata.

Publicaciones enviadas por el profesor S. S. Davydov, de la Academia de la Edificación y Arquitectura de Rusia

Se han recibido varios números de la revista «Béton i Zhelezobeton», en los cuales aparecen, entre otros, los siguientes artículos (todos ellos en ruso):

En el núm. 1, enero 1963:

42. «Calidad y durabilidad del hormigón usado para torres de refrigeración», por M. M. Kapkin y V. B. Sudakov.

43. «Estudios sobre la armadura de anclaje en elementos de hormigón sometidos a flexión», por Yu L. Izotov.

En el núm. 2, febrero 1963:

44. «Placas de hormigón pretensado de 3×12 m», por A. A. Svetov y V. G. Kramar.
45. «Calidad del inyectado en estructuras prefabricadas de hormigón pretensado», por A. P. Vasiliev, V. S. Bulgakov y N. G. Matkov.
46. «Influencia de las temperaturas altas en las tensiones de relajación de alambres de alta resistencia», por K. V. Mikhailov y E. A. Krichevskaya.

En el núm. 3, marzo 1963:

47. «Puentes pretensados de la autopista de circunvalación de Moscú», por G. S. Fisher.
48. «Nuevas normas para el proyecto de estructuras de hormigón», por K. E. Tal y N. N. Cessig.

En el núm. 4, abril 1963:

49. «Armadura óptima en anillos flexionados de hormigón», por A. P. Kudzis.
50. «Proyecto y selección de secciones de hormigón pretensado», por A. P. Zhdanov.

En el núm. 5, mayo 1963:

51. «Pretensado de depósitos circulares de hormigón en elementos separados», por M. Ya Kligman.
52. «Proyecto en rotura de chimeneas pretensadas», por V. S. Zaryanov.

Publicaciones enviadas por el «Prestressed Concrete Institute», de Estados Unidos

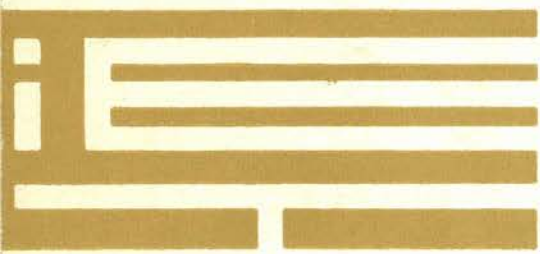
Revista: «P. C. I. Journal», diciembre 1962:

53. «Manual para el reconocimiento del hormigón pretensado», por un Comité conjunto de la AASHO y del PCI.
54. «Investigaciones ferroviarias sobre hormigón pretensado», por E. J. Ruble y F. P. Drew.
55. «Reconstrucción del puente Bay», por Norman C. Raab.

Publicaciones enviadas por el «Prestressed Concrete Development Group» de Sudáfrica

Revista: «Prestress», diciembre 1962:

56. «Comportamiento y resistencia a rotura de vigas huecas de hormigón pretensado sometidas a la acción simultánea de flexión y torsión», por Narayan Swamy.
57. «El desarrollo del hormigón estructural y su impacto en Sudáfrica», por R. Fredman.



**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**