ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
BIBLIOTECA
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

BOLETIN NUM. 35 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
BIBLIOTECA
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

U L T I M A S N O T I C I A S

Técnicas en Estructuras

Hormigón Pretensado

Boletín de circulación limitada

N° 35

Noviembre-Diciembre 1956

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

I N D I C E

		Pág.
591-2-15	Puente pretensado con montantes triangulados.- P. Soutter	1
591-3-4	Aplicación del hormigón pretensado al refuerzo de túneles contra avalanchas. G. de Kalbermatten y F. Burri	10
628-0-6	Los cables en el hormigón pretensado.- H. Kent Preston	18
628-0-7	Armaduras pretesas de trazado curvilíneo.- Ross H. Bryan	32
	Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado sobre el próximo Congreso Internacional de la F.I.P.	41

N O T A.- El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

591-2-15 PUENTE PRETENSADO CON MONTANTES TRIANGULADOS

Por P. Soutter, ingeniero

"Bulletin Technique de la Suisse Romande", 18 de agosto 1956

Descripción de la obra:

Se trata de un puente de carretera de 38,80 m que franquea el río Glatt entre Oberhausen y Opfikon, cerca de Zurich (fig. 1). La calzada, de 5,50 m, está bordeada por dos aceras de 1,5 m. El tablero, constituído por una losa de 45 centímetros, está soportado por dos caballetes invertidos, que lo dividen en tres tramos de 7,9 - 23,0 - 7,9 m y cuyas cabezas se apoyan en los cimientos (figs. 2 y 3). La separación entre éstas es de 31 m y descansan sobre un terreno blando a una profundidad de 6 m bajo el nivel de la carretera.

Pretensado:

El pretensado se consigue en el tablero por el tesado de 19 cables BBRV, de 42 hilos, de 5 mm de diámetro (fig. 5). Las palizadas interiores, comprimidas naturalmente, no están pretensadas, mientras que las exteriores, que trabajan principalmente a tracción, se pretensan cada una por dos cables BBRV de 13 ∅ 5 mm. Los hilos de acero estirado tienen una resistencia a tracción de 170 Kg/mm^2; su coeficiente de trabajo no excede de los 103 Kg/mm^2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

El pretensado se ha llevado a cabo en tres etapas: en la primera, tres días después del hormigonado, la obra fué sometida a un pretensado de 30 por ciento de su valor definitivo, lo que permitió evitar las fisuras de retracción; la segunda, veintiocho días después del hormigonado, la fuerza del pretensado se ha llevado al 60 por ciento de su valor total.

A continuación, se desencofró el puente y los cables fueron tesados. Durante esta última etapa de pretensado (40 por ciento del pretensado total) fué cuando se hicieron las medidas de deformación y de tensión de las que hablaremos más adelante. Finalmente, se inyectó una lechada de cemento a los cables.

Cálculo estático:

El sistema real, que no incluye articulación alguna, es hiperestático y de orden 9. Para evitar un cálculo largo y enojoso, quizá impreciso, se ha simplificado el sistema real, introduciendo articulaciones que modifiquen lo menos posible el comportamiento general de la obra. Un primer cálculo mostró la influencia mínima del empotramiento de los pilares sobre el valor de los momentos en el tablero, pudiéndose admitir las siguientes simplificaciones:

a) Por tener los montantes exteriores una rigidez muy pequeña en relación a la del tablero (relación de los momentos de inercia 1/80), pueden considerarse como montantes oblicuos articulados.

b) Los pilares interiores pueden suponerse articulados en sus bases, dado lo reducido de su sección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

La correspondencia entre deformaciones y tensiones medidas con aquéllas calculadas, ha justificado la elección de las simplificaciones admitidas en el cálculo. Los soportes se han dimensionado teniendo en cuenta sus uniones reales.

Las líneas de influencia se han calculado, en parte, gráficamente, tomando un arco articulado con ménsulas como sistema de base.

El pretensado (número y forma de los cables) se ha determinado de tal modo que, para cualquier caso de carga, la obra se comprime en todos sus puntos, entre los límites de 0 - Kg/cm^2 y 110 Kg/cm^2. La forma de los cables no es "concordante", es decir, que su tesado, produce reacciones y momentos hiperestáticos o momentos inducidos; por tanto, la línea de las presiones, debida al pretensado, es diferente de la línea media de los cables. Los momentos inducidos se han calculado de la misma manera que los momentos hiperestáticos producidos por las otras fuerzas exteriores.

Resultados de las medidas:

La eficacia del pretensado y el comportamiento estático y dinámico de la obra, se han controlado por una serie de medidas efectuadas por el laboratorio federal de ensayo de materiales. Se han medido las deformaciones del tablero y los alargamientos específicos de las fibras superiores e inferiores producidos por los casos de carga siguientes:

a) Carga del 40 por ciento de la fuerza del pretensado.

b) Sobrecarga de 4 camiones de un peso total de 50,5 toneladas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

El L.F.E.M. ha procedido del mismo modo en la medición de las vibraciones provocadas por el paso de un camión de 13,5 toneladas.

Las deformaciones y tensiones medidas han sido comparadas a las calculadas teniendo en cuenta el módulo de elasticidad del hormigón existente en el momento de la medición y correspondiente al tiempo de aplicación de la carga.

Los ensayos de sobrecarga se han verificado 159 días después del hormigonado. La aplicación de las cargas ha sido de una duración breve (máxima de 15 minutos), por lo que no han podido producirse deformaciones diferidas. Un módulo de elasticidad instantáneo de 500 t/cm^2 fué calculado por la L.F.E.M., sobre la base de los ensayos realizados ese día con un martillo de hormigón; este valor ha sido confirmado por la igualdad entre las frecuencias propias medida y calculada.

Las medidas realizadas durante el pretensado han tenido lugar 54 días después del hormigonado. Según la ley de variación del módulo de elasticidad de un hormigón, cuya relación agua/cemento = 0,5, se puede decir que el módulo a los 54 días es aproximadamente igual al 95 por ciento del módulo a los 159 días. La duración de aplicación de la carga ha sido de unas 10 horas. Se ha calculado la deformación diferida correspondiente a este tiempo, en porcentaje de la deformación diferida total, por la fórmula de M. Caquot: $100\ (1-10^{-0,01\sqrt{h}})$. Para $h=10$ horas hemos hallado que la deformación diferida vale el 7 por ciento de la deformación diferida total. Como esta última vale aproximadamente el doble de la deformación instantánea, la deformación total al cabo de las horas vale 1,14 veces la defor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

mación instantánea, y el módulo de elasticidad correspondiente es igual al 88 por ciento del módulo instantáneo. Finalmente, el módulo de elasticidad del hormigón, que hay que tener en cuenta para interpretar las medidas hechas durante el pretensado, vale: 0,95.0,88.500 = 418 t/cm^2.

Hay que señalar que el módulo de elasticidad del hormigón después de 28 días, calculado a partir de su resistencia sobre un prisma (fórmula de las nuevas normas S.I.A.), es de 400 t/cm^2, siendo la resistencia media del hormigón, al cabo de 28 días, medida en probeta cúbica, de 528 Kg/cm^2.

Medidas hechas durante el pretensado

Las deformaciones y tensiones han sido medidas en varias secciones durante la puesta en acción, después del desencofrado del puente, del 40 por ciento de la fuerza total del pretensado (fig. 4). La precisión de las medidas de alargamiento específico es, de alrededor, de $\pm 5.10^{-6}$. A causa de la larga duración de las medidas, las flechas no son muy precisas y no pueden dar más que el orden de magnitud de las deformaciones.

Al tablero se le ha dado en el centro una contraflecha de 6,7 mm (la flecha calculada: 8,2 mm). La correspondencia entre las tensiones medidas y calculadas es buena, lo cual prueba que el cálculo de los momentos inducidos es exacto.

Medidas tomadas durante los ensayos de carga

Cuatro camiones con un peso total de 50,6 t se han colocado en las posiciones más desfavorables. La precisión de

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

las medidas es de $\pm$ 0,02 mm para las flechas y de $\pm 10^{-6}$ para los alargamientos específicos de las fibras; ésta es, pues, mucho mayor para las sobrecargas móviles.-que no actúan más que un instante- que para realizar el pretensado en que se ha tardado toda una jornada.

La fig. 5 da las medidas correspondientes al caso de carga principal: dos hileras de dos camiones situados en el centro del puente. La máxima flecha medida es de 7,58 mm (valor calculado 7,83) y representa $\frac{1}{3000}$ de la longitud del tramo total (23 m). Las líneas de flexión medidas son muy regulares y tienen la misma forma de las calculadas. Las contracciones medidas corresponden muy bien a las calculadas teniendo en cuenta la sección total del hormigón (incluídas las ménsulas). Los pilares interiores están sometidos a un esfuerzo de compresión excéntrico que actúa en el interior del núcleo central. Para esta carga de 50,6 t, que representa el 76 por ciento de la sobrecarga prevista por el cálculo, la obra se ha comportado de una forma perfectamente elástica, sin que se haya observado deformación residual alguna.

El efecto de una sobrecarga excéntrica en medio del puente puede apreciarse en la fig. 6. La sección ha sufrido a la derecha de la sobrecarga un descenso igual a la flecha provocada por la misma carga centrada, más una rotación que hace descender el borde cargado y hace levantarse el borde no cargado. Las contracciones calculadas según el método de las superficies de influencia, expuesto por Olsen y Reinitzhuber en su publicación "Die zweiseitig gelagerte Platte", corresponden muy bien a las contracciones medidas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Las medidas se han hecho igualmente para dos camiones, situados el uno al lado del otro, sobre uno de los pilares interiores. Esta posición de la sobrecarga da, según la línea de influencia, el mayor momento en la cabeza del pilar. Tanto las mediciones como el cálculo, han demostrado que, incluso en este caso, no se producía tracción en el pilar interior.

La fig. 7 muestra, para la sección mediana, las contracciones más desfavorables determinadas por las mediciones y por el cálculo. Se constata que en esta sección, no se produce tracción alguna y que la compresión no excede de 80 Kg/cm^2 para los casos de carga más desfavorables. En el caso del peso propio, para el que no han podido realizarse medidas, hemos supuesto que las contracciones medidas eran iguales a las calculadas, dada la correspondencia existente entre el cálculo y las medidas en el caso de sobrecargas.

Durante los ensayos estáticos, la obra se ha deformado siempre elásticamente, sin que haya podido observarse la menor fisura. Los ensayos demuestran que el cálculo estático efectuado daba una buena imagen del comportamiento real del puente, tanto bajo la acción del pretensado como bajo la acción de las sobrecargas. Las condiciones impuestas por el dimensionamiento de la obra se han cumplido por tanto; en ningún punto existe tracción o compresión superior a 110 Kg/cm^2, cualquiera que fuere el caso de carga.

Medidas dinámicas

Estas medidas se han realizado antes de la colocación del revestimiento de 3 cm de asfalto. En primer lugar, se

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

han registrado las vibraciones producidas por el paso de un camión de 13,5 t, rodando a velocidades oscilantes entre 5 y 40 Km/h (fig. 9). El coeficiente de incremento dinámico, calculado a partir de la mayor flecha registrada, fué del 21 por ciento para una velocidad de 30 Km/h. La fórmula de las nuevas normas S.I.A. da un coeficiente del 22,5 por ciento.

Se realizaron una segunda serie de medidas con un camión marchando a las mismas velocidades citadas anteriormente, pero pasando por encima de una plancha de 45 mm de espesor atravesada sobre la calzada (fig. 9). El coeficiente máximo de incremento dinámico fué entonces de 58,3 por ciento para una velocidad de 15 Km/h.

Los coeficientes dinámicos deben ser mejores ciertamente, para el puente recubierto de 3 cm de asfalto. Según el informe de la L.F.E.M., estos valores son menores que los que proceden de ensayos hechos en estos últimos tiempos con puentes de hormigón pretensado.

En muchos casos, el puente fué afectado por vibraciones correspondientes a una de sus frecuencias propias. En la fig. 9 se dan tales imágenes de vibración. Estos diagramas revelan una frecuencia propia de unos 4 hertzios. Mediante el cálculo se obtiene una frecuencia propia de 4,2 hertzios, considerando un módulo de elasticidad del hormigón igual a 500 t/ /cm^2. El amortiguamiento de las vibraciones parece, según el informe de la L.F.E.M., más rápido que en los puentes corrientes de hormigón armado. Es mejor que en varios otros puentes de hormigón pretensado, examinados últimamente en el laboratorio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Coste de la obra

En la construcción de este puente se han utilizado los siguientes materiales:

Hormigón P. 325	200,0 m^3
Acero normal	1,2 t
Acero estirado en frío por torsión ...	9,3 t
Cable de acero estirado para pretensado (Ø 5)	5,0 t

El coste de la obra, incluídos los gastos de estudio y dirección de los trabajos (pero sin los ensayos de carga), es de 118.000 fr., lo que corresponde a 342 fr. por metro cuadrado de superficie cubierta.

Estudio y ejecución

Los estudios y dirección de los trabajos han sido llevados a cabo por el autor, con la colaboración de los ingenieros M. W. Schalcher y de M. J.- D. Pochon, quién calculó los detalles de la obra.

Los trabajos han sido ejecutados por la empresa A. Spaltenstein de Zurich. El hormigón, P. 325, se dejó tal como se desencofró; solamente en las cimentaciones se hormigonó con "Plastiment". Los trabajos se realizaron en cinco meses.

- - -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

10 591-3-4 APLICACION DEL HORMIGON PRETENSADO AL REFUERZO DE TUNELES CONTRA AVALANCHAS

Por G. de Kalbermatten y F. Burri, ingenieros

"Bulletin Technique de la Suisse Romande", 15 septiembre 1956

Aún está vivo el recuerdo de las enormes avalanchas que, durante el invierno 1954-55, aislaron del resto del mundo la célebre estación de Zermatt. Considerables masas de nieve se desplomaron sobre el valle cubriendo, a lo largo de varios kilómetros, las vías de la línea Viège Zermatt. La magnitud de estas avalanchas, no sólo desbordó las obras de protección existentes, sino que además las dañó seriamente.

Sobre estas galerías se han medido espesores de nieve de hasta 15 m, lo que, para un peso específico de 400 Kg/m^3, supone una sobrecarga máxima de 6.000 Kg/m^2 (fig. 1), que ha dado lugar a sensibles deformaciones, sobre todo en las estructuras metálicas.

Esta catástrofe obligó a la Empresa del Ferrocarril Viège - Zermatt, no sólo a reparar los daños causados, sino también a perfeccionar el sistema de protección existente con el fin de lograr una mayor seguridad (fig. 3). Con dicho objeto se tomaron las siguientes medidas:

- Prolongar las obras de protección existentes;
- Trasladar la línea férrea ladera arriba en algunos puntos;

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

- Reforzar las galerías que resultaron dañadas.

El programa de trabajo que se nos presentó estaba condicionado por una ejecución rápida de las obras, que no había de obstaculizar, en ningún caso, la marcha de los trenes. En efecto, debido a la lenta fusión de estas enormes masas de nieve, quedaba durante el verano relativamente poco tiempo para ejecutar las obras necesarias para garantizar la seguridad del tráfico durante el invierno siguiente.

Las construcciones existentes datan de 1932. Están constituídas por pórticos tipo D I N 16, espaciados a un metro y recubiertos de una placa de hormigón de 12 cm de espesor.

Un cálculo rápido nos mostró que, bajo el efecto de cargas muy fuertes, los aceros debían de estas sometidos a esfuerzos que llegan hasta su límite elástico y que, según la deformación medida, una parte de ésta debía atribuírse ya a una deformación permanente.

Además, las columnas hacia abajo y los muros de sostenimiento hacia arriba probaban, por sus fisuras, la presencia de un esfuerzo horizontal importante procedente del desplazamiento de la avalancha sobre la construcción.

Esto es por lo que, de primera intención, parecía ilusorio reforzar la construcción existente en el estado en que se encontraba. No se podía pensar, por otra parte, en reemplazarla por una nueva.

Se trataba entonces de crear una nueva protección prácticamente independiente de la cobertura existente, pero que

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

pudiese beneficiarse de los apoyos existentes, ya que conservaban todo su valor. Se consiguió mediante una losa masiva en hormigón pretensado vertido sobre la cubierta existente, haciendo ésta de encofrado.

Aquí es donde intervienen con toda su fuerza las cualidades y las particularidades del hormigón pretensado. Esta solución que hemos preconizado, después de muchas otras, ofrecía las ventajas siguientes:

1.- Utilización de la obra existente como encofrado de la losa.

2.- Mantenimiento íntegro del tráfico durante las obras.

3.- Rapidez de ejecución.

4.- Control inmediato de la calidad del hormigón.

5.- Alivio de la construcción afectada, mediante pretensado en el estado de carga normal.

Este último aspecto del problema es el que nosotros queremos tratar especialmente en este artículo, enfocando sucesivamente: los diferentes casos de carga y las tensiones resultantes, la elección de límites y dimensiones y las deformaciones debidas al pretensado.

A.- Diferentes casos de carga

Caso de carga a): peso propio de la losa $g_1 = 0{,}8\ t/m^2$.

Caso de carga b): peso propio de la losa + peso de una capa de tierra de 50 cm de espesor.
$g_1 + g_2 = 1{,}4\ t/m^2$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Caso de carga c): peso propio + tierra + nieve.

$$q = g_1 + g_2 + p = 1,4 + 4,0 = 5,4 \ t/m^2.$$

La sobrecarga de 4,0 t/m^2 fué dada por la Dirección de la Compañía Ferroviaria.

A primera vista parece que la relación peso propio--carga total, $g_1/q = 0,15$, es desfavorable. A pesar de la sobrecarga de tierra que sobrevendrá tras el pretensado y que lo mejorará, la relación $g_1 + g_2/q = 0,26$ queda todavía alrededor del 75 por ciento en favor de la carga máxima total. Es pues difícil obtener para cada caso de carga, y esto dentro de límites razonables, un diagrama de tensión que sea únicamente de compresión.

B.- Tensiones resultantes de este caso de carga

Las tensiones para los diferentes casos de carga son las siguientes:

Caso de carga a): las tensiones son positivas en la arista superior, alcanzando alrededor de los 15 Kg/cm^2 (Gráf. 1).

Caso de carga b): llamado normal, las tensiones son negativas o nulas en toda la sección del hormigón (Gráf. 2).

Caso de carga c): las tensiones son positivas en la arista inferior, alcanzando alrededor de 20 Kg/cm^2 (Gráf. 3).

Estos valores son siempre inferiores a los de un hormigón de 300 Kg sometido a efectos de tracción. Sin em-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

bargo, estos esfuerzos de tracción serán cubiertos por una armadura ordinaria (fig. 2).

C.- La elección de límites y dimensiones

Admitimos, pues, que las tensiones varían entre estos límites que acabamos de describir, y dimensionamos la losa de forma que el espesor de ésta se adapte a la curva de los momentos (fig. 4).

Los cables utilizados son del tipo Freyssinet F 50-42 espaciados a 55 cm y realizan una fuerza de compresión de unas 90 t/m (fig. 5).

D.- Deformaciones debidas al pretensado

Gracias a las sobrecargas elevadas, se obtiene, tras pretensado y para el caso de carga normal, una flecha de alrededor de 3,5 mm hacia arriba. Este hecho tiene la gran desventaja de descargar la losa existente, la cual, como hemos dicho, sirve de encofrado.

Por otra parte, para el caso de carga máxima, la losa ofrece la ventaja de una cierta reserva, en la medida en que las sobrecargas admitidas para el cálculo fuesen alcanzadas o sobrepasadas.

Estas consideraciones no son de las menos importantes; han sido, en efecto, determinantes en la elección del sistema.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Cálculo de las deformaciones

$$f = \frac{\text{máx } M\, l^2}{9{,}6\ EI}$$

$l = 6$ m.

$E = 300\ t/cm^2$.

$I = 35^3 \times 100/12 = 357 \times 10^3\ cm^4$ (valor medio)

$$\frac{l^2}{9{,}6 \times EI} = 0{,}35 \times 10^{-3}\ \left(\frac{1}{t}\right)$$

Carga debida al peso propio a):

$g_1 = 0{,}8\ t/m^2$ " $M_1 = 3{,}44$ tm.

$f_a = 3{,}44 \times 0{,}35 \times 10^{-3} = 1{,}2$ mm.

Carga debida al pretensado v):

$M_v = 90\ (-0{,}15) = -13{,}5$ tm.

$f_v = -13{,}5 \times 0{,}35 \times 10^{-3} = -4{,}7$ mm.

$f_{a+v} = +1{,}2 - 4{,}7 = -3{,}5$ mm.

Esta deformación fué confirmada exactamente por las medidas realizadas en obra.

Carga debida al peso propio y a la tierra b):

$g_1 + g_2 = 1{,}4\ t/m^2$ " $M_{1+2} = 5{,}82$ tm.

$f_b = 5{,}82 \times 0{,}35 \times 10^{-3} = +2{,}0$ mm.

$f_{b+v} = +2{,}0 - 4{,}7 = -2{,}7$ mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Carga total c):

$$q = 5{,}4\ t/m^2 \ ,, \ M_q = 22{,}8\ tm$$

$$f_c = 22{,}8 \times 0{,}35 \times 10^{-3} = +\ 8{,}0\ mm.$$

$$f_{c+v} = +8{,}0 - 4{,}7 = +\ 3{,}3\ mm.$$

Como ya hemos dicho más arriba, la losa existente representa una cierta reserva.

En efecto, hemos visto que la flecha máxima debida a la carga total alcanza 3,3 mm. Esta deformación no podría producirse más que estando la losa libre para poder deformarse. Por tanto, la losa opone a esta deformación una cierta resistencia, lo que viene a decirnos que podemos admitir un aumento de la carga útil equivalente a $\underline{\Delta p} = 2{,}1\ t/m^2$, siendo calculado $\underline{\Delta p}$ de la manera siguiente:

$I_a = 0{,}00353\ m^4$ = Momento de inercia de la losa existente.

$$\Delta M = 9{,}6 \times f \times E \times I_a/l^2 = 9{,}4\ tm;$$

$$\underline{\Delta p} = \frac{8\ \Delta M}{l^2} = \underline{2{,}1\ t/m^2}$$

A consecuencia de esta sobrecarga $\underline{\Delta p}$ sobre la losa existente, hacemos constar que esta última está solicitada en la arista inferior por una tensión suplementaria de:

$$\underline{\Delta\sigma\ inf} = \frac{9{,}4}{0{,}0136} \times 10 = \underline{690\ Kg/cm^2}$$

$$W_u = \frac{I_a}{0{,}26} = 0{,}0136\ m^3 \ ,, \ n = 10$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Nosotros admitimos, pues, que estas tensiones pueden ser soportadas por los perfiles sin que se alcance su límite elástico.

Se puede constatar, qué interés puede ofrecer el pretensado mediante el juego de las deformaciones previsibles.

La losa de 143 m de longitud y de 7 m de anchura se ha dividido en nueve elementos. Cada uno de éstos fué anclado a la montaña, de forma que eliminase todo lo posible el efecto devastador del esfuerzo horizontal sobre las columnas debido al deslizamiento de la nieve sobre la losa (fig. 3).

Además, gracias al pretensado fué posible renunciar a una impermeabilidad cualquiera de la losa.

Los trabajos han podido llevarse a cabo en los plazos requeridos, con excepción de las inyecciones a los cables que hubieron de esperar a la primavera, debido al temor al efecto del hielo sobre las envolturas de los cables.

- - -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

18 628-0-6 LOS CABLES EN EL HORMIGON PRETENSADO

Por: H. Kent Preston, ingeniero

"Civil Engineering", junio de 1956

Generalidades

Cualquier elemento que se emplee para comprimir la masa de hormigón ha de tener ciertas propiedades, particularmente:

1).- Elevado grado de resistencia para que las pérdidas de tensión debidas a los efectos de retracción y fluencia sean mínimas.

2).- Coeficiente de deformación lenta de poca importancia.

3).- Docilidad para dejarse manipular. Cuando los cables no están rectos, no sólo son causa de un encarecimiento de precios unitarios de colocación, sino que el rudo manejo que requieren para enderezarlos puede originar muescas, nudos y desperfectos de carácter permanente.

4).- Su superficie ha de prestarse a la fácil adherencia con el hormigón, cuando no van colocados en el interior de vainas.

5).- Ha de tener suficiente ductibilidad y módulo uniforme de elasticidad.

6).- Ser resistente a los efectos de la corrosión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

En el presente trabajo se describen tres tipos distintos de armaduras para pretensado.

1°.- Alambres de alta resistencia, sin revestimiento, carentes de tensiones residuales y fabricados especialmente para su empleo en obras de hormigón pretensado.

2°.- Cables, también sin revestimiento ni tensiones residuales, constituídos por siete alambres y destinados especialmente a elementos de hormigón pretensado con armaduras pretesas anladas por adherencia.

3°.- Cables galvanizados para piezas con armaduras postesas. Estos cables son del mismo tipo de los que se han venido utilizando en los puentes colgantes durante más de medio siglo, con la sola particularidad de que, sus extremos se han adaptado a las exigencias del hormigón pretensado.

El alambre se obtiene laminando el acero hasta conseguir varillas que se trefilan pasando a través de matrices tronco-cónicas hasta llegar a la dimensión y resistencia requerida. El estirado reduce el diámetro, aumenta la longitud y cambia la estructura cristalina del acero de la varilla, para transformarla en otra fibrosa que da al alambre su gran resistencia. Tal como sale de la última hilera, se le designa con el nombre de alambre "estirado en frío".

El alambre empleado en el hormigón pretensado es un material que se obtiene sometiendo el alambre estirado en frío

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

a un tratamiento que le libera de tensiones internas. Este proceso difiere de lo que ordinariamente se entiende por tratamiento térmico. La temperatura empleada no es suficiente para cambiar la resistencia del alambre, pero sí para eliminar las tensiones residuales resultantes del proceso de estirado en frío.

El cable no revestido a que se refiere este trabajo se compone de seis alambres, estirados en frío, trenzados alrededor de otro interior, de diámetro ligeramente mayor, que actúa como alma. Terminada la preparación del cable, se le somete a un tratamiento que elimina, simultáneamente, las tensiones residuales debidas al estirado y al trenzado del alambre.

Alambres y cables de siete hilos, sin revestimiento

Sobre la relajación y la deformación lenta del alambre se han hecho numerosos estudios. La deformación lenta del alambre se puede definir como un aumento gradual, no elástico, de la longitud de un alambre sometido a una tensión constante. La relajación no es otra cosa que la pérdida gradual de tensión de un alambre mantenido a una longitud constante. En un elemento de hormigón pretensado, el alambre experimenta otro tipo de relajación; el hormigón, como consecuencia de su retracción y deformación lenta, se acorta, y, por tanto, el alambre no se mantiene a longitud constante, sino que se acorta con el hormigón, lo que motiva que las pérdidas de tensión por relajación, medidas en estos alambres, sean superiores a las que realmente corresponden a dicho fenómeno.

Las características de deformación lenta y relajación del alambre estirado en frío, de los alambres liberados -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

de tensiones residuales y de los enderezados mecánicamente, se han comparado en tantas formas como ha sido posible. Los alambres enderezados mecánicamente no son comparables a menos que se liberen de las tensiones internas, después de enderezados, en cuyo caso se hallan en las mismas condiciones que los incluídos en el segundo de los grupos anteriormente citados. Aunque las propiedades de los alambres sin tensiones residuales son ligeramente mejores que las de los estirados en frío, dentro de los límites de los esfuerzos a que corrientemente se hallan sometidos, la diferencia es tan pequeña, que los dos materiales se pueden considerar como si tuviesen las mismas deformaciones lentas y relajaciones. A este respecto, el proyectista no ha de perder de vista el hecho de que un cambio en la densidad del hormigón, debido a una acción más o menos enérgica del vibrado, o a una pequeña variación de la proporción agua-cemento prevista, puede ser causa de un cambio en la pérdida de tensión inicial mucho mayor que cualquier diferencia que pudiera existir entre los dos tipos de alambres.

Sobrecarga previa

Algunos proyectistas son de la opinión de que, al tesar, resulta ventajoso mantener los alambres a una tensión inicial, superior a la establecida, durante algunos minutos, antes de proceder a su anclaje a la tensión requerida.

Es probable que este procedimiento esté justificado en los métodos europeos que se indican en el libro de hormigón pretensado de Gustavo Magnel, en el que el autor estudia el alambre empleado en Bélgica. Este alambre, de 5 mm de diáme

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

tro, tiene una resistencia en rotura de 15.187 Kg/cm^2. Se emplea con una tensión inicial de 8.648 Kg/cm^2, pero su diagrama de tensiones y deformaciones empieza a torcerse rápidamente, abandonando el tramo recto a los dos tercios de esta carga. Los ensayos indicaron que se llegaba a una pérdida de tensión del 12 por ciento, cuando la tensión inicial era de 8.648 Kg/cm^2. Al tesarlo inicialmente a 9.632 Kg/cm^2, durante dos minutos, anclándolo después a 8.648 Kg/cm^2, la referida pérdida quedaba reducida al 4 por ciento. Como se comprenderá fácilmente, resulta muy ventajoso someter este tipo de alambre a una sobretensión previa, máxime cuando esta sobrecarga es sólo el 63,5 por ciento de la carga de rotura del alambre.

El alambre liberado de tensiones internas, de 5 milímetros de diámetro, empleado para el hormigón pretensado en EE.UU, tiene una carga de rotura de 17.577 Kg/cm^2. La mayor parte de los proyectistas lo emplean con una tensión inicial del 67 por ciento de la carga de rotura. A esta tensión, el diagrama tensión deformación del alambre liberado de tensiones internas es todavía recto. Los ensayos realizados con este alambre han puesto de manifiesto que, la pérdida de tensión es de menos del 4 por ciento de la tensión inicial del 67 por ciento. En las Normas para puentes de hormigón pretensado del "Bureau of Public Roads", se admite una pérdida del 4 por ciento por deformación lenta del acero y se considera que no es necesario el sobretesado.

Los ensayos practicados en la factoría Roebling de Trenton dan menor pérdida de tensión en un alambre que ha sido sobretesado que en otro que no lo ha sido; pero, estos ensayos abarcan un relativamente corto período de tiempo. De Stryoker ha

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

estudiado la deformación lenta de un alambre durante un período de años (Revue de Métalurgie, Oct. 1948, pág. 411). En sus ensayos, sobrecarga el alambre un 10 por ciento durante dos minutos; sus resultados indican menos pérdida de tensión en el alambre sobrecargado, al principio, pero la diferencia entre los dos procedimientos, después de varios años, es despreciable. Los resultados obtenidos sobrecargando cables sin tensiones residuales son idénticos a los logrados con alambres liberados de tensiones internas y sometidos a una sobretensión previa.

En definitiva, el aumento de tensión final, logrado sobrecargando el alambre de alta calidad, de los EE.UU., es tan pequeño, que no basta para poder reducir la cantidad de alambres necesarios en una pieza y, en cambio, el constructor aumentará su precio cuando se exija esta operación en el Pliego.

Fatiga

Como ocurre en muchos materiales, el campo de tensiones, en el que un alambre puede resistir la acción de cargas repetidas, decrece a medida que la tensión aumenta. Utilizando las tensiones iniciales anteriormente recomendadas, la tensión mínima final, tanto en los cables como en los alambres, será del 58 al 60 por ciento de la carga de rotura. Los datos que actualmente se poseen demuestran que para estas tensiones la fatiga no constituye un problema en estos alambres o cables. Si se pretende alcanzar tensiones mayores, deberá hacerse un estudio completo de la fatiga, bajo semejantes tensiones, antes

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

de que éstas sean admitidas.

Al repasar las normas europeas para elementos postesados, vigentes en 1952, se deduce que las tensiones iniciales son del orden del 50 al 60 por ciento de las de rotura. - Aprovechando las ventajas de las características elásticas superiores del alambre liberado de tensiones internas, disponible en los EE. UU., los proyectistas que lo utilizan admiten una - tensión inicial del 67 por ciento de la carga en rotura. La resistencia a la rotura de este alambre varía según su diámetro, pero se halla muy cerca de los 17.577 Kg/cm^2.

Una tensión inicial del 67 por ciento es aceptable, pero existen varias razones por las que no deben emplearse tensiones iniciales que excedan al 70 por ciento, como por ejemplo:

1).- Como se comprende fácilmente, no deben emplearse tensiones demasiado próximas a las de rotura, ya que existen - otros factores que pueden dar lugar a que se produzcan - tensiones superiores a las previstas; por ejemplo, algunos cables deben ser sobretesados para vencer el rozamiento entre alambre y hormigón.

2).- Al aumentar la tensión inicial más allá de este punto, el porcentaje de pérdidas de tensión crece mucho más rápidamente, lo que origina una diferencia mayor entre las tensiones iniciales y finales. Los ingenieros familiarizados con los proyectos de hormigón pretensado han podido comprobar que, cuanto mayores son estas diferencias, menor

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

es la eficacia del proyecto de un elemento pretensado.

3).- Todo proyecto de una pieza ha de prever dos cargas: la de trabajo y la de rotura. Tensiones excesivas en el acero empleado en el pretensado reducen la cantidad de alambre y la carga de rotura de la pieza, condición esta última que algunas veces exige acero adicional para llegar a la carga de rotura prevista.

4).- Las tensiones de fatiga pueden llegar a ser considerables.

Tensión inicial de los cables

Estudiando las normas europeas para elementos de hormigón pretensado, vigentes en 1952, se observa que la tensión inicial que se aconseja para las armaduras varía entre el 60 y el 70 por ciento de su carga de rotura. Debe hacerse notar que se trata siempre de armaduras constituídas por una serie de alambres aislados. Este sistema resulta económicamente prohibitivo en Estados Unidos, debido al alto coste de la mano de obra necesaria y a la necesidad de emplear áridos finos para facilitar el hormigonado a través de los múltiples elementos que constituyen la armadura de pretensado.

Para los cables de siete alambres, liberados de tensiones residuales, empleados en las piezas de hormigón con armaduras pretesas ancladas por adherencia, se recomienda la tensión inicial del 70 por ciento de la correspondiente a la carga de rotura. La resistencia a la rotura varía según el tamaño de los cables, pero, en general, es del orden de los 17.577 Kg/cm^2. Además de las cuatro razones expuestas anteriormente, existen otras que abogan por el empleo del 70 por ciento de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

tensión de rotura:

1).- La pérdida de tensión en un elemento con armadura pretesa es mayor que la correspondiente a otro con armadura postesa porque, en este último caso, en el momento del tesado se han eliminado ya las pérdidas por compresión elástica y algunas de las de retracción. Las tensiones finales resultantes de las iniciales, del 67 por ciento en el caso de armaduras postesas y del 70 por ciento en el de armaduras pretesas, son aproximadamente iguales.

2).- La tensión inicial admisible puede ser tan elevada como permita la seguridad del cable, ya que no será necesario, en ningún caso, someter el cable a una sobretensión para vencer los efectos del rozamiento o por otra razón cualquiera.

Aceros sin tensiones residuales

Desde el punto de vista del proyectista, los alambres o cables sin tensiones residuales tienen varias ventajas sobre los aceros estirados en frío; por ejemplo, su resistencia a la corrosión es varias veces mayor a la de los materiales estirados en frío. El proceso de liberación de tensiones residuales elimina el efecto "lubricante" del estirado del alambre y da una superficie más favorable a la buena adherencia, a lo que se puede añadir que los materiales sin tensiones internas tienen un módulo de elasticidad mucho más uniforme. Cuando un grupo de estos alambres o cables se tesa al mismo tiempo, las tensiones en cada uno de ellos son iguales, y, por tanto, sus alargamientos pueden servir para controlar las cargas. Fi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

ualmente, los materiales estirados en frío suelen retorcerse y presentan ciertas dificultades para su fácil manipulación, a consecuencia de la cual los operarios los manejan con rudeza ocasionando desperfectos que se acusan una vez colocados en obra.

En definitiva, los constructores de hormigón pretensado de los EE. UU. prefieren en general, debido a las dificultades que presentan los estirados en frío, emplear aceros liberados de tensiones internas. Si se les exigiese el empleo de materiales estirados en frío, los constructores aumentarían mucho sus precios -si es que no se negaban a la ejecución de la obra-, debido a la extrema dificultad que presenta este material para su manipulación.

Cables galvanizados

Los cables galvanizados son más económicos, cuando las armaduras que se han de tesar son largas, los esfuerzos de pretensado grandes o cuando los peligros de corrosión u oxidación son considerables.

El alambre empleado en estos cables se prepara haciendo pasar el alambre de alta resistencia, estirado en frío, a través de un baño de cinc fundido. Por este procedimiento, se obtiene un alambre totalmente liberado de tensiones internas, protegido por una película externa de cinc puro y una aleación dura de acero-cinc entre la capa exterior de cinc y el núcleo de acero del alambre. Aunque el cinc no es más que una capa de protección que no admite esfuerzo alguno, en las trefilerías se acostumbra a considerar el diámetro total del cable inclu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

yendo el espesor de la película de cinc. Basándose en esta interpretación, la resistencia mínima a la rotura del alambre resulta de 15.467 a 15.819 Kg/cm^2; aunque, en realidad, la resistencia del acero, que es el que absorbe toda la carga, es mucho mayor.

Los cables galvanizados empleados en el hormigón pretensado se forman colocando una o más capas de alambres alrededor de otro que hace de alma. La mayoría de los alambres son de 5 mm de diámetro, suplementados por otros de distintos diámetros para lograr el diámetro total y la resistencia previstos. Los diámetros normales de los cables varían de 15 a 42 milímetros; y sus resistencias mínimas a la rotura, de 20.866 a 106.590 Kg por cable.

Aunque cada uno de los alambres ha sido liberado de tensiones internas haciéndole pasar a través de cinc fundido, el cable terminado, tal como sale de la trefiladora, no tiene necesariamente un módulo de elasticidad constante. La constancia del módulo se consigue por una operación de estirado manteniendo, durante cierto tiempo, a una tensión elevada los alambres para que se ajusten entre sí.

Los distintos elementos que forman el anclaje en cada uno de los extremos del cable se acoplan en el taller de fabricación; de esta forma, los cables llegan a la obra ya dispuestos para ser colocados en la estructura. Existen varios tipos de dispositivos de anclaje:

Uno de ellos consiste en un vástago cuya longitud puede variar de acuerdo con las características particulares de la obra; al extremo de éste vástago se une el gato de tesa-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

do y el anclaje se realiza mediante una tuerca fija que se ajusta, después de haber operado con el gato. De molestar la parte del vástago que sobresale de la tuerca, puede ser cortada después de terminar el tesado.

Otro tipo de dispositivo de anclaje -análogo al anterior- consiste en una barra, que va fileteada y en la que se atornilla una gran tuerca que es la que retiene la tensión. El tesado se realiza mediante un gato, que actúa sobre la barra fileteada y que se retira después de terminar la operación.

En ambos dispositivos, el fileteado del vástago es suficientemente largo para poder absorber las pequeñas diferencias que puedan existir entre la longitud real de la pieza y la prevista.

Un tercer tipo de anclaje consiste en una pieza, de acero moldeado, que termina en unas anchas alas que sirven como placa de anclaje. Esta pieza queda embebida en el hormigón y el tesado se realiza por medio de unas varillas fileteadas, desde el otro extremo del elemento.

En la mayor parte de los casos, este sistema resulta más económico que los anteriormente descritos y suprime el empleo de placas de anclaje.

Los cables galvanizados se emplean en distintas formas, en los elementos postesados: unas veces se introducen en ranuras que se dejan al hormigonar la pieza; otras se colocan por la parte exterior del elemento, y otras van colocados en el interior de vainas de papel o de un tubo plástico para impedir la adherencia y quedar embebidos en la masa de hormigón de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

pieza. Si se ha previsto la inyección de lechada, los cables se suministran dentro de conductos metálicos flexibles que se inyectan por su interior después del tesado.

Deformación lenta y relajación

El porcentaje de pérdidas de tensión debidas a la relajación, en un cable galvanizado, es aproximadamente igual al correspondiente a un cable constituído por alambres paralelos. Su tensión inicial es menor (9.843 Kg/cm^2 en lugar de 11.741 Kg/cm^2), pero su módulo de elasticidad es también menor, casi en la misma relación (1.757.680 frente a 2.038.910 Kg/cm^2), por lo que se equilibran los dos factores.

Fatiga

Los cables galvanizados provistos de los correspondientes dispositivos de anclaje han sido sometidos a distintos ensayos de fatiga, tanto como elementos aislados en modelos de piezas de hormigón pretensado como en las condiciones de obra en la cimentación de un martillo de forja. En ambos casos, los resultados han sido plenamente satisfactorios. La tensión inicial de estos cables suele ser de 9.843 Kg/cm^2.

Principales ventajas

Los cables galvanizados gozan de ciertas propiedades, que deben tenerse en cuenta en el momento de elegir las armaduras para un proyecto de obra pretensada. Las principales son:

1).- La colocación en obra y operaciones de tesado requieren -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

poca mano de obra. El personal ordinario del tajo puede colocar y tesar este material sin necesidad de una inspección especial. Tanto las grandes como las pequeñas longitudes de cable pueden manejarse cómodamente, ya que los cables se suministran en bobinas.

2).- El problema de la corrosión se halla virtualmente eliminado. Un cable galvanizado, retirado recientemente del puente de Brooklyn para ser ensayado después de sesenta años de servicio, se comportó de un modo totalmente satisfactorio.

3).- Los cables galvanizados pueden dejarse expuestos a la intemperie en lugares donde otros materiales han de ser protegidos. Si se ha de inyectar después de tesar, y la armadura ha de quedar expuesta primeramente a la intemperie, se pueden emplear vainas flexibles galvanizadas, ya que con este conjunto no existe peligro alguno de corrosión.

4).- Los cables galvanizados se pueden tesar a la carga requerida con mayor precisión que los no revestidos. El coeficiente de rozamiento de los cables galvanizados es muy bajo y bastante uniforme. En los cables no revestidos, en cambio, a medida que se produce la oxidación, durante el período de curado del hormigón, este coeficiente va aumentando. Esto tiene una gran importancia en las estructuras de gran longitud o continuas, pues la variación y elevado valor de dicho coeficiente dan lugar a que la tensión a lo largo del cable no sea uniforme. Los cables galvanizados garantizan mucha mayor uniformidad a este respecto.

- - -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

32 628-0-7 ARMADURAS PRETESAS DE TRAZADO CURVILINEO

Por Ross H. Bryan, ingeniero

"Engineering News Record", 14-6-56

Generalidades

La opinión general sobre la economía relativa ofrecida por los sistemas de pretensado con armaduras pretesas o con armaduras postesas está, actualmente, sufriendo un cambio muy notable, debido a haberse ideado una nueva técnica que permite obtener elementos de gran longitud, con armaduras pretesas, a un precio inferior al que resultan utilizando los sistemas de postesado. Este nuevo procedimiento se basa, fundamentalmente, en el empleo de armaduras pretesas constituídas por cables de trazado curvo en un plano vertical.

Los dos sistemas de pretensado generalmente empleados difieren, esencialmente, en el orden de las operaciones de tesado y hormigonado, así como en la forma de transmitirse las tensiones del acero al hormigón. En el método de pretesado, las armaduras se tesan previamente entre dos anclajes externos, realizándose, después, el hormigonado de la pieza. Cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia, se sueltan las armaduras de sus anclajes, transmitiéndose al hormigón los efectos del tesado, por medio de la adherencia. En el postesado, las armaduras se introducen por los conductos que se han dejado al hormigonar la pieza, y los esfuerzos del pretensado se -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

transmiten al hormigón a través de los adecuados anclajes dispuestos sobre los extremos del propio elemento que se fabrica.

Si las armaduras se disponen formando una curva situada en un plano vertical, puede conseguirse que las tensiones de compresión creadas por los cables varíen, a lo largo de la pieza, en forma muy similar a las de tracción originadas por las cargas que producen la flexión. Como resultado, los esfuerzos de pretensado contrarrestan, todo a lo largo de la viga, las tensiones producidas por las cargas. En consecuencia, la colocación de los cables de pretensado formando una curva vertical constituye una técnica muy eficaz.

Este procedimiento se venía utilizando en la construcción de la mayor parte de las vigas de gran luz con armaduras postesas. Sin embargo, hasta hace poco, en las vigas pretensadas, en las que los cables se tesan antes de hormigonar, las armaduras se colocaban según un trazado rectilíneo; por ello, para grandes luces, no resultaban tan económicas como las vigas con armaduras postesas dispuestas formando curvas verticales. El desarrollo de una nueva técnica, que permite emplear armaduras pretesas de trazado curvo en un plano vertical, constituye un nuevo paso hacia adelante en la práctica del hormigón pretensado.

Este nuevo método, tal como actualmente se practica es muy sencillo. Consiste en emplear unos dispositivos especiales de sujeción que, a modo de cercos o separadores, se colocan unidos al encofrado de la pieza en aquellos puntos en que cambia la dirección de los cables para mantenerlos en su debida posición. Estos cercos llevan unos pernos roscados, sujetos al

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

fondo del encofrado, que quedan embebidos en la masa del hormigón de la viga. Una vez tesa la armadura y endurecido el hormigón de la pieza, se sueltan los cables de sus anclajes, se retiran las tuercas que ajustaban los pernos de los cercos y se puede desencofrar la viga. Posteriormente, se cortan con soplete las partes de los pernos que sobresalen del cuerpo de la viga.

Principio de un nuevo período

La época en la que el hormigón pretensado se empleaba sin reparar en el coste, sólo por tratarse de un material nuevo y seductor, ha terminado. Actualmente, para que en un proyecto se adopte la solución pretensada, es necesario que pueda competir económicamente con los otros materiales comúnmente empleados en la construcción.

La introducción de cualquier nuevo material de construcción requiere un período previo de experimentación. Durante este tiempo se van ensayando su adaptabilidad y posibilidades de conseguir proyectos cada vez más económicos. En el caso del hormigón pretensado, como es natural, los proyectistas americanos se han basado inicialmente en las obras realizadas previamente por los ingenieros europeos. Esta forma de proceder era aconsejable, con objeto de conseguir la necesaria experiencia de un modo rápido y seguro. Sin embargo, en estos últimos años, los ingenieros americanos han desarrollado ya proyectos y métodos propios que se adaptan mejor a las características de la industria americana.

El crecimiento de las industrias dedicadas a la fabricación de elementos pretensados en los EE. UU., ha sido muy

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

rápido y ha exigido un gran esfuerzo de los técnicos para lo-grar la máxima economía posible en la producción.

Los constructores recurren, cada día más, a la industria de prefabricación de piezas de hormigón pretensado, en demanda de los elementos constructivos que precisan y que les deben ser suministrados a un precio fijo. Con objeto de mantener los precios lo más bajos posible, las instalaciones de prefabricación han orientado su producción hacia el empleo de armaduras pretesas ancladas por adherencia directa sobre el hormigón.

Armaduras con trazado curvo

Hasta hace poco, la fabricación de las grandes vigas de un puente era una operación que se efectuaba en obra. - En realidad, la mayor parte de las grandes estructuras que actualmente se construyen en América están constituídas por una combinación de elementos con armaduras pre y postesas o bien, exclusivamente, por piezas de este último tipo. Pero ahora, el empleo de cables de trazado vertical curvo, anclados por adherencia en la construcción de grandes elementos estructurales, se va generalizando, habiéndose modificado la opinión que se tenía sobre la economía que proporciona la aplicación de los métodos de postesado. Los talleres de prefabricación producen ya, con armaduras pretesas, los elementos de hormigón pretensado de gran longitud y cables de trazado curvo, que hace años se venían postesando en obra.

Los sistemas de armaduras pretesas se utilizaban, principalmente, en la construcción de pequeños elementos arma-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

dos con alambres. Pero ahora, la industria americana suministra un tipo especial de cables que pueden también anclarse por adherencia, haciendo posible la aplicación de este sistema de pretensado a la fabricación de elementos de grandes dimensiones (actualmente se suelen emplear cables de 9,5 mm de diámetro, pero se espera que, en fecha inmediata, podrán utilizarse cables de hasta 11 mm). Sin embargo, la concentración de un gran esfuerzo de pretensado en el borde inferior de una viga de gran luz, todo a lo largo de la pieza, sería poco beneficioso. El empleo de los cables pretesos con trazado curvo, viene a eliminar este inconveniente y hace posible la prefabricación de elementos, análogos a los que antes se construían con armaduras postesas, a un precio inferior.

Otras ventajas

Los cables pretesos, de trazado curvo, ofrecen además otras ventajas, tales como: una mayor resistencia al esfuerzo cortante, una mejor distribución de los esfuerzos de anclaje y una reducción en el número de armaduras, por no citar otras de menor consideración. En las estructuras continuas, el trazado curvo de las armaduras es imprescindible porque los cables deben pasar por encima del centro de gravedad de la sección de la viga en los apoyos, para evitar que se produzcan tensiones excesivas en el borde inferior de la pieza, debido a la acción del momento negativo.

Los cables pretesos con trazados curvos se emplearon por primera vez, por la Nashville Breeko Block Co., de Nashville. Tennessee, a principios de 1953, en la construcción de vigas de sección en U para la estructura de una cubierta. A

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

partir de dicha fecha, su empleo se ha extendido a la construcción de toda clase de vigas y jácenas de gran longitud.

Particularidades de fabricación

La fabricación de elementos de hormigón con armaduras pretesas de trazado curvo exige el empleo de un tipo especial de molde, capaz de absorber los esfuerzos verticales producidos por los separadores que mantienen en posición los cables durante su tesado.

Estos moldes no es necesario que sean de gran longitud. Se ha podido comprobar que, en la fabricación de piezas para estructuras de puentes o edificios, la producción de vigas en moldes de pequeña longitud puede fácilmente acompasarse con la de los elementos que cubren los vanos entre vigas. Así, por ejemplo, en un edificio con vanos de 12 x 15 m se necesitarían 180 m^2 de placas para cubrir cada vano. Si se prevé una producción de 180 m^2 de placas por día, será necesario disponer de un banco de fabricación de unos 200 m de longitud, por lo menos. En cambio, bastaría producir una sola viga al día para ir al compás de producción de las placas. Resulta, por tanto, evidente que con disponer de los moldes necesarios para fabricar dos vigas por día, será suficiente para satisfacer las necesidades de una industria con una capacidad de producción bastante superior a la anteriormente indicada.

Estructuras continuas

Para lograr la mayor economía en el proyecto de una estructura, es necesario considerar todas las posibilida-

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

des que ofrecen los distintos sistemas constructivos. Ningún ingeniero competente, al proyectar la estructura, metálica o de hormigón armado, de un edificio o puente de varios tramos, adoptaría la solución de construir una sucesión de tramos independientes. Tampoco sería apropiada esta solución en el caso de tener que construir una estructura análoga en hormigón pretensado.

La continuidad puede establecerse en distintas formas, y puede ser parcial o total, bajo la acción del peso propio o de la sobrecarga: Se puede lograr por medio de un postesado en obra, disponiendo tramos en cantilêver o en voladizo o utilizando armaduras de acero dulce que se incorporan en obra por soldadura, o mediante un hormigonado local.

El empleo de armaduras de acero dulce para establecer la continuidad es un procedimiento que dominan perfectamente los constructores, y no supone, por tanto, gasto adicional alguno, como ocurre cuando se trata de trabajos que requieren una cierta especialización. El proyecto de una estructura pretensada en la que se logra la continuidad por medio de una armadura adicional de acero dulce, no ofrece ninguna dificultad. En muchos casos es posible compensar, dentro de ciertos límites, los momentos negativos y positivos, mediante una adecuada ordenación de la marcha de la construcción.

Economía

El hormigón pretensado en los puentes resulta en general más económico que el hormigón armado o las estructuras metálicas. Esta economía, se acentúa aún más si las luces se hallan dentro de los límites de las posibilidades de los talleres

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

de prefabricación. Las longitudes de ciertos elementos pueden llegar hasta los 38 m, que es la máxima admisible dadas las actuales posibilidades de los transportes. Se han proyectado vigas de hormigón pretensado de 30 m de longitud, que se han transportado por ferrocarril y camión.

Para obtener la mayor economía, en cada fábrica suelen producirse una serie de secciones tipo capaces de satisfacer las condiciones impuestas por los casos de luz y cargas más frecuentes.

Las condiciones locales de la obra pueden hacer variar dentro de ciertos límites la luz admisible en cada una de estas secciones tipo. En términos generales, los elementos para puentes, que se fabrican en taller, se clasifican como correspondientes a puentes de pequeña o gran longitud, y, para cada grupo, se adopta una sección especial tipo.

Para luces pequeñas de 5 a 12 m, los elementos de sección en U son, probablemente, los más económicos, y se pueden obtener a buenos precios con cantos de 20 a 45 cm. Una de las características más interesantes de este tipo de construcción, es la de eliminar todos los trabajos de hormigonado en obra; si la superficie de rodadura no resulta de las condiciones deseadas, puede recubrirse la parte superior de las piezas con una capa especial de las características adecuadas.

Para lograr un resultado prácticamente económico, estos elementos se han de pretensar también transversalmente y, para lo cual, van provistos de unas ranuras laterales que se hormigonan en obra, después de colocadas las piezas y antes de ser pretensadas transversalmente. La función del hormigón

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

que rellena estas ranuras es doble, pues ayuda a la transmisión de esfuerzos cortantes entre placas adyacentes y permite enrasar perfectamente las sucesivas piezas.

Cuando se trata de una estructura de tramos múltiples, la continuidad puede establecerse por medio de armaduras supletorias de acero dulce ordinario. Este tipo de estructura debe disponerse simplemente apoyada sobre rodillos deslizantes, mediante la interposición de placas de fibrocemento u otro material adecuado, con el fin de eliminar el elevado coste de las articulaciones.

En el caso de luces comprendidas entre los 9 y 50 metros pueden obtenerse estructuras muy económicas, empleando vigas y placas prefabricadas y cuidando especialmente todos los detalles constructivos que facilitan el montaje y colocación de las distintas piezas en obra.

Las vigas y placas deben hacerse solidarias unas de otras para que trabajen conjuntamente bajo la acción de las sobrecargas. Esto es esencial desde el punto de vista de la continuidad y de la estabilidad a largo plazo de la estructura.

Cuando la estructura tiene más de un tramo debe establecerse la continuidad de las vigas. Siempre que sea posible, los soportes intermedios deben ser lo suficientemente flexibles para permitir que las vigas se puedan solidarizar con ellos, disponiendo apoyos articulados únicamente sobre los estribos extremos. De esta forma, se suprimirán las articulaciones intermedias -siempre caras- y se simplificarán las operaciones de montaje.

- - -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

La Federación Internacional del Pretensado nos remite, para su publicación la siguiente circular, relativa al Congreso Internacional que dicha Federación habrá de celebrar en Berlín durante el mes de Mayo de 1958.

FEDERACION INTERNACIONAL DEL PRETENSADO

Presidente: E. Freyssinet, París

Vice-Presidente General: Prof. Dr. E. Torroja, Madrid

El Comité Ejecutivo de la F.I.P. ha acordado que el próximo Congreso Internacional, sobre hormigón pretensado, se celebre en Berlín durante los días 5 al 10 de Mayo de 1958.

PROGRAMA

Para dicho Congreso se ha aprobado el siguiente avance de programa:

Día	Hora	
Lunes 5 de Mayo	15-19	Inscripción e información.
Martes 6 de Mayo	8,30-10	Inscripción e información.
	11	Sesión de apertura (también para Sras.)
	15-18	1ª Sesión de trabajo

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Día	Hora	
Miércoles 7 de Mayo	9-12 14-00	2ª Sesión de trabajo Visita al Berlín Occidental (también para Sras.), incluyendo los nuevos edificios construídos para la "Exposición Internacional de la Construcción" (INTERBAU) de 1957, en Hansa-Viertel (Distrito de Hansa).
Jueves 8 de Mayo	9-12 14-17 20	3ª Sesión de trabajo. 4ª Sesión de trabajo. Banquete a todos los asistentes al Congreso y sus Sras.
Viernes 9 de Mayo Sábado 10 de Mayo		Varias excursiones (también para Sras.), incluyendo una visita general a Berlín y algunas visitas técnicas.

Más adelante se publicará un programa adicional para las Sras., durante las tardes de los días Martes y Jueves.

La preparación del Congreso correrá a cargo de un Comité Alemán de Organización, cuya Secretaría estará instalada en las oficinas de la Deutscher Beton-Verein E. V., Wiesbadem, P. O. Box 543.

Temas de las Sesiones de trabajo

El Comité Ejecutivo de la F.I.P. ha elegido los siguientes temas para las sesiones de trabajo y solicitado de los técnicos que se mencionan acepten el cargo de Ponente General de cada uno de ellos:

1º.- Desarrollo de los métodos de cálculo: Interesan especialmente comunicaciones relativas a trabajos experimentales

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

realizados para el estudio de las tensiones cortantes.

Ponente General: Prof. Dr. Ing. H. Rüsch, Munich.

2°.- Progresos realizados en la ejecución en obra del pretensado. Especialmente en lo referente a inyección, anclajes, reducción del rozamiento en los cables, y medidas de seguridad para el personal.

Ponente General: Dr. Ing. G. F. Janssonius, Amsterdam.

3°.- Progresos conseguidos en la prefabricación de elementos de hormigón pretensado y en los sistemas utilizados para su enlace y colocación en obra. Se consideran especialmente interesantes aquellos trabajos en los cuales se describan los métodos utilizados en la fabricación y empleo de los distintos tipos de piezas.

Ponente General: D. H. New, E. R. D., B. Sc. (eng) M.I.C.E., M.I. Struct. E., A.M.I. Mech E., Londres.

4°.- Descripción de edificios o estructuras construídas, total o parcialmente, en hormigón pretensado, con posterioridad a la celebración del pasado Congreso de Amsterdam, de 1955, y cuyo proyecto o construcción presente alguna particularidad o novedad de interés.

Ponente General: P. Lebelle, Ing. Conseil, París.

Comunicaciones, Informes Preliminares y Publicaciones

Las comunicaciones relativas a los tres primeros temas deberán ser remitidas, antes del 15 de Agosto de 1957, a Mr. P. Gooding, Secretario General de la Federación Internacional del Pretensado, oficina Administrativa, Terminal House, 52 Grosvenor Gardens, Londres S W 1.

Deberán estar redactadas en uno de los cuatro idiomas oficiales del Congreso (Inglés, Francés, Alemán y Español) y llevar un breve resumen en los cuatro idiomas. Deberán enviar

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

se seis copias de cada comunicación. Un Comité Editorial nombrado por el Comité Ejecutivo de la F.I.P., será el encargado de aceptar o rechazar las distintas comunicaciones, las cuales habrán de ser lo más breves posibles, y no exceder de 4.000 palabras (incluídos gráficos y figuras).

Las comunicaciones aceptadas sobre cada tema serán incluídas en el Informe Preliminar y enviadas a todos los miembros del Congreso, junto con el informe redactado por el Ponente General, con la suficiente antelación sobre la fecha de celebración del Congreso.

Los Informes de los Ponentes Generales irán redactados en los cuatro idiomas oficiales.

Las comunicaciones recibidas con posterioridad a la fecha mencionada no serán incluídas en el Informe Preliminar, pero el Ponente General podrá utilizarlas para la redacción de su Informe escrito o en el resumen de dicho informe que, de palabra, habrá de hacer en el Congreso.

Las ampliaciones a comunicaciones presentadas, que puedan ser necesarias para dar cuenta de algún avance técnico realizado con posterioridad a la redacción de la primitiva comunicación, deberán remitirse directamente, antes del 1° de Abril de 1958, al Ponente General, el cual podrá utilizarlas discrecionalmente en su informe verbal. Tales ampliaciones deberán redactarse en el idioma propio de dicho Ponente.

No se editará Informe Preliminar con las comunicaciones correspondientes al cuarto tema. Estas comunicaciones se enviarán, por triplicado, al Secretario General, antes del 1° de Octubre de 1957. El Ponente General designado para la Sesión correspondiente a este tema fijará el orden en que serán expuestas dichas comunicaciones y, de acuerdo con los autores, dispondrá lo necesario para que se puedan proyectar las películas o diapositivas que estime conveniente.

Con todas las comunicaciones, Informes generales y discusiones mantenidas durante el Congreso se editará una publicación, que será enviada a todos los congresistas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

Sesiones de trabajo

Las sesiones de trabajo 1ª, 2ª y 3ª, se desarrollarán en la siguiente forma: Primeramente, el Ponente General leerá su informe, en el cual se resumirán los puntos más importantes tratados en las comunicaciones que le hayan sido enviadas. A continuación, todos aquellos que hayan presentado trabajos a la sesión podrán comentar y discutir sobre los conceptos que hayan sido expuestos en las contribuciones de los otros congresistas, y recogidas en el informe del Ponente General. Seguidamente, el autor de la comunicación que se discuta, tendrá oportunidad de contestar a dichos comentarios y hacer las aclaraciones que juzgue pertinentes. A esto seguirá una discusión libre sobre los puntos tratados en el Informe general, discusión que será dirigida por el Presidente de la Sesión, y, finalmente, el Ponente General hará el resumen de la Sesión.

En la Sesión 4ª, según ya se ha indicado anteriormente, podrán proyectarse películas y diapositivas, previa autorización expresa del Ponente General. El tiempo disponible para cada comunicación, dependerá del número de ellas que se reciban y será notificado a los autores antes del 1º de Febrero de 1958. Una vez leídos los distintos trabajos, si quedase tiempo disponible, se celebrará una discusión libre sobre los temas que hayan sido tratados.

Derechos de inscripción

Cada congresista deberá abonar 100 D M (£ 8.10.3). Con ello tendrá derecho, no sólo a concurrir a las diversas sesiones de trabajo, sino también a recibir una copia de todos los informes preliminares y comunicaciones y de la publicación general del Congreso. Las Sras. e invitados de los Congresistas deberán abonar 20 D M (£ 1.14.0).

Wiesbaden, 22 de Noviembre de 1956

- - -

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

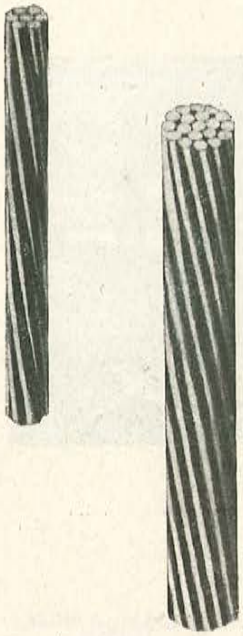


Fig. 1.

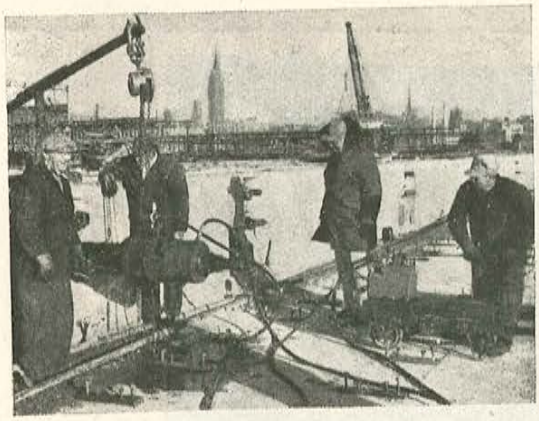


Fig. 3.

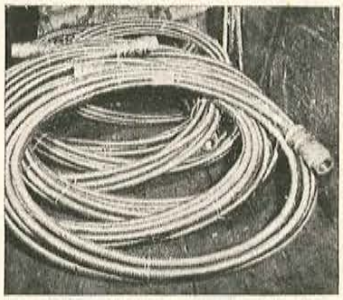


Fig. 2.

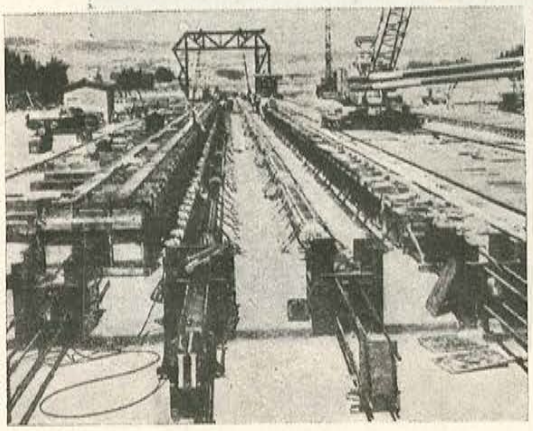


Fig. 4.

Fig. 1.—Estos dos tipos de cable empleados en las obras pretensadas han servido de base a este trabajo. Uno de ellos, de siete alambres no revestidos, se utiliza en los elementos con armaduras pretesas ancladas por adherencia; el otro, galvanizado, de 19 alambres y 25 mm. de diámetro, halla su aplicación más indicada en obras con armaduras pos-tesas.

Fig. 2.—Cables galvanizados de 14 mm. de diámetro colocados en el interior de vainas metálicas flexibles, de 20,6 mm. de diámetro interior, provistos de los dispositivos de anclaje.

Fig. 3.—Gato de pretensado tesando un cable de 14 mm. de diámetro, en un cabezal de pilotes del puerto de Nueva York.

Fig. 4.—Taller de fabricación de pilotes pretensados utilizando armaduras pretesas ancladas por adherencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

APLICACION DEL HORMIGON PRETENSADO AL REFUERZO DE TUNELES CONTRA AVALANCHAS

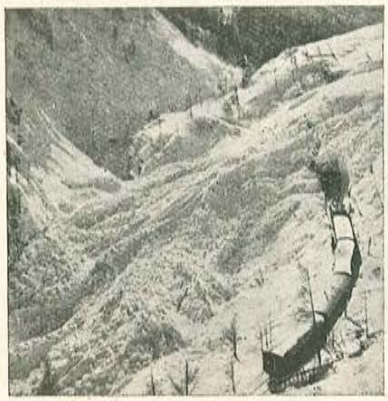


Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3.

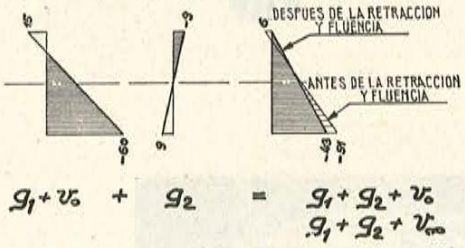


Gráfico 1.

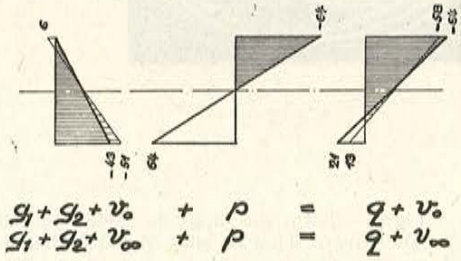


Gráfico 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

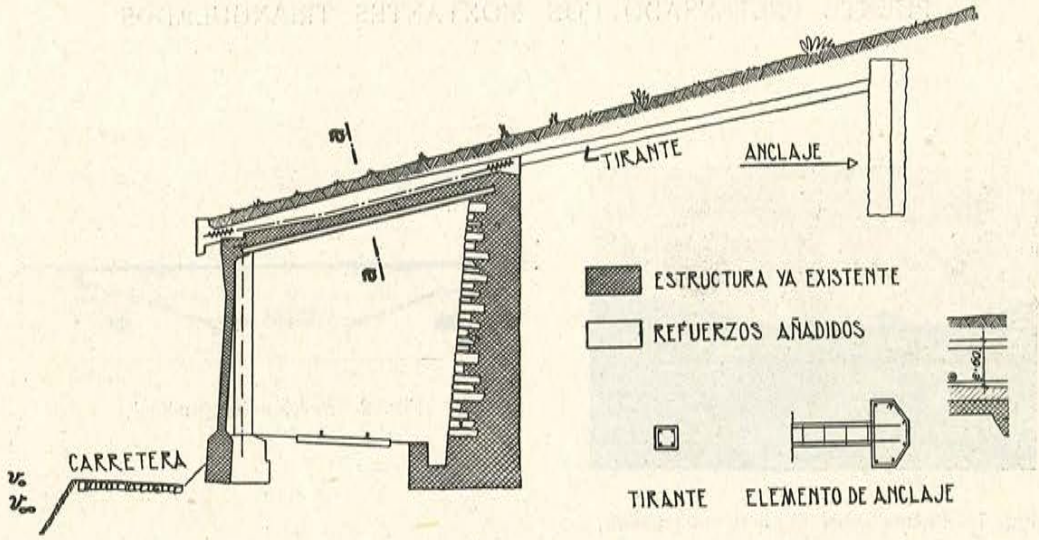


Fig. 4.

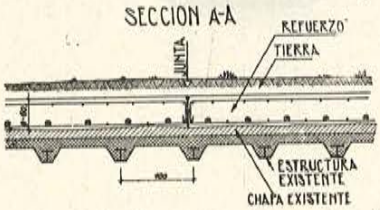


Fig. 5

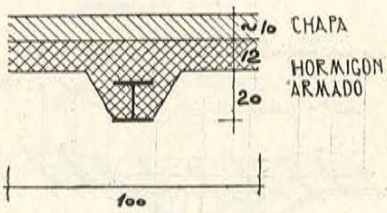


Fig. 6.

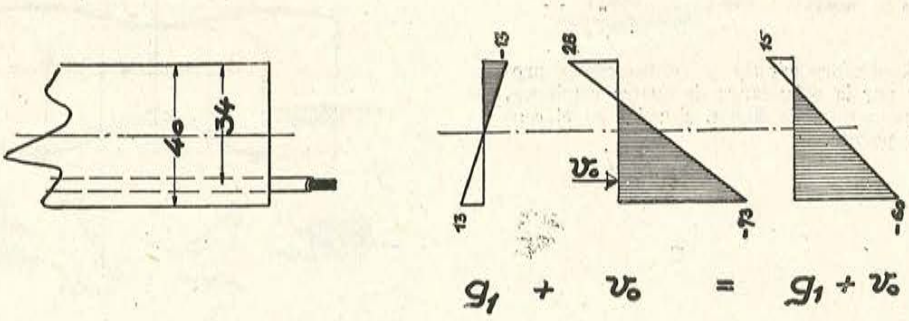


Gráfico 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

PUENTE PRETENSADO CON MONTANTES TRIANGULADOS

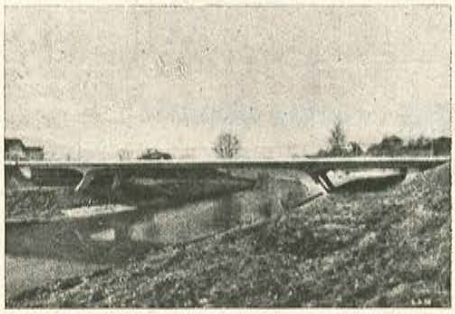


Fig. 1.—Puente sobre el Glatt, en Opfikon.

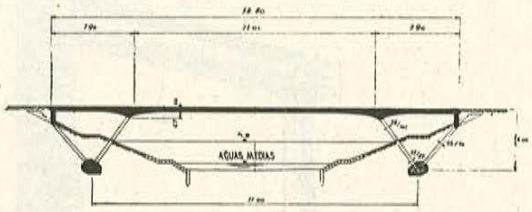


Fig. 2.—Sección longitudinal.

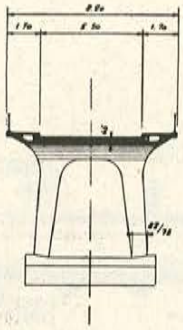


Fig. 3.—Sección transversal.

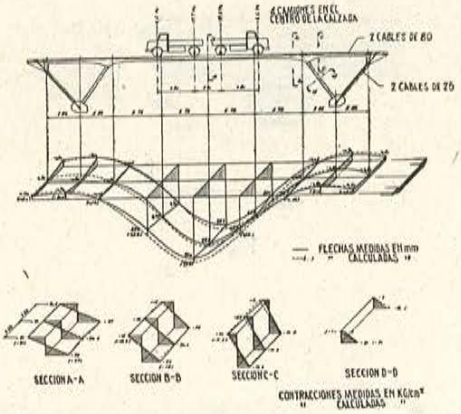


Fig. 5.—Deformaciones y contracciones producidas por la sobrecarga de cuatro camiones, de un peso total de 50,6 t. situados en el centro del puente.

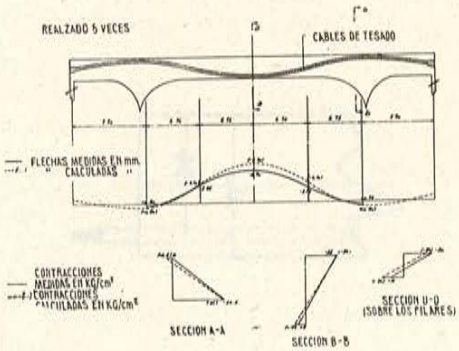


Fig. 4.—Deformaciones y contracciones producidas por la puesta en marcha del 40 por 100 de la fuerza total de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

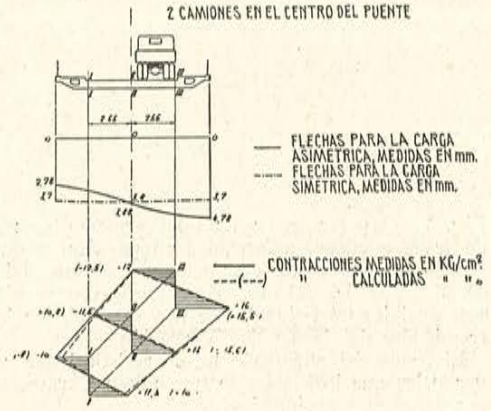


Fig. 6.—Deformaciones y contracciones a la derecha de la sección media para una sobrecarga asimétrica.

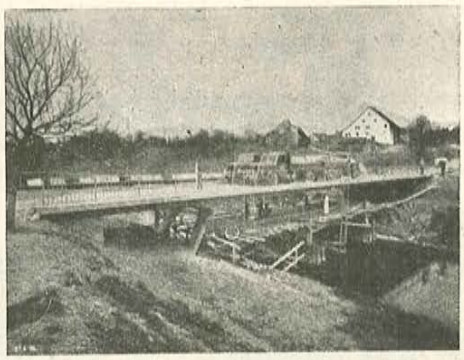


Fig. 8.—Ensayos de carga.

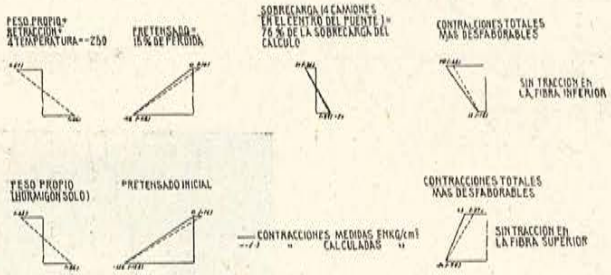


Fig. 7.—Diagramas de contracciones en la parte media del puente.

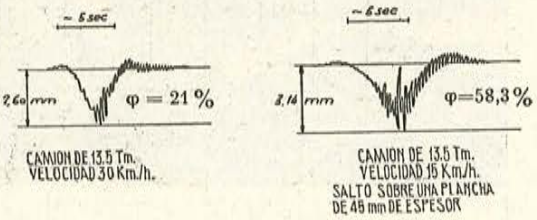


Fig. 9.—Medidas dinámicas (antes de la colocación del revestimiento asfáltico).

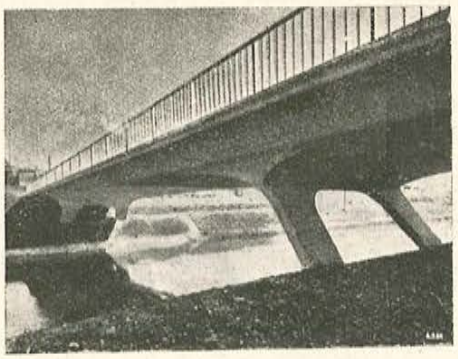


Fig. 10.—Detalle de los pilares.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

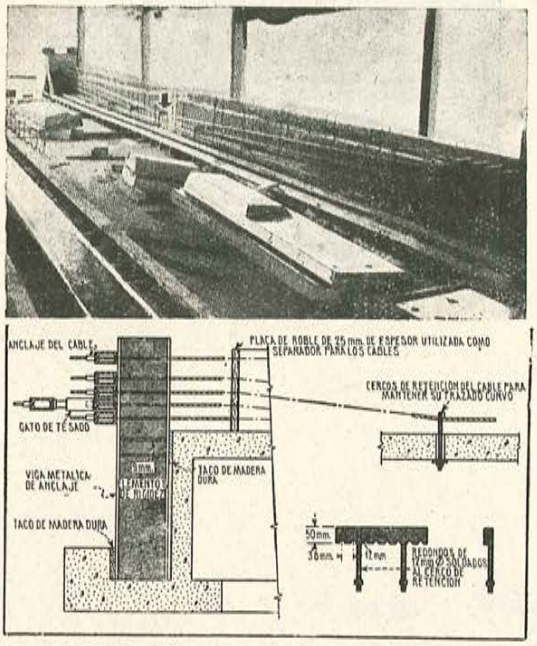


Fig. 1.—Aspecto general de las armaduras pretesas, de trazado curvo, mantenidas en posición durante el tesado por medio de cercos, como el que indica la flecha, y detalles del dispositivo de anclaje y sujeción. Los anclajes provisionales se han instalado en las extremidades del banco de fabricación.

El fondo del encofrado ha de resistir los esfuerzos verticales que los cables le transmiten a través de los cercos antes mencionados.

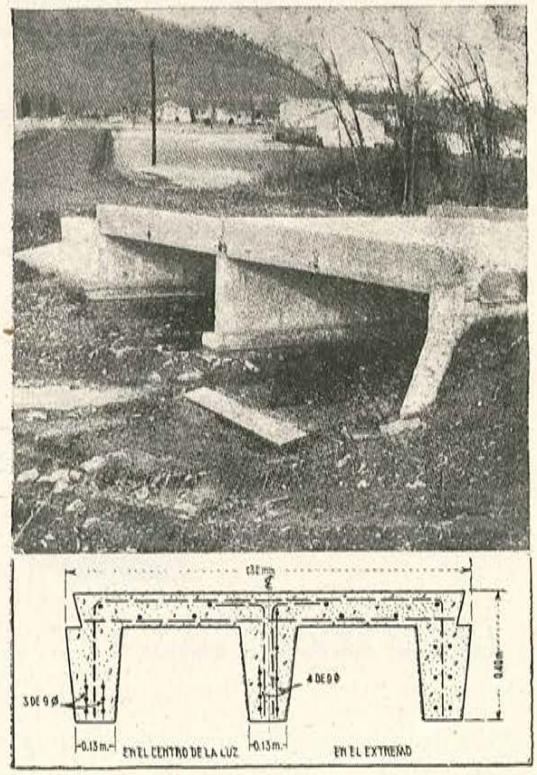
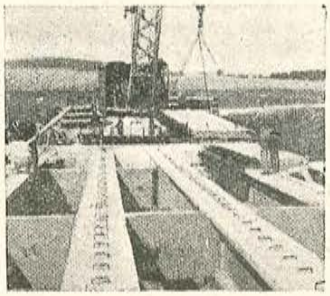


Fig. 2.—Puente de estructura continua, con armadura pretesa constituída por cables de trazado curvo; sus vigas tienen una sección en forma de U. Las dimensiones indicadas corresponden a una luz de 6 m., trabajando el hormigón a 350 kg/cm.²

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025



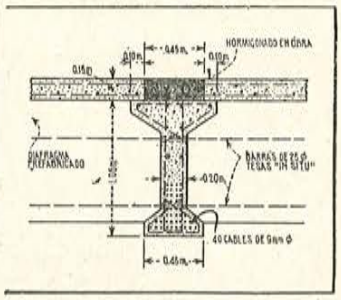


Fig. 3.

Fig. 3.—Puente carretero con tramos de 24,70 m. de luz, y vigas de sección en doble T, de hormigón con armaduras pretesas de trazado curvo. El tablero está constituído por placas prefabricadas de hormigón. La continuidad de las placas y la acción conjunta de las vigas y placas, se ha asegurado embebiendo las armaduras que sobresalen de las piezas en una masa de hormigón vertido «in situ». Las armaduras para el pretensado transversal van situadas en el interior de los diafragmas que arriostran las vigas.

Fig. 4.

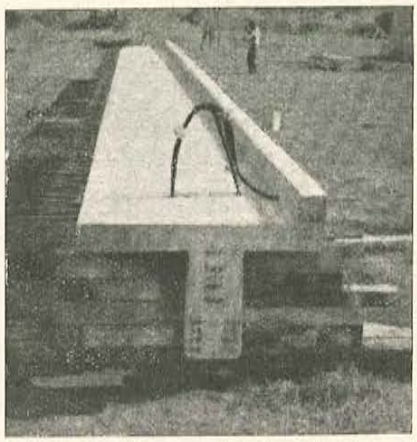


Fig. 6.

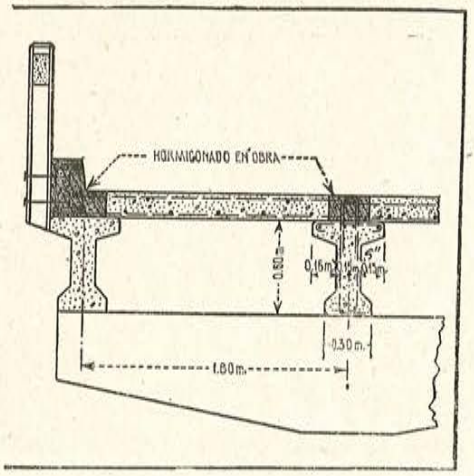


Fig. 5.

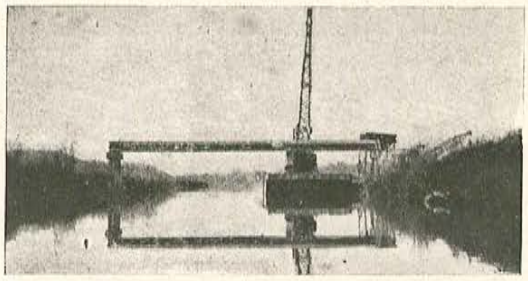


Fig. 7.

Fig. 5.—Sistema constructivo de vigas continuas en el que las armaduras que absorben los momentos negativos se colocan entre las placas prefabricadas que forman el tablero y se unen a las vigas mediante estribos. Los espacios entre placas se rellenan después mediante hormigón vertido «in situ».

Fig. 4.—Vigas continuas formando tramos de 15 m. de luz, apoyadas sobre las cabezas superiores prefabricadas de las pilas. Por la parte superior de la pila sobresalen unas barras que se embeben en la masa de hormigón de las vigas, estableciéndose así la trabazón necesaria entre ambos elementos.

Fig. 6.—Viga de un solo tramo de sección en T, de 24 m. de luz, cuya cabeza superior constituye el tablero del puente.

Fig. 7.—Puente fluvial cuya estructura está constituída por una serie de vigas, como la de la figura 6, colocadas unas al lado de las otras mediante una grúa montada en una barcaza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
INSTITUTO DE CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

Documento descargado de www.e-ache.com el 09/05/2025