



ULTIMAS NOTICIAS

de hormigón pretensado

Boletín de circulación limitada

Mo S

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



INDICE

457-2-1	EL DIMENSIONADO EN PRERROTURA	Pag.	1
457-6-1	COMPROBACION DE SECCIONES EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS PRETENSADAS	n ,	11
591-0-1	ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO	H	19
837-3-1	SISTEMA DE PRETENSADO MAGNEL/BLATON	11	32
591-2-1	EL PRIMER PUENTE DE HORMIGON PRETENSADO CONSTRUIDO EN LOS ESTADOS UNIDOS	n	37
591-2-2	LA RECONSTRUCCION DEL PUENTE DE FISHTOFT (INGLATERRA) CON HORMIGON PRETENSADO "IN SITU"		39
591-5-1	PAREDES Y PLACAS PRETEMSADAS		41
837-4-1	TRAVIESAS DE HORMIGON PRETENSADO PARA FE- RROCARRILES		43

NOTA

El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y edificación, no se hace respon sable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión no implica en modo alguno conformidad con la tesis expues ta.

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



457-2-1 EL ESTADO ACTUAL DE LA TECNICA DEL MORMIGON PRETENSADO El dimensionado en prerrotura.

Por Alfredo Páez Balaca - Ingeniero de Caminos.

SIMOPSIS

En este artículo, se persigue, como principal finalidad el poner de relieve la notable diferencia que existe entre el verdadero coeficiente de seguridad en piezas de hormigón pretensado, calculado sobre rotura, y el que aparentemente posee cuan do se dimensiona la misma pieza con arreglo al criterio de las tensiones admisibles.

A tal efecto, y siguiendo un proceso de cálculo basado en el comportamiento amelástico del hormigón, se establece, ana líticamente, la solicitación límite que la pieza es capaz de resistir, momento que se compara con el deducido en la hipótesis clásica de tensiones admisibles.

Una de las cuestiones más debatidas en estos últimos acios, es la referente a la validez del concepto de coeficiento de seguridad elástico o nominal, en las aplicaciones a las entructuras usualmente empleadas en la construcción.

Los primeros ensayos realizados sobre probetas, condujeron, de un modo immediato, al establecimiento de un coeficien
te de seguridad basado en el criterio de las tensiones de traba
jo y de rotura. Sin embarço, tales resultados, sumamente justificados y lógicos en los problemas de compresión y tracción sim
ples, dejan de ser rigurosamente válidos cuando, a modo de extrapolación, se aplican, sin evidente objetividad, a casos más
complejos de solicitaciones combinadas con la flexión.

⁻ IMSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



Debido a estas razones, puede decirse que, en la actualidad, se vá imponiendo cada vez más, el criterio de aplicar el coeficiente de seguridad sobre las solicitaciones, en lugar de seguir el anticuado concepto de las tensiones admisibles. Merced a esta nueva orientación, sumamente adecuada tanto a los fenómenos de inestabilidad como al moderno campo de las estructuras pretensadas, el dimensionado de la sección se realiza operando sobre las características de agotamiento del material, bajo unas solicitaciones iguales a las de trabajo multiplicadas por un coeficiente de seguridad que, en este ca so particular, recibe el nombre de eficaz.

conceptual sino también la falta de concordancia en los resultados obtenidos según se aplique uno u otro criterio, inagíne se, a título de ejemplo, una viga de hormigón pretensado de esección rectangular sometida a la acción paulatinamente creciente de una cierta sobrecarga.

Sea, a tal efecto, a = 20 cms. el ancho de la citada pieza y d= 50 cms. su canto total. El área de su sección y su momento resistente serán:

$$\Omega = 1000 \text{ cm}^2$$
 $W = \frac{1}{V} = \frac{14^2}{6} = 8350 \text{ cm}^3$

Partiendo de la hipótesis de que el hormigón a emplea posea una carga de rotura a compresión de 450 Kg/cm², la tensión máxima admisible, supuesto un coeficiente de seguridad elástico 3 será de 150 kg/cm²,

Si $M_p = 4,5$ T. es el momento mínimo que solicita a la

⁻ INSTITUTO TECNTO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO ...

Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



sección, correspondiente a la hipótesis de peso propio sin sobrecarga, la acción efectiva del pretensado, deducidas todas - las pérdidas por fluencia, retracción, etc., deberá ser de - 1 50.20.150 = 75.000 kg. con una excentricidad de 13 cms.

En estas circunstancias, es decir, bajo la sola acción de su peso propio, la tensión a que está sometida la fibra superior de la sección es nula, mientras que la inferior, está comprimida a razón de 150 kg/cm².

A medida que aumenta el momento exterior, la fibra superior vá entrando en carga, al mismo tiempo que se descomprime la inferior, hasta llegado un instante, en que la fibra superior ha alcanzado la máxima tensión admisible y la inferior
se ha reducido a un valor cero.

Este valor crítico, correspondiente a un momento de 17 m. T., representa la solicitación máxima de trabajo o de cálculo. Cualquier nuevo incremento, supone el hecho de rebasar las ten siones estipuladas como límites al establecer el coeficiente — de seguridad elástico tres.

Sin embargo, y aunque con quebranto del margen de seguridad adoptado, la sección está capacitada para resistir nueva aumentos de carga. Mientras el momento exterior no alcance la cifra de 19.5 m T., la sección, si bien en precario estado, sigue trabajando integramente absorbiendo ya, tensiones de tracción en su sona inferior.

A partir del citado valor, las fibras inferiores, incapaces ya de resistir tracciones superiores a los 30 kg/cm², se

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



rompen bruscamente, dando lugar a la aparición de una profunda grieta que alcanza las proximidades de la fibra neutra. Como consecuencia, la única zona de la sección de hormigón que trabaja de un modo efectivo es la sometida a esfuerzos de compresión y en virtud de este cambio en el estado de tensiones de la pieza, la fibra neutra pasa a ocupar, sin transición alguna, una posición más alta. Manto las tensiones de la armadura como el diagrama de compresiones en el hormigón, sufren un brusco in cremento de tensiones, y aún cuando la deformación sigue siendo plana, según se ha podido observar a través de numerosos ensavos, el diagrama tensión-deformación del hormigón acentúa cada vez más su curvatura anelástica.

En este régimen, no ya de compresión compuesta, sino de flexión compuesta, la sección sigue resistiendo nuevos incrementos de carga.

Ta posición de las armaduras alcanza una vital importancia. Hasta ahora había bastado con decir que el esfuerzo del pretensado de 75 T. se aplicaba con una excentricidad de 13 cms., pero es evidente que con ello no queda definida la situación de las distintas varillas que componen el total de la armadura.

A tal efecto, puede suponerse que el acero empleado, como es práctica usual en esta técnica, posee un alto límite elástico sin marcado escalón de fluencia. Sea $\sigma_r = 27.000 \text{ Kg/cm}^2$ la carga de rotura $\sigma_{\tilde{\ell}} = 23000 \text{ kg/cm}^2$ el límite elástico definido por la condición de que la deformación remanente de esta carga sea del 0,2 %, y

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



la tensión admisible.

Colocando los alambres en paquetes de 12 a 18 hilos para facilidad de ejecución del tensado y en la posición más prómima a las caras extremas que permite tal operación, el esfuero zo total N = 75 T. puede descomponerse, con la requerida excentricidad, en dos fuerzas Na = 13 T y Np = 62 T. situadas a 5 cmo de la cara superior e inferior respectivamente. En estas condiciones las armaduras son:

$$\omega_a = 1 \times 12 + 3 = 0.85 \text{ cm}^2$$

 $\omega_p = 3 \times 18 + 3 = 3.85 \text{ cm}^2$

lo cual supone unas tensiones de trabajo efectivas de

$$\sigma_{oa} = 15.000 \text{ kg/cm}^2$$
 $\sigma_{op} = 16.100 \text{ kg/cm}^2$

las tensiones de tesado iniciales serán las anteriores incrementadas en un 15 % para compensar las pérdidas de fluencia y retracción, pero no las debidas al acortamiento elástico del hormigón. Toda deformación en las fibras correspondientes a la armadura pretesa, supondrá siempre una alteración en los citados valores tensionales, es decir, las tensiones arriba men cionadas, se refieren al caso ideal en que las fibras en que están alojadas las armaduras no posean deformación alguna.

Reanudando el proceso de cargas sobre la pieza en estudio, las fibras extremas, después del brusco cambio operaco en el comportamiento de la sección, seguirán aumentaran lenta-

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



mente en su carga, hasta que, agotada su resistencia a compresión se rompan definitivamente produciendo el fallo total de la pieza bajo una solicitación límite.

En el crítico instante en que se haya alcanzado la mámima compresión en el hormigón, las fibras superiores presenta rán una deformación Δ y la armadura inferior otra, $\epsilon_{\rm f}$, suma de la $\epsilon_{\rm e}$, obtenida por el pretensado bajo la tensión $\epsilon_{\rm f}=$ 16.100 kg/cm², y de una adicional ϵ' originada por la deformación de la sección después de haberse iniciado las tensiones de tracción en el hormigón de la correspondiente fibra. Según esta notación, la profundidad de la fibra neutra es ahora:

$$y = \frac{\Delta \cdot c}{\Delta + \epsilon'} \tag{1}$$

en donde c es el canto útil de la sección.

En hormigones de 400 a 500 kg/cm² de carga de rotura, la deformación Δ correspondiente a la tensión máxima suele ser $\Delta=0.003$. Por otra parte, en aceros de alta resistencia, con deformaciones δ_m para tensiones máximas σ_r , el diagrama tensión deformación suele presentar una zona rectilínea hasta tensiones 0.6 σ_r caracterizadas por un módulo de elasticidad constante iqual a E_{α} y un tramo parabólico con su máximo en σ_r . La tensión 0.6 σ_r , viene a representar así el límit te de elasticidad proporcional y como las armaduras se dimensión nan para unas cargas de trabajo iguales a este valor, la deformación adicional \mathcal{E}^1 , nula para $\sigma=0.6\,\sigma_r$ puede expresarse en la forma:



$$\varepsilon' = \varepsilon_{p} - \varepsilon_{e} = \left(\partial_{p} - \frac{0.6 \, \sigma_{r}}{\varepsilon_{\alpha}}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\sigma_{r} - \sigma}{0.4 \, \sigma_{r}}}\right) \tag{2}$$

De acuerdo con los principios establecidos para el cálculo anelástico de piezas de hormigón armado (1), la ley fundamental que vincula las tensiones con las deformaciones en el hormigón a compresión es:

$$1 - \frac{\sigma_{k}}{R} = \left(1 - \frac{\delta_{k}}{\Delta}\right)^{2/3} \tag{3}$$

en donde σ_k es la tensión correspondiente a una deformación δ_k y Δ la deformación de la fibra sometida a la tensión máxima de compresión R.

Por medio de sencillas transformaciones, puede deducirse que el esfuerzo total de compresión en piezas rectangulares de ancho a es:

$$A = \frac{7}{10} Rga$$

Puesto que este esfuerzo ha de quedar equilibrado por las armaduras:

$$A = 0.7 \text{ Rga} = \omega_{\parallel} \sigma + \omega_{\alpha} \left[\sigma_{\alpha\alpha} - E \Delta \left(1 - \frac{p'}{g} \right) \right]$$
 (4)

en donde p' representa el recubrimiento de la armadura superior.

Ias ecuaciones (1) (2) y (4) forman un sistema que permite deducir las incognitas $\underline{\sigma}$, $\underline{\epsilon}$ ' y \underline{q} que una vez determinadas, definen el momento máximo que la pieza puede resistir:

⁽¹⁾ E. Torroja. - "Sobre el comportamiento anelástico del hormigón armado en piezas prismáticas" - Publicación nº 54 de es termastituto.



$$M_{max} = \omega_1 \sigma(c - p') - 0.7 Rga(\frac{10}{26}g - p')$$
 (5)

La forzosa brevedad de este artículo, impide la detalla da justificación de estas expresiones que, por otra parte se deducen de un modo directo de los dos diagramas de tensión deformación del hormigón y del acero anteriormente mencionados.

En la hipótesis de aceros de alta resistencia, la dedor mación correspondiente a la tensión máxima de $\sigma_r = 27000 \text{ Kg/cm}^2$ supuesta, es $\delta_m = 0.03 \text{ y}$ su módulo de elasticidad inicial — $E_a = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$, con lo cual la igualdad (2) se convierte en:

$$\varepsilon' = 0.0223 \left(1 - \sqrt{\frac{21000 - \tau}{10800}} \right)$$
 (6)

Sustituyendo en (1) los valores de Δ y c por Δ =0,003 c = d-p = 45 cms., se obtiene:

$$g = \frac{0.135}{0.003 + \varepsilon'} \tag{7}$$

Finalmente la ecuación (4) se escribiría, haciendo - R = 450 kg/cm² " a = 20 cms " ω_p = 3,85 cm² ω_a = 0,85 cm² y p' = 5 cms. 6300 g = 3,85 σ + 0,85 $\left(15300 - 6300\left(1 - \frac{5}{3}\right)\right)$ (8)

Resolviendo el sistema de ecuaciones (6) (7) y (8) se - obtiene, para el caso particular del ejemplo propuesto:

$$\sigma = 21400 \text{ kg/cm}^2 \text{ g} = 14.6 \text{ cms} \quad \epsilon = 0.00625$$

Sustituyendo ahora estos valores en la igualdad (5), puede deducirse el momento máximo que la pieza es capaz de resistir.

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



$$M = 82500 \times 40 - 92000 \left(\frac{10 \times 14,6}{26} - 5 \right)$$

M max = 33,5 m.T.

Como puede observarse, este momento apenas es el doble del M = 17 m.T. considerado como de trabajo, es decir que un calculo, basado en unas tensiones admisibles iquales al tercho de las de rotura (coeficiente de seguridad elástico tres), con duce a un dimensionado cuyo verdadero coeficiente de seguridad es solamente dos, toda vez que la pieza se rompe por agotamien to del hormigón bajo una solicitación doble de la previsto.

Frente a este resultado solo caben dos soluciones ortodoxas. La primera consiste en multiplicar el momento a que estará sometida la pieza por tres, si tal es el coeficiente de se curidad elegido, y dimensionar la sección de tal modo que - M $_{\rm max} = 3$ M a otando simultáneamente la resistencia del hormicón a compresión y del acero a tracción ($\sigma = \sigma$,).

la segunda se basa en el hecho de satisfacerse la triple condición de que, bajo la solicitación límite M_{mo.}= 3M, se
alcancen simultáneamente las tensiones máximas de compresión en
el hormigón y de tracción en ambos materiales, con lo cual aún
en el instante crítico de prerrotura, el hormigón contribuye al
fenómeno resistente con toda su sección absorbiendo unas trac
ciones que, de otro modo habría que cargárselas a la armadura.

Es evidente que, con esta segunda solución tampoco son rigurosamente válidas las ecuaciones clásicas que determinan -- las tensiones por las fórmulas:

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Mv}{I}$$

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



toda vez que deja de ser admisible la hipótesis de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones en las inmediaciones a la rotura. La circunstancia de que con esta solución se pue de satisfacer una condición más que la primera, se debe al hecho de haber prescindido, implicitamente, de la condición pura mente formal, de dimensionar la armadura inferior con una tensión admisible iqual a 0,6 σ_r para las condiciones normales de trabajo.

Finalmente, y tras esta rápida exposición de los proble mas a que dá lugar los estudios de prerrotura, cabe consignar la solución propuesta por el prof. P.W. Abeles consistente en colocar unos redondos no pretesos junto al borde inferior o de tracción, destinados a colaborar con la armadura pretesa des de el instante en que hayan entrado en régimen de tracción las fibras inferiores de la pieza.

Tanto la discusión de este procedimiento, como el esta blecimiento y justificación de los métodos de dimensionado en prerrotura para piezas rectangulares y en T en cualquiera de las dos soluciones reseñadas, será objeto de un estudio posterior pa que su desarrollo obligaría a prolongar excesivamente este trabajo, cuya principal misión consiste en poner de relieve el verdadero coeficiente de seguridad que se obtiene cuando se pro yecta una pieza de hormigón pretensado con arreglo al anticuado criterio de las tensiones admisibles.

⁻ INSTITUTO TECHTO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CERENTO -



457-6-1 COMPROBACION DE SECCIONES EN TOS EXTREMOS DE LAS VIGAS PRETENSADAS.

(Design of the ends of prestressed concrete beams)

Autor: G. Magnel, Profesor de hormigón armado en la Universidad de Gent.

De: "GOMORETE ATD GOTSTRUCTIONAL ENGINEERING" - Mayo, 1949.

SINOPSIS

El profesor G. Magnel modifica en el presente artículo la parte de su libro, "Prestressed Concrete", que se refiere - al cálculo de los extremos de vigas de hormicón pretensadas. - El mievo método es rápido y de suficiente aproximación en la - práctica, como lo demiestran los ensayos realizados en laboratorio, dos de los cuales se incluyen en el artículo con sus re resultados, comparándolos, además, con los obtenidos por la teoría.

En el libro del autor, "Prestressed Concrete", se dá - un método para calcular las tensiones principales en los extre mos de una viga de hormigón pretensada. Como este método apro ximado exagera las tensiones, se describe a continuación un jotodo mejor, cuyos resultados se comparan con los obtenidos en ensayos de laboratorio.

Consideremos una sección AB (fig. 1) en el extremo de una viga rectangular, paralela al eje de la viga y normal a la dirección de la carga. Ta longitud de la sección es a y el ancho de la viga en su extremo, menos el espesor de los orificios para cables, es b. Supongamos que esta sección debe re-

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



sistir un momento flector M y un esfuerzo cortante S, y que la ley de tensiones debida a M es una parábola de tercer grado (fig. 2), lo cual es una hipótesis razonable.

Tomando dos ejes OZ y OC_Z , la ecuación de la parábola cúbica es C_z = A + B Z + C Z^2 + D Z^3 . Las condiciones que determinan las constantes son:

$$\frac{dc_z}{dz} = 0 \quad y \quad C_z = 0 \quad \text{para} \quad Z = -\frac{a}{2};$$

$$\int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} C_z \cdot b \cdot dz = 0 \quad y \quad \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} C_z \cdot z \cdot b \cdot dz = M$$

Efectuando operaciones y resolviendo, obtenemos:

$$A = -\frac{5 M}{b \alpha^2}, \quad B = 0, \quad C = \frac{60 M}{b \alpha^4}, \quad D = \frac{80 M}{b \alpha^5}$$

Por consiguiente

$$C_z = \frac{5M}{ba^2} \left[-1 + 12 \left(\frac{z}{a} \right)^2 + 16 \left(\frac{z}{a} \right)^3 \right] = k \frac{M}{ba^2}$$

In derivada de esta función, es nula para: z=0 y z=-a, y el punto de inflexión tiene lugar para z=-a.

En la fig. 3 vienen acotados algunos valores del coeficiente adimensional K.

Cuando se conoce la ley de variación de C2 , puede calcularse el esfuerzo cortante s. Consideremos dos secciones de abscisas xy x4 dx sobre las que actúan momentos flectores M y M4dM, respectivamente, y aislemos una rebana-

⁻ INSTITUTO TECNITO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



da de hormigón comprendida entre $\frac{a}{2} > 2 > 0$ y $\frac{a}{2}$ en una dirección, y x y x + dx en la otra dirección.

Por las condiciones de equilibrio si <u>b</u> es constante a lo largo de z.

a lo largo de z.
$$s.b.dx = \int \frac{dC_F}{dx} dx.b.dz$$
de donde
$$s = \int \frac{dC_F}{dx} dz$$
como
$$\frac{dC_Z}{dx} = \frac{K}{ba^2} \frac{dM}{dx} = \frac{KS}{ba^2}, \text{ resulta} \qquad S = \frac{S}{ba^2} \int \frac{dC_F}{dx} dz$$
y finalmente
$$s = \frac{5S}{ba} \left[\frac{1}{4} + \frac{2}{a} - 4 \left(\frac{z}{a} \right)^3 - 4 \left(\frac{z}{a} \right)^4 \right] = K_1 \frac{S}{ba}$$

En la fig. 3 vienen acotados al gunos valores del coeficiente adimensional K_1 .

Para conocer completamente la distribución de tensiones en todos los puntos, deben calcularse las compresiones c_k en secciones normales a Oz; pero, como no pueden determinarse con exactitud, sólo podemos dar valores aceptables. Admitamos que las presiones debidas a los anclajes de los cables se dispersan en un ángulo de 45º en el extremo de la viga y apliquemos a cada sección vertical las leyes usuales de flexión compuesta por cargas excéntricas.

CDFE (fig. 4) el diagrama de la compresión correspondiente a -los anclajes. Tracemos EG y EII, inclinadas 45º. En una sección
tal como K I, la fuerza P actúa con la excentricidad e, si M -es el centro de gravedad de dicha sección. Como él cálculo es
solo aproximado, no es necesario tener en cuenta la reducción
de la sección por los orificios para los cables, y, por consicuiente, la compresión calculada c, será ligeramente menor que

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



la efectiva, con lo que queda del lado de la seguridad.

Todas las secciones comprendidas entre MI e IJ tienen el mismo diagrama de tensiones c, excepto las próximas a IJ, ya que la viga a la derecha de IJ es generalmente perfil I, — mientras que a la izquierda es rectangular. Por tanto, en IJ la distribución de tensiones es la misma que en las secciones en I, y solamente a cierta distancia a la izquierda de IJ se dispersan las tensiones hasta ser las mismas que en la sección NH. Se supone que la dispersión tiene lugar en la cuarta par te de la derecha del bloque extremo de la viga, y como c, y — s no son muy grandes en esas secciones, no es esencial el co nocimiento de la distribución de tensiones.

Conocidas las tensiones c_2 , c_s y S en cualquier punto del extremo de la viga, el círculo de Mohr para esos puntos determina las tensiones principales, o bien pueden estas calcularse por las fórmulas ordinarias. El análisis debe hacerse razonablemente. Por ejemplo, en el caso de la fig. 1, si hay dos cables en el nivel inferior y uno en el superior, es evidente que la sección crítica es la que pasa por los orificios de los cables (o sea que no es necesario calcular las tensiones en secciones como la AB).

A continuación se estudian un extremo de viga ensayado hasta rotura en el laboratorio del autor, y una viga cuyo extremo se agrietó al ser pretensada.

Ejemplo 1º

El extremo de viga de la fig. 5 contenía tres cables

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



que ejercían una fuerza total de 235,5 T. Con los datos de la fig. 5 pueden calcularse fácilmente las tensiones c_x en el nivel α - β , que vienen indicadas en la tabla I.

En la sección x-\(\beta \), S vale 82,2 T. y M, 19,9 m. T. con los ábacos de la fig. 3, pueden calcularse las tensiones c₂ y s, que vienen indicadas también en la tabla I.

Las tensiones principales se han calculado con el efreculo de Mohr a partir de los valores de c_* , c_* y s. In mayor tracción calculada es de 18,8 kg. cm⁻².

In fig. 6 muestra un bloque semejante al de la fig. 5, sometido a ensayo, y una vista del extremo después de la rotura. In resistencia a tracción del hormicón era de 54,5 kg. - cm⁻², y la resistencia a compresión (en probetas cúbicas de 20 cm. de lado) de 398 kg. cm⁻².

Ia primera crieta se produjo cuando la carga P era de 460 T., que producía una tracción principal, calculada, de 36,7 kg. cm⁻². Ta crieta se produjo cuando Z valía próximamente 0,2 o sea más cerca de los anclajes de lo que se deducía de la tecría. La rotura sobrevino con una carga de 567 T.

El coeficiente real de seguridad es, por tanto, \(\frac{160}{2355} \); que es suficiente, porque: a) se la determinado experimentalmente, b) la tensión que producen los cables decrece con el tie po, c) la resistencia del hormigón aumenta con el tiempo, y d) la máxima tensión que pueden producir los cables es solamente 1,67 veces la fuerza aplicada al pretensar la viga (ya que la tensión admisible en los cables es solamente 0,6 de su resistencia a tracción).

⁻ INSTITUTO TECHTOO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



En esta viga pretensada, se produce un esfuerzo cortante de 30 T., debido al peso propio, y g disminuye, por consiguiente, en la sección α-β en 2,8 kg. cm⁻², lo que reduce la tensión principal de tracción a 16 kg. cm⁻² y aumenta el coeficiente real de seguridad hasta 2,29.

TABLA	I	-	Tensiones	en	los	extremos
	-	_	TOTIOTOTICO	CTT	1.00	C.S. UL GILL

TABLA I - Tensiones en los extremos									
Ejemplo	Z a	c _* kg.cm. ⁻²	с, кд.см2	s kg.cm2	Tensiones prin cipales.				
	***************************************	TIE OUIT	IN 6 OHIE	ing o Onto	a material car of properties about the same of the sam				
19	0,4	69	+ 22	20	+ 14,4				
	0,3	49	+ 5,8	28,7	- 8,4				
	0,2	50	- 4,4	23,0	- 17,0				
	0,1	50	- 9,7	24,3	- 18,8				
	0	51	- 11,3	17,5	- 15,6				
	-0,1	51	- 10,1	10,1	- 11,7				
	-0,2	51	- 7, 3	5,3	- 7,7				
22	0 4	00.8	1 61 1	20.4	had had begin have the a part beet had done had then had				
	0,4	92,8	+ 61,1	20,1	to an about dones				
	0,3	67,5	4 15,2	28,3	. Lead to a to a				
	0,2	53,2	- 12,2	28,4	- 23,7				
	0,1	50	- 26,8	23,8	- 33,3				
	0	50	- 31,0	17,2	- 34,4				
	-0,1	50	- 27,7	10,5	- 29,1				
	-0,2	50	- 20,0	5,2					
	L=======	L========		4	L				

Ejemplo 2º

El extremo de la viga indicada en la fig. 7 contic

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO - Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



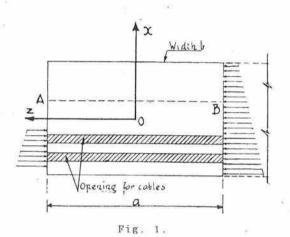
cable que produce una fuerza de 40 T. La sección crítica es α_1 - β_1 , en la que S vale 6,9 T. y M, 1,73 m.T. Las tensiones c_x , c_z y s vienen calculadas en la tabla I, y también las tracciones principales, deducidas por el círculo de Mohr. La mayor tensión es de 34,4 kg. cm⁻². Se trata de una viça protensada, sometida exclusivamente a la acción de su propio poso. La acción combinada de la pretensión y las tensiones debidas al peso propio de una tracción máxima de 35,7 kg. cm⁻², li geramente superior a la calculada. Mientras se pretensaba la viga con un cable de 24 alambres, de 5 mm. de diámetro, se produjo una grieta al estirar los dos últimos alambres, lo que da ba una tracción máxima de $22 \times 35,7 = 32,7$ kg. cm⁻²

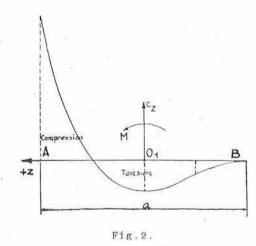
El hormigón de la viga del ejemplo 2º no era tan bueno como el del ejemplo 1º; su carga de rotura era de 340 kg. cm⁻² y la resistencia a tracción (en flexión), cuatro semanas después, fué de 39 kg. cm⁻². Por consiguiente, antes de comparar las tensiones al aparecer la primera grieta, con las del ejemplo 1º, debemos multiplicar éstas por un factor que te ga en cuenta la diferencia de calidad de los hormigones; considerando las cargas de rotura a compresión, el factor es 1,18 y la comparación se efectúa entre 32,7 x 1,18 = 38,7 kg. cm⁻² y kg. cm⁻² que obtuvimos en el ejemplo 1º, valores que son casi los mismos.

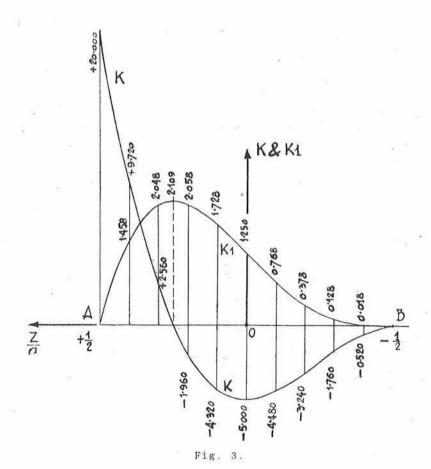
Es indudable, sin embargo, que deben reforzarse los extremos de la viga del ejemplo 2º. Si el espesor de la viga se aumenta hasta 26 cm., en vez de 16 cm., la anchura <u>b</u> que se ha de emplear en las fórmulas es de 21 cm., en lugar de 11 cm., y

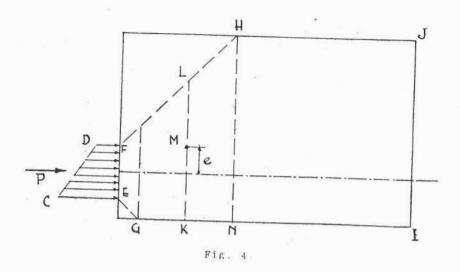
⁻ INSTITUTO TECHICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -











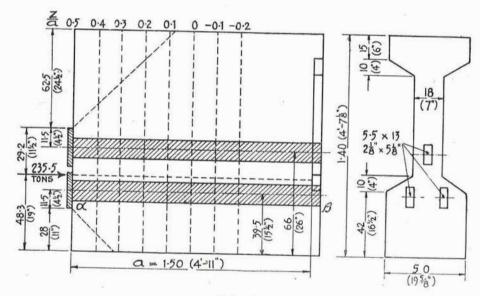


Fig. 5,

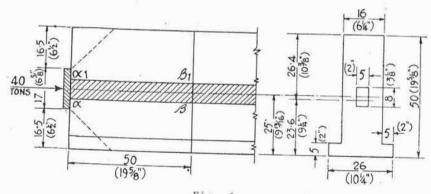


Fig. 6.

la máxima tracción será de 11 x 35,7 = 18,7 kg. cm⁻², que es aún demasiado grande, a menos que se refuerce la viga. Podrían trazarse las líneas isostáticas y colocar armaduras normales a ellas en dirección de las tracciones principales. Esto es una complicación imitil y el autor recomienda suponer que horizontal y verticalmente actúan unas tracciones uniformes de 18,7 kg. cm⁻², y colocar estribos verticales fácilmente calculables. Igual mente pueden colocarse estribos horizontales, cuando los orificios para los cables debiliten el extremo de la viga.

Conclusión

y seguro y dará un coeficiente de seguridad igual por lo meno.

a 2, que es suficiente por las razones ya expuestas.

J. S.



591-0-1 ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO

(Pre-stressed concrete construction)

Conferencia de F. G. Thomas.

De: "THE BUILDER" - Marzo 1949 - Nº 5533, pag. 276.

SINOPSIS

Se resume, en el presente artículo, una conferencia pronunciada en el Instituto de Ingenieros Civiles, de Inglaterra, por el Dr. F. G Thomas, en la que, después de indicar las principales propiedades y características que doben reunir los materiales empleados en la fabricación del hormicón pretensado; describió algunas de las más importantes obras realizadas, en distintos paises europeos, con arreglo a los principios de esta nueva técnica.

Finalmente, se reseñan los problemas de mayor interés discutidos en el debate que, a continuación de dicha conferencia, se entabló entre los eminentes investigadores que asistie ron a la misma.

El 16 de Febrero de 1949, el Dr. Frederick G. Thomas, promunció, en el Instituto de Ingenieros Civiles de Inglaterra, con el título de "Mormigón pretensado", una conferencia de la cual, a continuación, se expone un breve rosumen.

Después de semalar el rápido desarrollo de la técnica del hormigón pretensado en los últimos años, pasó a estudiar algunos detalles de los materiales empleados en la misma.

ACERO. - En relación con este punto dijo que, tanto en Ingleso rra como en el resto de Europa, para las armaduras de las es-

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



tructuras de hormicón pretensado, se emplea, con preferencia, alambre de acero estirado en frío, con una carga de rotura que oscila entre los 160 kg/mm2, para los de Ø 5 mm. y los 235 kg/ mm2. para los de Ø 1 a 2 mm. Cuando la transmisión del esfuer zo de pretensado de los alambres al hormigón, se confía a la ad herencia entre ambos materiales, se deben emplear los de monor diametro. En el continente se aconseja no contar con la adhorencia en los cables de más de 2,5 mm., a no sor que se adopten otras medidas encaminadas a aumentar el rozamiento. En la gunos paises se obtienen, para este fin, diversos tipos de ala bres con muescas, que en Inglaterra no se fabrican aun. En este pais se vienen utilizando diámetros de hasta 10 mm. para las construcciones de hormicón pretensado en las que una buena adherencia es esencial, con resultados razonablemente satisfacto rios, pero debe resaltarse sin embargo, que el margen de seguridad contra el deslizamiento es, en estos casos, inferior al que sería de desear.

Mormalmente, los alambres de pequeño diámetro se suministran arrollados en carretes, por lo que es preciso proceder
a su enderezamiento previo. Teniendo en cuenta que éste dá lu
gar a una modificación de las propiedades físicas del acero, es
conveniente que las espiras sean lo más grandes posible, con c
fin de poder suprimir, o al menos reducir, tal enderezamiento.

esencial, por consiguiente, para que exista una buena adheren-

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



cia, que los alambres hayan sido perfectamente desengrasados.

como las armaduras se someten a tensiones muy elevadas, se produce su relajamiento y es necesario impedir que, la magnitud de tal deformación, sea excesiva. El conferenciante indicó que el ingeniero belga prof. Magnel propone, para evitar la fluencia del acero una vez puesta en servicio la estructur tesan nuevamente los cables una vez terminada la fabricació elemento en cuestión o, cuando esto no sea posible, aumentar convenientemente la tensión inicial de la armadura, para compensar su posterior relajamiento.

HORMIGON. - El Dr. Thomas manifestó que, este material, cuando se destina a la fabricación de hormigón pretensado, ha de ser de calidad muy superior a la media del que se viene utilizando en las obras de hormigón armado corriente. A tal efecto, es - necesario que posea una elevada carga de rotura y que su retrae ción y fluencia sean lo más pequeñas posible, para evitar excesivas pérdidas del esfuerzo de pretensado. Estas altas calidades se obticnen, generalmente, de un modo eficaz y económico, mediante una adecuada dosificación de cemento, una baja relación agua/cemento, y vibrando el hormigón para lograr una buena compacidad.

Para estas aplicaciones suelen admitirse hormigones 420 kg/cm² a los 28 días, si bien en algunos casos se exigen sistencias superiores a los 700 kg/cm². En la construcción de elementos sometidos a pequeñas solicitaciones, pueden emplearse también hormigones de resistencia inferior a la media indicada.

⁻ INSTITUTO TECTICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMETTO -



Normalmente, se utiliza comento Portland de endurecimiento rápido, con el fin de poder desprender rápidamento la armadura, de sus anclajes provisionales. Sin embargo si, como es frecuente, se aliade a la mezcla un acelerador de fraguado, como por ejomplo el cloruro de cálcio, es suficiente emplear — cemento Portland corriente. A voces, es preferible la adición de cloruro de calcio que el empleo de cementos rápidos, porque éstos, en ocasiones, tienen un periodo de fraguado demasiado — breve que no dá tiempo a realizar normalmente el proceso de fa bricación. Se requiere, en general, que el cemento tarde en — fraguar, por lo menos, hora y media.

a) produce un aumento de retracción en el hormicón, y b) posteriormente, ocasionar la corrosión del acoro de la armadura.

Por estas razones, la cantidad de cloruro de calcio agrada, debe limitarse al 1,5 ó 2 % en peso, del cemento incorporado a la mezcla. Con esta limitación, el efecto del aumento de retracción, es completamente despreciable y, en cambio, sigue siendo muy importante su influencia en la duración de los distintos ciclos de producción en fábrica.

En relación con la corrosión, no se dispone de datos sa tisfactorios. Lo único que se sabe, es que la corrosión no ocu rre hasta que la carbonatación del cemento ha penetrado hasta - el acero y que, para hormigones de alta calidad, la velocidad - de esta penetración es extremadamente pequeña. Como consecuencia, en Inglaterra, se permite utilizar el cloruro de calcio en

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



la fabricación, por ejemplo, de traviesas para vías férreas, ya que la vida prevista a dichas traviesas es sólo de 20 6 30 allos.

El endurecimiento del hormigón puede ser acelerado por la acción del calor. Para este fin, en las fábricas se adopta generalmente, el procedimiento de la cura de vapor, pero iguales resultados se obtienen por calentamiento eléctrico, hacien do pasar una corriente a través del hormigón, o de los elementos metálicos de la armadura.

La composición gramulométrica de los áridos, debe ser cuidadosamente vigilada para conseguir, con la pequeña cantidad de agua utilizada en la mezela, un hormigón de la conveniente trabajabilidad. Es necesario también emplear métodos muy exactos, para determinar la cantidad de agua retenida por los áridos, con el fin de asegurarse de que, la relación agua-cemento, se mantiene en el valor deseado.

Siempre que sea posible, todos los materiales se dosificarán al peso.

Las proporciones de la mezela se determinan, en cada caso particular, teniendo en cuenta la clase y composición gra nulométrica de los áridos y la resistencia exigida al hormigón.

La compacidad requerida en el hormigón para el protonsado, se obtiene casi siempre por medio de vibradores, actuando, simultáneamento, con una conveniente presión.

APLICACIONES DEL HORMIGON PRETENSADO EN LA CONSTRUCCION DE EDI FICIOS.- A continuación, el Dr. Thomas pasó a describir las ca

⁻ I STITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



racterísticas de algunas de las obras más importantes realizadas con hormigón pretensado en los distintos países.

Este material os especialmente apto para la fabricación de elementos sometidos a flexión y, en particular, vigas, losas, estructuras de forjados y cubiertas.

En estas aplicaciones, además de la economía de material correspondiente, se obtienen elementos de peso más lique que disminuyen las cargas sobre pilares y cimientos.

En Francia, Alemania y Bélgica, se fabricaban ya antes de la guerra, en cantidades limitades, cubiertas y forjados. - Al iniciarse la guerra, esta fabricación se incrementó considerablemente.

En Alemania, se construyeron refugios para submarinos, utilizando cerchas parabólicas de hormigón pretensado, con luces que variaban desde 0,60 a 4,5 m., armadas con alambres de 10 mm., de 100-120 Kg/mm² de carga de rotura, a los que se daba una tensión inicial de 63 kg/mm².

Cuando ya más avanzada la guerra, la mayor potencia de los explosivos empleados, hizo necesario aumentar el espesor de las cubiertas de los refugios, desde 4,5 m. a 7 m., dichas cerchas se reforzaron con alambres adicionalos de Ø 5 mm., de 140 kg/mm² de carga de rotura, tesos a 90 kg/mm².

También construyeron gran cantidad de vigas, para le ces no menores de 3 m., pretensadas por el sistema de adherencia y cruzadas con alambres de Ø 2 mm., como máximo, sometidos a una carga inicial de 134 kg/mm².



En la actualidad, se fabrican unas placas especiales de hormi én pletensado, para forjados, de 5,5 m. de luz, destinadas a sepertar cargas de 245 kg/cm². Consisten en un múcleo de hormigén poco denso, recubierto por capas de mayor resistencia, protonsadas con alambres de \$2,5 mm., de 150 kg/mm² de carga límite. Las placas, en total, tienen 16 cm. de e pesor y 0,45 cm. de ancho y se fabrican en moldes de gran lo tud (unos 90 m.), cortándose después en trozos del tama o noce sario.

Una hormigonera, que se desliza a una velocidad de 90 cm. por minuto a lo largo del moldo, vá distribuyendo en 61 la mozela, de un modo uniforme.

En Suecia, además de las vigas y losas para forjados, (Fig. 1) fabrican también placas delgadas de hormigén pretensado, empleadas en la construcción de encofrados permanentes, de elementos poco cargados (como los antepechos de ventanas), o para constituir las zonas de tracción de losas gruesas para for jados. Estas placas se arman, generalmente, con alambres de Ø 2 mm., con una carga límite de 235 kg/mm² y tensión inicial de 140 kg/mm². El hormigón es de resistencia superior a los 400 kg/cm², on probetas cúbicas, a los 28 días.

En Inglaterra, es digna de mención una fábrica construida en Iver, utilizando elementos de hormigón protensado. Le vigas maestras de la cubierta, con 16 m. de luz, tienen las secciones extremas rectangulares de 68,5 x 30,5 cm., y, en cambio, la parte central es de sección I de 91,5 x 30,5 cm. Esta fábri-



ca consta de cuatro naves de 76 x 2,3 m., y otras instalaciones menores, adyacentes.

En Orleans (Francia), se preparan en gran escala elementos pretensados para forjados y cubiertas, por el sistema de bloques independientes.

Las armaduras se tesan y anclan en los extremos de los moldes. Estos, después de vertido el hormigón, se someten, simultáneamento, a un vibrado en una mesa de sacudidas y a una compresión por medio de una palanca de resorte sujeta al marco de la mesa. Tos moldes, montados sobre plataformas con ruedas, se deslizan por carriles hasta unas cámaras en las cuales se aplica al hormigón una cura de vapor. De esta forma, sólo 3 ó horas después del hormigonado, se consigue tener ya un endumiento suficiente. Se fabrican, principalmento, vigas en I y de sección circular, para luces de 4 a 6 m.

Los técnicos suizos, han desarrollado un sistema compuesto, para la construcción de forjados, en el cual se combinan
viguetas prefabricadas, de hormigón pretensado, con bloques cerá
micos huecos, hormigón moldeado "in situ", o bloques de hormigón
armado corriente, enlazados mediante pequeñas cantidades do mortero. La distancia entre viguetas suele ser de unos 90 cm. (figura 2).

Además de todas estas obras construidas por el sistema de pre-tensado, mencionó el autor también algunas otras hechas utilizando el pos-tesado.

Entre estas destacan las cubiortas para unos garajes de



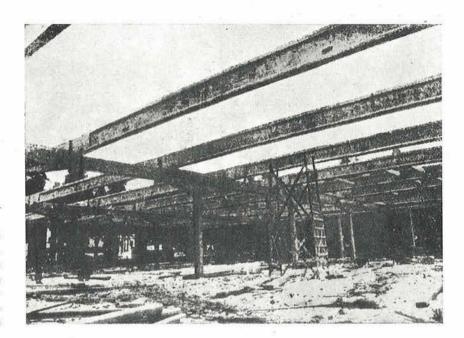
Meerut, consiste en una membrana de hornigón armado, de 6,5 cm. de espesor y 10,5 m. de luz entre vigas de rigidez, las cuales son de hormigón protensado de 36,5 m. de luz libre, los cables de la armadura, colocados antes de hormigonar, van recubiertos por fundas aislantes, para evitar su adherencia con el hormigón y se sujetan mediante conos de anclaje, tipo Freyssinet.

La cubierta del hangar de Karachi, es muy similar a Je que queda descrita, pero la luz libre de las vigas de rigidos es de 39,5 m. Las puertas exigían un vano de 58 m., por lo cinco de dichas vigas tuvieron que apoyarse, por uno de sus extremos, en dos carreras de perfil I, de 60 m. de luz, de hormicon pretensado, con 6,7 m. de canto, 1,37 m. de anchura en las clas y 25,5 cm. de espesor en el alma. Tanto la armadura de las carreras, como la de las vigas de rigidez, están formadas por eables tipo Freyssinet, constituidos por 32 alambres de Ø 5 mm. de 170 kg/mm² de carga de rotura y sometidos a la tensión inicial de 98 kg/mm².

Como ojemplo interesante del uso del pos-tesado, en Inglaterra, citó un edificio para oficinas, de una sola planta, — en el cual, los pilares van armados por un único cable que pasa a lo largo de sus ejes y, por la parte superior, atraviesa el hormigón que rellena unas piezas especiales premoldeadas, de — aluminio, que constituyen las placas de asiento de las cercho también de aluminio, de la cubierta. Por medio de conos de claje, se sujeta el cable a la base del pilar y a la placa asiento correspondiente y, de esta forma, la unión entre los pilares y los elementos de la cubierta, queda asegurada (fig.3).

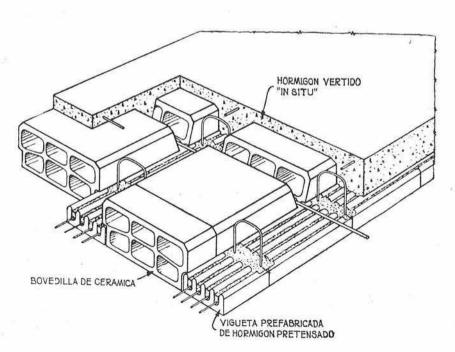
⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



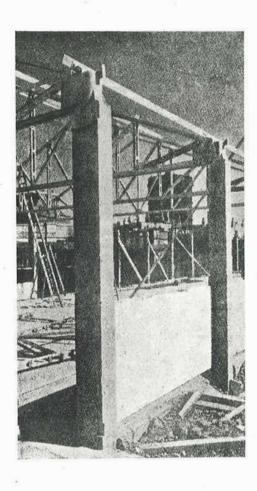


Una fábrica sueca durante su construcción. Las vigas continuas que forman el dintel de los pórticos, son de hormigón armado, de 12 m. de luz. Las vigas principales que sobre ellas apoyan son de hormigón pretensado,

de 20 m. de luz. Las secundarias, algunas de las cuales pueden verse en la parte derecha de la fotografía, son de 9 m. de luz y también de hormigón pretensado.

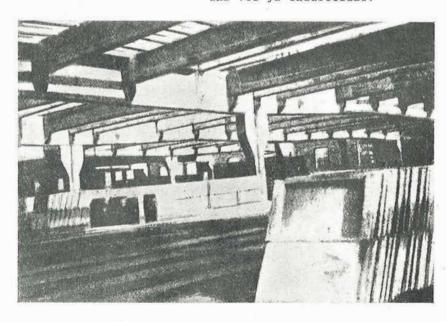


Tipo de forjado de piso.



Detalle de los pilares de hormigón pretensado y de los paneles de hormigón que constituyen las paredes de una fábrica construída en Inglaterra.

Una fábrica belga durante su construcción. Las vigas principales y secundarias, de hormigón pretensado con arreglo al método Magnel de pos-tesado son prefabricadas, colocándose en obra una vez ya endurecidas.



En Bélgica, el profesor Magnel ha proyectado algunas interesantes estructuras de cubiertas, utilizando cables postesos. Una de ellas, que demuestra las grandes posibilidades del hormigón pretensado en la construcción, es la de la cubier tas del hangar de Bruselas. Tas vigas tienen 53 m. de luz y es tán colocadas a 10 m. de distancia entre ejes. Son vigas cajón de 270 Tm. de peso, pos-tensados según el método de Magnel. Los cables están formados por alambres de Ø 7 mm.

Otra obra importante del prof. Magnel, es el edificio para una fábrica textil en Gante, de planta única. Ocupa una superficie de 35.000 m². Tas vigas principales y secundarias de la cubierta, son de hormigón protensado. Tas primeras tienen 20,5 m. de luz y van apoyadas en placas de asiento, de hormigón, situadas en las cabezas de los pilares. Tas secundario descansan, como se vé en la Fig. 4, en unas pequeñas ménsulas adosadas a las principales, tienen 13,7 m. de luz y van a 3, de distancia unas de otras. Ta cubierta se completa con viguetas de hormigón armado corriente y losas prefabricadas.

El Dr. Thomas, se refirió, por último, brevemente a diversas otras obras de hormicón pretensado, como túneles, presas, pistas de aeródromos, etc.

Terminada la conferencia del Dr. Elomas, se entabló un breve debate entre los reunidos, sobre diversos aspectos de esta nueva técnica.

A continuación se exponen, resumidamente, algunos de los

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



principales puntos en él tratados.

Para el Dr. A. R. Collins, uno de los mayores inconvenientes del hormicón armado ordinario es que, cuando se trata de elementos sometidos a cargas muy elevadas, necesitan llevatanta armadura, que para poder introducir entre ella el hormicón, éste debe ser muy fluido por lo que se desprende con facilidad, dejando los hierros casi el descubierto, lo que ocasiona su enmohecimiento y corrosión. En este aspecto, la superio ridad del pretensado es manifiesta; como requiero armaduras mu cho más pequeñas, no hay problema en lo que a su perfecto recubrimiento se refiere.

W. L. Elliott, expone la opinión de los arquitectos sobre el hormicón pretensado y dice, que todo material, debe ser considerado desde tres distintos puntos de vista: el estético, el funcional y el económico. Afinde que, en los diversos ejemplos de aplicación enumerados, se vé perfectamente que no hay objección alguna que hacen al pretensado, en lo que a los dos primeros puntos se refiere. Económicamente y en condiciones — normales, esta nueva técnica puede competir también, ventajos mente, con el hormicón armado corriente. A este respecto, lloma la atención sobre la economía que para la superficie de red y volúmen de aire a calentar en un adificio, supone la reducción en la relación canto-luz, de las vigas. En hormicón — protensado, esta relación varía de 1/50 a 1/100, mientras que en el hormicón armado es de 1/10 - 1/20.

E. R. Hole, encarece la importancia de una buena vigilancia tanto durante la fabricación del material como durante

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



su colocación en obra. Expresa su opinión de que es fundamental para el futuro desarrollo del hormigón pretensado, llegar a conocer perfectamente su resistencia a la fatiga por lo que, esta cuestión, debe constituir el tema de inmediatos y cuidados estudios.

favorecer la adherencia entre la armadura y el horatgón, cuando el protensado se realiza por este sistema, es imprescindible desengrasar perfectamente los alambres, sin perjuicio de
que, como corrientemente se hace, se dejen después expuestos
al aire, para producir en ellos un ligero enmohecimiento, una
pequeña corrosión, que resulta muy beneficiosa para sus propiedades adherentes.

Finalmente, el profesor Magnel, se refiere a un problema del que se ha discutido mucho y que consiste en encontrar el
procedimiento a seguir, cuando se trata de lograr que una viga
de hormigón pretersado, prefabricada, combinada con una losa superior, moldeada "in situ", trabajen conjuntamente, actuando como una viga en T.

Expone las dos principales teorias que existen sobre el particular. Una es la de que se debe colocar la viga en su posición, apuntalandola conveniente, moldear después la losa pecuando esta haya fraguado, quitar el apuntalamiento.

la otra, considera totalmente errónea la anterior y - aconseja dejar libre la viga y apuntalar la losa que sobre ella se vá a moldear, con el fin de que la primera pueda irse defor-

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



mando, gradualmente, mientras el hormigón está todavía fresco.

Termina expresando su opinión de que ambos métodos por
buenos, cuando el que los realiza conoce a fondo la técnica pretensado.

R. P. A.

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



837-3-1 SISTEMA DE PRETENSADO MAGNEL/BLATON (The Magnel/Blaton system of prestressing.

Autor: D. H. May.

De: "ROADS AND ROAD COMSERUCTION" - Enero 1950

SINOPSIS

Se describe en este artículo el sistema de pretensado Magnel/Blaton, incluyendo esquemas de las 4 partes esencia
les del mismo. a) Los cables formados por capas horizontales
de cuatro alambres; b) los espaciadores de distintos tipos se
gún que los cables sean rectos o parabólicos; c) las placas
sandwich que por medio de sus muescas ycuñas constituyen el anclaje; y d) las fundas de coma de los cables. También se describen después, someramente el dispositivo de tesado.

La técnica del protensado es fundementalmente sencilla y representa siempre una economía de materiales. Sin embargo estos deben de ser de alta calidad. Es muy importante evitar el más pequeño ataque al acero, pues una disminución en el diá metro puede incrementar notablemente la tensión e incluso alcanzar la resistencia límite. Por ello el control durante to do el proceso de construcción debe ser muy estrecho.

Se han realizado ensayos que prueban que el pretensado resiste satisfactoriamente los efectos de la temperatura en
los incendios. Por ejemplo en Maastricht se ha sometido, una
viça de 11 m. de luz postensada por el sistema Magnel/Blaton,
a la acción del fuego. El incendio provocado duró 3½ horas -

⁻ INSTITUTO TECHTOO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



durante las cuales la viga resistió soportando su carga de tra bajo de 600 kg. por m. La máxima temperatura registrada fué de 86526. La flexión máxima adicional durante la prueba fué sólo de 3,34 mm. y una vez frío se redujo a 0,02.

Uno de los puntos importantes en la técnica del pretensado es el de los anclajos. Una solución satisfactoria es la que proporciona el sistema Magnel/Blaton. Les principales componentes del sistema son el cable, el anclaje, los machos de goma y el dispositivo de tesado.

En los conjuntos de alambres que llamaremos cables, acrillos están dispuestos en capas horizontales (cuatro en cada pa) lo que dá al cable forma rectangular. La separación entre los alambres es de 4,76 mm. lo que se logra por unas piezas se paradoras o "espaciadores". La fig. 1 muestra una sección del cable así como la posición y forma de los espaciadores. Estos últimos están bechos de chapa de 25 mm. lo que hace barata su fabricación en serie.

El tipo de separador varía según los casos. Por ejemplo, si los alambres han de disponerse rectos se emplean espaciadores del tipo A separados entre sí 2,5 m. En cambio si el
cable fuese parabólico el tipo de espaciador que se emplearía se
ría el B. Como puede verse en la figura, es más robusto paraque pueda soportar las tensiones que producen sobre él los alam
bres al tesarlos, debido a su forma parabólica. La separación,
en estos casos, depende de la curvatura. El objeto del espacsuperior macizo es evitar que los alambres de la capa superior
queden en contacto con el hormigón.

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMBRIO -



Como hemos dicho, con estos espaciadores los alambres permanecen en su posición correcta, con lo cual se alcansan dos objetivos:

- (1) Las pérdidas por rozamiento que acaccon durante el pretensado se reducen a un mínimo.
- (2) Esta disposición permite que el mortero fluya libro mente y asegure una protección completa de los alambres.

El tipo C de espaciador se emplea solo en casos en que la forma parabólica del cable sea muy pronunciada.

El anclaje consta de dos unidades fundamentales, la placa de distribución y la placa sandwich. Enllos figuras 2 y 2a den apreciarse las dimensiones de la placa sandwich y la dissición del anclaje con su placa de distribución, placa sandwich culias, y láminas de separación. Estas últimas son simplomente unas láminas de acero colocadas entre cada dos placas sandwich con objeto de que no están demasiado juntos los cables correspondientes.

Las placas sandwich son de acero al carbono y sus dimensiones son: 11,5 cm. de longitud x 2,5 cm. de espesor x 5,4
cm. de anchura. Jada una sujeta cuatro pares de alambres por
medio de cuatro muescas trapezoidales en las que luego se introducen sendas cuías que fijan los alambres. Las cuían son también de acero al carbono.

La placa de distribución, también de acero, vá empotrada, con mortero de cemento en el extreno de la viga. Su misión es repartir la tensión en la zona de anclaje. El área de aporde esta placa es tal que produce una compresión local en diela



área de contacto, de 12 veces de tensión de trabajo admisible en el hormi, ón de la viga a flexión.

Hasta hace poor los cables iban encerrados en unos tubos ligoros de metal que quedaban embebidos en el horaigón. — Además de su elevado coste y otros inconvenientes técnicos, es te sistema presentaba grandes dificultades para introducir los alambres en caso de cables parabólicos. Se dió un primer por en la eliminación de estos tubos con la utilización de macho metálicos que podía extraerse después de horaigonar. Esto tenfa el inconveniente de no ser aplicable al caso de cables parabólicos.

Por este motivo, en la actualidad se hacen estas fundas de goma (fig. 3). Después de hormigonar y una vez fraguado el hormigón pueden sacarse aquéllas y procederse al tesado de los alambres. Se han fabricado estas fundas de dos secciones tipo: una de 50 x 54 mm. y otra de 76 x 54 mm. con agujoro en la parte central de un diámetro de 30 mm. Para darlas la mayor rigidez necesaria van atravesadas por un tubo de acero.

Con este procedimiento se han construido con éxito vi... gas hasta de 50 m. habiéndose extraido con toda facilidad las fundas de goma, 2 semanas después de hormigonar.

El dispositivo de tesado (Fig. 4) consta de un gato hidráulico con dos muelles de recuperación sobre un bastidor con una de las cabezas lleva, para sujetar dos cables, una muelle ca y su cuña correspondiente, del mismo tipo que las de las pla cas sandwich. Tesa dos cables cada vez. La tensión se ride por el alargamiento de los cables y comprueba con un manómetro dise

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



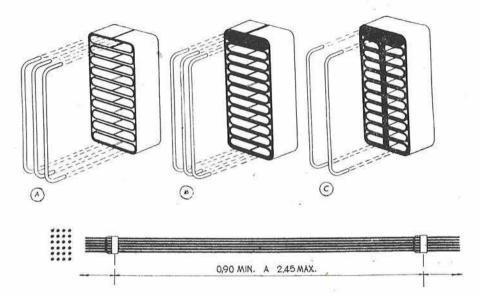


Fig. 1.

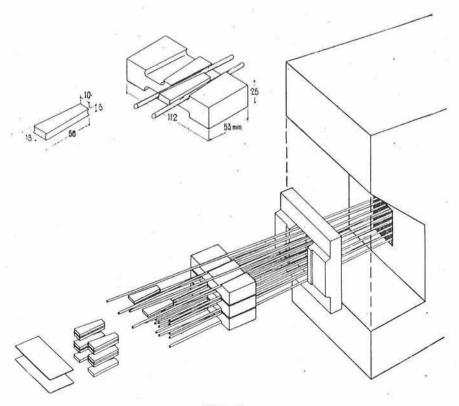


Fig. 2.

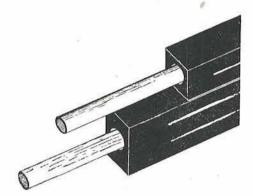


Fig. 3.

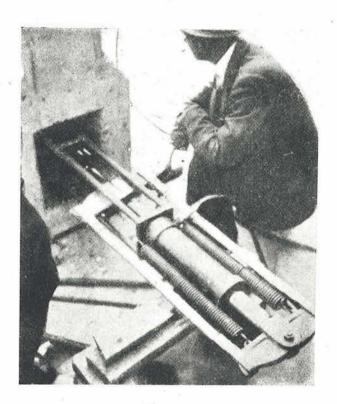


Fig. 4.

puesto sobre la bomba que suministra la presión. El peso aproximado del aparato es de 50 kg.

Recientemente, se han introducido algunas innovacione modificaciones en el proceso de pretensado, particularmente relación con la operación de rellenar de mortero los conductos para los cables. En el procedimiento que ahora se emplea se in yecta el mortero a presión utilizando una máquina que introduce el material en forma coloidal. Se ha visto que esto dá resultados satisfactorios y proporciona al cable el alto grado de protección que tanto necesita. La disposición que se dá a los alambres en el método Magnel/Blaton, facilita en extremo esta operación.

A pesar del rápido desarrollo que desde Freyssinet ha adquirido la técnica del hormigón pretensado, hay que reconocer que se encuentra aún en sus principios en cuanto a su utilización en la construcción. Queda mucho por hacer en la aplicación del pretensado a estructuras continuas y de edificios. Se han becho ya algunos experimentos sobre el particular pero no se la llegado aún a ninguna solución práctica, desde el punto de vista económico.

R. R. B.



591-2-1 EL PRIMER PUERTE DE MORMIGON PRETENSADO CONSTRUIDO EN LOS ESTADOS UNIDOS

(Il primo ponte di calcestruzzo precompesso negli State Uni Editorial

De: "GIORMAIE DEL GENIO CIVILE" - Octubre 1949.

La finalidad de este puente es servir de pasarela en el parque de Fairment; se compone de un tramo central de 49 m. de luz flanqueado por etros des más pequeños de 23 m. La aneluz ra de la calzada es de 13,50 m.

En principio se había pensado construir un puento con un solo arco, poro la naturaleza del terreno de cimentación no hacía aconsejable una estructura de tal clase. Tambión se proyectó una viga continua de cajón, de hormicón pretensado, pero esta solución se cenazó asímismo ya que se quería dar la oportunidad, a los incenteros americanos, de efectuar pruebas con elementos independientes de lo que resultaba imposible en esta caso por estar constituido por una sola pieza cada tramo.

Por este motivo se aprobó un proyecto del profesor Guatavo Magnel, que prescribía el empleo de vigas do doble T de hormigón pretensado. En el tramo central estas vigas se disponen muy próximas de modo que con sus alas superiores pueda for marse, posteriormente, el propio tablero.

En los tramos laterales estas vigas pueden ir más separadas; esto es debido a que la luz que tienen que cubrir es menor y por tanto se las puede someter a mayor cargo.



Los alambres de la armadura tienen 8,4 milímetros de diámetro y son de un acero que tiene una carga límite de 11,600 kg/cm². Los cables se tesan a 8.800 kg/cm² y, debido a la retracción y fluencia plástica, la solicitación desciende a 7.300 kg/cm². El hormigón, que tiene una resistencia a la retura en probeta cilíndrica de 380 kg/cm² a los 28 días, se le somete a una compresión de 125 kg/cm² o sea 1/3 de la resistencia al aplastamiento.

Los elementos de las vigas son prefabricados. Los cables de acero están protegidos con una funda metálica y con espaciadores adecuados que mantienen cada alambre en la posición exacta incluso después de hormigonar. Cuando la masa está suficientemente endurecida se tesan anclándolos con la característica placa-sandwich tipo Magnel.

Unos cables pasan rectos a lo largo del ala inferior de la viga y otros se disponen siguiendo la forma de una parábola con el vértice en la parte inferior.

A continuación se injecta mortero en la funda de los alambres y se protego con este mismo material la placa de anel :- je.

La precompuesión transversal se efectúa por medio de cables que pasan a través de huccos, de los cuales está provista la viga cada 4,30 m., y se anclan sobre los paramentos externos.

Dos vigas completas, independientos de las domás, una de tramo mayor y otra del tramo menor, se sometieron a carga hasta provocar la rotura, con lo cual se comprobó su resistencia.

C. S. C.

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO - Documento descargado de www.e-ache.com el 20/11/2025



591-2-2 LA RECONSTRUCCION DEL PUETTE DE FISHTOFT (INGLATE: CON HORMICON PRETENSADO "IN SITU"

(Le reconstruction en béton precentraint sur place du pont de Fishtoft (Inglaterra).

De: "LA TECNIQUE DES "RAVAUX" - Mayo-Junio 1949.

RESUMEN

El desarrollo de la técnica del horwigón protogrado, ha dado lugar a soluciones económicas en la construcción de obras de grandes luces, uno de cuyos ejemplos lo constituye el puente de Fishtoft, en Inglaterra, que a continuación se describe. Este puente vino a sustituir a otro anterior de tros arcos, en ladrillo, que resultaba incompatible con las actuales necesidades de la circulación. El nuevo, es de un solo tramo, con una luz libre de 22,5 m. y lleva cinco videncipales situadas a 1,39 m. de distancia entre ejes, 1,27 m. de canto, solamente. Van unidas entre sí por cinco viguetas transversales, de igual canto. Se aprovecharon los estribos del antiquo puente, reforzándolos con tablestacas motálicas tipo "Iarssen" y muros de hormigón armado.

Cada una de las vigas principales lleva una armadura constituidas por 12 cables de unos 25 mm. de diámetro, formados con 12 alambres de 5,08 mm. de acero de alta resistencia. Por medio de gatos hidráulicos especiales de tipo Freyssinet, se los sometió a una tensión inicial de 11.000 kg/cm² que re



presentaba una tensión de 2,2 toneladas sobre cada uno de los alambres y un total de 26 toneladas para cada cable.

La resistencia a compresión del hormicón empleado era de 422 kg/cm^2 , a los 18 días.

El peso total de la construcción, excluyendo los revetimientos, es de 140 toneladas y el esfuerzo de pretensado calculado para una sobrecarga prevista de 1.080 kg/cm² sobre la calzada, más una carga móvil de 4 toneladas por metro lineal.

R. G. A.



591-5-1 PAREDES Y PLACAS PRETENSADAS

(Prestressed slabs and prestressed walls)

Autor: Al Stre Blow, de la "Basalt Rock Co." de Napa.

Do: "CONCRETE", abril 1949, pdg. 3.

La BASALT ROCK CO. de NAPA, California, ha estado tra bajando durante un allo sobre las losas y muros protensados - que han sido lansados al mercado con los nombres de fábrica - "STRESCRETE" y "STRESWALL", respectivamente.

El STRESCRETE es una piesa de hormicón de 16 pulçadas (406,4 mm.) de longitud, 8 pulçadas (203,2 mm.) de anchura y un espesor que varía de 3 a 12 pulçadas (76,2 a 304,8 mm.) — que tiene dos ramuras en cada extremo para la colocación de — las barras. La fabricación de estas piesas puede hacerse mediante las actuales máquinas. Después de una cura en la formusual, se hacen pasar por la pulimentadora de deble rueda co lo que quedan las caras superior e inferior exactamente paralolas. Posteriormente, en un banco de mentaje, se introducen las barras de un diámetro adecuado en las renuras y se colocau las arandelas. Se aprietan las tuercas con una llave inglesa hasta desarrollar la tensión prevista en los alambres, que normalmente llega al 40 % del lifate de fluencia.

Solamente se requieron 15 piezas para resolver todos los problemas de la construcción de una residencia. Como con esto sistema las piezas se secan y se impermeabilizan, se espera reducir o eliminar las prietas debidas al cambio de volúmen resul

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



tanto de la cantidad de humedad en la pared. Una pieza de 609,6 mm. de longitud 203,2 de altura en posición vertical, con una sóla línea de juntas, proporciona una apariencia agradable en el muro.

STRESWALL. Construcción circular. También se fabrican piezas radiales de 609,6 mm. de longitud, 203,2 mm. de altura y 101,6 mm. de espesor para silos de grano con diámetros de 3,658 m. á 5,486 m. Dispuestas las hiladas de 1016 mm. de altura y tensa das se hormigonan las columnas de 50,8 mm. para impermeabili en las juntas verticales. Se colocan, entonces, los sunchos entores, repitiéndose esta operación hasta que se alcanza la altura deseade.

J. L. V.

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



837-4-1 TRAVIESAS DE HORMIGON PRETENSADO PARA FERROCARRILES (British prestress railroad tics.)

Autor: II. Kaylor.

De: "ENGINEERING MEWS-RECORD" - 14 Julio 1949.

Presionada por la continua escasez do madora, Inglatorra está haciendo progresos espectaculares en el perfeccionamiento de las traviesas para ferrocarril fabricadas con horaicón protensado.

Los inge ieros británicos estiman que sen necesarias 1.000.000 de traviesas de este tipo, durante cada uno de los-próximos cinco años, para suplementar los aprovisionamientos - de traviesas de madera.

Se utilizan simultáneamente los dos procedimientos más corrientes, el del profesor francés Eugéne Freyssinet y el sig tema belga ideado por el profesor Gustave Magnel, para introdu eir la protensión en el bloque de hormicón.

Las traviesas británicas pretensadas, se fabrican por dos procedimientos: En cadenas de producción de 152 m. o más y en moldes individuales donde los alambres se someten a tesión, antes de que sea vertido el hormicón. El primer método se utiliza en Glasgow por R. Costain, Ltd, que cuenta con 112 cadenas de cada una de las cuales se obtienen 50 traviesas, con lo que se hace posible una producción de 1.000 diarias, cada pieza contiene 75 dm³ de hormicón. En este sistema se llenan los moldes que están situados sobre una mesa vibratoria, y se

⁻ INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -



les hace correr, posteriormente, a lo largo de 20 alambres protensados, hasta su posición definitiva. Conforme se van endureciendo los moldes, se van cortando los alambres entre cada dos de ellos. El ciclo completo dura unos cinco días.

Ta mozela fijada por las British Standard Specification, para este tipo de traviesas es 1: 1,5: 3 en volumen que dá una resistencia a la compresión, en probeta cúbica, de 421.8 kg/cm², a los 28 días.

El alambre utilizado es de 5 mm. de diámetro, con una carga de retura comprendida entre 15.000 y 17.000 kg/cm² y un módulo de elasticidad de 2.100.00 kg/cm². Los alambres se tesan de dos en dos.

duando se utilizan los moldos individuales, se caplea la misma clase de alambre y la misma tensión. Esto sistema, aparez temente más caro, tieno la ventaja de que, mediante la utilización de vapor de agua para acolorar el fraguado, puede completar se el ciclo, en sólo 24 horas.

Mátodo Francés

Mediante el método de Projesinet, se consigue un tide de traviesa flexible que puede obtenerse en moldes individuales. Deben utilizarse alambres de 2,5 mm. de superficie deformada, con una carga de retura a la tracción comprendida entre 18 y 22.000 kg/cm². El volúmen de hormigón es de 68 dm³ y su longitud es de 2,36 m. en lugar de 2,59 m. que tienen las del modelo inglés.



