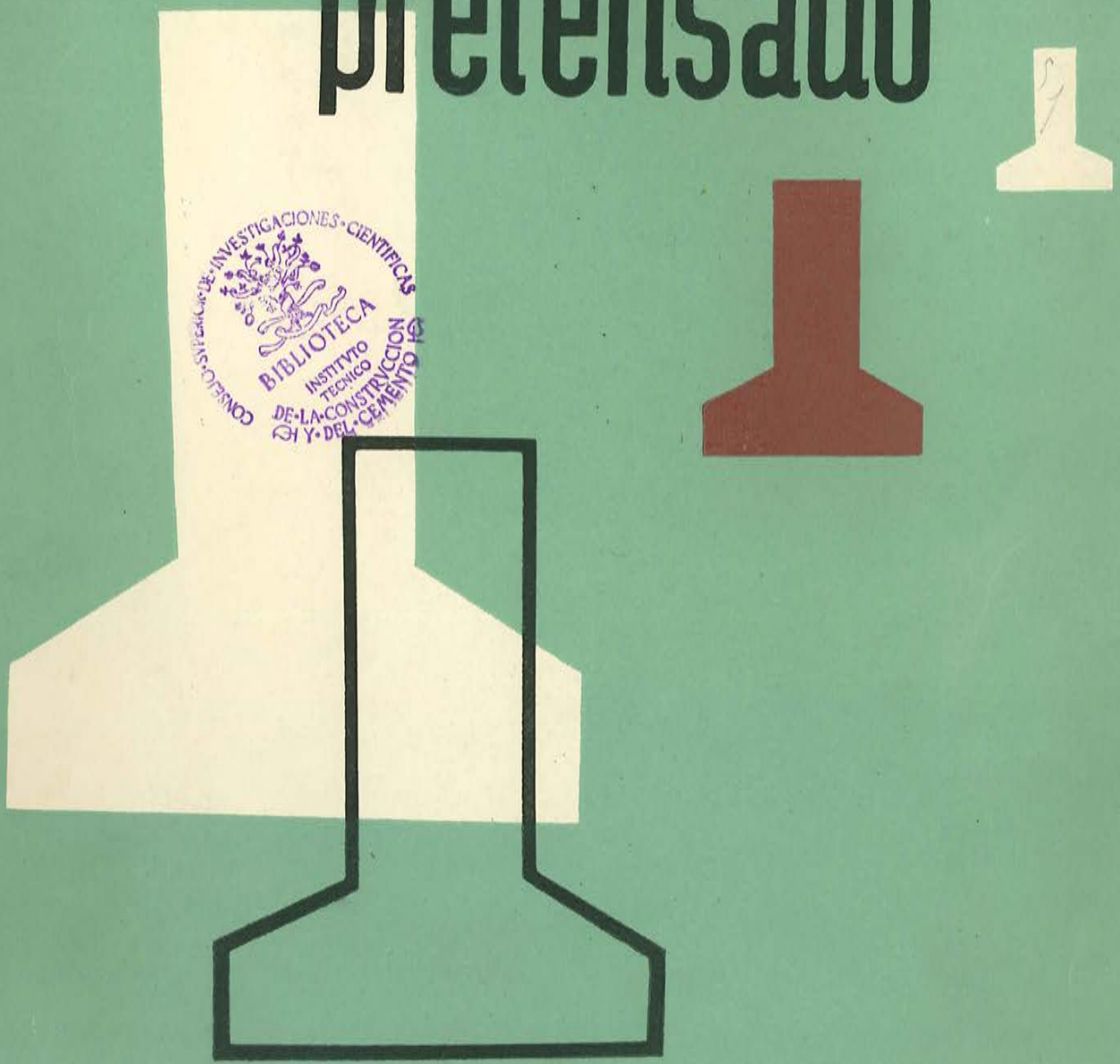
ULTIMAS NOTICIAS SOBRE

hormigón pretensado



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

BOLETIN NUM. 14 DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO
DEL INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

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

Nº 14

1er Trimestre 1953

- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO -

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

I N D I C E

457-0-9	Normas alemanas para el proyecto de elementos de hormigón pretensado.- II Parte	pág. 1
457-8-7	Ensayo de una viga de hormigón pretensado para puente de ferrocarril.	" 17
591-2-8	Construcción de puentes de hormigón pretensado, sin cimbra.- Por A. Ziros	" 24
685-0-1	Hormigones sin retracción ni fluencia.- Por A. D. Ross	" 33

- - -

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 25/11/2026

457-0-9. NORMAS ALEMANAS PARA EL PROYECTO DE ELEMENTOS DE HORMIGON PRETENSADO

(Vorgespannte Stahlbetonbauteile. Richtlinien für die Bemessung. - DIN 4227)

Publicado por "WILHELM ERNST UND SOHN" - Berlín 1950

AUTOR: Hubert Rüsch

(Continuación)

- - -

5. CREACION DE LOS ESFUERZOS DE PRETENSADO

5.1 Momento de aplicar el pretensado

El hormigón podrá ser sometido al esfuerzo de pretensado solamente cuando haya endurecido lo suficiente para poder soportar los esfuerzos de precompresión que le transmitan los anclajes de las armaduras pretesas. Es decir, que el pretensado solo podrá aplicarse una vez comprobado mediante ensayos, que la resistencia del hormigón en probeta cúbica alcanza, por lo menos, los valores indicados en la tabla I. En general el hormigón deberá pretensarse lo más tarde que se pueda a fin de que las pérdidas de tensión por retracción y fluencia sean lo más reducidas que sea posible.

TABLA I

Resistencia que debe tener el hormigón en el momento de aplicar los esfuerzos de pretensado

Calidad del hormigón	B 300 Kg/cm^2	B 450 Kg/cm^2	B 600 Kg/cm^2
Resistencia mínima, en probeta cúbica, al aplicar los esfuerzos de precompresión	240	360	480

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Como en el hormigón pretensado por adherencia, no es conveniente esperar a que el hormigón haya alcanzado de un modo natural la resistencia mínima exigida, deberá acelerarse el endurecimiento mediante un tratamiento por calor u otro método análogo.

5.2 Dispositivos de pretensado

Las instalaciones o dispositivos que se empleen para aplicar u originar los esfuerzos de pretensado, deberán ser comprobados o contrastados, antes de ser utilizados por primera vez, y luego, periódicamente, con el fin de conocer en todo momento las pérdidas que se originan al emplearlos.

En los casos en que las pérdidas por rozamiento no puedan ser eliminadas mediante las adecuadas medidas correctivas, se tendrá en cuenta su influencia calibrando debidamente las escalas correspondientes.

5.3 Procedimientos de pretensado y mediciones

5.31 Generalidades

Si un elemento de una estructura es sometido a un esfuerzo de pretensado, con posterioridad al endurecimiento del hormigón, mediante varios cables que se van tesando sucesivamente, se deberá tener presente que el esfuerzo de tracción en el cable tesado en primer lugar se modificará posteriormente, como consecuencia del acortamiento elástico que experimenta el hormigón al tesar los siguientes cables.

Con objeto de obtener en tales casos, al final, el mismo esfuerzo en todos los cables tesos, será necesario que, al final de la maniobra de tesado, estén todos alargados en la misma medida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

5.32 Armaduras de pretensado, total o perfectamente elásticas y sin coacción alguna para su libre alargamiento

Cuando se trata de armaduras que, dentro del campo de las tensiones de trabajo, se comportan como cuerpos perfectamente elásticos es decir que cumplen la ley de Hooke y cuyos alargamientos previos no están impedidos por el rozamiento o la adherencia puede determinarse exactamente el esfuerzo de pretensado que se introduce midiendo el alargamiento experimentado por la armadura que se tesa. A pesar de esto deberá medirse directamente, mediante un manómetro o instrumento análogo, la tensión aplicada al alambre con el fin de poder comprobar si hubo error en la medida del alargamiento.

5.33 Armaduras perfectamente elásticas que no pueden alargarse libremente

Cuando sea de temer que el libre alargamiento de estas armaduras, que dentro de la zona de tensiones de trabajo se comportan como perfectamente elásticas, pueda ser impedido por rozamiento o adherencia, será necesario, mediante ensayos previos, determinar la magnitud de estos esfuerzos. Si dichos ensayos indican que la pérdida o caida de tensión en el esfuerzo de pretensado, originada por rozamiento o adherencia en cualquier punto de la armadura, es mayor del 5% del esfuerzo producido por el gato de pretensado, debe considerarse, a efectos de cálculo o proyecto, que la tensión efectiva en la armadura, es solo la que realmente tiene en el punto de menor tensión. Al realizar el tesado de dichas armaduras se medirá tanto su alargamiento como el esfuerzo de pretensado introducido y se comprobará que las pérdidas reales no sobrepasan los valores supuestos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

5.34 Armaduras de comportamiento no elástico sin pérdidas por rozamiento (Cables)

Cuando el módulo de elasticidad de la armadura, o la magnitud de su deformación remanente, varíe en forma apreciable, como consecuencia de su proceso de fabricación o de su manejo durante el transporte, el alargamiento obtenido al tesarla no constituye por si solo un dato suficiente para determinar el esfuerzo realmente introducido. En tales casos la medida directa del esfuerzo aplicado adquiere mucha importancia.

Con el fin de evitar en lo posible la aparición de deformaciones remanentes, se recomienda someter dichas armaduras, dos o tres veces, a un esfuerzo superior en un 5% al previsto en el cálculo dejándolas después que gradualmente vayan perdiendo tensión hasta llegar a la calculada.

5.35 Armaduras no elásticas con pérdidas por rozamiento

Si en las armaduras del tipo indicado en 5.34 se prevé además que su alargamiento, pueda ser dificultado o impedido por rozamiento o adherencia deberán emplearse solamente cuando se conozcan, en forma suficientemente clara y por ensayos previos, la magnitud de los alargamientos necesarios para alcanzar la tensión prevista en el cálculo y la cuantía de las pérdidas de tensión originadas por rozamientos y adherencia (ver 5.33).

5.36 Tesado por calentamiento de las armaduras

Cuando, en casos excepcionales, se desee aumentar el esfuerzo calentando las armaduras, se comprobará previamente, por un laboratorio oficial de ensayo de materiales, si el acero es capaz de soportar el tratamiento térmico previsto, y el subsi

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

guiente enfriamiento sin que resulten alteradas sus propiedades resistentes.

6. NORMAS PARA LA EJECUCION

6.1 Armaduras sin tensión previa

En los elementos de hormigón pretensado, pueden colocarse, además de las armaduras pretesas, otras sin tensión previa. En tales casos para estas armaduras se utilizarán las calidades de acero especificadas en DIN 1045 § 5 Tabla 1.

6.2 En el pretensado por adherencia o con adherencia adicional, deberá conseguirse que la totalidad de los alambres o barras del elemento pretensado se encuentren perfectamente embebidos en el hormigón.

Cuando las armaduras se encuentren constituídas por alambres agrupados en cables, la separación entre los alambres será la necesaria para que en ninguna sección exista peligro de que sean sobrepasadas las tensiones cortantes y de adherencia admisibles.

6.3 Armaduras comprimidas

Para evitar el peligro de que las armaduras en la zona de compresión, colocadas cerca del borde de la sección puedan hacer saltar el recubrimiento como consecuencia de su deformación transversal (efecto de Poisson), se establece que no podrán colocarse en el borde comprimido de la pieza armaduras cuya sección en cm^2 sea mayor que el espesor del recubrimiento medido en cm.

6.4 Ganchos de la armadura

Para las armaduras no pretesas rigen los principios es

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

tablecidos en las normas DIN 1045 § 14 nº 1, en lo referente a disposición de los ganchos. El anclaje de las armaduras pretesas se realizará de acuerdo con lo dispuesto en la sección 15 del presente trabajo.

6.5 Empalmes por solape

Solo se admiten empalmes por solape en las armaduras no pretesas.

6.6 Recubrimientos y separación entre armaduras

Para el recubrimiento y separación mínima de barras rigen DIN 1045 § 14 párrafo 3; § 25 párrafo 5 secc. 2 y DIN 4225 parte E § 11 párrafo 3 (Ver también 6.2)

6.7 Soldaduras

El empalme mediante soldadura de las armaduras pretesas, solo podrá realizarse cuando los aceros que constituyen dichas armaduras admitan el ser soldados sin detrimento de sus características (ver 3.312 y 4.22). Los aceros sometidos a tratamiento térmico o los que deban su elevada resistencia al trabajado en frio, como por ejemplo los aceros estirados en frio, no podrán nunca ser soldados. (Ver también DIN 1045, Parte A, sección 14, párrafo 1c).

Tanto en las armaduras pretesas, como en las ordinarias, la soldadura eléctrica solo podrá utilizarse para soldar barras a tope. en cuyo caso, los extremos de las barras a soldar, se cortarán previamente mediante el soplete oxiacetilénico.

Para poder soldar armaduras pretesas con fines distintos que los de empalme, (por ejemplo, para asegurar un anclaje) será siempre necesaria una autorización especial en la cual se

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

incluirán instrucciones completas sobre el tipo de soldadura a - utilizar.

6.8 Protección contra la oxidación

Las armaduras y sus anclajes deberán quedar convenientemente protegidas contra la oxidación, bien dejándolas embebidas en la pieza de hormigón, bien recubriéndolas con dicho material o con pinturas adecuadas. En el caso de que vayan pintadas, deberán colocarse de tal forma que sea siempre posible el acceso a ellas con el fin de comprobar periódicamente su estado de conservación, y realizar las oportunas reparaciones.

6.9 Protección contra el fuego

Las normas establecidas en DIN 4102 hoja 2 y en la parte A, § 14, nº 6 de la DIN 1045 sobre resistencia al fuego de - elementos de hormigón armado son aplicables únicamente a los aceros que figuran en la parte A, § 5 tabla I de la DIN 1045 y para tensiones admisibles en los mismos, iguales a las especificadas en la parte A de la DIN 1045 y en la E de la DIN 4225. De ahí - que, por el momento, los elementos de hormigón pretensado podrán considerarse resistentes al fuego en la forma que establece DIN 4102, únicamente cuando se haya comprobado, mediante ensayos, - que aceros análogos a los utilizados en la armadura de dichos - elementos y sometidos a tensiones iguales a las que se produzcan bajo las más fuertes cargas previstas (ver § 9.1) satisfacen los requisitos de la DIN 4102.

7. BASES DE CALCULO

7.1 Datos necesarios

En los elementos de hormigón armado ordinario solo se

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

exige comprobar que, bajo las cargas previstas, no se rebasan las tensiones admisibles. En los elementos pretensados, por el contrario, deben efectuarse diversas comprobaciones para los distintos estados de carga.

7.11 Se comprobará que, bajo la carga de trabajo, las tensiones se mantienen por debajo de las admisibles establecidas en la sección 9.

7.12 Se comprobará, de acuerdo con las secciones 10 y 11 de estas normas, la seguridad a la fisuración. Con ello se pretende establecer un cierto margen que evite que puedan formarse fisuras bajo cargas solo ligeramente superiores a las previstas en el cálculo.

7.13 De acuerdo con la sección 12 de estas normas deberá comprobarse la resistencia máxima de los elementos pretensados ya que en dichos elementos los incrementos de tensión no son proporcionales a los aumentos de carga, por lo cual el hecho de que bajo las cargas de trabajo no sean rebasadas las tensiones admisibles no da indicación alguna sobre la resistencia máxima del elemento.

TABLA II
Módulos de elasticidad del acero

Tipo de acero	Módulo de elasticidad E_e, Kg/cm^2
1º Barras y perfiles (laminados o laminados y sometidos a tratamiento térmico)	2.100.000
2º Alambres y cables formados por alambres rectos (estirados en frio)	1.950.000
3º Cable de un solo cordón arrollado en espiral igual a 10 veces el diámetro exterior del cordón *	1.800.000
4º Cable de varios cordones con paso igual a 3 diámetros *	1.600.000

* El cable de un solo cordón arrollado en espiral, se fabrica retorciendo simultáneamente un conjunto de alambres rectos. El cable de varios cordones, se fabrica partiendo de varios cordones análogos a los anteriormente indicados, y retorciendolos simultáneamente. El paso se mide siempre en relación al diámetro exterior del cordón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

7.2 Módulo de elasticidad del acero

Para simplificar podrá tomarse como valor del módulo de elasticidad E_e del acero el que figura en la tabla II siempre que al comparar dichos valores con los obtenidos en los ensayos realizados de acuerdo con 4.2 no resultan diferencias mayores del 5%.

Debe tenerse presente que los cables sufren deformaciones remanentes, aún para tensiones inferiores a las admisibles, como consecuencia del acoplamiento de los alambres al ser sometido el cable al primer tesado. Fenómenos análogos pueden ocurrir también, en ciertas circunstancias, para otros tipos de armaduras.

La magnitud de dichas deformaciones debe determinarse mediante ensayos previos y ser tenida en cuenta al calcular el esfuerzo de pretensado a introducir (ver 5.34 y 5.35).

7.3 Módulo de elasticidad del hormigón

En todos los cálculos, excepto en los relativos a la resistencia máxima, se tomará el mismo valor para el módulo de elasticidad del hormigón, tanto en compresión como en tracción. Dicho valor será el qué figura en la tabla III.

TABLA III

Calidad del hormigón	Módulo de elasticidad E_b Kg/cm^2.
B 300	340.000
B 450	400.000
B 600	435.000

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA IV

Coeficientes de equivalencia $n = \frac{E_a}{E_b}$

Tipo de acero	Calidad del hormigón		
	B 300 *	B 450 *	B 600 *
1º Barras y perfiles (laminados o laminados y sometidos a tratamiento térmico)	6,2	5,2	4,8
2º Alambres y cables formados por alambres rectos (estirados en frio)	5,7	4,9	4,5
3º Cable de un solo cordón arrollado en espiral con paso igual a diez veces el diámetro exterior del cordón	5,3	4,5	4,1
4º Cable de varios cordones con paso igual a tres diámetros	4,7	4,0	3,7

* Ver 3.21

- - -

7.4 Determinación de la sección equivalente de la armadura, para el cálculo

Para calcular los valores F_i y J_i (área y momento de inercia y por consiguiente, los módulos, posición del c. de g. - etc) de la sección transversal ideal, las armaduras se considerarán sustituídas por una sección de hormigón igual a (n-1) veces la de aquellas siempre que estén colocadas en lugares en que reemplacen a parte de la sección de hormigón. Los valores del coeficiente n, relación entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón, son los que figuran en la tabla IV, y se obtienen

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

a partir de los datos de las tablas II y III.

Si el valor del módulo de elasticidad del acero, obtenido en los correspondientes ensayos difiere en más del 5% del indicado en la tabla II (ver 7.2), se calculará el coeficiente de equivalencia n a partir del módulo de elasticidad deducido del ensayo.

7.5 Resistencia del hormigón a tracción

En todo cálculo, excepto los relativos a la resistencia máxima y de acuerdo con 12, al comprobarse las tensiones, deberá tenerse en cuenta la resistencia del hormigón en tracción. Sin embargo, la armadura se calculará de tal forma que sea capaz de resistir por si sola todos los esfuerzos de tracción.

8. DEFORMACIONES LENTAS Y RETRACCION

8.1 Generalidades

Se entiende por fluencia o deformación lenta, el progresivo aumento, con el tiempo de las deformaciones bajo carga constante.

Las deformaciones lentas se manifiestan tanto en el hormigón como en el acero pero, mientras que para los aceros indicados en 3.3 la deformación lenta se manifiesta únicamente cuando la carga rebasa el denominado límite de fluencia (ver 3.315) y desaparecen prácticamente a los pocos días, con tal que las tensiones sean siempre inferiores a la resistencia máxima, en cambio el hormigón fluye bajo cualquier carga y durante muchos años.

Se designa con el nombre de retracción a las variaciones de volumen que se originan por desecación y endurecimiento del hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Las deformaciones que se originan en el hormigón como consecuencia del desprendimiento del calor de hidratación durante el fraguado no se considerarán comprendidas dentro del concepto de la retracción y se deben valorar independientemente, cuando su magnitud sea considerable, como por ejemplo en el caso de secciones de grandes dimensiones. La fluencia del acero y del hormigón y la retracción de este último, influyen en la magnitud de los esfuerzos de pretensado. En general, disminuyen la precompresión. En ciertos casos es posible compensar esta pérdida mediante un pretensado correctivo posterior.

La magnitud de la fluencia del hormigón depende de la naturaleza del mismo, de la relación de rigideces entre las secciones transversales del hormigón y del acero, del valor del esfuerzo de precompresión, del estado de endurecimiento del hormigón en el momento de aplicación de la carga, del tiempo que actúe ésta, de su magnitud y de las condiciones ambientales a que haya de quedar sometida la estructura durante el periodo de actuación de la carga.

8.2 Fluencia del acero

No es necesario tener en cuenta la fluencia del acero, cuando la tensión de este quede por debajo del límite convencional de fluencia, o cuando las deformaciones lentas de los alambres se compensen mediante una sobretensión previa o por un tesado correctivo posterior (ver 3.315).

8.3 Fluencia del hormigón

En la hipótesis de que las deformaciones lentas del hormigón sean aproximadamente proporcionales a las tensiones, la relación fundamental entre tensiones y deformaciones bajo -

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

cargas no instantáneas, puede ser expresada en la forma siguiente (fig. 1):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_b}[1+\varphi] = \sigma\left[\frac{1}{E_b} + \alpha_K\right] \qquad (1)$$

En donde:

$$\varphi = \frac{\text{Deformación lenta relativa}}{\text{Deformación elástica relativa}} = E_b \cdot \alpha_K \qquad (2)$$

es la relación entre la deformación lenta relativa y la parte de deformación elástica relativa de la misma. Es un factor adimensional y se denomina coeficiente de fluencia.

α_K es la deformación lenta producida por una tensión unitaria (factor de fluencia) y se mide en Kg/cm^2.

TABLA V

Coeficiente de fluencia $\varphi = E_b \cdot \alpha_K$ del hormigón sin armar

	Forma de curado	Coeficiente de fluencia
1	En agua	0,50 a 1,00
2	En aire muy húmedo, por ejemplo en las inmediaciones de la superficie del agua	1,50 a 2,00
3	En atmósfera normal	2,00 a 3,00
4	En atmósfera seca, por ejemplo en locales cerrados secos	2,50 a 4,00

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

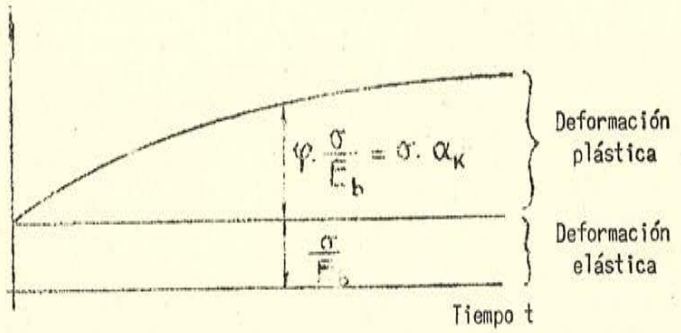


Fig. 1

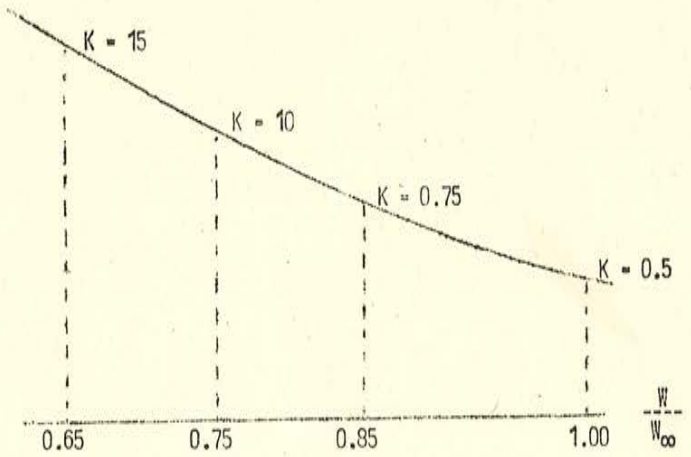


Fig. 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

La tabla anterior se refiere al hormigón ordinario sin armar. Los valores dados son los extremos.

Las variaciones en los valores del coeficiente de fluencia indicados en la tabla V sirven también para estimar aproximadamente las probables deformaciones de la estructura. Del mismo modo al analizar los resultados obtenidos en diversos ensayos, es necesario tener presente las posibles variaciones del coeficiente de fluencia.

Cuando se trate de elementos o piezas de gran volúmen cuya menor dimensión sea 0.75 m. puede reducirse dicho coeficiente en un 10% y en un 20% cuando la menor dimensión sea $\geq$ 1,50 m. En el caso de armaduras muy fuertes o excéntricas, deberá tenerse en cuenta su influencia, al realizar los oportunos cálculos.

Por otra parte, la tabla V es válida solo en la hipótesis de que la carga se aplique cuando la resistencia del hormigón haya alcanzado el 75% de su valor final. Si se aplica la carga antes o después de este momento los coeficientes de fluencia serán mayores o menores respectivamente. Se tendrá en cuenta este efecto multiplicando los valores de la tabla V por los coeficientes k de la fig. 2.

En dicha figura $\frac{W}{W_\infty}$ representa el grado de endurecimiento del hormigón, es decir la relación entre su resistencia en el momento de aplicación de la carga y la resistencia final.

La resistencia final W_∞ del hormigón puede tomarse de la tabla VI.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA VI

Resistencia final W_∞ del hormigón en Kg/cm^2

Calidad del cemento	Hormigón		
	B 300*	B 450*	B 600 *
Z 225	420	--	--
Z 325 y Z 425	350	520	690

* Ver 3.21

8.4 Retracción

La influencia de la retracción del hormigón en los elementos pretensados se tendrá en cuenta considerándola como equivalente a una caída de temperatura de 25º si se trata de piezas con armaduras pretesas, y en las estructuras pretensadas con posterioridad al endurecimiento del hormigón se supondrá una caída de temperatura de K 15º, siendo K el coeficiente que expresa el grado de endurecimiento del hormigón en el momento de aplicar el pretensado y que se tomará de la fig. 2.

Puede admitirse que la variación de la retracción con el tiempo es aproximadamente proporcional a la deformación lenta.

La influencia de la armadura y de las dimensiones de la sección se valorará en la forma indicada en 8.3.

Cuando el curado se efectúe manteniendo siempre la pieza en atmósfera húmeda, el valor de la retracción puede reducir-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

se a la mitad y si se efectúa bajo agua, puede suponerse nulo.

8.5 Cálculo del efecto producido por las deformaciones lentas y la retracción del hormigón.

En general deberá calcularse siempre la reducción del esfuerzo de pretensado producida por la retracción y deformaciones lentas del hormigón bajo carga. Se admite la valoración de estas pérdidas mediante ensayos si las condiciones en que se realicen estos se corresponden exactamente con las de la práctica, si se tienen en cuenta las variaciones en la magnitud de la deformación lenta (ver 8.3) y si los ensayos se efectúan en un laboratorio oficial de ensayo de materiales. Los ensayos se efectuarán para los estados de carga establecidos en 9.34, tomando el máximo valor del coeficiente de fluencia, siempre y cuando el valor mínimo no conduzca a tensiones más desfavorables. Cuando las cargas permanentes hayan de empezar a actuar mucho tiempo después de haber sido aplicado el pretensado, p. ej. cuando se trate de elementos prefabricados, puede ocurrir que la caída de tensión eb los elementos pretensados, resulte muy superior a la calculada. Ello se tendrá en cuenta mediante hipótesis adecuadas. Como simplificación en el pretensado por adherencia, y cuando se utilicen hormigones de los tipos B 450 y B 600, puede calcularse la pérdida de tensión debida a los efectos de la deformación lenta y retracción, mediante los valores límite de la tabla VII. Dichos valores, sin embargo, no incluyen las pérdidas de tensión debidas a la contracción elástica del hormigón producida por el pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

TABLA VII

Valores aproximados de la caida de tensión en los elementos pretensados como conse - cuencia de la retracción y deformación lenta del hormigón.

	Tipo de curado	Caída de tensión, en Kg/cm^2, con respecto a la tensión inicial de pretensado	
		Tensión inicial inferior a 8000 Kg/cm^2	Tensión inicial superior a 8000 Kg/cm^2
1	En agua	700	700
2	En atmósfera muy húmeda por ejemplo sobre agua	1.100	1.200
3	En atmósfera ordinaria al aire	1.500	1.700
4	En atmósfera seca por ejemplo en locales interiores secos	1.900	2.200

(Continuará en el próximo número)

- ▲ -

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

457-8-7 ENSAYO DE UNA VIGA DE HORMIGON PRETENSADO PARA PUENTE DE FERROCARRIL

(A test of a prestressed concrete railway bridge girder)

De: "CONCRETE AND CONSTRUCTIONAL ENGINEERING" - Agosto, 1950

AUTOR: Editorial

- - -

S I N O P S I S

Se describen en el presente artículo los ensayos a rotura recientemente realizados en Elstree (Inglaterra), con una viga mixta, de hormigón pretensado y hormigón ordinario, vertido "in - situ" y ligeramente armado, análoga a las utilizadas en la construcción de un puente para ferrocarril en Normanby Park. En dichos ensayos se trataba de determinar si, realmente, la cooperación - supuesta entre la parte pretensada y la de hormigón vertido "in - situ" era efectiva y si las hipótesis efectuadas sobre seguridad al agrietamiento y rotura, eran correctas. Los resultados obtenidos han sido completamente satisfactorios.

- - - - -

Mr. R. H. Harry Stanger, ha realizado recientemente en Elstree (Inglaterra), determinados ensayos hasta rotura, con una viga de hormigón pretensado, de 13,25 m. de luz, de características análogas a las que poseian las incorporadas a un puente ferroviario construído en Normamby Park. Dicho puente está constituido por 14 vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, colocadas unas al lado de las otras, de 14,6 m. de longitud y 5,5 T. de peso. Estas vigas tienen sección de T invertida, pero mediante una capa -

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

de hormigón vertido "in situ" y ligeramente armado, se convierten en piezas de sección rectangular (Fig. 3). Las 14 vigas se colocaron en un solo día, y están consideradas como las mayores de hormigón pretensado construidas hasta ahora en el pais.

El objeto de los indicados ensayos era comprobar si - realmente, y de acuerdo con lo supuesto, existía cooperación entre la parte de la viga prefabricada y el hormigón vertido "in situ" y si las hipótesis relativas a la seguridad al agrietamiento y a la rotura, eran correctas.

Las tensiones previstas para los distintos estados de carga, se indican en la fig. 4 y en la Fig. 3 se reproducen con datos sobre dimensiones de la viga, disposición de la carga, flechas medidas, peso muerto y sobrecargas previstas, y, finalmente, la máxima anchura de las grietas observadas.

La armadura de pretensado, estaba constituida por 64 - alambres de ϕ 5 mm. colocados en la parte inferior de la viga, y 16 más del mismo diámetro, dispuestos en la cabeza superior, todos ellos de acero con una resistencia a tracción de 157,5 Kg/mm^2.

Una vez terminado el moldeo de la parte de viga prefabricada, se sometió a un curado al vapor durante cinco días, aplicándosele después el esfuerzo de pretensado, de 2132 Kg. por alambre, equivalente a una tensión de 10.546 Kg/cm^2. Al soltar los cables del dispositivo de tesado, se produjo una pérdida de tensión, por acortamiento elástico del hormigón, que según se - dedujo de las medidas efectuadas en dos puntos distintos de la viga y del diagrama tensión-deformación de los alambres, fué de 822,6 Kg/cm^2, es decir, alrededor del 8% de la tensión inicial. La máxima tensión medida en el hormigón, fué de 183 Kg/cm^2 y su

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

resistencia media en probeta cúbica, de 450 Kg/cm^2.

Dieciseis dias después de colocadas las vigas prefabricadas, se realizó el hormigonado "in situ" para completar la viga mixta, cuyo peso total era de 9,7 T. y trece días más tarde - este hormigón habia alcanzado ya una resistencia en probeta cúbica de 260 Kg/cm^2, y pudo ser cargada la pieza con más de 40 T.

Por medidas efectuadas sobre probetas prismáticas sometidas a condiciones análogas a las de la viga, se comprueba que no existe pérdida alguna en el esfuerzo de pretensado a consecuencia de la retracción experimentada por el hormigón. La pérdida ocasionada por la deformación lenta se estima en 14 Kg/cm^2 es decir, aproximadamente, el 7,5% de la tensión del hormigón en el - momento de soltar los alambres del dispositivo de tesado. Bajo - esta hipótesis, el módulo de rotura del hormigón de la parte de la viga prefabricada, calculado con un error de un $\pm$ 10%, resultó ser de 70,3 Kg/cm^2.

El ensayo se realizó en tres etapas, sometiendo la viga a la acción de cargas crecientes de 4 en 4 toneladas. Durante la primer etapa y aún cuando del diagrama carga-deformación se había deducido que el agrietamiento se produciría bajo la carga de 29 T. la primera grieta, de 0,076 mm. de anchura, sólo - apareció cuando la carga era de 32 T.

La segunda y tercera etapa de la experiencia, se realizaron cuando habian transcurrido ya 25 días desde el momento en que se efectuó el hormigonado "in situ". En esa fecha, la resistencia media en probeta cúbica del hormigón prefabricado, - era de 526 Kg/cm^2 y la del vertido "in situ" de 292 Kg/cm^2. Dichas resistencias, en probetas prismáticas, eran de 458,4 Kg/cm^2

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

y 218 Kg/cm^2, respectivamente.

Durante la segunda fase del ensayo, la primer grieta - de 0,076 mm. de ancho se produjo bajo la carga de 20 T. (El calculo daba 17 T.). Después se aumentó la carga hasta 28 T. y el - máximo ancho de las grietas se hizo de 0,2 mm. y la viga adquirió una flecha de 42 mm. una vez descargada la pieza, la flecha remanente medida fué sólo de 0,076 mm.

En la tercer etapa, la viga se cargó a 20,32 y 40 T. continuandose después aumentando la carga gradualmente, por incrementos de una T. Bajo las 40 T. la flecha medida fué ligeramente menor que la correspondiente a la misma carga en el primer ensayo. Esto se explica por que en el tercer ensayo, la carga - aumentó mucho más rapidamente que en el primero, y, por consiguiente, el efecto de las deformaciones lentas fué mucho menor. La carga de 40 T. (tercera etapa) se mantuvo durante 49 minutos en los cuales la flecha de la viga continuó aumentando.

Al aumentar la solicitación exterior hasta 43 T. la - pieza empezó a ceder, y al llegar a las 44 T comenzó a agrietarse gradualmente. La rotura (Fig. 5) que se produjo en las proximidades de uno de los puntos de aplicación de la carga, se pudo apreciar por el agrietamiento del hormigón vertido "in situ", de la parte superior de la viga, y fué ocasionada por el excesivo - alargamiento de los alambres de la armadura inferior. En ese momento, la armadura había alcanzado su tensión máxima (157,5 Kg/cm^2) Al aumentar posteriormente la flecha bajo cargas menores, apareció una fisura horizontal (Fig,5) en el borde superior de la parte prefabricada de la viga, pero esta fué una fisuración secundaria ya que se produjo después que el hormigón vertido "in situ" había ya fallado. El hormigón de la parte de la viga prefabrica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

da, no sufrió daño alguno y la viga estaba todavia en condiciones de soportar una carga considerable.

De las observaciones efectuadas durante la primera y última etapas, se deduce que para los primeros estados de carga la fibra neutra está situada a la mitad del canto y que según va aumentando la solicitación exterior, el eje se va trasladando hacia arriba. Para 40 T. la profundidad de la fibra neutra era de 33 cm. en el primer ensayo y 30,4 en el tercero, y para 43 T. de 27,9 cm. La mayor deformación medida, fué de 0,0019. Esto significa que a una distancia de 12,7 cm. del borde superior el hormigón se encontraba en estado plástico.

La deformación correspondiente al borde superior de la parte prefabricada, fué de 0,00065 y por debajo de él la parte prefabricada contribuyó a la resistencia a compresión de la pieza, más que la de hormigón vertido "in situ", como consecuencia de su mucha mayor resistencia. Resulta, por consiguiente, suficientemente aproximado suponer que, por debajo de los 28 cm. la distribución de tensiones se verifica según un diagrama rectangular. De acuerdo con esta hipótesis, el brazo de palanca sería: 84,5 - 8,5 - 14 = 62 cm. El máximo momento flector producido por el peso propio, en el mómento del agrietamiento, 16.590 m.K; el originado por la sobrecarga, 108.946 m.Kg. y el total, 125.536 Kg. m.

Según esto, el esfuerzo total de tracción, que ha de ser igual al de compresión, valdría:

$$\frac{125.536 \times 100}{62} = 202,470 \text{ Kgs.}$$

de los cuales, las dos barras de ϕ 9,5 mm., colocadas en el hor

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

migón vertido "in situ", absorben, aproximadamente: 1,4 x 2812 = = 3936 Kg. Por su parte, los alambres de pretensado, con una sección transversal de 3,22 cm^2, y situados a 7,6 cm. por encima de la fibra neutra, donde la deformación medida era de 0,0004, absorberian, 3,22 x 1,9686 x 10^6 x 0,0004 = 2540 Kg. En definitiva, la tensión del hormigón será aproximadamente:

$$\frac{202.470 - 3936 - 2540}{34,3 \times 28} = 204,1 \text{ Kg/cm}^2$$

lo que representa un 93% de la resistencia en probeta prismática del hormigón vertido "in situ" de la cabeza superior de la viga. La tensión de los alambres era:

$$\frac{202.470}{13,55} = 15.600 \text{ Kg/cm}^2$$

Las tensiones para los alambres, dadas en la Fig. 4 - han sido calculadas suponiendo que la profundidad de la fibra neutra era de 33 cm. de acuerdo con lo medido para la carga de 40 T. durante la primera etapa del ensayo.

De las experiencias citadas se pueden deducir las siguientes conclusiones:

El módulo de rotura calculado para el hormigón prefabricado, fué muy aproximado al real.

Aunque en el primer proceso de carga, el momento flector aplicado a la viga fué casi igual al de la tercer etapa (el 92%) al proceder a la descarga, la viga no conservó deformación alguna.

El agrietamiento, en la segunda etapa, se inició bajo

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

una carga para la cual, de acuerdo con el cálculo, no existía - ya esfuerzo de precompresión en el hormigón. Después de este ensayo tampoco se observó deformación remanente.

No obstante la elevada magnitud del esfuerzo de tracción a que, según el cálculo, debía encontrarse sometido el hormigón vertido "in situ", no fué posible apreciar en él grieta - alguna hasta que se inició también la fisuración de la parte - prefabricada, sin que existiera diferencia alguna entre la anchura de las grietas en una y otra zona. Ello demuestra que aún sin disponer ningún enlace especial entre ellas y con solo hacer - rugosa la superficie de unión, la cooperación entre ambas partes de la viga fué perfecta.

En el momento de la rotura, los alambres habían alcanzado su resistencia máxima admisible.

Del ensayo se deduce que la carga máxima admisible en las vigas compuestas pretensadas, con alambres anclados por adherencia, puede ser prevista con gran aproximación a partir de la resistencia a tracción de los cables de la armadura, y de la resistencia en probeta prismática del hormigón vertido "in situ", siendo en este caso la resistencia media a compresión del hormigón, el 93% de la de la probeta.

Si bien, inicialmente, el peso muerto de la estructura era soportado exclusivamente por la viga prefabricada, antes de llegar al agrietamiento, al hormigón vertido "in situ" cooperaba ya también a resistir las solicitaciones de la pieza.

Aún después de iniciado el agrietamiento, la viga era capaz de resistir una carga considerable y al retirar posteriormente la carga, la mayor parte de la flecha desapareció y las - grietas existentes entre los apoyos y los puntos de aplicación de las cargas, se cerraron completamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

- Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento -

685-0-1 HORMIGONES SIN RETRACCION NI FLUENCIA

(Shrinkless and Creepless Concrete)

De: "CIVIL ENGINEERING AND PUBLIC WORKS REVIEW - Noviembre, 1951

AUTOR: A.D. Ross.

- - -

S I N O P S I S

En este artículo se describen unos trabajos realizados con el fín de obtener hormigones sin retracción ni deformaciones lentas, que puedan ser ventajosamente utilizados en la fabricación de elementos de hormigón pretensado. De tales ensayos se deduce que, sometiendo las mezclas a desecación en hornos de elevada temperatura, pueden conseguirse resultados muy interesantes. Si bien, hasta el presente, el proceso resulta caro y sin posibilidades de aplicación práctica en escala industrial, debe destacarse la importancia de estos estudios ya que de encontrar un procedimiento para producir esta clase de hormigones en gran escala, no sería necesario recurrir al empleo de aceros de alta resistencia, puesto que, eliminadas las pérdidas de tensión, podrian utilizarse, para armar las piezas pretensadas, los aceros ordinarios, con el consiguiente beneficio.

- - -

La retracción y fluencia del hormigón, producen importantes efectos, a veces beneficiosos, en el comportamiento del hormigón armado, pero son también causa de una lenta pérdida de tensión en las estructuras pretensadas. Empleando aceros de muy elevada resistencia y hormigones de alta calidad, el porcentaje de las pérdidas de tensión en el acero se puede reducir a cifras mínimas. En las estructuras post-tensadas, puede eliminarse la -

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

mayor parte de dichas pérdidas tesando los cables lo más tarde - posible con el fín de que el hormigón haya tenido tiempo de expo rimentar la mayor parte de su retracción y algo de su fluencia. A pesar de estas precauciones, las pérdidas de tensión origina - das son considerables y han de ser tenidas en cuenta por el pro- yectista al calcular una estructura.

De los datos que hasta ahora se poseen sobre la fluen- cia y retracción de los hormigones, se deduce que, estos fenóme- nos son, al menos en parte, el resultado de la pérdida del agua coloidal, mediante un proceso de evaporación que se prolonga has ta que, finalmente, se establece el equilibrio higrométrico en - tre el gel y la atmósfera ambiente. Para alcanzar este equilibrio en condiciones atmosféricas normales, el hormigón, no sometido a ningún esfuerzo exterior, pierde parte de su agua de gel y como resultado se produce una contracción de su volúmen (retracción). Si el hormigón se somete a un esfuerzo mantenido de compresión, el equilibrio higrométrico se alcanza con un menor contenido de humedad, lo que dá lugar a un aumento en la deformación observa- da (fluencia ó deformación lenta). Por consiguiente, si mediante este procédimiento se consigue establecer, inicialmente en el ho migón, un bajo contenido de humedad, es lógico que, colocando - posteriormente dicho hormigón en una atmósfera normal, al desca gar la probeta, se produzca en él una expansión por absorción de humedad.

En definitiva, se puede obtener un hormigón expansivo por desecación. Si, por tanto, un hormigón así preparado es som tido a un post-tensado inmediatamente después de su desecación, podrá conseguirse que las pérdidas de tensión, por fluencia de hormigón, sean mínimas ó, incluso de signo contrario.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Con el fín de comprobar prácticamente las hipótesis anteriormente expuestas, se han realizado diversos ensayos, los cuales se describen a continuación.

Se emplearon probetas cilíndricas, huecas, de 15 cm. de diámetro exterior, 23 cm. de longitud y paredes de 2 cm. de grueso, con una relación agua/cemento, en peso, igual a 0,5. Las mezclas fueron sometidas a vibración y curadas al vapor durante 8 horas a 100°C. Una vez curadas las probetas, dos de ellas, (las A y B, que se denominarán normales) fueron colocadas en una atmósfera ordinaria, y otras dos (las C y D, designadas "secadas al vacio") se desecaron bajo una presión de 724 mm. de mercurio, hasta alcanzar un peso constante. Para ello se invirtieron 9 dias durante los cuales perdieron un 37,5% del peso inicial de agua empleada en la proporción de la mezcla. A los 16 días, las probetas desecadas se retiraron del vacio. La C, se sometió a un esfuerzo de compresión, mantenido, de 70 kg/cm^2 y la D se dejó que se deformase libremente, en la atmósfera del laboratorio. Las probetas A y B (normales) se sometieron a análogas condiciones, para ser utilizadas como testigos.

Para mantener la tensión constante, se emplearon unos dispositivos de palanca y resorte. Las deformaciones se registraron mediante elongámetros que, combinados con microscopios, daban mecánicamente una amplificación de 1 a 28. Estos dispositivos permitieron apreciar deformaciones de 1×10^{-6} sobre una longitud de 5 cm. Los elongámetros se colocaron inmediatamente después de terminar el desecado de los probetas, con el fín de evitar que pasase inadvertida cualquier deformación apreciable producida por absorción de humedad; a pesar de ello, en la fijación de los elongámetros, aplicación de la presión y colocación a cero de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

los aparatos, se invirtieron 3 horas, durante las cuales, segura mente, las probetas desecadas habrán experimentado alguna deformación, si bien muy pequeña, por lo que se han considerado como despreciable.

Los resultados de estos ensayos se representan en la fig. 9 en la que únicamente se indican las deformaciones lentas, es decir, las que resultan después de deducidas las elásticas. Debe hacerse notar que en la probeta D, se registró un aumento de volumen de 110 x 10^{-6} y que la contracción total de la probeta C, bajo carga fué 140 x 10^{-6} menor que en la A (normal). Estos resultados, si bien interesantes, carecen de mayor trascendencia, toda vez que una diferencia de 140 x 10^{-6}, significa una reducción de sólo unos 280 kg/cm^2 en la pérdida de tensión del acero. En consecuencia, después de 35 días, se abandonaron tales ensayos y se decidió emplear métodos más enérgicos para eliminar la humedad, recurriéndose al empleo de hornos de secado mediante los cuales, pudo alcanzarse en el hormigón, antes de ser cargado, un menor contenido de humedad.

Antes de aceptar este método de secado en horno, sin embargo, se estimó conveniente comprobar que tal procedimiento no influía desfavorablemente en la resistencia del hormigón y para ello se hicieron ensayos comparativos con probetas desecadas al vacio, en el horno y curadas en ambiente húmedo. De la figura 10 se deduce que el secado al horno es más efectivo que el realizado al vacio, no sólo porque elimina una mayor cantidad de humedad (incluyendo parte del agua más firmemente contenida en la mezcla) sino también porque permite alcanzar el equilibrio higrométrico en un tiempo mucho más corto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

En la tabla I se indican los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia.

Tabla I

Dosificación del hormigón: 1: 2: 4. Probetas cúbicas de 7,5 cm. de arista. Relación agua/cemento en peso 0,4. Probetas compactadas por vibración, curadas al vapor durante 6½ horas a 100 °C.

Tratamiento	Variación de peso en % respecto al inicial del agua empleada en la preparación de la mezcla.	Resistencia (1) de las probetas cúbicas a los 10 días en kg/cm^2.
Secado al vacío hasta peso constante	30,2 de pérdida	430
Secado en el horno a 90-95°C. hasta peso constante	46,4 de pérdida	480
Conservadas en agua después de curadas al vapor	28,1 de ganancia (2)	340 (2)

(1) Media de dos probetas .- (2) Probetas superficialmente secas.

Evidentemente no cabe dar mucho valor a unos datos tan limitados, pero al menos sirven para demostrar que debe desecharse todo temor de una importante disminución en la resistencia del hormigón. Por el contrario, no parece probable que un hormigón desecado en el horno, pueda experimentar el incremento de resistencia que se observa en los hormigones ordinarios a consecuencia de un enriquecimiento del gel a costa del agua libre contenida en los poros. Las cifras que aparecen en la Tabla II correspondientes a las mezclas utilizadas en la segunda serie de ensayos de fluencia, parecen confirmar esta hipótesis. Aun cuan-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

do este aumento de resistencia no se produzca, parece que los hor migones desecados al horno, pueden considerarse como aceptables, desde el punto de vista resistento siempre que, antes de la dese- cación, hayan alcanzado una adecuada resistencia.

Una vez comprobado este aspecto de la resistencia, se - realizaron con probetas cilíndricas desecadas en el horno, nuevos ensayos de retracción y fluencia, análogos a los antes descritos con hormigones secados al vacío. Como testigos, se emplearon tam- bién probetas normales, de la misma dosificación que en los prim ros ensayos, pero con una relación agua/cemento y una edad en el momento de ser cargadas, distintas, según puede comprobarse comp rando los diagramas correspondientes. En la fig. 11 se reproduce los resultados de estos ensayos.

Tabla II

Dosificación del hormigón 1: 2: 4. Relación agua/cemento en peso 0,4. Probetas compactadas por vibración, curadas al vapor, durante 8 horas a 100 °C.

Edad en días	Resistencia en kg/cm^2	
	Secadas al horno	Curadas normalmente
9	390	340
28	400	380
85	380	400

En el diagrama de la fig. 11 se observan varias cosas interesantes. La dilatación de la probeta D, desaparece a los 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

meses, registrándose entonces una pequeña contracción. Mas interesante es aún, el comportamiento de la probeta C, la cual, no obstante estar sometida a la carga de 70 kg/cm^2, experimentó una dilatación inicial. Seguidamente, se contrajo y a los 3 meses, la curva de deformaciones lentas, pasa por cero. A los 7 meses y medio, la contracción total es solamente, 85 x 10^{-6}. Aunque sólo sea de pasada debe mencionarse que durante la segunda mitad de los ensayos, por corresponder al invierno, durante el cual el laboratorio estaba calentado artificialmente, la humedad relativa media fué menor. Esto se refleja en las curvas de deformación pudiéndose observar que todas las probetas, en esta época, experimentaron una contracción mayor que la que de otra forma les hubiese correspondido. En un ambiente más húmedo, el comportamiento del hormigón secado al horno, hubiese sido, relativamente, aún mejor. Si se define la fluencia como la deformación total de retracción, la deformación lenta ó fluencia del hormigón secado al horno, es solamente un 20% menor que la del hormigón normal correspondiente. Pero desde el punto de vista práctico la comparación debe hacerse con las deformaciones totales, es decir, comparando, por ejemplo, las deformaciones de 85 x 10^{-6} con la de 420 x 10^{-6}, correspondientes a los 7 meses y medio. Respecto a la tensión del acero, esto supone una pérdida de 169 kg/cm^2 solamente, en lugar de 843 kg/cm^2. Suponiendo que la tensión inicial del acero fuese de 8.430 kg/cm^2, esta tensión se reduciría, a los 7 meses y medio, a 8.261 kg/cm^2, lo que representa una pérdida de sólo un 2%.

Estos datos son realmente halagüeños. Sin embargo, hay que tener en cuenta que quizás para tensiones aún más elevadas, los resultados que se obtengan pueden ser, relativamente, menos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

favorables.

Por otra parte, se ofrecen aún amplias posibilidades - de mejorar estos resultados; por ejemplo, consiguiendo desecacio nes más completas mediante un aumento de temperatura en los hornos y, especialmente, saturando el hormigón inmediatamente des - pués de ser sometido a la acción del esfuerzo exterior.

En efecto, estos ensayos permiten suponer que es posible obtener hormigones, que, incluso bajo cargas elevadas, no ex perimenten contracciones apreciables, de tal modo que las pérdidas de tensión originadas por las deformaciones lentas del hormi gón, sean prácticamente nulas.

Ahora bien, el que este procedimiento pueda resultar ó no económico, desde el punto de vista práctico de su aplicación industrial es cosa que cabe discutir. Evidentemente, y por lo - que queda expuesto, se comprende que podrá ser apliçado únicamen te a elementos prefabricados relativamente pequeños, destinados a ser posteriormente ensamblados hasta formar un todo único y - que son pretensados posteriormente a su desecación.

Pero si fuese posible obtener, en escala industrial, - un hormigón sin retracción ni fluencia, entonces no sería necesa rio recurrir al empleo de aceros de tan elevada resistencia y po drian utilizarse los aceros medios ó incluso los redondos ordina rios de acero dulce, lo cual constituye una posibilidad del ma - yor interés.

Los datos que quedan expuestos son, evidentemente, es- casos, ya que sólo corresponden a unos ensayos iniciales de un - plan de investigación que ha de ser mucho más amplio y completo, sobre el problema de los fenómenos de deformación lenta, aún po-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

co estudiados. Pero esta clase de estudios requiere mucho tiempo así como instalaciones especiales, y como por otra parte, todo - lo que sea avanzar en el conocimiento de tales fenómenos es de - la mayor importancia y urgencia, se ha estimado conveniente dar a conocer los resultados hasta ahora obtenidos no obstante su limitación, ya que ellos pueden mejorar alguna luz sobra la naturaleza de la retracción y deformaciones lentas, y son susceptibles de recibir aplicaciones prácticas.

- - -

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

591-2-8 CONSTRUCCION DE PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO SIN EMPLEAR CIMBRAS

(Free Span Construction of Prestressed Concrete Bridges)

De: "JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE" - Noviembre,195

AUTOR: A. Ziros.

- - -

S i n o p s i s

Se describe un nuevo sistema para la construcción de puentes de hormigón pretensado, sin necesidad de cimbras. Fué ideado por Finsterwalder y se denomina "Spannbeton Dywidag". El procedimiento consiste en ir construyendo el puente por secciones de tres metros de longitud, por ambas márgenes alternativamente, empleando para ello encofrados en voladizo. Las armaduras son barras de acero "Stahl 90", roscadas en sus extremos, que se anclan mediante tuercas.

Se indican varias obras construidas por este método.

- - -

Hasta ahora, los puentes construidos sobre valles profundos o ríos caudalosos eran generalmente metálicos para que fuese posible su realización sin apoyos intermedios y sin necesitar el empleo de cimbras.

Los de hormigón no eran apropiados por requerir ésta, que muchas veces tiene un alto coste inicial. No es raro el caso de que la cimbra tenga un coste mayor que el puente. Además el instante de quitarla cimbra encierra siempre un peligro para la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

Todas estas dificultades se eliminan con el sistema "Spannbeton Dywidag" ideado por Finsterwalder, que permite la construcción de puentes de cimbra.

Se ha aplicado por primera vez en Alemania en la construcción de un puente sobre el Lahn.

En este método el hormigonado se empieza por ambas márgenes a la vez, por secciones de tres metros. Cada sección se realiza con el auxilio de un encofrado en voladizo que tiene la citada longitud. La colocación del encofrado y de la armadura correspondiente necesita, para su total realización, en cada sección, de un periodo de tres días. A continuación se vierte el hormigón. Mientras el hormigón endurece (empleando cementos rápidos, se necesitan 4 días) el equipo de operarios se traslada a la margen opuesta del puente, para allí preparar el encofrado y armaduras de una nueva sección de 3 metros y proceder a su hormigonado. De esta manera cada semana se termina una sección de tres metros en cada una de las orillas o lo que es lo mismo, la obra avanza a 1 m. por día, resultando verdaderamente notable, si se compara con el tiempo que normalmente se invierte en la construcción de puentes de gran longitud, por otros métodos.

Para las armaduras se utilizan redondos de acero del tipo "Stahl 90" de 26 mm. de diámetro y 6 m. de longitud constante o sea el doble de la de cada sección.

En cada uno de los bloques de 3 m. del puente, se ancla un grupo de barras, y estas se unen unas a otras mediante manguitos análogos a los que se utilizan en las obras de hormigón armado. Una vez endurecido el hormigón de un bloque

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

y después del tesado de las barras que en èl hayan de anclarse se inyecta un mortero fluido en los conductos de las armaduras, con el fín de que cuando se inicie la construcción del bloque siguiente, haya perfecta adherencia entre hormigón y acero.

Debe hacerse notar el hecho de que la armadura puede tesarse transcurridos solamente 4 días a partir del fraguado del hormigón. En cada uno de los bloques de 3 m. de longitud, se comprueban las flechas, pudiendo corregirlas en caso necesario.

En el sistema "Sparnbeton Dywidag" las armaduras se colocan en la zona de tracciones de la misma forma que en las obras de hormigón armado ordinario. Los redondos, se enfundan en tubos metálicos de paredes delgadas quedando así aislados del hormigón, hasta el momento de su tesado.

El tesado se realiza rápidamente, en unos pocos minutos mediante pequeños gatos hidráulicos, movidos a mano, que pesan menos de 18 kg. La adherencia entre el hormigón y las armaduras se establece posteriormente inyectando mortero en el interior de estos tubos metálicos.

Los redondos van fileteados en sus extremos con lo que su enclaje se realiza rápidamente, mediante tuercas que se apoyan sobre el hormigón de los bloques mediante chapas de palastro convenientemente colocadas. El roscado de las barras se hace en frío y de tal forma que la sección resistente resultante es la misma que en el resto del redondo. Como quiera que el coeficiente de rozamiento entre las armaduras y sus fundas metálicas, es perfectamente conocido, se pueden determinar exactamente las pérdidas ocasionadas por dicho rozamiento y anular

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

los, mediante la introducción de una adecuada sobretensión inicial.

El acero "Stahl 90", tiene una resistencia máxima de 9.000 kg/cm^2 y un límite elástico de 6.500 kg/cm^2. Como se trata de una aleación especial de acero, cuya elevada resistencia no procede del trabajado en frio, sino de su propia naturaleza, posee un alto límite de fluencia (superior a los 5.500 kg/cm^2). Por este motivo las armaduras, bajo las cargas de tesado, no sufren deformaciones permanentes.

Además del puente sobre el río Lahn, al que se refieren las figs. 6-7 y 8 adjuntas, y que recientemente ha sido abierto al tráfico, se está construyendo actualmente por este mismo procedimiento otro puente de 71,90 m. de luz, sobre el Neckar, cerca de Stuttgart, (Alemania). En Mayo de 1951 el Departamento de Obras Públicas de Rheinland - Pfalz, aprobó el proyecto para la construcción del primer puente de hormigón sobre el Rin. Se trata de una estructura de 353,60 m. de luz total con un tramo máximo de 124,90 m. Las obras, iniciadas hace pocos meses se realizan por el sistema que describe el presente artículo.

- - -

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026

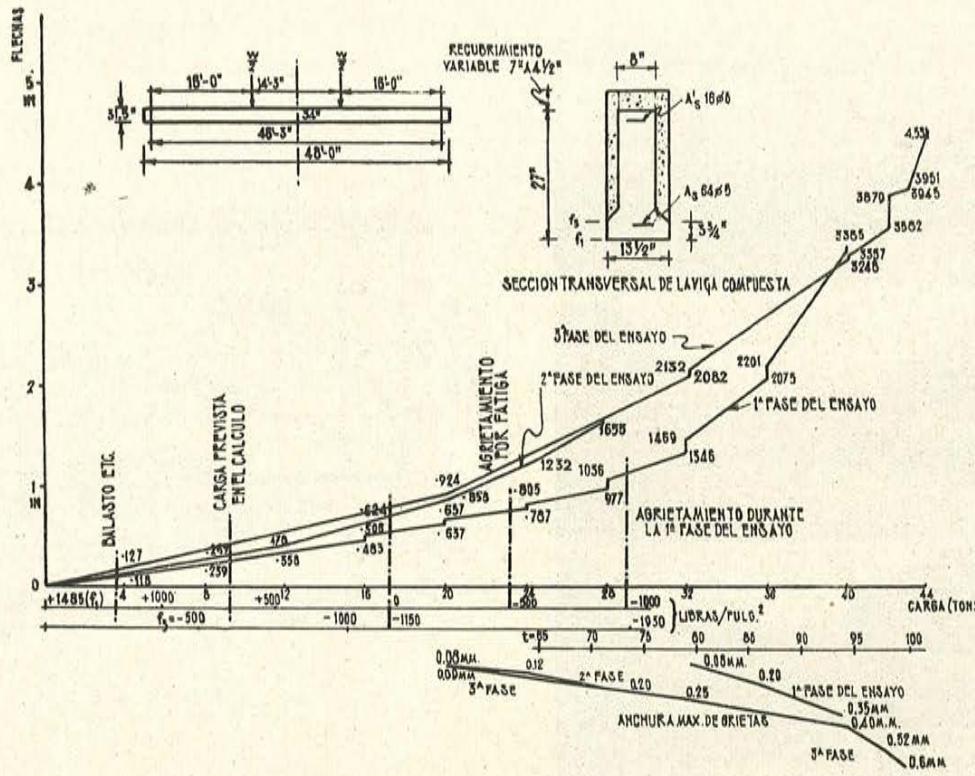


Fig. 3.

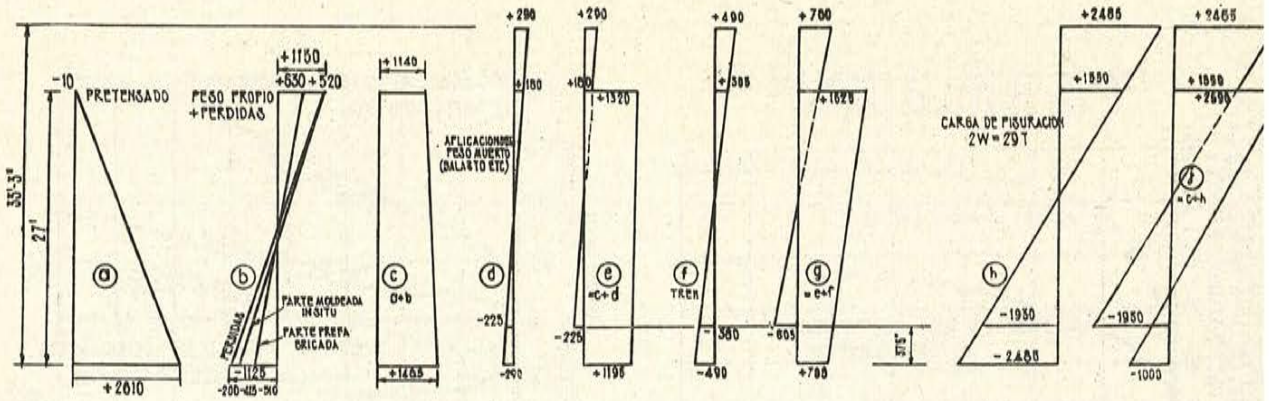


Fig. 4.

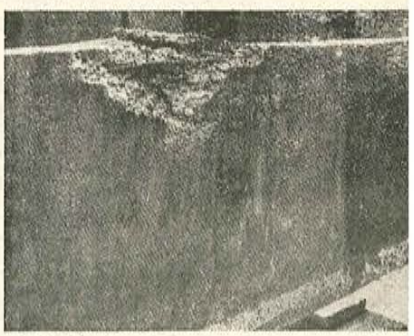


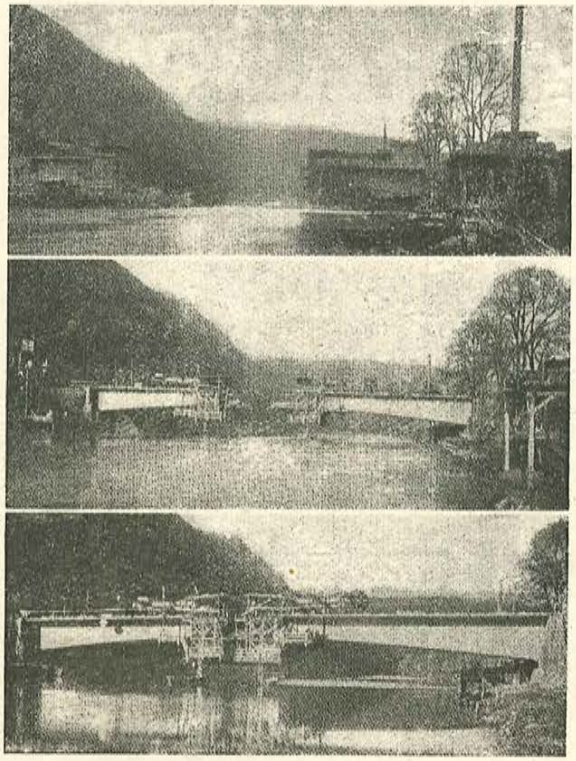
Fig. 3.—Detalles del ensayo.

Fig. 4.—Distribución de tensiones bajo distintos estados de carga.

Fig. 5.—La viga después de la rotura.

Fig. 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Figs. 6, 7 y 8.

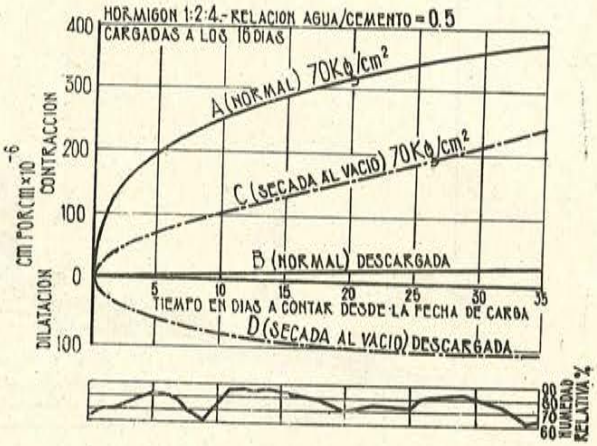


Fig. 9.

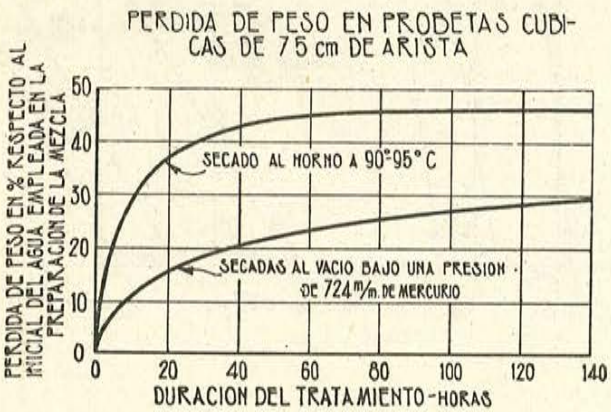


Fig. 10.

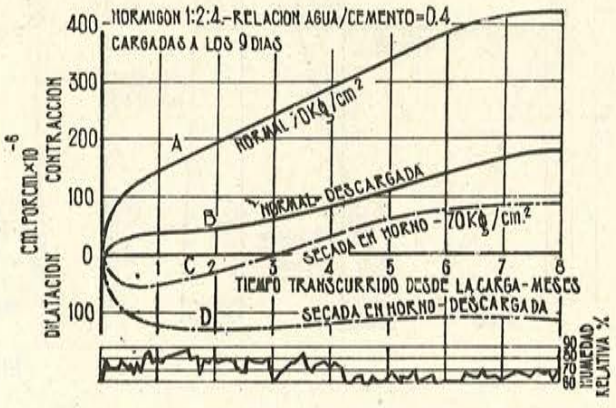


Fig. 11.

Fig. 6.—Aspecto inicial de las obras del puente sobre el Lahn, cerca de Balduistein (Alemania), construído por el sistema «Dywidag». Obsérvense las cimbras y plataformas de trabajo en voladizo. El hormigonado se va realizando, alternativamente, por ambas márgenes.

Fig. 7.—Una vista de las obras, poco antes de completarse el puente. Los bloques ya pretensados soportan su propio peso y el de las cimbras en voladizo.

Fig. 8.—Terminación del tramo de 62,5 m. de luz. Una vez hormigonado y endurecido el bloque de cierre, retiradas las cimbras y tensadas las armaduras, el puente puede ser inmediatamente abierto al tráfico.

Fig. 9.—Diagramas de deformación en los ensayos iniciales.

Fig. 10.—Diagrama comparativo entre los secados al vacío y en horno.

Fig. 11.—Resultado de los ensayos de retracción y fluencia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026



Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2026