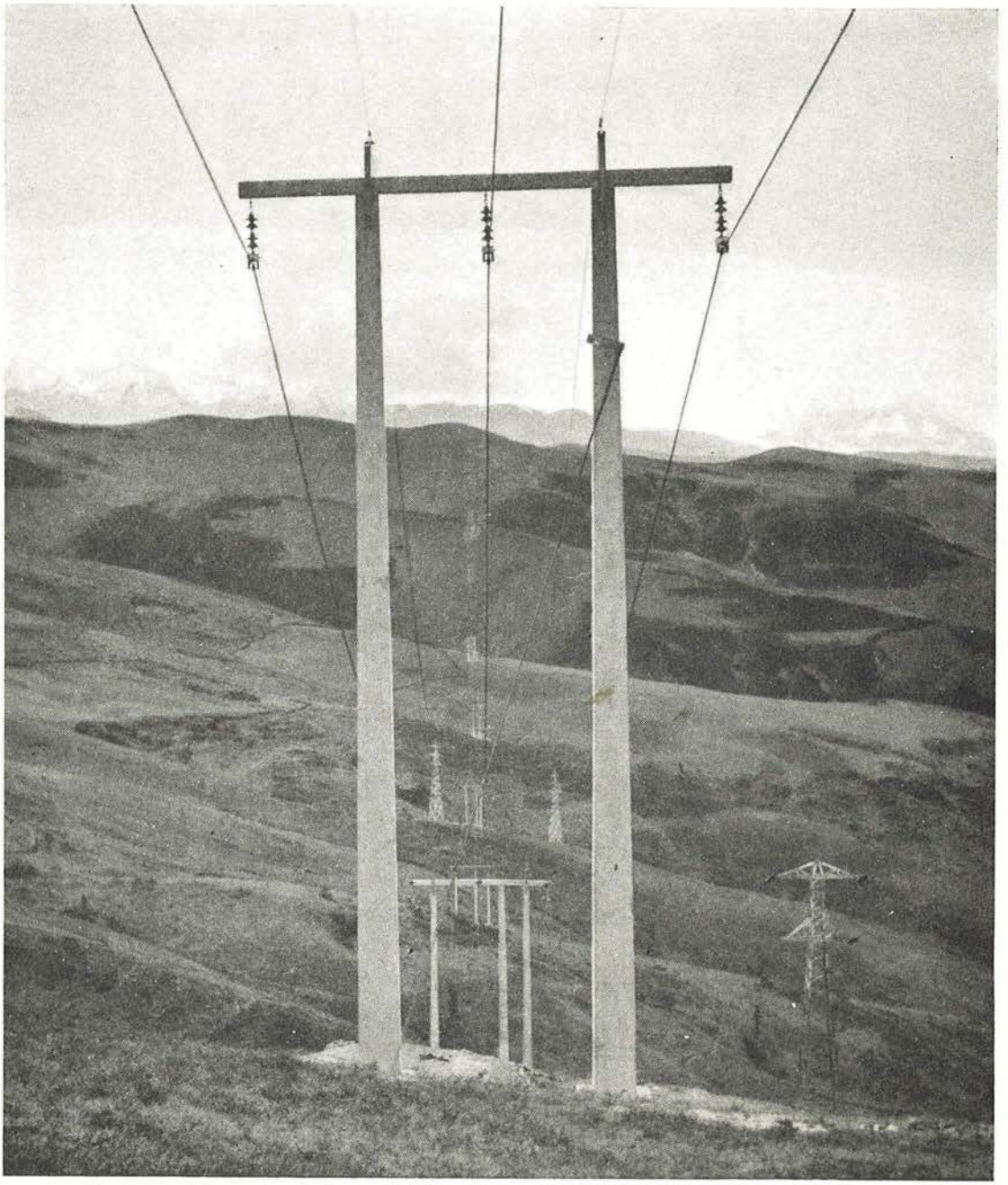
asociación española del hormigón pretensado

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento



últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín n. 68

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

a

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
BIBLIOTECA
INSTITUTO EDUARDO TORROJA

últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín de circulación limitada núm. 68

julio - agosto - septiembre 1963

i.t.e.c.c.
instituto eduardo torroja
DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito legal: M. 853-1958

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

a

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,00
Socio no adherido individual	300,00	6,00
Socios colectivos (aunque figuren como socios adheridos)	800,00	16,00

índice

Págs.

Editorial.

457-0-26 «Normas técnicas para el suministro de alambres de acero de alta resistencia para construcciones pretensadas» 7

457-0-27 «Una tentativa de ordenación de los problemas del esfuerzo cortante en las vigas de hormigón armado y pretensado», por J. R. Robinson 28

491-5-6 «Fundamentos sobre el proyecto de pavimentos de hormigón pretensado», por Carlos Ernesto Duvoy 39

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

editorial

Como se anunció en el número anterior, se publican las "normas técnicas para el suministro de alambres de alta resistencia para construcciones pretensadas". Creemos que tanto esta parte referente a alambres, como la anterior referente a barras, serán de utilidad y servirán de orientación, tanto al fabricante como al consumidor, al no disponer aún en España de unas normas oficiales referentes a estas cuestiones.

A continuación se inserta un artículo del profesor Robinson sobre esfuerzo cortante. No trata de exponer una nueva teoría que viniera a sumarse a las numerosas que ya hay sobre este problema, sino que es una recopilación de las diversas formas de rotura que se presentan por esfuerzo cortante, intentando analizar sus causas y proponiendo su "regla de las costuras", adoptada en las normas B. A. 60.

Finalmente, se publica la primera de una serie de tres conferencias sobre pavimentos de hormigón pretensado, que fueron presentadas en el simposio sobre Pavimentos de Hormigón, celebrado en Buenos Aires en 1960.

Se completa el número con las habituales secciones de bibliografía y de noticias de la F. I. P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

nota de la asociación española del hormigón pretensado

Intercambio de publicaciones

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

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

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

Revista: CEMENT.

Número 1, enero 1963.

1. «Simposio sobre carreteras y aeródromos de hormigón pretensado» (III).
2. «Cálculo de vigas, con sección en T, triangular o trapezoidal, sometidas a flexión mediante el método en rotura de las G.B.V. 1962», por P. J. Van Tussenbroek.
3. «Informe de una investigación comparativa de la influencia de algunos tipos de cemento sobre propiedades relativas a la fisuración del hormigón»

Número 2, febrero 1963.

4. «Proyecto y construcción mediante la aplicación de encofrados deslizantes», por J. C. Snijder.
5. «Análisis crítico del cálculo de columnas cargadas excéntricamente por las normas G.B.V. 1962», por J. C. Meischke.

Número 3, marzo 1963.

6. «El puente sobre el lago Maracaibo en Venezuela», por L. Stavast.
7. «Simposio sobre carreteras y aeródromos en hormigón pretensado» (IV).
8. «Embarcadero flotante en hormigón pretensado», por L. J. Kleintjes.
9. «Cálculo de columnas macizas y aligeradas por el método en rotura (II)», por A. J. Chr. Dekker y J. C. Schilperoord.

Número 4, abril 1963.

10. «Carreteras de hormigón en la provincia de Noord-Brabant», por J. W. M. de Wijs.
11. «Gráficos para el dimensionamiento de secciones rectangulares sometidas a carga axil centrada o excéntrica (I)», por P. H. Deibel.

Número 5, mayo 1963.

12. «Revestimientos duraderos de hormigón pretensado para diques y canales», por S. Sorzi.
13. «Cálculo de secciones sometidas a flexión según el método en rotura», por J. van Leeuwen.

Número 6, junio 1963.

14. «El viaducto "Corso Francia"».
15. «El metro de Rotterdam», por G. Plantema.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

16. «Gráficos para el dimensionamiento de secciones rectangulares sometidas a carga axil centrada o excéntrica (II)», por P. H. Deibel.

Número 7, julio 1963.

17. «El metro de Rotterdam», por H. van Dijk y J. van Herk.

18. «Examen de la resistencia a compresión de tres probetas de ensayo», por A. M. Witte.

Número 8, agosto 1963.

19. «El metro de Rotterdam», por A. J. Chr. Dekker.

20. «Sistemas de pretensado: el sistema Dywidag», por U. Finsterwalder y G. Kern.

21. «La construcción de una instalación para depuración de aguas residuales en Utrecht», por W. Rhebergen.

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

Revista: BETON I ZHELEZOBETON.

Número 6, junio 1963.

22. «Tensiones y deformaciones de armaduras postesas», por A. A. Tamarin.

23. «Métodos para reducir las pérdidas de tensión por relajación de alambres y cables (presentado en el IV Congreso Internacional de la F.I.P.)», por V. V. Mikhailov y A. A. Folomeev.

24. «Cálculo y dimensionamiento de secciones de hormigón pretensado», por A. P. Zhdanov.

Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Institute de EE. UU.

Revista: JOURNAL.

Volumen 8, número 2, abril 1963.

25. «Investigaciones sobre hormigón pretensado realizadas por la Portland Cement Association», por J. H. Walker.

26. «Cálculo en rotura en hormigón pretensado», por W. Burr Bennett.

27. «Avances en la normalización de secciones de vigas prefabricadas», por E. Basler.

28. «Proyecto y construcción de la superestructura del puente Medway», por O. A. Kerensky.

Volumen 8, núm. 3, junio 1963.

29. «Unión de piezas prefabricadas de hormigón», por A. A. Topiac y J. N. Thompson.

30. «Efectos termoelásticos en elementos pretensados sometidos a flexión», por Y. Lin y W. Zuk.

31. «Realizaciones en Australia en hormigón pretensado», por J. M. Antill.

32. «Estructura rígida postesada de varias plantas para el nuevo Banco Central de Costa Rica», por F. Santer.

Publicaciones enviadas por el South African Prestressed Concrete Development Group

Revista: PRESTRESS.

Volumen 12, marzo 1963.

33. «El impacto del hormigón pretensado en la Arquitectura y las relaciones ingeniero-arquitecto».

34. «El crecimiento del hormigón estructural y su impacto en Sudáfrica».

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

normas técnicas para el suministro de alambres

0. OBJETO.

0.1. Consistencia de la muestra.

1. CARACTERISTICAS DE LOS ACEROS.

1.1. Características mecánicas.

1.2. Ensayos de conformidad o de recepción.

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

b) Controles especiales en lo referente a R, T, A, N_G.

c) Relajación.

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

1.2.2. Tensión de rotura.

1.2.3. Diagrama tensión-deformación.

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

1.2.5. Alargamiento bajo carga máxima.

1.2.6. Plegados alternados.

1.2.7. Torsiones alternadas.

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

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

comentarios

0. OBJETO.

La Comisión no ha creído necesario exigir de los fabricantes la Comunicación sobre el modo de elaboración de los aceros, debido a la duda que subsiste sobre la correlación entre ciertos incidentes constatados y las causas reales de estos incidentes (composición, estructura, modo de elaboración, tratamientos mecánicos, térmicos, u otros..., defectos de los aceros, procedimientos de puesta en obra).

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Francia - 1963

de acero de alta resistencia para construcciones pretensadas

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

b) Ensayos sobre lotes individualizados sometidos a recepción especial.

2. CONTROL DE DEFECTOS.

3. CONTROL Y RECEPCION.

3.1. Ensayos de conformidad.

3.2. Admisión o rechazo de lotes individualizados.

4. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

4.1. Alambres no calibrados.

4.2. Alambres calibrados.

5. ENTREGA.

5.1. Estado de la superficie.

5.2. Enderezamiento.

5.3. Diámetro de los rollos.

5.4. Peso de los rollos.

5.5. Presentación.

5.6. Precintado.

5.7. Certificado de calidad.

articulado

0. OBJETO.

Las presentes normas definen las condiciones generales a las que deben satisfacer todos los alambres en acero de alta resistencia, destinados a ejercer los esfuerzos de pretensado en las construcciones de cualquier naturaleza, sea cual sea su modo de puesta en obra.

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

a) ausencia de defectos;

b) ausencia de fragilidad;

c) dispersión aceptable de las características geométricas, mecánicas y físicas;

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

Art. 1.1. Características mecánicas.

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

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

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

0.1. Consistencia de la muestra.

Las muestras presentadas a control pueden:

— ser sacadas de lotes de fabricación que respondan a las normas del presente folleto y aceptadas por un organismo habilitado por la A. S. P. para probar la conformidad de la fabricación de la cual provienen, con los valores garantizados por el proveedor;

— ser objeto de lotes individualizados, inferiores o iguales a 25 toneladas, sometiéndoseles a un control especial.

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

1. CARACTERISTICAS DE LOS ACEROS.

Una calidad de acero está definida en el catálogo presentado por el proveedor a la aprobación de la A. S. P. por:

— su naturaleza;

— su diámetro;

— las características garantizadas enumeradas en los artículos posteriores y por la dispersión máxima susceptible de afectar a cada una de ellas en un lote determinado.

1.1. Características mecánicas.

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

— tensión de rotura, R;

— tensión, T, característica de la forma del diagrama tensión-deformación;

— alargamiento total, A, bajo carga máxima;

— número de plegados alternados, N_G, que el acero es susceptible de soportar sin rotura;

— valor de la relajación a 120 hr y a 1.000 hr y diagrama de relajación bajo longitud constante y bajo temperatura constante ($+ 20^\circ$ C $\pm 1^\circ$ C).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El proveedor puede pedir el sustituir en el catálogo la característica prevista «número de plegados alternados» por la característica «número de torsiones alternadas». En este caso, se garantiza el número de torsiones n_G que el acero es susceptible de soportar sin rotura.

El valor de $0{,}8R_{m_G}$ elegido para la determinación del diagrama de relajación, es parecido a los valores usuales de la tensión permanente que existe en los aceros, habiéndose considerado otras pérdidas de pretensado. En caso de necesidad, puede darse una justificación experimental para otros valores distintos de $0{,}8R_{m_G}$. A título de ejemplo, los ensayos efectuados sobre aceros trefilados, envejecidos y endurecidos por estirado han dado los resultados siguientes:

Tensión inicial:

$0{,}7R_{m_G}$	$0{,}75R_{m_G}$	$0{,}8R_{m_G}$	$0{,}85R_{m_G}$	$0{,}90R_{m_G}$

Relajación en %:

90	95	100	104	107

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

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

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

s	0,001	0,005	0,010	0,025	0,50	0,100
t	3,09	2,58	2,33	1,96	1,64	1,28

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

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

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

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

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

1.2. Ensayos de conformidad o de recepción.

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

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

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

30 para las características R, A;

15 para la característica T;

12 para la característica N_G.

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

En el caso de lotes individualizados sometidos a un control especial se hará aplicación del plan de control definido en 1-3b para la verificación de las características R, T, A.

La característica N_G se controla por medio de 12 ensayos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

c) *Relajación.*

No hay previsto ningún ensayo de relajación sobre un lote determinado. A veces, en caso de suministro por lotes individualizados, el cliente puede, si lo desea, hacer controlar a su costa, el que la relajación real no sobrepase en más del 20 por 100 a la relajación indicada por el proveedor. En caso de suministros no individualizados, el controlador habilitado podrá hacer probar que, en el caso de un ensayo único llevado a cabo sobre el conjunto de rollos que provienen de una misma colada, la relajación real no sobrepasa en más del 20 por 100 a la relajación definida por el proveedor o, en el caso de que se procediese a un ensayo sobre muestras sacadas de rollos diferentes que provienen de una misma colada, que la media de la relajación real encontrada no sobrepasa en más del $20\,\%/\sqrt{n}$ la relajación definida por el proveedor.

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

Las características mecánicas de un lote se determinan:

1.º Por medio de ensayos de tracción efectuados sobre probetas de 500 mm de longitud sacadas de muestras que provienen de las extremidades de rollos diferentes y repartidas de manera sensiblemente igual entre los rollos ensayados o controlados.

2.º Por ensayos de plegados alternos efectuados sobre un número de probetas de longitud conveniente sacadas de las mismas muestras.

1.2.2. *Tensión de rotura,* R.

Se define la tensión de rotura de una probeta como el cociente entre la carga de rotura medida en kgp y la sección media de la probeta en mm² definida en el capítulo 4.

1.2.3. *Diagrama tensión-deformación.*

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

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

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

1.2.5. *Alargamiento bajo carga máxima.*

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Art. 1.2.6. *Plegados alternados.*

El diámetro del mandril se fija en función del diámetro nominal teórico del hilo calibrado y no de las dimensiones reales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

1.2.6. *Plegados alternados.*

El alambre se pliega sobre un mandril cuyo diámetro está definido en la tabla que sigue, en la cual D es el diámetro del alambre expresado en mm (diámetro nominal definido en el capítulo 4).

Diámetro nominal del alambre	Diámetro del mandril
≤ 3,9 mm	20 mm
4 a 5 mm	30 mm
5,1 a 6 mm	40 mm
6,1 a 7 mm	50 mm
7,1 a 8,5 mm	70 mm
8,6 a 10,5 mm	100 mm
10,6 a 12 mm	120 mm

El ensayo consiste en:

— un plegado a 90°;

— un enderezamiento;

— un plegado a 90° en sentido inverso;

— un enderezamiento;

— un plegado a 90° en el primer sentido;

— y así hasta la rotura.

El ritmo de los plegados sucesivos debe ser como máximo de un plegado por segundo. Este ritmo debe ser suficientemente reducido para no provocar ningún recalentamiento excesivo del alambre.

Se cuenta el número N de enderezamientos.

1.2.7. *Torsiones alternadas.*

En el caso en que el proveedor solicitase sustituir los ensayos de plegado alternado por los de torsiones alternadas se procedería de la manera siguiente:

Las probetas tendrán una longitud mínima de 70 D, siendo D el diámetro del alambre (diámetro nominal o diámetro medio definido en el capítulo 4).

El alambre se mantiene extendido entre dos mordazas bien apretadas, separadas 50 D, y se gira una vuelta a la derecha, después dos vueltas a la izquierda y, finalmente, otra vuelta a la derecha para volver a la posición inicial; estas cuatro vueltas constituyen un ciclo de torsiones llamado: «1-2-1». La velocidad de giro normal es de 10 segundos por vuelta. A veces, cuando la operación se efectúa a mano, esta velocidad puede ser del orden de 5 segundos por vuelta.

Las torsiones se prosiguen hasta la rotura y se anota el número de ciclos que han provocado la rotura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

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

Se prevé un control:

— por una parte para la media $M_n \geqq M_G$;

— por otra parte para la dispersión $\sigma_n \leqq k_n \cdot \sigma_G$, designando n el número de ensayos

A veces se ha juzgado preferible, para no ver aparecer en el catálogo los valores demasiado elevados de σ que podrían influenciar molestamente a los usuarios y llevar a un derroche de material, el prever un cierto riesgo aceptable para el vendedor, que ha sido fijado uniformemente en 2,5 por 100.

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

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

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

o sea:

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

— *Tensión característica*, T.

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

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

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

Por el contrario, no se ha considerado necesario fijar un mínimo para T_{m_G}, ya que las tensiones de tracción inicial autorizadas por el reglamento en función de T_{m_G} eliminan, práctica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

1.3. Interpretación de ensayos de conformidad o de recepción.

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

— *Tensión de rotura,* R.

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

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

$$\sigma_{R_{30}} \leq 1{,}25\sigma_{R_G}$$
$$R_{30} \geq R_{m_G}$$

— *Tensión característica,* T.

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

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

$$\sigma_{T_{15}} \leq 1{,}32\sigma_{T_G}$$
$$T_{15} \geq T_{m_G}$$

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

mente, desde el punto de vista económico, a los aceros de características demasiado blandas, que presentan algunos inconvenientes mayores (fuerte relajación; disminución de la resistencia a la fisuración; imprecisión en la correspondencia entre tensiones y deformaciones, cuando las puestas en tracción se hacen bajo tracción elevada).

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

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

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

Igualmente se aconseja el valor $0{,}9R_{m_G}$ como el % de tracción para el endurecido antes de la puesta en tensión definitiva.

— *Plegados alternados.*

En el caso en el cual lo garantizado es el número n_G de torsiones alternadas, la remesa se considerará aceptada si para cada una de las doce probetas, el número de ciclos que han provocado la rotura es al menos igual a n_G.

b) *Ensayos sobre lotes individualizados.*

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

I. A la media.

II. A la dispersión.

1) Lote de media reducida, pero de dispersión baja.

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

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

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

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

Un acero de característica media reducida, pero de baja dispersión, puede ser utilizable perfectamente, si, habida cuenta del porcentaje de utilización, este último no corresponde a un

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

— *Alargamiento bajo carga máxima.*

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

$$\sigma_{A_{30}} \leq 1{,}25\sigma_{A_G}$$

$$A_{30} \geq A_{m_G}$$

— *Plegados alternados.*

Se acepta la remesa si para cada una de las doce probetas el número de plegados es al menos igual a N_G.

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

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

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

para R: $\sigma_{R12} \leq 1{,}35\sigma_{R_G}$

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

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

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

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

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

riesgo superior al del lote tipo garantizado, o, incluso, si el comprador fija los valores límites que adoptará en su proyecto, en función del riesgo que él estime admisible, y en función del valor medio, M_o, y de la desviación típica, σ_o, resultantes de los controles efectuados sobre el lote en cuestión. Bien entendido que, de un modo general, un lote tal no podría aceptarse, puesto que no responde a las condiciones garantizadas:

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

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

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

$$M > M_G \qquad \sigma > \sigma_G$$

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

Es legítimo rechazar tal tipo de acero.

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

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

Los proveedores deben hacer un esfuerzo para reducir la dispersión.

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

Si por el contrario, las calidades del alambre varían de una sección a otra, dentro del mismo alambre, y en proporción tal que no se satisfagan las condiciones de recepción, el lote debe ser rechazado.

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

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

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

De un modo general, el valor garantizado σ_G debe considerarse como la dispersión máxima normal y no como una dispersión media.

2. CONTROL DE DEFECTOS DE ARROLLAMIENTO

A diferencia de los ensayos precedentes, éste tiende a poner de manifiesto los defectos accidentales. Es evidente que sería más eficaz un control continuo sobre los aceros realmente puestos en obra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

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

$R_{30} \geq R_G$

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

$T_{15} \geq T_G$

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

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

$A_{30} \geq A_G$

Para los plegados alternados, cada una de las doce probetas debe soportar un número de enderezamientos al menos igual a N_G.

2. CONTROL DE DEFECTOS DE ARROLLAMIENTO (*)

Este control, destinado a poner de manifiesto, en caso de presentarse, los defectos de los alambres, se efectúa sobre doce probetas de longitud superior a $200\,D$, siendo D el diámetro del alambre (diámetro nominal o medio definido en el capítulo 4).

(*) Otros ensayos, destinados a descubrir defectos imputables a las condiciones de elaboración (decarburación, segregación, inclusiones, repliegues, punzonado, etc.) pueden sustituir a éste, con la condición de que su eficacia haya sido comprobada con anterioridad y que la garantía que ofrecen sea como mínimo igual a la que da el presente ensayo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Art. 3.1. Ensayo de conformidad.

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El alambre, arrollado en espiras consecutivas sobre un mandril de diámetro 2,5*D*, no presentará ni rotura, ni fisura, ni coquera a lo largo de doce espiras consecutivas.

La velocidad de arrollamiento será, como máximo, de un cuarto de vuelta por segundo, y en todo caso, lo suficientemente reducida para no provocar ningún calentamiento sensible de la probeta.

3. CONTROL Y RECEPCION.

3.1. Ensayo de conformidad.

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

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

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

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

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

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

3.2. Admisión o rechazo de lotes individualizados.

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

4. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

4.1. Alambres no calibrados.

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

Se designa por *D* al diámetro correspondiente a la sección nominal.

El área de la sección media de cada una de las doce probetas será, por lo menos, igual al área de la sección nominal.

El área de la sección media del conjunto de probetas no debe exceder en más del 8 por 100 al área de la sección nominal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Art. 5.3. Diámetro de los rollos.

Se recomienda adoptar un diámetro interior de 2,20 m para los alambres con $D \leq 7$ milímetros.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4.2. Alambres calibrados.

La comprobación se realiza sobre doce probetas. Los diámetros medidos con calibrador, en número de 4 como mínimo sobre cada probeta, estarán comprendidos entre $D - 0{,}0$ mm y $D + 0{,}2$ milímetros.

La sección media de cada probeta es la que corresponde a su diámetro medio, definido como semisuma de los diámetros máximo y mínimo sobre esta probeta.

El diámetro de la sección media del conjunto de probetas debe ser a lo más igual a $D + 0{,}15$ milímetros.

5. ENTREGA.

5.1. Estado de la superficie.

El alambre presentará un aspecto uniforme y liso, sin defectos imputables a las condiciones de fabricación o de envío (estrías longitudinales o transversales, sopladuras, etc...). No debe presentar ninguna traza de corrosión, ni residuos de los productos de elaboración. Se envía exento de capa o película protectora, salvo que el usuario lo pida expresamente.

5.2. Enderezamiento.

El alambre se llama «recto» o «auto-enderezable» si sale de los rollos prácticamente rectilíneo, es decir, con una flecha inferior a 20 cm en una longitud de 5 m colocada libremente sobre un suelo liso horizontal.

El alambre se llama «no recto» en el caso contrario.

5.3. Diámetro de los rollos.

El usuario puede especificar el diámetro mínimo de los rollos.

5.4. Peso de los rollos.

El peso de los rollos será de 50 kg como mínimo. El usuario puede, si lo desea, fijar un peso máximo, el cual debe ser superior a 150 kg, así como un porcentaje de rollos de peso inferior a un cierto valor.

5.5. Presentación.

Cada rollo llevará, al menos, cuatro ataduras bien apretadas. Los extremos del rollo deben estar señalados de manera fácilmente visible, y el arrollamiento ser tal que permita un desenrollado cómodo.

5.6. Precintado.

Cada rollo lleva una etiqueta sellada por el servicio de control del proveedor, que indica:

— la marca de fábrica;

— la referencia de la calidad del acero del lote;

— el número de la colada;

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

publicaciones de la F. I. P.

Se ha publicado el volumen I de Informes del IV Congreso de la F.I.P. El volumen II (que contendrá las discusiones que se desarrollaron en Roma junto con el informe general) se publicará a principios de 1964. Sin embargo, se aceptan pedidos para estos dos volúmenes (no pueden pedirse por separado). El volumen I se enviará en cuanto se reciba el pedido, y el volumen II, tan pronto como esté listo. Se hace una reducción especial en el precio para los pedidos recibidos antes de fin de año.

También va a publicarse en breve un volumen que contiene los informes y discusiones del «symposium sobre carreteras y pistas de aeródromos en hormigón pretensado», celebrado en Nápoles inmediatamente después del Congreso de la F.I.P. Este volumen puede pedirse por separado.

V Congreso de la F. I. P.

Se ha creado un Comité francés para organizar el V Congreso de la F.I.P., que se celebrará en París durante los días 11 al 18 de junio de 1966.

Para información, los detalles preliminares del programa propuesto se dan a continuación:

Sábado 11 de junio	Inscripción.
Domingo 12 de junio	Sesión de apertura.
Lunes 13 de junio	Mañana: Sesión Técnica I. Tarde: Sesión Técnica II.
Martes 14 de junio	Mañana: Sesión Técnica I. Tarde: Excursión turística.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

— el número del lote;

— el número del rollo.

5.7. Certificado de calidad.

Cada lote se provee de un certificado que indica:

— definición del envío (calidad, peso, diámetro, etc...);

— número del lote;

— número de los rollos;

— características garantizadas, R_{m_G}, σ_{R_G}, T_{m_G}, σ_{T_G}, A_{m_G}, σ_{A_G}, N_G;

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

Miércoles 15 de junio	Visitas técnicas.
Jueves 16 de junio	Mañana: Sesión Técnica III. Tarde: Sesión Técnica IV.
Viernes 17 de junio	Mañana: Sesión Técnica V. Tarde: Sesión Técnica VI.
Sábado 18 de junio	Mañana: Sesión de Clausura. Tarde: Banquete.

Se preparará un programa especial de visitas turísticas y excursiones para las señoras de los congresistas.

Durante la semana siguiente al Congreso se realizará una serie más extensa de visitas. Los cuatro primeros días (domingo a miércoles) estarán ocupados por visitas técnicas y de interés, pudiendo elegir los participantes, para el resto de la semana, entre un viaje turístico a Córcega o a una gran presa en los Alpes.

Sesiones técnicas

Sesión I.—Se dedicará a pasar revista a los trabajos de investigación sobre hormigón pretensado. Se intenta limitar el número de oradores a dos o tres destacados investigadores, los cuales analizarán los estudios realizados en sus campos particulares.

Sesiones II y III.—Se dedicarán al trabajo de las Comisiones de la F.I.P. y de los Comités «ad-hoc». Se espera que cada una de éstas presente un informe de sus trabajos, el cual abrirá la libre discusión entre los participantes.

Sesiones IV, V y VI.—Se dedicarán a la descripción de estructuras destacadas, realizadas desde el IV Congreso. Los grupos miembros de la F.I.P. nombrarán a las personas que han de describir las estructuras realizadas dentro de su propio país.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

457-0-27

una tentativa de ordenación de los problemas del esfuerzo cortante en las vigas de hormigón armado y pretensado

Prof. J. R. ROBINSON

(Tomado de «L'Industria Italiana del Cemento», enero 1963)

Hoy día comprendemos los mecanismos esenciales de roturas por flexión pura (o circular) de las vigas de hormigón armado y pretensado, y podemos someterlas al cálculo con cierto éxito. No ocurre lo mismo con las roturas por esfuerzo cortante. La experimentación ha proporcionado, en este campo, un gran número de hechos. No existe ninguna teoría general que explique y relacione entre sí el conjunto de estos hechos.

El aspecto exterior observado en las roturas por esfuerzo cortante es muy diverso y cambia bastante con las condiciones de los distintos ensayos. Su comparación sugiere que, a profundas diferencias de aspecto deben corresponder profundas diferencias en los mecanismos de rotura. Si ello es exacto, parece lógico buscar una distinción entre los mecanismos puestos en juego e intentar comprender su naturaleza: en definitiva, intentar clasificarlos. Esta clasificación será válida, aun cuando sólo sea cualitativa, si se adapta a la naturaleza física de los fenómenos; y sería un progreso muy apreciable. En efecto, tal clasificación proporcionaría el medio de aislar cada uno de los posibles mecanismos con vistas a su estudio cuantitativo.

Por mi parte, me gustaría presentaros esta tarde un intento de clasificación. Voy a considerar primero las

1. Vigas de hormigón armado

Y voy a comenzar por los ensayos de las

1.1. Vigas de sección rectangular sin armadura de alma.

Sea el ensayo clásico de una de ellas, colocada sobre dos apoyos simples y cargada en su centro por dos puntos simétricos. Suponemos que la rotura debe producirse por esfuerzo cortante.

La fisura oblicua de esfuerzo cortante va a extenderse hacia la carga, elevándose y adentrándose en la zona comprimida (fig. 1a). Intentemos explicar el porqué con detalle.

Esta fisura puede partir de una fisura de flexión existente en *A*, o aparecer independientemente cerca de *A*, en el alma. Inicialmente, son las tensiones de tracción oblicua desarrolladas en el hormigón las que rigen su desarrollo. De hecho, es frecuente ver estabilizarse una fisura oblicua en

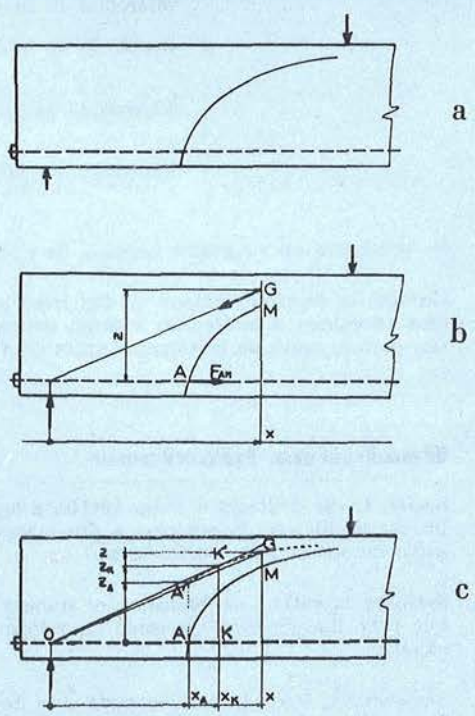


Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

su comienzo, para una cierta carga, y no extenderse más que si la carga aumenta. Pero cuando sobreviene esa extensión, entran en juego otros fenómenos.

En el instante en que el extremo superior de la fisura oblicua alcanza un punto M (fig. 1b), las fuerzas que actúan sobre la sección recta de la viga, por encima de M, admiten una resultante cuyo punto de paso en la sección es G. Tomando, con respecto al punto G, los momentos de las fuerzas aplicadas al trozo de viga que queda a la izquierda de la fisura, se calcula el esfuerzo en la armadura de tracción en el punto A:

$$F_{AM} = T \frac{x}{z}$$

(despreciando el efecto de pasador de la armadura A). Tracemos (de puntos en la figura 1c) el lugar geométrico descrito por el punto G a medida que va progresando la fisura, y tracemos a dicho lugar geométrico la tangente OK'.

Cuando el extremo de la fisura ha sobrepasado la abscisa de K', el cociente x/z crece con x. El esfuerzo en A en la armadura de tracción crece a medida que se extiende la fisura. Pero la abertura de la fisura en A crece con este esfuerzo. Por otra parte, el aumento de esa abertura, como hace girar, una con relación a otra, a las dos partes de la viga separadas por la fisura, desarrolla tensiones de tracción en el hormigón aun intacto que está situado más allá del punto alcanzado por el extremo de la fisura, en el instante considerado. Esas tensiones facilitan, si es que no la provocan, la propagación de la fisura. Esa propagación, pues, resulta ser un fenómeno que se acelera a sí mismo. A causa de las características de la rotura del hormigón, la propagación de la fisura debe ocurrir paralelamente a las isostáticas de compresión, que presentan en su conjunto la dirección de la resultante de los esfuerzos de compresión, es decir, OG (fig. 1c), que es ascendente. Se explica, por tanto, que la fisura se eleve al extenderse.

Pero, al actuar de ese modo, la fisura provoca una disminución progresiva de la altura de la zona comprimida de hormigón, con lo que aumenta el esfuerzo total sobre esta zona. Se sabe que, cuando la tensión de compresión del hormigón alcanza del 55 al 65 por 100 de su resistencia sobre cilindros, ese hormigón se fisura (inicialmente, con microfisuras; después, al aumentar la tensión, con fisuras cada vez más anchas) paralelamente a las isostáticas de compresión. Si la tensión de compresión del hormigón alcanza el umbral de fisuración, se desencadena, por este hecho, un nuevo proceso autoacelerador de propagación de la fisura oblicua.

Si esta fisura desemboca en la superficie libre antes del aparato de apoyo de la carga, el hormigón de la viga se separa en dos trozos distintos: es la rotura por hendimiento diagonal. Si la fisura se encuentra aún en la zona comprimida, cuando alcanza el apoyo de la carga, tal fisura se detiene y la viga no rompe más que bajo una carga superior. La rotura se produce por destrucción del hormigón comprimido por encima de la fisura, cerca de la carga, y toma el nombre de rotura por cizalladura y compresión. Pero el que la fisura oblicua desemboque o no en la cara comprimida de la viga es cuestión de puro azar. Los dos tipos de rotura no se diferencian en su mecanismo fundamental.

Muy a menudo se aprecia sobre la viga rota que el hormigón se ha fisurado longitudinalmente a lo largo de las barras, en la parte izquierda de la viga, sin que, no obstante, haya cedido el anclaje de las barras más allá del apoyo. Las fisuras longitudinales pueden encontrarse según la posición de las barras, sea sobre las caras laterales, sea sobre la cara inferior de la viga. Esas fisuras son comparables a las fisuras de hendimiento o de aplastamiento que se producen en los ensayos de arrancamiento de barras cuando los bloques en los que se embeben las barras no van armados. Ha habido aquí verdadero arrancamiento de la barra bajo el efecto de la tracción que actúa sobre ella. Este arrancamiento se produce necesariamente antes de que se rompa la viga. La fisuración longitudinal del eje de las barras las sustrae a los efectos de la adherencia. Esas barras se encuentran sometidas, así, a la tracción que existe en el punto A (fig. 1b), sobre una longitud importante que llega a veces hasta el apoyo. Su alargamiento es, por tanto, importante y acrecienta en igual medida la abertura de la fisura oblicua en A, lo que acelera la propagación de esta última fisura y tiene como consecuencia reducir la carga de rotura cuando esta última se produce por aplastamiento de una zona de hormigón comprimido. Por tales razones, se han llamado a veces roturas por cizalladura y tracción a las roturas que van acompañadas de fisuración a lo largo de las armaduras en tracción.

Interesa, por último, subrayar que, cualesquiera que sean los fenómenos que compliquen la rotura por esfuerzo cortante de una viga de sección rectangular sin armaduras de alma, la causa a la vez inicial y fundamental de esta rotura es el fallo del alma. La importancia de esta afirmación quedará puesta de manifiesto al realizar la comparación con las vigas provistas de armaduras.

Pasemos ahora a las

1.2. Vigas de sección rectangular con armaduras de alma.

Supongamos una viga de hormigón armado de sección rectangular, semejante a la del ensayo precedente, pero provista de armaduras de alma rectas, es decir, dispuestas normalmente a su eje. Esas armaduras no modifican la carga de aparición de la fisura oblicua, lo que se explica por el hecho de que, antes de esta aparición, el hormigón no cambia de longitud paralelamente a su dirección. Pero el ensayo demuestra que tales armaduras tienen una favorable influencia en la

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

resistencia de la viga al esfuerzo cortante, con tal de que estén suficientemente próximas entre sí, y de que su volumen, en relación con el del hormigón (cuantía), sea superior a un mínimo eficaz, que es muy bajo.

Supongamos que se ensaya una serie de vigas de sección rectangular, con diferentes cuantías de armaduras de alma. Consideremos inicialmente una

1.21. *Viga de pequeña cuantía transversal,* pero superior al mínimo eficaz. Las armaduras de alma actuarán oponiéndose a la abertura y al progreso de la fisura de esfuerzo cortante. El mecanismo de rotura habrá perdido el carácter autoacelerador que presentaba en la viga sin armaduras transversales. Será necesario aumentar la carga para obtener, de un modo progresivo, la abertura y extensión de la fisura oblicua. Al continuar el ensayo, las armaduras de alma alcanzarán su límite de elasticidad y la rotura se producirá entonces por aplastamiento de la zona comprimida de hormigón. En el momento de esta rotura, la fracción de esfuerzo cortante equilibrada por las armaduras de alma, igual al producto de su límite de elasticidad por la suma de áreas de las secciones rectas de las armaduras que atraviesan la fisura, no es más que una pequeña parte del esfuerzo cortante. La mayor parte de este último queda equilibrada por el hormigón comprimido. El papel de las armaduras de alma es, esencialmente, el de preservar la cabeza de compresión de una destrucción prematura por la propagación de la rotura del hormigón del alma.

Al ensayar las

1.22. *Vigas de cuantía transversal creciente,* veríamos que esta misión preservadora es tanto mejor cuanto más elevada sea la cuantía. Por tanto, la resistencia a esfuerzo cortante de nuestras vigas es función creciente de esa cuantía por una doble razón: por el aumento de esfuerzo, directamente absorbido por las armaduras transversales, y, por el aumento de la capacidad de resistencia de la cabeza de compresión al esfuerzo cortante.

1.23. *Cuando la cuantía transversal es elevada,* sucede que, en el momento de la rotura, su tensión no alcanza el valor de su límite de elasticidad. Su eficacia directa parece así disminuida. Por otra parte, el esfuerzo cortante que puede soportar la cabeza de compresión tiene un límite. Por tanto, la eficacia indirecta de las armaduras transversales está limitada también. Pero la limitación de la eficacia total de esas armaduras no se debe a que el alma de la viga no pueda ser reforzada mediante armaduras más allá de un cierto punto. Se debe, principalmente, a que la resistencia de la cabeza de compresión es limitada, y a que esa cabeza desempeña un papel importante o preponderante, según los casos, en el equilibrio interno de la viga en lo que se refiere al esfuerzo cortante.

1.24. *Se manifiesta otro efecto de las armaduras transversales,* en la serie de ensayos que acabamos de considerar: el de oponerse a la fisuración longitudinal del hormigón a lo largo de las armaduras de tracción, es decir, el de asegurar la resistencia a la rotura por hendimiento de la cabeza de tracción. Al rodear a las armaduras de tracción, las armaduras de alma actúan como las armaduras transversales con que se arman habitualmente las probetas de arrancamiento: ellas aseguran el cosido de los tubos virtuales de recubrimiento de estas armaduras, en lo que se refiere a los esfuerzos de aplastamiento o hendimiento desarrollados por la actuación de la adherencia.

Siempre entre las vigas de hormigón armado, consideremos ahora las

1.3. Vigas de sección en T.

1.31. *Si poseen una cuantía relativamente fuerte de armaduras de alma rectas,* las vigas en T presentan una resistencia al esfuerzo cortante más elevada que las vigas de sección rectangular idéntica a la de los nervios de las primeras. Ello se explica sencillamente, por la colaboración aportada, a sus cabezas de compresión, por sus alas de compresión.

Pero, al mismo tiempo, para estas vigas, el aspecto de la fisuración por esfuerzo cortante ha cambiado. En tanto que para las vigas de sección rectangular la fisura de esfuerzo cortante es, en general, única, aparecen, en las vigas en T, diversas fisuras paralelas en su dirección general e inclinadas sensiblemente a 45° sobre el eje. Cuando las vigas en T presentan un talón en la cabeza de tracción y una cuantía de armaduras de alma muy elevada, se produce en sus almas una red de fisuras a 45° que puede llegar a ser muy apretada.

1.32. *Si se examina la serie formada por las siguientes vigas,* todas con armaduras de alma rectas (normales al eje):

— vigas de sección rectangular;
— vigas en T de pequeña cuantía transversal;
— vigas en T de fuerte cuantía transversal;
— vigas en T con talón y fuerte cuantía transversal;

se aprecia una sustitución gradual del mecanismo de resistencia por medio de la cabeza de compresión, por un mecanismo de resistencia que es el clásico de la triangulación de Ritter-Mörsch. La prueba indiscutible de que realmente se trata de este mecanismo—al menos cualitativamente—es que, en el último caso, la rotura de la viga por esfuerzo cortante puede presentarse por rotura

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

a compresión de las bielas de hormigón dibujadas por las fisuras.

1.4. Variación de las causas de rotura.

1.41. *Vemos, pues, cómo se va transformando el mecanismo de resistencia.* Hay que pensar entonces en que las causas de rotura cambian.

1.42. *A este respecto, los ensayos del profesor Leonhardt y del doctor Walther* (referencia 1), a quienes agradecemos el habernos autorizado a manejarlos, acaban de aportar muy valiosas enseñanzas. Se trata de una serie de cuatro vigas cuyas secciones longitudinales son iguales y cuyas secciones transversales son inscriptibles en rectángulos de iguales dimensiones (fig. 2). Todas tienen la misma armadura de tracción (cuatro barras corrugadas Tor de 20 mm) e idéntica armadura de alma (dos cercos de acero ⌀ 6 mm liso dulce cada 11 cm) en la zona de la luz cortante. El parámetro que varía es la anchura del alma. Se han ensayado estas vigas bajo dos cargas concentradas simétricas. El aspecto de las roturas está representado en la figura 2.

La viga rectangular (1) ha fallado por flexión, por aplastamiento del hormigón en la zona de momento constante (carga última: 28,0 *t*).

Las otras vigas han fallado por alargamiento plástico de las armaduras de alma. Y este alargamiento ha evidenciado, en cada viga, cuál es el elemento más débil.

La viga en T (2) ha fallado por aplastamiento de la cabeza comprimida en las proximidades de un punto de aplicación de la carga (carga última: 26,3 t).

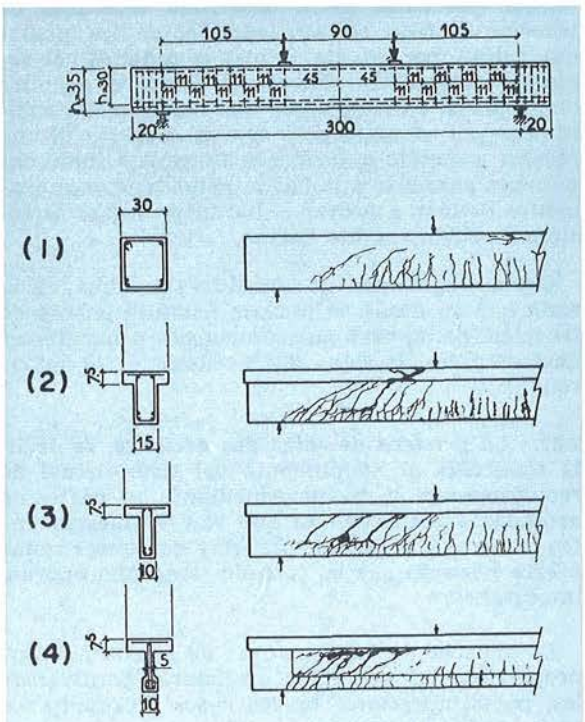


Fig. 2

En la viga en T (3) quedó destruida el alma en su zona de unión con la cabeza de tracción, en tanto que se observaba simultáneamente el comienzo del aplastamiento de la cabeza comprimida cerca del punto de aplicación de la carga (carga última: 25,5 t).

En la viga con talón (4) se rompió el alma en las proximidades de la cabeza comprimida, por flexión y compresión de las bielas de hormigón dibujadas en el alma por las fisuras oblicuas (carga última: 19,8 t).

Nos parece que la localización de la rotura del alma de la viga (3) en su unión con la cabeza de tracción, tiene por causa la debilitación localizada en esa cabeza. Nosotros la atribuimos a la ausencia de enlaces transversales por encima de las barras de esta cabeza, enlaces que existen en la viga (4).

1.43. *Se sabe que en las vigas con talón de alma delgada* es posible obtener roturas por compresión simple de las bielas del alma, si la cuantía transversal es suficientemente alta.

1.5. Clasificación de los mecanismos de rotura.

Como conclusión a lo que precede, parece claro que existen mecanismos de rotura, por esfuerzo cortante, netamente diferenciados. Que cada uno de ellos está más que especialmente ligado a una parte de la sección transversal de la viga considerada. Por consiguiente, parece racional el clasificarlos en relación con estas partes, que se encuentran en toda viga: cabezas de compresión, cabeza de tracción y alma.

Los casos que acabamos de examinar encuentran su lugar, muy sencillamente, en esta clasificación:

— rotura por el alma;

— rotura por la cabeza de compresión;

— rotura por la cabeza de tracción;

con tal de que se considere, para clasificar la rotura, el fenómeno fundamental. Por ejemplo, la rotura de una viga de sección rectangular sin armaduras de alma es una rotura de alma, cualesquiera que sean las modalidades accidentales de esa rotura: hendimiento diagonal, cizallamiento-compresión o cizallamiento-tracción. Otro ejemplo: la rotura de una viga de sección rectangular con armaduras de alma rectas será una rotura de alma en el caso de pequeña cuantía transversal, puesto que la rotura sucede a la plastificación de las armaduras de alma; y será una rotura por la cabeza de compresión en el caso de cuantía transversal elevada, ya que el alma resiste en las condiciones normales del hormigón armado (hormigón fisurado por tracción, pero armaduras no plastificadas).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2. *Factores de resistencia y de rotura de almas y cabezas. Noción de costura*

Conviene ahora, para seguir adelante, desenglosar los factores que rigen la resistencia o la rotura de cada una de las partes de una viga bajo las solicitaciones de esfuerzo cortante. Si lo conseguimos y si podemos explicar de qué modo actúan, habremos confirmado, por sí misma, la conveniencia de la clasificación propuesta.

2.1. Cabeza de compresión.

Dejemos a un lado, para la cabeza de compresión, los numerosos factores más o menos evidentes, e insistamos únicamente en la importancia que tiene el disponer armaduras transversales normales al plano medio.

2.11. *Consideremos las vigas de sección rectangular* cuyas armaduras de alma normales a sus ejes están constituidas por cercos. Aquellas en las que los cercos están cerrados por el lado comprimido de su sección, presentan una mayor resistencia que aquellas cuyos cercos son abiertos (figura 3). Hay dos razones para ello: en primer

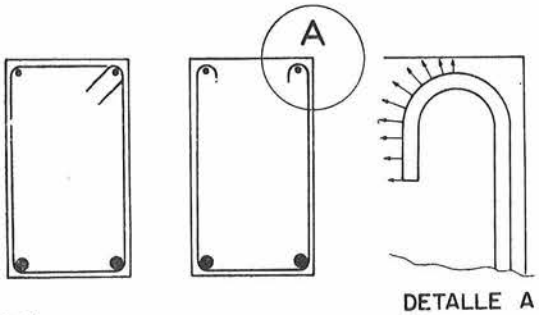


Fig. 3

lugar, el hormigón armado transversalmente tiene una mayor resistencia a compresión que el hormigón que no lo está; por otra parte, los ganchos de anclaje de los estribos abiertos, puestos en tracción por la fisuración del alma, desarrollan sobre la sección de hormigón comprimida tracciones transversales que disminuyen la resistencia de ese hormigón (fig. 3).

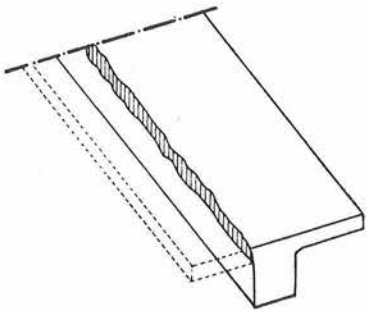


Fig. 4

2.12. *Las alas comprimidas de las vigas en T* se separan del nervio si no están armadas transversalmente (fig. 4).

Debe hacerse notar que las armaduras transversales de las alas comprimidas hacen inútil la necesidad de cerrar el cerco en el nervio: un cerco abierto equivale en este caso a un cerco cerrado (fig. 5).

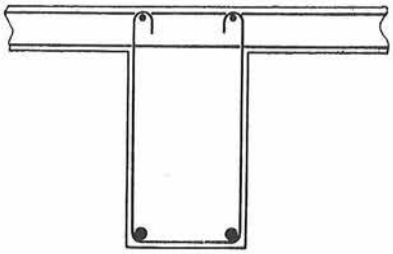


Fig. 5

2.2. Alma.

Si las armaduras de alma son rectas y si su separación no es muy grande, la rotura no puede presentarse más que de dos formas: por alargamiento excesivo de las armaduras o por rotura de las bielas comprimidas de hormigón.

2.3. Cabeza de tracción.

2.31. *Una causa particular de debilidad de la cabeza de tracción de una viga* reside en la actuación de la adherencia de las barras longitudinales. Esta actuación tiene dos efectos en relación con el hormigón: en primer lugar, tiende a provocar el hendimiento longitudinal del tubo virtual de recubrimiento de cada barra interesada, puesto que cada barra desarrolla tensiones de tracción a todo su alrededor, sobre los planos que pasan por su eje, o planos radiales; el segundo efecto de la adherencia es que el esfuerzo longitudinal ejercido sobre una barra queda equilibrado por el hormigón, con lo que este último resulta sometido a tensiones tangentes sobre superficies paralelas a la barra. Estas tensiones tangentes tienden a fisurar el hormigón según direcciones oblicuas a las barras.

Deben disponerse las armaduras de alma, en la zona que va desde su anclaje hasta la cabeza de tracción, de manera que se opongan a los efectos desfavorables de estas dos acciones de la adherencia.

2.32. *La primera de estas dos acciones,* es decir, la tendencia al hendimiento del tubo virtual de recubrimiento, se combate mediante las partes de armaduras transversales que van dispuestas entre la barra y el paramento. Hay que hacer notar a este respecto que su trazado tiene una enorme importancia.

La eficacia de las "costuras de recubrimiento" proporcionadas por estas armaduras transversales, puede apreciarse en los casos representados en las figuras 6, (a), (b) y (c).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

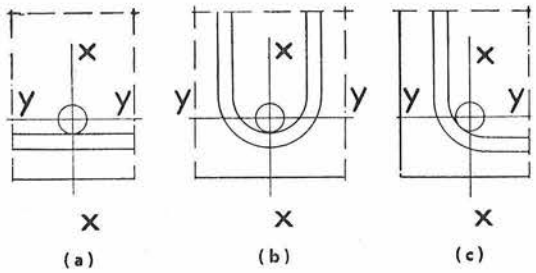


Fig. 6

Costura del plano	FIGURA		
	a	b	c
X	Excelente	Mediocre	Buena
Y	Nula	Excelente	Buena

2.33. *En cuanto a la segunda acción de la adherencia,* es decir, la solicitación del hormigón por tensiones tangentes, la fisuración oblicua tiende a desplazar las barras del lado opuesto a aquel en que el esfuerzo longitudinal de adherencia puede equilibrarse (fig. 7a). Es necesario que las armaduras transversales equilibren las componentes transversales de las bielas oblicuas de hormigón dibujadas por las fisuras (fig. 7b). Estas armaduras desempeñan el papel de "costuras" en lo que se refiere a "la acción tangente" o solicitación del hormigón por fuerzas que actúan paralelamente al plano solicitado.

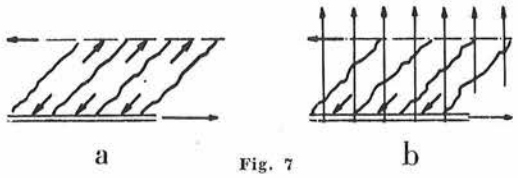


Fig. 7

2.34. *La actuación de la adherencia se produce de dos maneras*: en primer lugar, por "arrastre" del conjunto de armaduras en tracción, cuya tensión debe variar por el hecho de que el momento flector varía. El arrastre de la cabeza de tracción en su conjunto queda asegurado por una acción tangente recíproca del alma y de la cabeza. Las armaduras de alma resultan ser así como las costuras del alma frente a la acción tangente que actúa sobre ella (y cuya intensidad es T/z por unidad de longitud).

La segunda forma de actuación de la adherencia aparece en los anclajes de las barras por recubrimiento. Una barra anclada de esta forma, entra en tracción por efecto de la adherencia y alcanza la tensión de las otras barras a una cierta distancia de su extremidad (longitud de anclaje). No podemos nosotros modificar la longitud de anclaje efectiva o física: será la que sea en cada caso particular y es posible que resulte ser mucho más corta que la longitud de alcance de cálculo considerada por razones de seguridad. Sin embargo, las tensiones reales de adherencia pueden resultar muy elevadas y el riesgo de hendimiento de recubrimiento de la barra puede ser importante. Efectivamente, se ha observado dicho hendimiento. Si no hay costuras de recubrimiento habituadas a lo largo de la longitud de anclaje, el hendimiento del recubrimiento en la extremidad de la barra (zona en la que la adherencia está mayormente solicitada) anula la adherencia y la zona física de anclaje se corre a lo largo de la barra. Las mismas tensiones se desarrollan ahora un poco más lejos y el hendimiento puede progresar sucesivamente, desorganizando la viga. Si, por el contrario, existen costuras suficientemente eficaces, el hendimiento puede producirse en la extremidad de la barra, pero la abertura de las fisuras de hendimiento queda limitada y la adherencia no se anula, aunque disminuye. Habrá una extensión de la longitud de anclaje, pero, como las tensiones de adherencia van disminuyendo a medida que esa adherencia se extiende, el fenómeno de hendimiento deja de progresar y llega a alcanzar un estado de equilibrio estable.

Por tanto, son necesarias costuras de recubrimiento en los anclajes por solape. Pero el esfuerzo de tracción de una barra que se solapa, va transmitiéndose a lo largo de su longitud de solape, en parte, al hormigón del alma de la viga y, en parte, a las otras barras de la cabeza de tracción. Esas transmisiones se realizan mediante acciones tangentes en el hormigón y requiere, por tanto, las correspondientes costuras, o costuras de acción tangente.

2.35. *La adherencia no es la única razón de fragilidad* de la cabeza de tracción o, más bien, de su enlace con el alma. Existe otra: la concentración, sobre las armaduras de alma, de esfuerzos normales al eje.

Imaginemos vigas en T cuya alma esté fuertemente solicitada, presentando, por ello, un mecanismo de resistencia al esfuerzo cortante próximo al de las bielas clásicas. Consideremos su equilibrio interno, inicialmente en el sentido longitudinal. Las componentes horizontales de las compresiones de las bielas del alma pueden quedar equilibradas, de un modo repartido, por la adherencia de las armaduras de tracción. Las componentes verticales de tracción de estas mismas bielas no pueden quedar equilibradas más que a lo largo de las armaduras de alma (fig. 8). Hay,

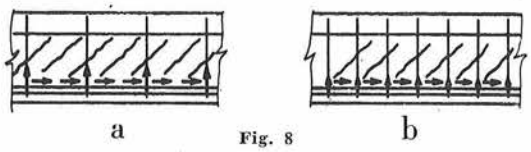


Fig. 8

por consiguiente, concentración de esfuerzos internos normales al eje en los anclajes de las armaduras de alma sobre las armaduras de tracción. Los esfuerzos secundarios resultantes son tanto más perjudiciales para la integridad del

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

enlace cuanto más separadas están las armaduras de alma (figs. 8a y b).

Consideremos ahora el equilibrio en el sentido transversal de una viga que posea más de dos filas de armaduras de tracción (fig. 9). Si las armaduras de alma no se componen más que de cercos (disposición a), las componentes verticales

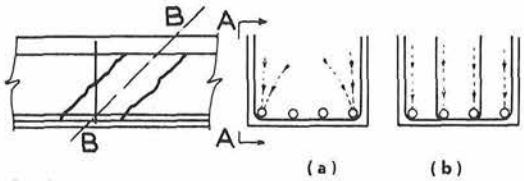


Fig. 9

de los esfuerzos de compresión de las bielas del alma no podrán quedar equilibradas más que en las ramas de los cercos, con lo que resultan esfuerzos secundarios oblicuos por efecto de bóveda. Si, por el contrario, existe una rama vertical de la armadura del alma que liga cada fila de armaduras de tracción (disposición b), las componentes horizontales y verticales de los esfuerzos de compresión de las bielas del alma podrán quedar equilibradas en los mismos puntos sin desviación de esos esfuerzos.

2.36. *Las consideraciones precedentes explican* por qué los vigas con talón pueden presentar resistencias de alma notablemente elevadas. Gracias a la presencia de cercos en el talón y al reparto de las armaduras de tracción (fig. 10), la

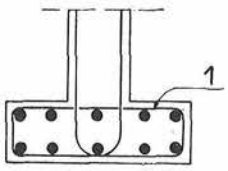


Fig. 10

cabeza de tracción resulta bien defendida contra la desorganización producida por fisuraciones accesorias y ofrece un apoyo continuo, de bien repartida resistencia, a las bielas del alma.

2.4. Conclusión.

Resulta, pues, que de las tres partes de una viga—cabeza de compresión, alma y cabeza de tracción—, la parte que limita las posibilidades de resistencia al esfuerzo cortante es, generalmente, la cabeza de compresión para las vigas de sección rectangular. Para las vigas en T, en las condiciones habituales, es la cabeza de tracción. Pero el comportamiento de esta última depende, esencialmente, de las condiciones de transmisión de los esfuerzos de las armaduras, longitudinales y transversales, al hormigón. A este respecto, la importancia de los detalles de colocación de armaduras es fundamental. Su estudio no es separable del de la adherencia y anclaje de las barras. Y este último viene determinado por el de las armaduras correspondientes de cosido.

3. *La regla de las costuras*

3.1. Las tres funciones de las costuras.

Hemos distinguido dos funciones de "cosido" en la acción de las armaduras transversales: el cosido del recubrimiento y el cosido de la acción tangente. Puede resultar útil distinguir aún una tercera función: el cosido de compresión. Esta función aparece con evidencia en las armaduras transversales de los soportes. En las vigas se manifiesta en las cabezas comprimidas de las secciones rectangulares. Creemos que aparece también en las vigas de talón y se encuentra satisfecha, en relación con las bielas comprimidas del alma, por las ramas transversales, próximas al alma, de los cercos del talón (rama marcada con 1 en la figura 10).

El estudio de la costura de recubrimiento y el de la costura de compresión no puede realizarse más que mediante la experimentación y parece que no es posible separarlo del estudio de la costura de acción tangente. Parece útil en el estudio de esta última, el disponer de una teoría provisional, o hipótesis de trabajo, con el fin de ordenar las investigaciones según un principio director. Un principio tal ha existido en el estudio experimental del esfuerzo cortante en vigas, tal como ha venido desarrollándose hasta hoy día: es la teoría de las bielas de Ritter-Mörsch. Los ensayos más recientes de vigas de alma delgada acaban de conferirle un renovado interés. Una teoría análoga, que no es más que su generalización, es la que proponemos nosotros como principio director de futuras investigaciones. Dicha teoría desemboca en la formulación de la "regla de las costuras", que vamos seguidamente a establecer.

3.2. Acción tangente simple.

Hay tres casos de arrastre por acciones tangentes que presentan particular interés en una viga en T con talón: el arrastre de la cabeza de compresión (fig. 11a), el del alma en su zona de tracción (fig. 11b), y el del vuelo del talón (fig. 11c).

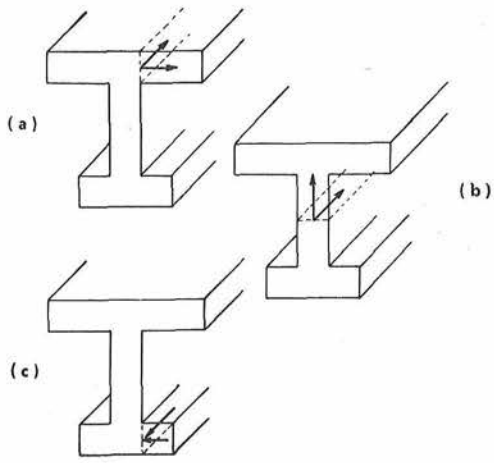


Fig. 11

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La acción tangente sobre un elemento de plano no actúa siempre sola sobre ese elemento de plano (en particular en el caso a) y las costuras que dicha acción necesita dependen ciertamente, de las otras acciones presentes en las proximidades de ese plano, con la dirección de las posibles fisuras que conviene coser. Nosotros proponemos, a título de simplificación, despreciar esas otras acciones y suponer en el cálculo de las costuras que la acción tangente es simple.

Una acción tangente simple sobre un elemento de plano, se define por el hecho de que ella desarrollaría un estado de tensión de cizallamiento simple sobre cada uno de los puntos del plano si el hormigón no estuviese fisurado.

Proponemos igualmente considerar como acciones tangentes simples las acciones tangentes que actúan sobre el hormigón en la proximidad de aquellas barras cuya adherencia está en juego.

3.3. La regla de las costuras.

Sea un plano, P, sobre el cual se ejerce una acción tangente simple que vendría caracterizada por una tensión tangente, τ, si el hormigón no estuviese fisurado. Las fisuras que pueden aparecer lo harán inclinadas a 45°. Las costuras dispuestas en capas de sección individual, A, de separación, t, paralelamente a P, están inclinadas

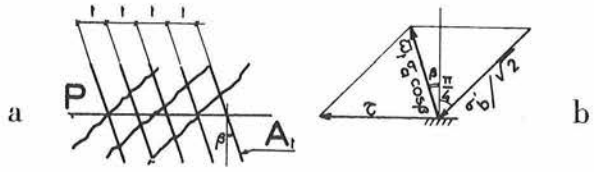


Fig. 12

un ángulo, β, sobre la normal al plano P (fig. 12a). Llamemos ω a la cuantía de las armaduras de costura:

$$\omega_t = \frac{A_t}{tb \cos \beta}$$

siendo b el espesor de hormigón.

Consideremos las fuerzas que actúan sobre la unidad de superficie del plano P. La resultante del esfuerzo de compresión de las bielas (fig. 12b) a 45°, comprendidas bajo la tensión, σ'_b, igual a

$$\sigma'_b / \sqrt{2}$$

y del esfuerzo de tracción de las barras de cosido, puestas en tracción bajo la tensión, σ_a, igual a

$$\omega_t \, . \, \sigma_a \, . \cos \beta$$

debe ser igual a τ.

Expresando esta igualdad por su proyección sobre P y sobre la normal a P se encuentra:

$$\left.\begin{aligned} \omega_t \, . \, \sigma_a &= \frac{\tau}{(\text{sen } \beta + \cos \beta) \cos \beta} \\ \sigma'_b &= \frac{2 \tau \cos \beta}{\text{sen } \beta + \cos \beta} \end{aligned}\right\} \qquad [1]$$

En el caso en que las costuras son normales a P:

$$\beta = 0 \left\{ \begin{aligned} \omega_t \cdot \sigma_a &= \tau \\ \sigma'_b &= 2\tau \end{aligned} \right. \qquad [2]$$

Las relaciones [1] y [2] constituyen las reglas de las costuras.

Puede resultar cómoda esta otra forma de expresión. Sea

$$s = b\tau$$

el esfuerzo tangente por unidad de longitud. La primera relación de [2] se escribe entonces:

$$\beta = 0 \; ; \quad \frac{A_t}{t} \sigma_a = s$$

4. Conclusiones en cuanto a las vigas de hormigón armado

No voy a hablaros de las armaduras de alma inclinadas, lo que me alejaría demasiado de las vigas de hormigón pretensado, a las que quiero llegar. Lo que acabo de deciros nos conduce a una conclusión: a la luz de la regla de las costuras, sistemáticamente aplicada, las disposiciones ordinarias más habituales de colocación de armaduras no son satisfactorias para las vigas fuertemente solicitadas a esfuerzo cortante. La labor de las investigaciones debe concentrarse sobre la invención y la puesta a punto de nuevos tipos de disposiciones.

5. Vigas de hormigón pretensado

Nos referiremos a los trabajos de los investigadores de la Universidad de Illinois, a quienes agradecemos el habernos autorizado a utilizarlos (referencias 2, 3, 4 y 5).

Consideraremos inicialmente las

5.1. Vigas de sección rectangular sin armaduras de alma.

Están sometidas estas vigas al ensayo según el esquema de la figura 13. Los alambres de pretensado son adherentes, rectilíneos, y están colocados en la parte inferior (un pretensado provisional asegura la estabilidad de la viga antes de la aplicación de las cargas).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.11. *Si el pretensado es débil,* aparecen, inicialmente, en las proximidades de las cargas, fisuras de flexión normales al eje. Después, esas fisuras manifiestan una tendencia a inclinarse hacia la carga en la zona de luz cortante. Una de ellas se extiende más que las otras hacia la carga y provocará la rotura (si es que esta última sobreviene

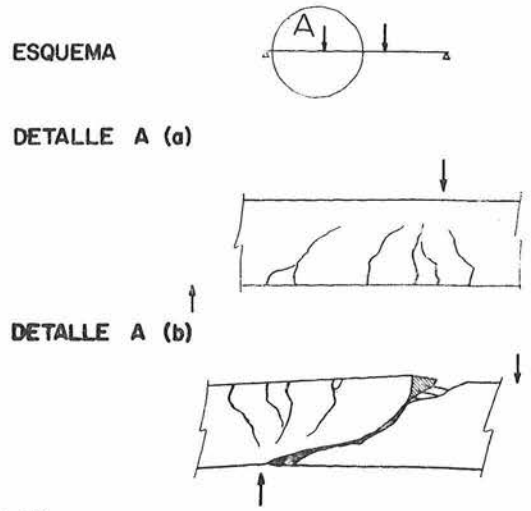


Fig. 13

por esfuerzo cortante); es la fisura crítica. Esta fisura resulta, por tanto, inducida por una fisura de flexión. Hecho notable: el punto en que dicha fisura desemboca sobre la cara en tracción está menos alejado de la carga que en el caso de una viga análoga de hormigón armado. Ello se explica por el hecho de que la extensión de la zona fisurada por flexión es inferior en hormigón pretensado que en hormigón armado. Este hecho provoca diferencias con respecto a la rotura de la viga de hormigón armado. El primer mecanismo autoacelerador, que tiende a ensanchar la fisura crítica sobre la cara en tensión, pierde su importancia o deja de presentarse. La extensión de la fisura crítica se realiza, entonces, progresivamente hasta el momento en que entra en juego el segundo mecanismo autoacelerador: la fisuración paralelamente al esfuerzo por compresión excesiva. La fisura crítica penetra oblicuamente en la zona comprimida, reduciendo su altura y provocando la rotura de la viga.

5.12. *La carga de rotura por esfuerzo cortante* es tanto más reducida en relación con la carga de rotura por flexión (que puede calcularse) cuanto más fuerte sea el pretensado. Para pretensados débiles, esta reducción es poco marcada y las roturas pueden presentar un carácter de transición: a efectos de carga de rotura, se trata de roturas de flexión, pero existe una fisura oblicua con aspecto de crítica.

5.2. Si las vigas de sección recta rectangular poseen armaduras de alma (rectas),

estas últimas se oponen a la propagación de las fisuras oblicuas. Si hay suficientes armaduras de alma, una viga sometida a ensayo no rompe ya por esfuerzo cortante y su carga de rotura resulta ser igual a la carga de rotura teórica por flexión. Ello es una prueba más de que la causa del fallo de una viga sin armaduras reside en el alma.

La cabeza de compresión debe jugar un papel importante, al igual que el hormigón armado, en el mecanismo de resistencia a esfuerzo cortante. Es así probable que dicha cabeza limite la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas que posean una elevada cuantía de armaduras transversales.

Consideremos ahora las:

5.3. Vigas en doble T sin armaduras de alma.

Las almas son relativamente delgadas.

Los alambres de pretensado son rectilíneos y se alojan en la cabeza inferior. El ensayo se realiza según el esquema clásico de la figura 14.

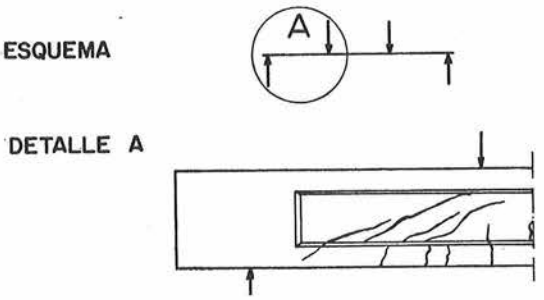


Fig. 14

5.31. *Aparecen fisuras inclinadas en el alma.* Muy a menudo, aparecen varias e, incluso, bajo la carga (fig. 14). Cuanto más fuerte sea el pretensado, más tendidas son esas fisuras y más a menudo son independientes de las fisuras de flexión. Esto se explica por la consideración de las tensiones principales de tracción desarrolladas en el alma.

Estas fisuras pueden evolucionar de formas diferentes.

5.32. *Una de ellas puede penetrar en la cabeza de compresión* y provocar su destrucción como en el caso de vigas de sección recta rectangular.

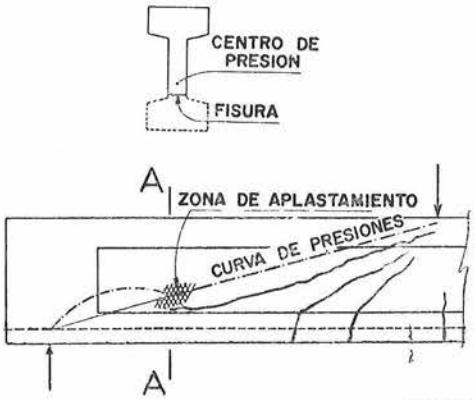


Fig. 15

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

5.33. *Una de ellas puede producir en el alma* el comienzo de un efecto de bóveda y provocar la rotura del alma por compresión. El esquema del fenómeno está representado en la figura 15 y su explicación se deduce de dicha figura: en la sección *A* la parte de la viga situada bajo la fisura no desempeña más que la misión de tirante y la parte superior, verdadero arco, presenta una sección fuertemente disimétrica sometida a una compresión muy excéntrica.

5.34. *Una fisura inclinada puede provocar, al extenderse,* la separación de la cabeza inferior y del alma, sea porque dicha fisura no haya sido inducida por una fisura de flexión (fig. 16a), sea porque, efectivamente, haya sido inducida por una tal fisura (fig. 16b).

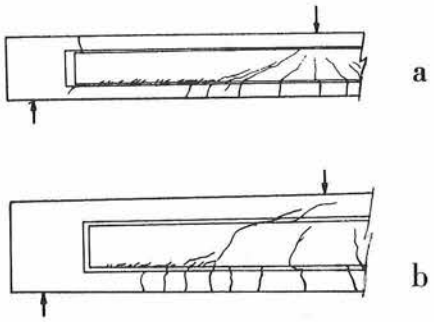


Fig. 16

Entre la carga y el arranque de la fisura, la viga funciona como arco. Entre el arranque y el apoyo, tiende a funcionar como viga. Hay, pues, en esta última zona, entre alma y cabeza, una concentración de fuertes tensiones de cizalladura. La rotura progresa por una serie de fisuras, inclinadas en cada zona paralelamente a las isostáticas de compresión.

5.35. *Pueden aparecer también fisuras inclinadas cerca del apoyo,* en la parte alta del alma. Esto se explica por las condiciones de pretensado particulares de estas vigas, con alambres rectilíneos de pretensado: el pretensado es débil en esta zona.

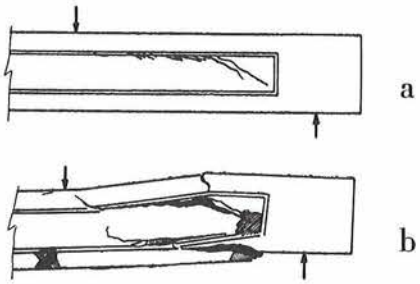


Fig. 17

Las fisuras muestran una tendencia a progresar hacia la carga, y a separar la cabeza comprimida del alma, lo que conduce a la rotura (fig. 17a y b). Hasta el arranque de la fisura no está afectada la cabeza superior. Hay, sin embargo, concentración de cizalladuras entre alma y cabeza más allá de dicho arranque. La progresión de la fisura se realiza como en el caso precedente.

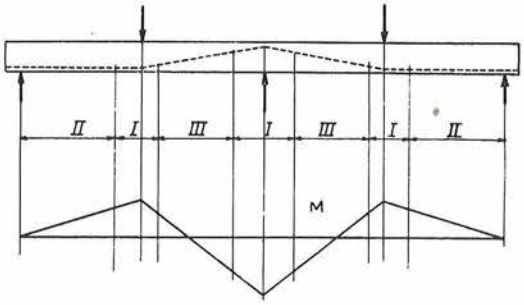


Fig. 18 a

5.36. *En los tres últimos casos* de evolución de fisuras inclinadas, la extensión de la fisura anuncia la ruina bajo un incremento muy pequeño de la carga.

Pero en los cuatro casos observados existe un fallo del alma y puede considerarse que todas esas roturas son roturas de almas.

5.4. Si las vigas en doble T poseen armaduras de alma (rectas),

y estas últimas están bastante próximas (del orden de la semialtura del alma) y son de sección suficiente, se llega a evitar las roturas de alma y las vigas rompen por flexión. Las fisuras inclinadas en la altura de las almas y las fisuras en la unión de las almas y de las cabezas continúan produciéndose, incluso se multiplican, pero no evolucionan hacia su propia extensión ni provocan la rotura de las vigas.

Hay, no obstante, un límite en la resistencia al esfuerzo cortante de un alma y, por tanto, en la cantidad de armaduras que dicha alma admite: se llega al aplastamiento por compresión simple de las bielas comprimidas de hormigón, dibujadas en el alma por las fisuras.

En todos los casos, se produzca la rotura por esfuerzo cortante a causa de la insuficiencia de las armaduras transversales del alma, o a causa del aplastamiento de las bielas del alma, se trata siempre de una rotura de alma característica.

6. *Vigas continuas de hormigón pretensado*

Consideremos vigas de ensayo continuas de dos tramos iguales, simétricamente cargadas, con una carga por tramo. Los alambres de pretensado siguen el trazado de puntos que se indica en la figura 18a.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

6.1. Comparación con las vigas de un tramo.

Si comparamos con vigas de un tramo de sección recta análoga, ensayadas según los esquemas 18b y 18c, observaremos que las zonas marcadas con I y II sobre los tres esquemas a, b y c, están en condiciones análogas de equilibrio y, efectivamente, los ensayos muestran fenómenos de rotura por esfuerzo cortante completamente similares.

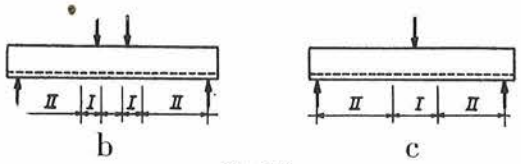


Fig. 18

6.2. Puntos de momento nulo.

Las zonas III que rodean los puntos del momento nulo, corresponden a condiciones especiales.

6.21. *En las vigas de sección rectangular y de pretensado moderado,* no son regiones críticas. Las roturas se producen por flexión, o bien por esfuerzo cortante, por encima del apoyo intermedio o por debajo de las cargas, según los mismos procesos que en las vigas de un tramo.

6.22. *En las vigas doble T,* y especialmente en aquellas de pretensado fuerte o de alma delgada, aparecen fisuras inclinadas en el alma sin que haya fisuras de flexión.

6.221. *Si las vigas no poseen armaduras de alma,* aparecen fisuras inclinadas extendiéndose hacia el apoyo y la carga, que acaban por provocar el hendimiento del alma a lo largo de la armadura de pretensado inclinada que la atraviesa (fig. 19a).

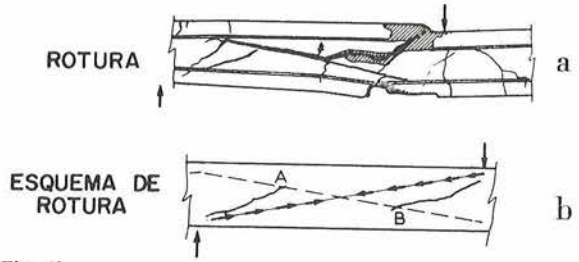


Fig. 19

El esquema 19b explica la causa de esta rotura. La compresión oblicua de la carga al apoyo equivale a una solicitación por compresión y cizalladura de la sección *AB,* que es una sección débil, puesto que las armaduras de pretensado (aun cuando estén constituidas por alambres adherentes como en este caso) equivalen a agujeros en lo que se refiere a una solicitación de cizalladura.

6.222. *En las regiones de momento nulo,* las armaduras de alma pueden ser suficientes, como en las otras regiones, para impedir estos desórdenes y para asegurar la estabilidad, a pesar de una fisuración que puede llegar a ser abundante (fig. 20).

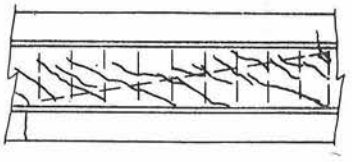


Fig. 20

No obstante, el paso de los alambres de pretensado en un alma delgada constituye siempre un punto débil. Aun cuando se haya previsto armaduras de alma, la rotura se presenta a menudo por hendimiento a lo largo de los alambres de pretensado. Igualmente, se ha observado el mismo fenómeno en vigas de un tramo independiente que poseían armaduras de pretensado en un alma delgada.

7. Conclusiones en cuanto a las vigas de hormigón pretensado

A pesar de su apariencia, a veces espectacular, la rotura por esfuerzo cortante de vigas de hormigón pretensado es un fenómeno más simple que la de vigas de hormigón armado. Prácticamente, es siempre consecuencia de una rotura del alma. En este caso desaparece la complejidad que introduce, en el hormigón armado, el enlace del acero y del hormigón. No obstante, existe una causa de debilitación del alma privativa del hormigón pretensado: la reducción del espesor, efectivamente resistente, producida por el paso de los alambres de pretensado.

Referencias

(1) Versuche an schlaff bewehrten Rechteck- und Plattenbalken mit Schubbewehrung von F. Leonhardt und R. Walther. Université d'Illinois.

(2) Strength in shear of beams without Web reinforcement by M. A. Sozen, E. M. Zwoyer, C. P. Siess—U of I—Eng. Exp. Station, Bulletin núm. 452.

(3) Strength in shear of prestressed concrete beams without Web reinforcement a Thesis by M. A. Sozen.

(4) Strength of prestressed concrete beams with Web reinforcement a Thesis by G. Hernández.

(5) Strength and behavior of two-span continuous prestressed concrete beams by N. M. Hawkins, M. A. Sozen and C. P. Siess.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

591-5-6

fundamentos sobre el proyecto de pavimentos de hormigón pretensado

Ing. Civil CARLOS ERNESTO DUVOY
Del Dep. Técnico del Instituto del Cemento Portland Argentino

(Conferencia pronunciada en el Simposio sobre Pavimentos de Hormigón celebrado en Buenos Aires en 1960)

La presente comunicación se refiere al análisis del comportamiento del pavimento de hormigón pretensado y explica la superior capacidad de carga que se obtiene con el pretensado.

Se describen, sumariamente, los procedimientos empleados para pretensar el pavimento y las características principales de cada sistema.

El proyecto de un pavimento de hormigón es el resultado del análisis técnico y económico que, en función de las condiciones determinadas del valor portante de la subrasante, características climáticas de la región, resistencia y calidad del hormigón, permite dimensionar el pavimento para la «carga de rueda de control» determinada por el tránsito probable y previsible.

Las tensiones máximas que la «carga de rueda» produce en el pavimento corresponden a los casos de aplicación de la carga en esquina, que origina tensiones de tracción en la parte superior de la losa, y a la carga aplicada en el borde, que determina tensiones de tracción en la cara inferior.

La carga aplicada en el centro provoca tensiones de tracción en la cara inferior del pavimento, de menor valor que las precedentes. La determinación de los valores de las tensiones y deflexiones es motivo de estudios matemáticos y experiencias de importancia. En general, se emplean las fórmulas de Pickett para el caso de carga en esquina y las de Westergaard para el borde y centro de la losa (1).

El pretensar un pavimento de hormigón consiste en crear en la losa del pavimento un estado de compresión previo, compatible con la resistencia del hormigón y con las condiciones estáticas de la obra y de tal modo que, combinado con las tensiones que produzcan las cargas y otras acciones, determine tensiones resultantes dentro de los límites admisibles para el hormigón.

El pretensar la losa del pavimento es crear una tensión uniforme de compresión en el hormigón, y, por tanto, aumentar la resistencia a la tracción del hormigón en un valor equivalente al pretensado.

En efecto, con relación a los criterios enunciados precedentemente, el cálculo del espesor se hace en función de la tensión de tracción por flexión (módulo de flexión) del hormigón en general: $\sigma_{hf} = 50$ kg/cm².

Si el pretensado en la losa tiene un valor mínimo, $\sigma_{hp} = 10$ kg/cm², la tensión del hormigón que producirá la fisuración, tanto en las fórmulas de Pickett como Westergaard, será:

$$\sigma_{hf} + \sigma_{hp} = 50 + 10 = 60 \text{ kg/cm}^2.$$

Al existir una compresión permanente en el pavimento, desaparecen prácticamente las juntas o bien pueden ser espaciadas en mayores distancias, que dependen del método constructivo y sistema de pretensado.

Estas serán las ventajas desde el punto de vista teórico del material sometido a tensión previa.

(1) «Criterios actuales para el proyecto estructural de los pavimentos de hormigón», por los ingenieros Juan F. García Balado y S. Antonio Agusti. «Cemento Portland», número 28.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Sin embargo, existen modificaciones importantes que experimenta el hormigón por efecto del pretensado y que son condiciones reológicas propias del hormigón pretensado, que tienen la mayor importancia en el estudio del pavimento.

La compresión origina un incremento en la resistencia a tracción y flexión del hormigón. Los ensayos realizados demuestran que el hormigón que fragua y endurece sometido a carga tiene una resistencia mayor, fenómeno explicable puesto que la compresión que soporta el hormigón impide la formación de las microscópicas fisuras

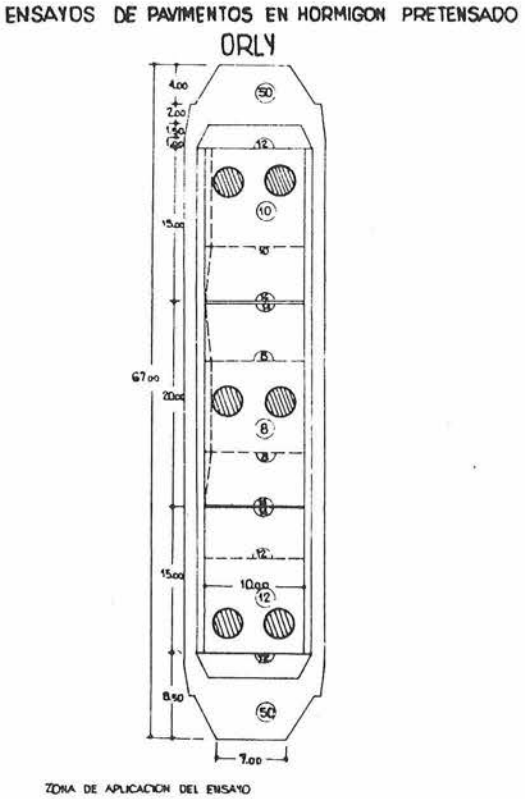


Fig. 1

de retracción y reduce el volumen de la red de capilares, que son, sin duda, el comienzo de la fisuración por tracción. Puede estimarse de acuerdo con los ensayos que la resistencia de tracción por flexión en la losa de hormigón alcanza a 75 kg/cm².

El pavimento de hormigón pretensado es más deformable que el pavimento de hormigón, puesto que los espesores, para igualdad de carga, son menores y las tensiones admisibles hasta la fisuración son mayores.

Un pavimento de hormigón pretensado puede experimentar deformaciones del orden de varios milímetros por la acción de cargas repetidas sin que aparezcan fisuras. En Orly se han construido losas de ensayo de 8-10-12 cm de espesor, pretensadas longitudinalmente con tensión de compresión 10 kg/cm² y transversalmente con valores variables 0-5-10 kg/cm².

En la figura 1 se indica la planta de las losas de ensayo, y en los gráficos están representadas las deformaciones verticales correspondientes al centro de la carga en función del número de ciclos de carga y descarga. Estos ensayos, parte del plan de estudio del pavimento en hormigón pretensado, fueron llevados a cabo por la Direction de l'Aéroport de París (Ings. Cot y Vasseur). En los gráficos puede apreciarse la capacidad de carga del pavimento y resistencia a la fatiga del hormigón pretensado.

Esta propiedad del hormigón pretensado permite un eficaz reparto de las cargas en la subbase y que el pavimento pueda adaptarse a las deformaciones del suelo.

Cálculo del pavimento de hormigón pretensado.—Si la carga que actúa sobre el pavimento es moderada, es decir, las tensiones producidas están comprendidas dentro de los valores correspondientes a la resistencia a la flexión del hormigón más el valor de la tensión de precompresión, el pavimento se comporta dentro del estado elástico y se aplican las fórmulas de Westergaard o método similar.

Si la carga aumenta, en la cara inferior de la losa comienza la fisuración en el punto correspondiente al centro de la carga y luego se extiende en forma radial, afectando un círculo de fisuración, en que las tensiones y deformaciones corresponden al estado plástico.

Al fisurarse la losa en la parte inferior se produce una mayor deformación y el pavimento soporta un aumento de carga hasta que el momento negativo origina fisuras concéntricas en la cara superior, que indican la destrucción del pavimento (fig. 2).

Si la fisuración afecta solamente a la cara inferior de la losa y no se manifiesta superiormente, una vez que ha cesado la carga, el pretensado cierra las fisuras y el pavimento recupera su forma original. Esta condición, sumada a la mayor resistencia a la tracción de la losa de hormigón pretensado y al monolitismo que crea, explica la superior capacidad de carga del pavimento de hormigón pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La rotura del pavimento de hormigón pretensado se produce con la aparición de las fisuras concéntricas en la cara superior, puesto que, aunque puedan cerrarse posteriormente por efecto del pretensado, las deformaciones verticales residuales del pavimento y de la base son excesivas (fig. 3).

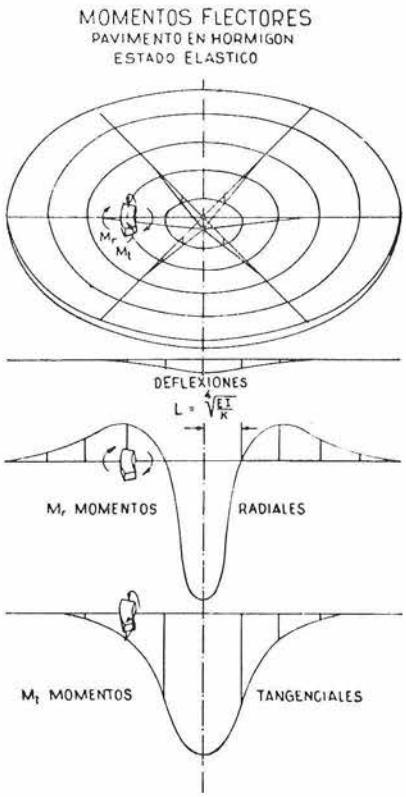


Fig. 2

Como valor de seguridad para la carga máxima puede aceptarse el valor correspondiente al momento negativo, cuyo valor, como se observa en el gráfico, es alrededor de 1/5 del momento positivo (2).

El cálculo del pavimento de hormigón pretensado, estudiado por los Ingenieros Cot y Becker del Aeropuerto de París (3), consiste en establecer la condición de equilibrio en el círculo que limita las dos zonas, estado elástico y estado plástico, equilibrio entre los momentos tangenciales. La ecuación de equilibrio permite calcular la deflexión vertical y la pendiente del meridiano en la zona deformada en función de los momentos radiales y tangenciales. Los ensayos han permitido comprobar la concordancia entre las deflexiones medidas y los valores correspondientes al cálculo (figs. 4 a 11).

Valor del pretensado. — El cálculo del pavimento de hormigón pretensado y los ensayos realizados demuestran que es suficiente asegurar en todos los puntos de la losa y en todo tiempo una precompresión mínima de 10 kg/cm², valor suficiente puesto que el pretensado tiene como

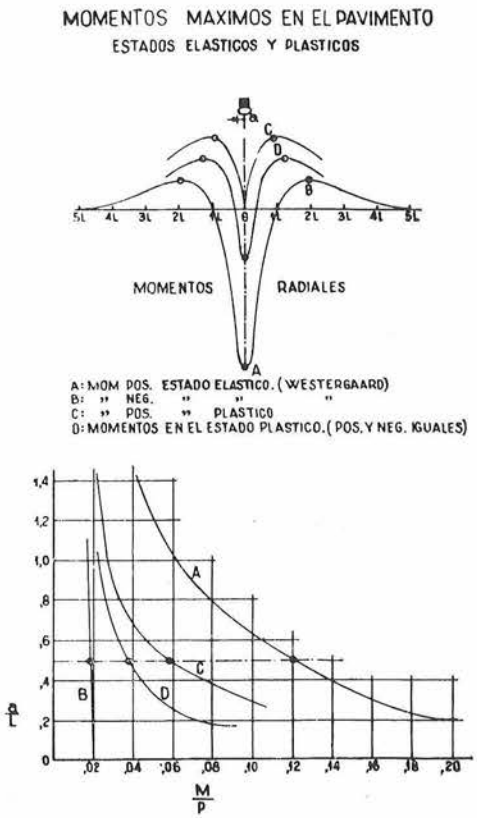


Fig. 3

función principal recuperar el estado de compresión de la losa, luego que por acción de la carga el hormigón haya soportado tensiones de tracción o aún esté fisurado.

Procedimiento para realizar el pretensado. — Existen diferentes sistemas para efectuar la precompresión del pavimento (fig. 12), que en función del comportamiento de la losa frente a las

(2) «Prestressed Concrete Pavements», por Eric. C. Molke, Journal of the Air Transport Division - Julio 1959.

(3) «Calcul des Pistes en Béton Précontraint», por Pierre D. Cot y E. Becker, Revue Générale des Routes et des Aérodromes - Mayo 1956.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

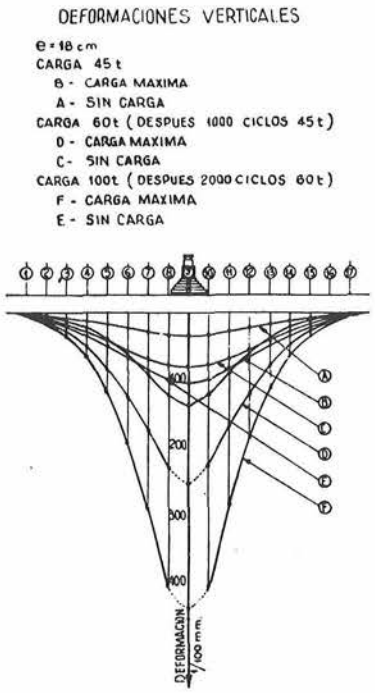


Fig. 4

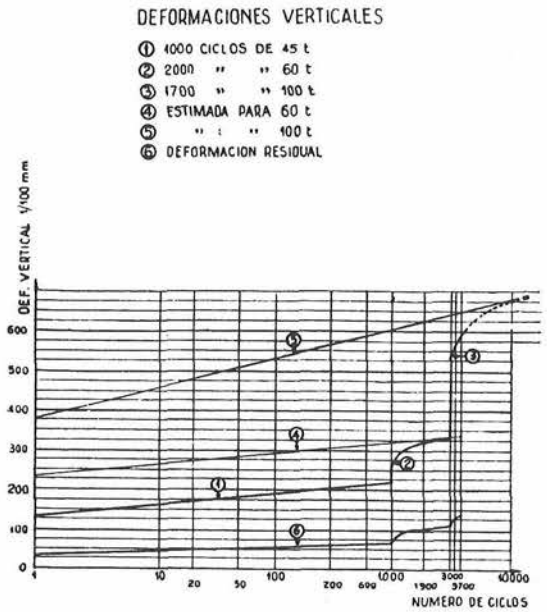


Fig. 5

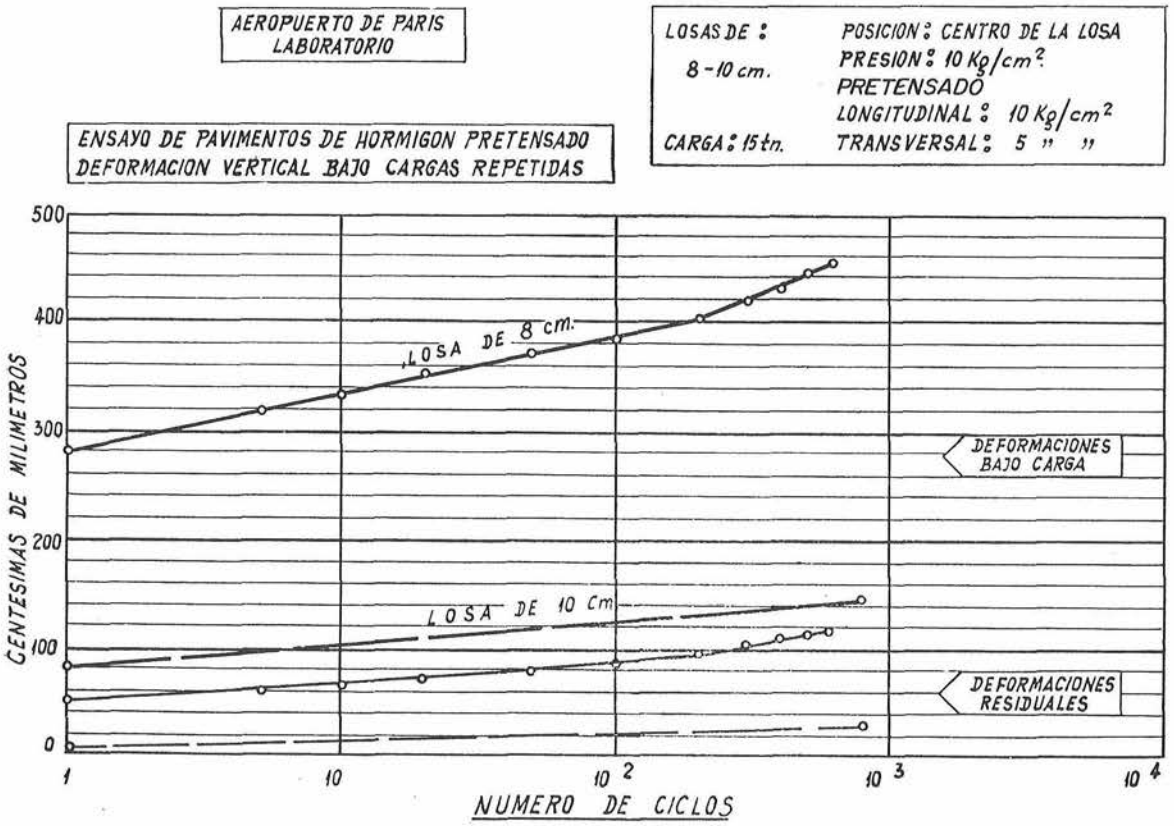


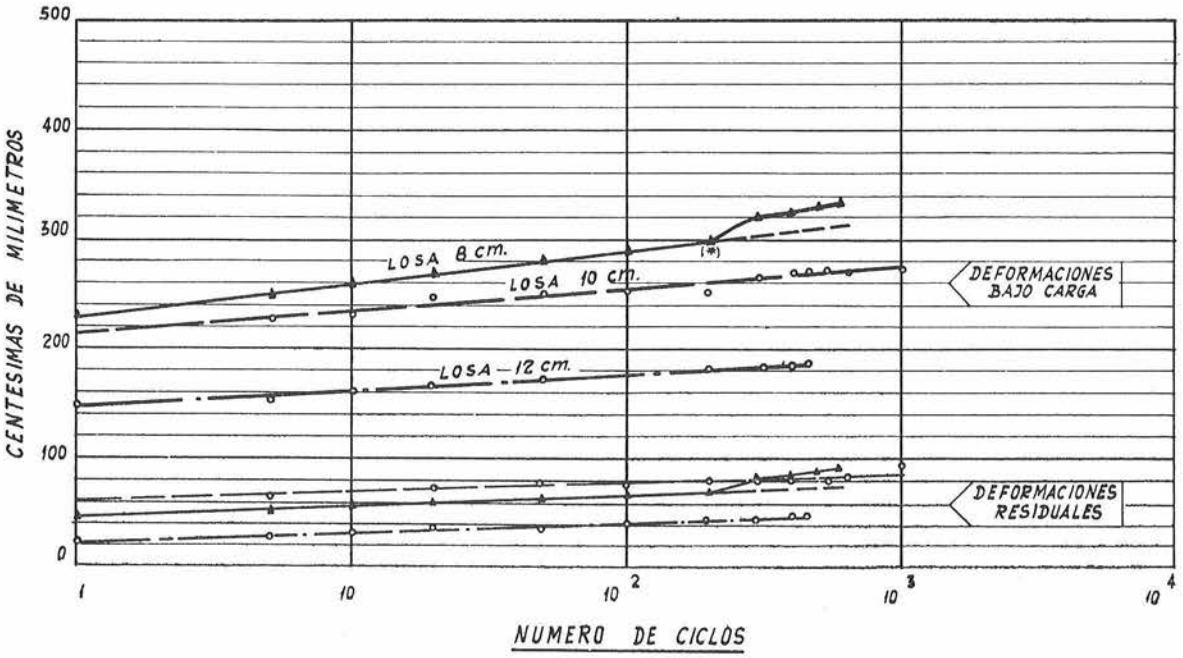
Fig. 6

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

AEROPUERTO DE PARIS
LABORATORIO

ENSAYO DE PAVIMENTOS DE HORMIGON PRETENSADO.
DEFORMACION VERTICAL BAJO CARGAS REPETIDAS.

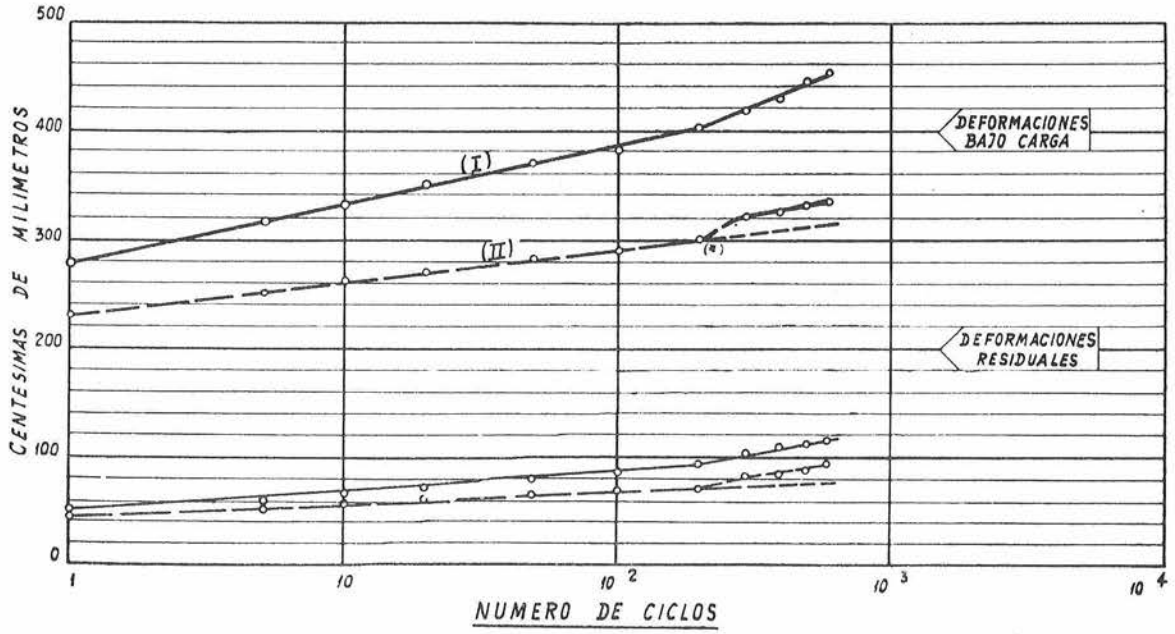
LOSAS DE: 8 10 12 cm.
CARGA: 15 Tn.
POSICION: CENTRO DE LA LOSA
PRESION: 10 Kg/cm²
PRETENSADO
LONGITUDINAL: 10 Kg/cm²
TRANVERSAL: 10 " "



AEROPUERTO DE PARIS
LABORATORIO

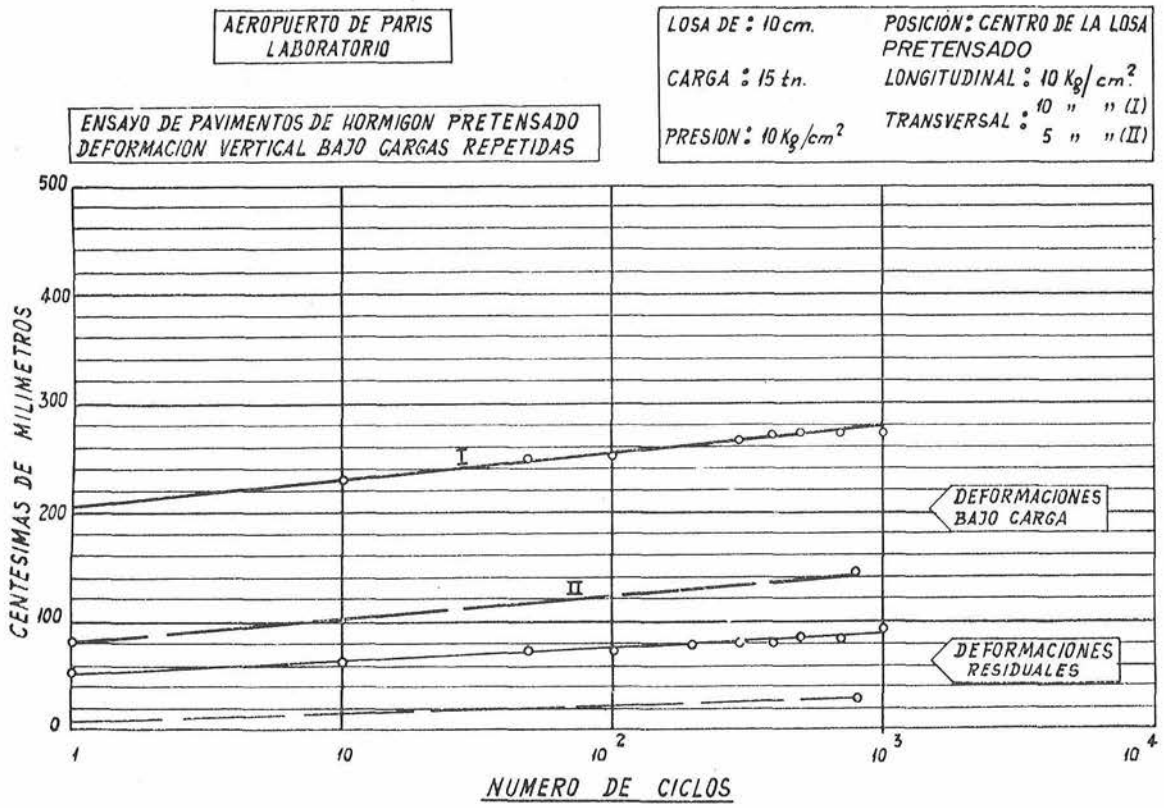
ENSAYO DE PAVIMENTOS DE HORMIGON PRETENSADO
DEFORMACION VERTICAL BAJO CARGAS REPETIDAS

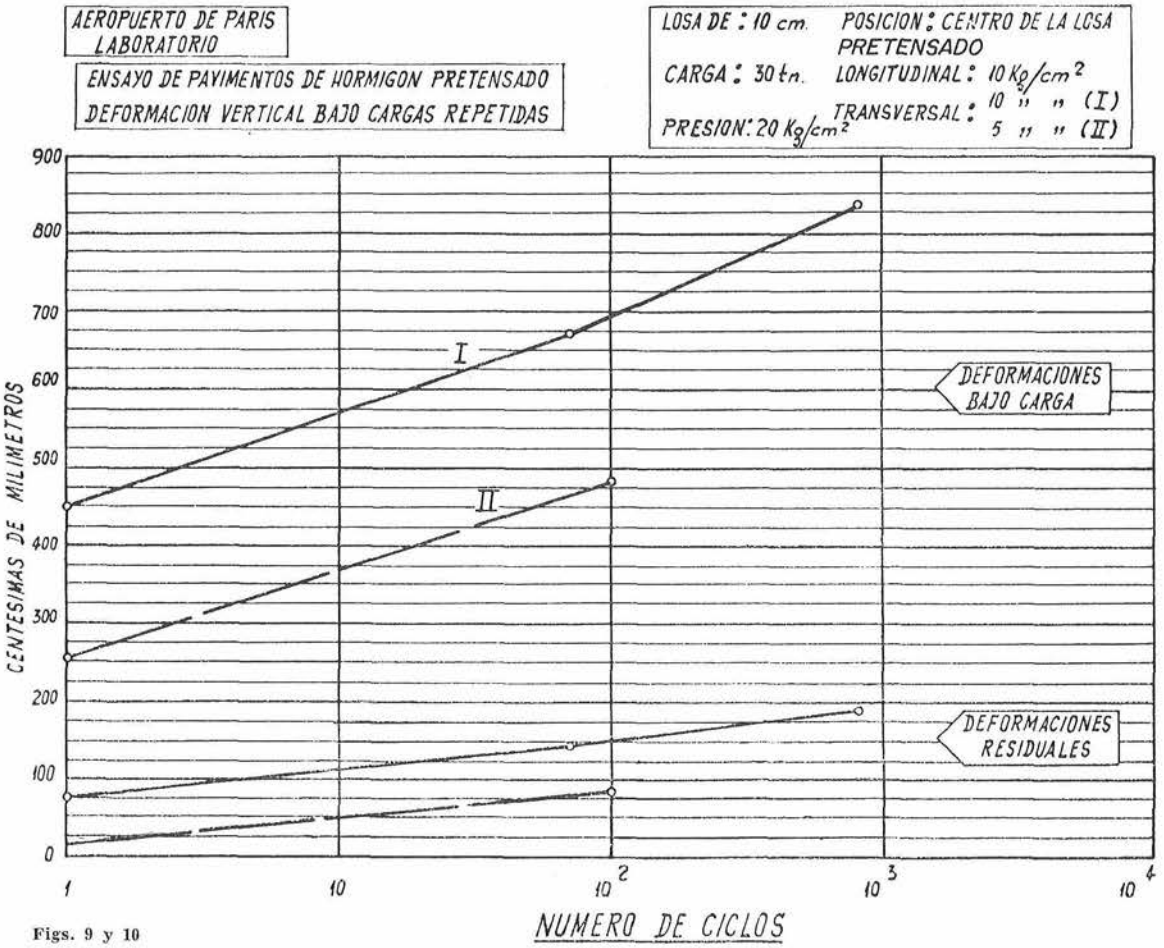
LOSA DE: 8 cm
CARGA: 15 Tn.
POSICION: CENTRO DE LA LOSA
PRESION: 10 Kg/cm²
PRETENSADO
LONGITUDINAL: 10 Kg/cm²
TRANSVERSAL: 10 " " (I)
5 " " (II)



Figs. 7 y 8

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025





Figs. 9 y 10

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

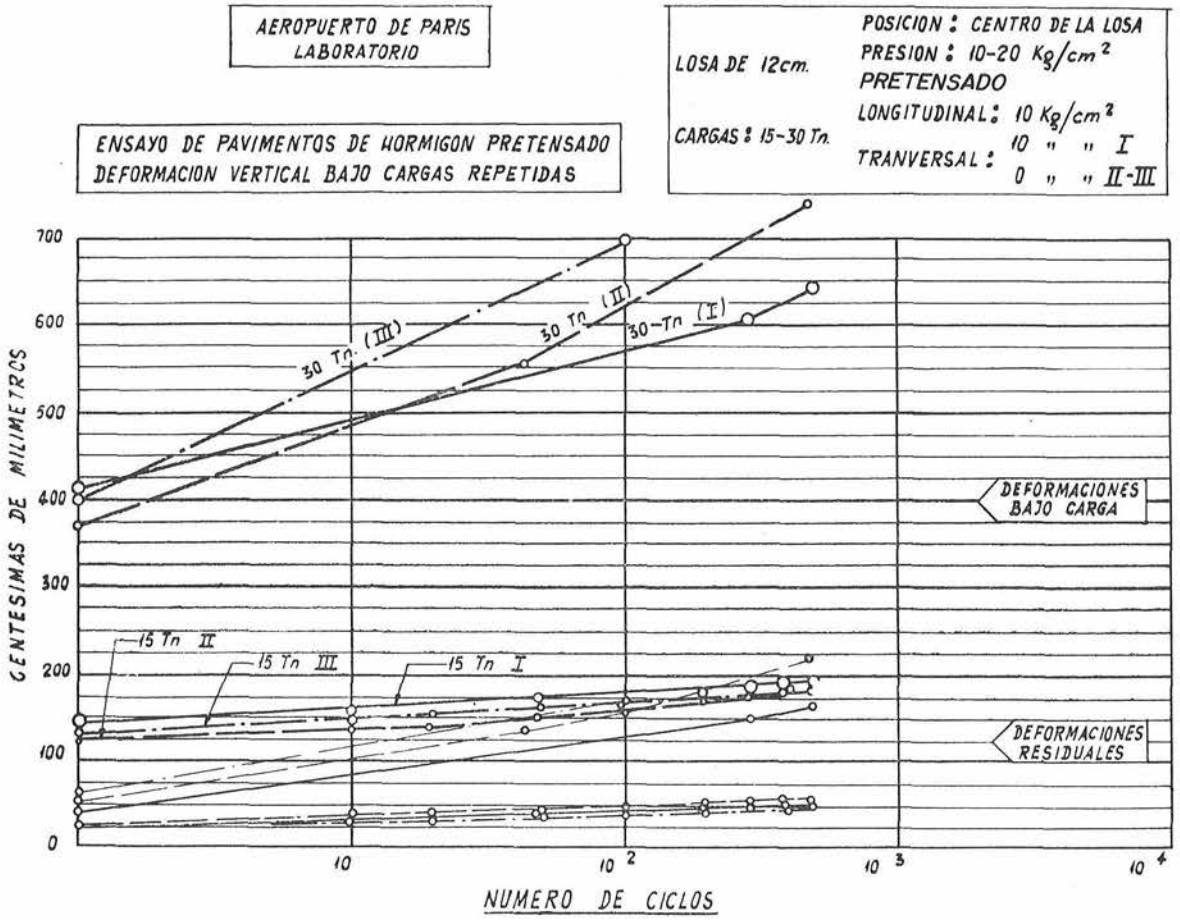


Fig. 11

variaciones termo-higrométricas han sido clasificados por M. Peltier en:

I. Sistema fijo.

II. Sistema móvil: con pretensado interno / con pretensado externo

I. Sistema fijo.

En este sistema la losa del pavimento de hormigón es precomprimida entre dos estribos extremos que pueden estar separados 2.000 a 3.000 metros.

Se construye el pavimento por los procedimientos clásicos, disponiendo. cada 200 a 300 m, juntas denominadas «activas», verdaderos gatos hidráulicos que comprimen el hormigón. Las losas están restringidas en sus desplazamientos por los estribos extremos. La junta activa produce una compresión, que por efecto del rozamiento disminuye linealmente a ambos lados de la junta activa. La separación de las juntas activas se fija en función del valor de la tensión en la junta para obtener una compresión mínima en los puntos medios, considerando la pérdida de tensión por rozamiento. El valor del coeficiente de rozamiento (f), en losas apoyadas sobre capas de arena, es aproximadamente igual a 1,00, es decir, que la pérdida de precompresión es 24 kg/cm² por cada 100 m de distancia. Cuando todas las juntas activas están en compresión se obtiene un diagrama de tensión a «diente de sierra». La retracción y fluencia del hormigón provocan una disminución de longitud que se traduce en una pérdida de tensión. Se recupera el valor de la tensión poniendo nuevamente en funcionamiento los gatos, juntas activas, operación que se realiza al año o dos años cuando la retracción y fluencia se han producido y coincidentemente con la época de más baja temperatura.

Las variaciones de la temperatura y humedad en el hormigón producen variaciones en la longitud, pero como el pavimento está restringido en su desplazamiento por los estribos se originan variaciones en las tensiones. Considerando el desigual valor del pretensado, para asegurar una

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

tensión mínima de 10 kg/cm², se requiere en las juntas activas un esfuerzo que cree una tensión como mínimo de 35 kg/cm². Las modificaciones termohigrométricas originan aumentos de tensión hasta de 120 kg/cm², o sea, que las tensiones varían de invierno a verano de 35 a 155 kg/cm² en las zonas inmediatas a las juntas activas. Para estas elevadas tensiones se necesitan importantes estribos que transfieran al terreno el esfuerzo total. En coincidencia con los mayores valores de las tensiones, dado el reducido espesor y ancho de las losas pueden presentarse problemas de inestabilidad por pandeo.

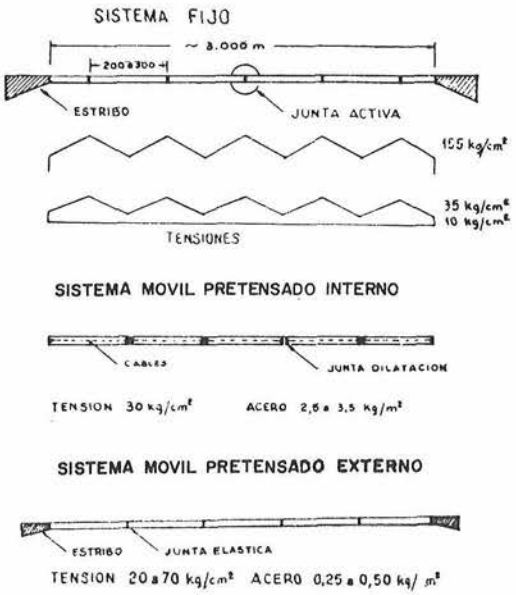


Fig. 12

II. Sistema móvil.

En el sistema móvil, la calzada está dividida en tramos de 200 a 300 m de longitud.

Las variaciones de temperatura y humedad del hormigón producen variaciones en la longitud de cada losa y por efecto del rozamiento, desplazamientos diferenciales desde el centro a los extremos de la losa. Por tanto, no existen las grandes variaciones de tensiones entre invierno y verano, ni tampoco los valores elevados de tensión para asegurar el mínimo de 10 kg/cm². Desaparece el problema del pandeo, pues las compresiones son menores.

a) *Sistema móvil con pretensado interno.*

El pretensado se crea mediante cables o alambres de acero de alta resistencia que traccionados fuertemente transfieren este esfuerzo al hormigón, ya sea por adherencia o por anclajes extremos. En el primer caso se tesan los alambres y luego se hormigona. En el segundo, los cables están colocados en vainas; una vez hormigonada la losa, fraguado y endurecido del hormigón, se tesa el cable tomando apoyo en la losa y anclando los extremos. Posteriormente se inyecta mortero en las vainas para lograr adherencia y proteger el acero contra la corrosión.

Existen distintas posiciones para los cables: longitudinales y transversales, o bien formando una malla romboidal. El ángulo con respecto al eje varía según el grado de pretensado longitudinal y transversal (18,5°, 30°, 35° y 45°).

Este sistema requiere cantidades de acero de alta resistencia comprendidas entre 2,5 y 3,5 kg/m² de pavimento, y el pretensado que debe asegurarse es de 30 kg/cm². Entre una losa y otra deben disponerse juntas de dilatación; actualmente se utilizan juntas realizadas en neopreno.

b) *Sistema móvil con pretensado externo.*

En este sistema el pretensado longitudinal está mantenido mediante dispositivos elásticos del tipo resorte, que constituyen juntas elásticas que permiten la variación de las longitudes de las losas, pero conservando éstas la compresión que oscila entre límites definidos Las tensiones límites están comprendidas entre 20 y 70 kg/cm². Los estribos son, por lo tanto, de menor importancia que en el sistema fijo.

La precompresión se lleva a cabo mediante «juntas activas» colocadas en el centro de cada losa. Este sistema permite importantes economías de acero; el consumo es 0,25 a 0,50 kg/m².

Son muy interesantes las juntas elásticas proyectadas, existiendo diferentes tipos (fig. 13) que acumulan la energía mediante la elasticidad del acero, caucho o aire comprimido.

Pretensado transversal.—Sólo puede ejecutarse con cables de acero. El costo del pretensado transversal es elevado por la influencia de los anclajes en la reducida longitud de los cables.

En un camino las tensiones mayores corresponden al caso de carga en el borde de la calzada, y la fisuración transversal está impedida por el pretensado longitudinal. Los momentos flectores en el sentido transversal tienen valores comprendidos entre 1/3 y 1/4 del momento en el sentido longitudinal. Las tensiones pueden ser

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

absorbidas por el hormigón o bien dar un pretensado reducido para evitar la abertura de fisuras longitudinales.

Curvas.—El pretensado longitudinal en los sistemas fijos y móviles con pretensado externo puede producir esfuerzos centrífugos que tienden a desplazar las losas en las curvas. En tal caso deben disponerse estribos laterales.

Pandeo.—En el sistema fijo existe riesgo de levantamiento de las losas, especialmente en coincidencia con las juntas. si el esfuerzo de compresión no está perfectamente centrado. Para evitar tal posibilidad se construyen las «juntas activas» con un dispositivo de peines intercalados que penetran los dientes de una debajo de la otra, y viceversa, o bien pasadores que vinculan ambas losas.

Conclusiones.

1) El pretensado del hormigón, en la construcción de pavimentos, permite disponer mayores valores admisibles para la tensión de tracción del hormigón, y, como consecuencia del monolitismo que la precompresión crea, desaparece el caso desfavorable de carga en esquina.

Estas ventajas significan reducción del espesor. En similares condiciones y para las cargas actuales, podemos establecer que los espesores correspondientes a cada tipo del pavimento de hormigón para caminos son aproximadamente:

Hormigón	25 cm
Hormigón pretensado longitudinalmente	15 cm
Hormigón pretensado longitudinalmente y transversalmente	12 cm

2) El pavimento de hormigón pretensado, como consecuencia de su capacidad resistente en el estado plástico y la recuperación posterior después de la fisuración, puede soportar, sin daño, el efecto de cargas repetidas, notablemente superiores a las de cálculo.

3) Los métodos empleados para crear el pretensado han alcanzado un grado de perfeccionamiento que permite obtener la mayor garantía en el mantenimiento del pretensado en el pavimento.

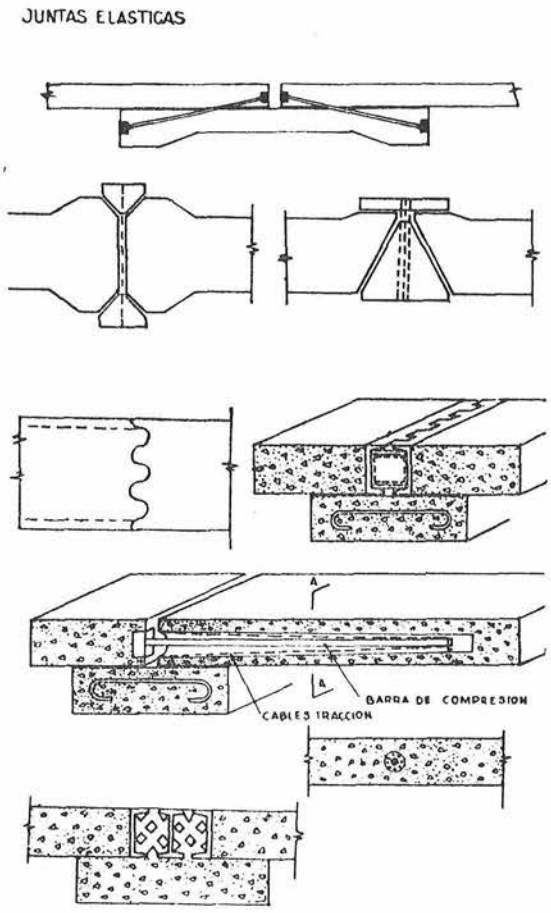


Fig. 13

4) Los ensayos realizados en Europa, especialmente Francia, y Estados Unidos, demuestran que el pavimento de hormigón pretensado es competitivo económicamente con los pavimentos denominados clásicos.

bibliografía

Además de los trabajos citados en el texto, se han consultado los siguientes:

«Les essais de route en béton précontraint de Fontenay-Trésigny», por R. Peltier, «Routes», núm. 341, junio 1960.

«Prestressed Concrete Pavement Research». «Highway Research Board», bulletin 179, 1958.

«Etudes du flambement des dalles précontraintes», por R. Peltier, «Routes», núm. 335, diciembre 1959.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

«L'Aérodrome d'Alger-Maison Blanche». «Travaux», julio 1955.

«Revêtement en béton précontraint», por J. Block. Publicación del aeropuerto de París, 1958.

«Prestressed Pavement - A world view of its status». «Journal of the American Concrete Institute», febrero 1959.

«Construction d'une voie de circulation en béton précontraint», por Becker y Fontaine. Publicación del Aeropuerto de París.

«Contribution a l'étude des routes en béton précontraint», por R. Peltier. «Routes», octubre 1958.

XIe. Congres International de la Route.

«Prestressed Concrete Runways: History, Practice and Theory», por Harris. The Institution of Civil Engineers, enero 1957.

discusión

Ing. Gonella: ¿A cuál de las pistas de Orly se refieren los ensayos?

Ing. Duvoy: Las losas pretensadas del Aeropuerto de Orly donde se realizaron los ensayos cuyos resultados he mostrado fueron ejecutadas exclusivamente para fines experimentales.

En Orly se construyó en el año 1947, y bajo la dirección del Ing. Freyssinet, la primera pista pretensada. El pretensado se obtiene por cables transversales que, comprimiendo lateralmente las losas de forma triangular, dan origen a una precompresión longitudinal, pues las losas se encuentran comprendidas entre dos estribos extremos que restringen el desplazamiento.

También hay una pista construida en 1953, de acuerdo con los sistemas que posteriormente se emplearon para la pista de Alger Maison Blanche.

Las losas construidas para el ensayo tienen 60 metros de longitud y 10 m de ancho. El pretensado longitudinal es 10 kg/cm², y el transversal, 0,5 y 10 kg/cm².

Ing. Gonella: ¿El estado límite de carga máxima corresponde cuando la deformación vertical alcanza un cierto valor permanente?

Ing. Duvoy: El estado límite de carga máxima se considera efectivamente alcanzado, cuando se produce la fisuración superior, puesto que, si bien al retirarse la carga las fisuras pueden desaparecer por efectos de la precompresión, las deformaciones de la subrasante son permanentes por efecto de las fuertes presiones transmitidas al suelo por el pavimento en correspondencia con la zona fisurada donde trabaja en el estado plástico. Por tanto, el momento negativo es el determinante para el cálculo de la carga máxima.

Un Delegado: ¿En qué momento se aplica la compresión al pavimento?

Ing. Duvoy: Una vez hormigonado el pavimento, se le mantiene húmedo cubriéndolo con la película plástica de curado. A medida que el hormigón va adquiriendo resistencia, se procede a precomprimir el pavimento de modo que el valor del pretensado supere la retracción. De esa manera en el hormigón no aparecen fisuras por retracción y si se produce alguna es cerrada por efecto de la precompresión.

El problema del mantenimiento del pretensado en el sistema fijo es más complejo, pues transcurrido un cierto tiempo, por efecto de la retracción, fluencia y variaciones termohigrométricas, puede disminuir notablemente la precompresión. Es necesario realizar posteriormente al año o dos años precompresiones para garantizar que, producida gran parte de la fluencia y retracción, en el día más frío del año, el pretensado superará a 10 kg/cm². Con tal objeto se dejan algunos gatos para ejecutar las posteriores recuperaciones del pretensado.

Ing. Bruno: Estimo que el resultado de estos comentarios en un método tan revolucionario puede interesarle a nuestro país. Hay cierta inercia, indudablemente, en proyectar estos tipos de pavimentos, cuando no se ha vivido, cuando no se han visto sus resultados; por eso creo que es doblemente interesante el trabajo presentado para hacernos mejor entender este tipo de pavimento, tan revolucionario y que es usado bastante frecuentemente en Europa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025