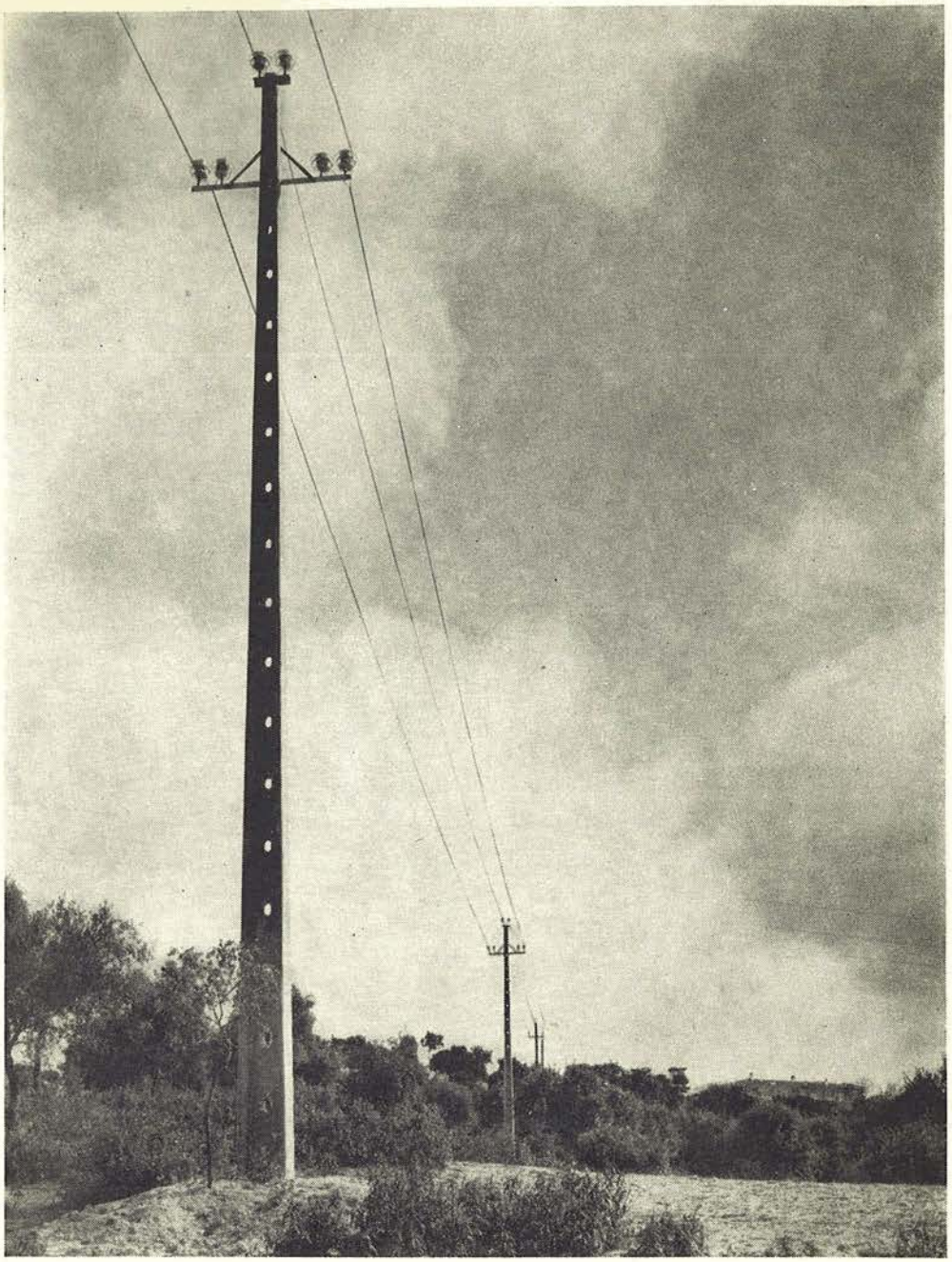
CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
BIBLIOTECA INSTITUTO EDUARDO TORROJA

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento

asociación española del hormigón pretensado



últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín n. 64

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

Poste pretensado SAHE de la línea
de Somontes, serie de 9 m. y 300 kg. de peso

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

6

últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

boletín de circulación limitada núm. 64

julio - agosto - septiembre 1962

i. e. t. 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

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

Depósito legal: M. 853-1958

CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS
BIBLIOTECA
INSTITUTO
EDUARDO TORROJA

índice

		Págs.
457-0-23	Normas técnicas para el empleo de las estructuras de hormigón pretensado	3
457-8-24	Ensayo de cargas combinadas sobre un tubo cilíndrico de hormigón pretensado con camisa de chapa de 108 pulgadas de diámetro	24
591-6-2	Aplicación del hormigón pretensado a las presas de bóvedas delgadas, presa de Tourtemagne en Valais, Suiza.	32
837-6-5	La inyección en piezas postesadas de hormigón pretensado	38
	Noticias	46

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL

	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,55
Socio no adherido individual	300,00	7,00
Socio colectivo (aunque figure como Socio adherido) ...	300,00	15,00

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

Italia 1960

normas técnicas para el empleo de las estructuras de hormigón pretensado

Ministerio de Obras Públicas - Italia

Capítulo primero - Hormigón

Art. 1. Composición.

El hormigón deberá fabricarse con cemento de alta resistencia cuyas características no sean inferiores a las del cemento tipo 680.

La granulometría de los áridos, la dosificación del cemento y la relación agua/cemento, se elegirán, previos los oportunos estudios, de tal forma que proporcionen un hormigón de calidad constante y elevada consistencia. Deberán tenerse en cuenta, al hacer esta elección, las dimensiones de la sección transversal de la pieza que se vaya a hormigonar y el método previsto para la puesta en obra del hormigón.

Las características de los áridos deberán comprobarse, continuamente, durante la ejecución de la obra.

El amasado del hormigón se efectuará utilizando los oportunos equipos mecánicos y la dosificación de los componentes debe realizarse de forma que quede garantizada la mezcla de ellos en las proporciones previstas.

Art. 2. Resistencia.

La resistencia del hormigón se determinará con arreglo a lo dispuesto en las Normas vigentes, en el momento de la ejecución de la obra, para las estructuras de hormigón armado.

Se prohibe el empleo de hormigones cuya resistencia en compresión, a los 28 días, en probeta cúbica, sea inferior a 375 kg/cm². Se considera admisible una dispersión del 5 por 100.

La resistencia del hormigón deberá comprobarse mediante ensayos de compresión realizados sobre probetas cúbicas o prismáticas, tanto antes de empezar el hormigonado como durante la ejecución de éste.

Art. 3. Tensiones de trabajo admisibles.

La tensión normal de trabajo en compresión del hormigón no debe ser superior a 0,32 R_c, siendo R_c la resistencia en probeta cúbica a los 28 días. La de tracción será inferior a 0,05 R_c y habrá de disponerse una armadura secundaria, calculada a 1.400 kg/cm², capaz de absorber la totalidad del esfuerzo de tracción.

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

No se admitirán tracciones en los siguientes casos:

a) bajo la sola acción de las cargas permanentes;

b) en ambiente corrosivo;

c) en las vigas construidas a base de dovelas prefabricadas.

En el momento de introducir el pretensado y cuando no exista la adecuada armadura secundaria, las tensiones admisibles a compresión y a tracción no deberán exceder del 0,42 de la correspondiente resistencia del hormigón, para la misma edad. En el cálculo de estas tensiones deberán tomarse en consideración todas las cargas que, en el momento del pretensado, puedan actuar sobre la pieza o estructura.

Art. 4. Comprobación al esfuerzo cortante y tensiones admisibles correspondientes.

La comprobación de la resistencia al esfuerzo cortante se realizará para la fibra baricéntrica, partiendo de un círculo de Mohr convencional y tomando como esfuerzo de pretensado (componente normal y transversal) los dos tercios de su valor efectivo.

Para el cálculo del esfuerzo cortante resultante se adoptará el mayor de los dos valores siguientes:

— el calculado teniendo en cuenta la reducción antes indicada de la componente transversal;

— el esfuerzo cortante efectivo.

La tensión principal de tracción que resulte del cálculo realizado para la fibra neutra, partiendo de dicho esfuerzo, no deberá ser superior a:

$$\sigma_t = 0{,}05\ R_c$$

Cuando la tensión principal, convencional, de tracción no exceda de 3 kg/cm², no será necesario calcular armadura para absorber el esfuerzo cortante. En caso contrario, se calcularán los cercos de acuerdo con el método clásico del hormigón armado, determinándose la inclinación convencional del plano de fisuración en relación con el eje baricéntrico de la sección.

En cualquier caso, se dispondrán, como mínimo, tres cercos por metro lineal de pieza. La distancia entre ejes de estos cercos no debe nunca ser superior al canto útil de la viga.

Unicamente se admite, como excepción, que las viguetas para forjados, armadas con alambres anclados por adherencia, vayan sin cercos siempre y cuando la tensión principal de tracción, respecto a la fibra baricéntrica, resulte inferior a 3 kg/cm².

En las estructuras mixtas constituidas por elementos pretensados, completados en obra con secciones hormigonadas «in situ», pueden omitirse las armaduras de enlace si la tensión tangencial en la superficie de contacto entre ambos elementos resulta inferior a 3 kg/cm².

Para la comprobación, al esfuerzo cortante, de las viguetas con armadura anclada por adherencia, no deberá tenerse en cuenta el esfuerzo de pretensado en los tramos extremos comprendidos entre la cabeza de la vigueta y la sección situada a una distancia de dicha cabeza igual a cincuenta veces el mayor diámetro (efectivo o equivalente) de los alambres que constituyen la armadura prevista.

En estos tramos, para el cálculo de la solicitación tangencial y de los cercos se tendrán en cuenta las normas en vigor para las estructuras de hormigón armado.

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

En las vigas constituidas por dovelas con juntas lisas, la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal, en dichas juntas, no debe superar al valor 0,4. En el caso de que esta relación fuese mayor de 0,4, las caras extremas de las dovelas deberán ir provistas del oportuno dentado.

Art. 5. Deformaciones lentas.

Salvo valoración experimental se adoptará para la retracción final un valor no inferior a 0,00025.

Para la deformación lenta bajo carga y siempre que la estructura no se cargue antes de los catorce días después de hormigonada, deberá tomarse un valor no inferior a 1,5 veces la deformación elástica.

Si, por el contrario, la estructura se carga antes de los catorce días indicados, la deformación lenta se hará igual, como mínimo, a dos veces la deformación elástica.

Si el curado del hormigón se efectúa mediante procedimientos especiales que permitan cargar la estructura, sin peligro, antes de los catorce días, deberá justificarse adecuadamente el valor que, para la deformación lenta, se adopte.

Cuando, no antes de transcurridos cuarenta y cinco días desde el momento del pretensado, se efectúe un retesado de los alambres, y siempre que se hayan adoptado las oportunas precauciones para conseguir, durante este intervalo, una eficaz protección de la armadura contra la corrosión, podrán reducirse en un 15 por 100 los valores de las pérdidas de tensión por retracción y deformación lenta del hormigón.

Art. 6. Módulo de elasticidad.

A falta de experimentación directa, podrá tomarse en el proyecto, como módulo de elasticidad del hormigón, el valor

$$E_c = 350.000 \text{ kg/cm}^2$$

Capítulo II - Acero

Art. 7. Características mecánicas.

Las características mecánicas que deben comprobarse en los aceros son las siguientes:

1) Módulo de elasticidad inicial; límite elástico convencional correspondiente al 0,1 por 100 y al 0,2 por 100 de deformación remanente; carga y alargamiento de rotura medido sobre una base de longitud, en milímetros, igual a:

$50 + 10\,\varnothing$ si se trata de alambres de diámetro ≤ 3 mm.

$10\,\varnothing$ para alambres de diámetro > 3 mm,

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

siendo ø el diámetro del alambre. Todas estas características se deducirán a partir del correspondiente diagrama tensión-deformación.

2) Resistencia al plegado alterno sobre mandril de diámetro igual a cuatro veces el del alambre en estudio.

Eventualmente, podrá exigirse también la comprobación de las características siguientes:

3) Resistencia a la torsión alterna, determinada sobre una base de longitud igual a 50 diámetros (diámetro efectivo o equivalente) del alambre en estudio.

4) Resistencia a la fatiga ondulada (intervalo de oscilación de la carga que la probeta puede soportar un millón de veces con una frecuencia no superior a las mil alternancias por minuto, con valores extremos equidistantes de la carga de trabajo del acero).

5) Relajamiento a las 120 horas.

El ensayo de fatiga ondulada será obligatorio para aquellos alambres destinados a la construcción de elementos que hayan de verse sometidos, durante su vida de servicio, a oscilaciones de carga de amplitud superior a 10 kg/mm².

El ensayo de relajamiento será obligatorio en el caso de armaduras constituidas por cables metálicos compuestos por más de tres alambres.

Art. 8. Límites impuestos a los valores de las diferentes características mecánicas.

a) La relación entre el límite elástico convencional correspondiente al 0,2 por 100 y la carga de rotura, será siempre inferior a 0,90 con una tolerancia del 1 por 100.

b) El alargamiento de rotura, determinado de acuerdo con lo anteriormente indicado, deberá resultar igual o superior a los límites dados, en tanto por ciento, por las siguientes expresiones:

— Para alambres de $\varnothing \leq 3$ mm ..... $(2{,}25 + 0{,}20\ \varnothing)$ por 100

— Para alambres de $\varnothing > 3$ mm ..... > 5 por 100,

siendo ø el diámetro del alambre.

Si se trata de cables, cada uno de los alambres que los constituyen deberá cumplir los límites de alargamiento indicados.

c) Plegado alterno: las armaduras deberán resistir, sin romperse, un ensayo consistente en doblar cuatro veces el alambre sobre el mandril indicado en 2), art. 7.

d) En los casos en los que resulte preceptivo el ensayo de fatiga ondulada, el margen de seguridad del resultado obtenido en el ensayo, respecto a la oscilación que se prevé ha de tener la carga de trabajo, deberá ser, por lo menos, igual a 2.

e) En los ensayos que exigen llegar a la rotura de la probeta, deberá observarse atentamente el aspecto de esta rotura, y si se produce una rotura frágil, es obligatorio realizar los ensayos de fatiga ondulada y de torsión alterna.

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

Art. 9. Condiciones de recepción.

A cada partida suministrada, el fabricante deberá acompañar un certificado en el que se hagan constar las siguientes características:

— diámetro y carga de rotura (R_f), para cada rollo de alambre;

— alargamiento de rotura y resistencia al plegado alterno, para cada diez rollos;

— límite elástico convencional correspondiente al 0,1 por 100 (σ_{f1}) y al 0,2 por 100 (σ_f), para cada 20 rollos;

— las restantes características indicadas en el art. 7, incluidas las señaladas como eventualmente preceptivas, para cada diez toneladas de alambre o para el conjunto de cada partida si ésta es inferior a las 10 toneladas.

Art. 10. Tolerancias.

a) Para las dimensiones transversales se fija una tolerancia del 2 por 100, únicamente por exceso.

b) Para el límite elástico convencional correspondiente al 0,2 por 100, para la carga de rotura y para el alargamiento en rotura, se admite una dispersión del $\pm$ 4 por 100, en tres probetas, respecto a la media de los resultados obtenidos en el ensayo de cuatro probetas.

Art. 11. Condiciones que deben reunir los aceros en el momento de su puesta en obra.

En el momento de su puesta en obra, los alambres no deberán presentar oxidación, corrosión, defectos superficiales visibles o pliegues.

Se considera admisible la oxidación que desaparece por completo cuando se frota ligeramente el alambre con un trapo seco.

No se permitirá realizar en obra ninguna operación de enderezamiento.

Para las armaduras que no hayan de quedar ancladas por adherencia se exigirá que, al desenrollar el alambre y colocarlo en el suelo, sin tensión, en una longitud de 10 m, no presente curvaturas ni ondulaciones sensibles.

Art. 12. Colocación y tesado de las armaduras.

Se evitará, con especial cuidado, que durante la colocación se dañen los alambres por rayado, doblado, etc.

Se adoptarán, además, todas las precauciones necesarias para impedir la corrosión de los alambres, tanto durante su almacenamiento como ya una vez colocados, en tanto no se realiza la inyección.

Durante el tesado se medirán, simultáneamente, el esfuerzo aplicado y el correspondiente alargamiento obtenido. Estos dos datos se confrontarán para poder comprobar, en función del trazado del diagrama tensión-deformación, las pérdidas por rozamiento. Para estos estudios se utilizará el diagrama obtenido con los valores medios deducidos de los cuatro ensayos de alargamiento exigidos en los anteriores artículos.

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

Art. 13. Tensiones admisibles.

Se denomina «tensión final de trabajo» σ_f la tensión adoptada para los cálculos de comprobación de una sección genérica, para tiempo infinito, previa deducción de todas las pérdidas o caídas de tensión originadas por la retracción, la fluencia, el relajamiento del acero, los rozamientos, etc.

Se denomina «tensión inicial de pretensado» σ_{fi}:

a) En las piezas cuya armadura no va anclada por adherencia, la tensión considerada para los anclajes en los cálculos efectuados con el fin de valorar la distribución de esfuerzos en la estructura, en el momento del tesado. En la determinación de σ_{fi} se podrá prescindir de la sobretensión necesaria para compensar las pérdidas por asiento del anclaje bajo la acción mutua de los diferentes alambres o cables;

b) En las piezas con armadura anclada por adherencia, la tensión máxima ejercida sobre el acero al efectuar el tesado.

En cada caso deberán cumplirse las condiciones que a continuación se señalan:

— en elementos con armaduras no ancladas por adherencia:

$$\sigma_{fi} \leq \begin{cases} 0{,}85\ \sigma_{f2} \\ 0{,}95\ \sigma_{f1} \end{cases}$$

$$\sigma_f \leq \begin{cases} 0{,}58\ R_f \\ 90\ \text{kg/mm}^2 \end{cases}$$

— en elementos con armaduras ancladas por adherencia:

$$\sigma_{fi} \leq \quad 0{,}95\ \sigma_{f2}$$

$$\sigma_f \leq \begin{cases} 0{,}62\ R_f \\ 105\ \text{kg/mm}^2 \end{cases}$$

Art. 14. Pérdidas de tensión por relajamiento.

En el caso de piezas cuya armadura, que no va anclada por adherencia, está constituida por cables formados por alambres, dichas pérdidas pueden valorarse en el 7 por 100 de la tensión inicial de pretensado.

En el caso de piezas con armadura anclada por adherencia, las referidas pérdidas se harán iguales al:

12 por 100 de la tensión inicial, cuando se trate de alambres individuales;

14 por 100 de la tensión inicial, cuando se trate de cables.

Se podrá adoptar siempre, como valor de la pérdida de tensión por relajamiento, para tiempo infinito, el que resulte de multiplicar la media de los resultados obtenidos sobre dos pro-

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

betas, como mínimo, en los ensayos de relajamiento a 120 horas, bajo la tensión inicial de pretensado, por un coeficiente igual a:

2 en el caso de armaduras no ancladas por adherencia;

2,5 en el caso de armaduras ancladas por adherencia.

Los valores de las pérdidas por relajamiento podrán reducirse en un 30 por 100 cuando se efectúe un retesado de la armadura no antes de transcurridos 45 días desde la fecha de su tesado inicial y siempre que se adopten las oportunas medidas para garantizar una protección eficaz de los alambres durante dicho plazo.

Cuando se trate de armaduras postesas, deberá realizarse la inyección lo más pronto posible después del tesado y en el caso en que haya que retesar, la pieza o estructura correspondiente no podrá ponerse en servicio en tanto no se efectúe la inyección y ésta haya fraguado y endurecido completamente.

Capítulo III - Cálculos estáticos

Art. 15. El cálculo para las condiciones normales de trabajo.

El cálculo de las tensiones deberá realizarse considerando las combinaciones más desfavorables del esfuerzo inicial y final de pretensado y de los diversos estados de carga que puedan presentarse durante las sucesivas fases de la construcción y durante la vida de servicio de la estructura.

En el caso de estructuras hiperestáticas habrá que tener en cuenta, además, los esfuerzos adicionales originados por las deformaciones instantáneas y lentas.

Para el cálculo de las tensiones originadas por las cargas exteriores, de breve duración, en el hormigón y en la armadura, y siempre que ésta quede adherida al hormigón, podrá tomarse la sección homogeneizada, adoptando un coeficiente de equivalencia igual a 6.

Art. 16. Seguridad a la fisuración.

El coeficiente de seguridad a la fisuración, es decir, el cociente entre el momento que produce la fisuración (calculado partiendo de la sección homogeneizada considerada totalmente resistente), y el momento máximo de trabajo previsto, no debe ser inferior a 1,1. Por otra parte, y con el fin de garantizar que las fisuras aparecerán con la antelación suficiente para servir de aviso de la inminente rotura, se prescribe que el momento de fisuración no debe ser superior al 0,80 del momento de rotura.

Art. 17. Seguridad a la rotura.

Cuando la magnitud de las solicitaciones se calcule teniendo en cuenta las combinaciones más desfavorables en cada caso y bajo la acción conjunta del peso propio y de la sobrecarga, el coeficiente de seguridad a la rotura habrá de ser, por lo menos, igual a 2.

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

anejo n. I

Comentarios a las «Normas técnicas para el empleo de las estructuras de hormigón pretensado»

Disposiciones generales

1. Objeto de las Normas.

Estas Normas son aplicables a los elementos de hormigón pretensado. En el caso de estructuras mixtas, es decir, compuestas por unos elementos en hormigón pretensado y otros en hormigón armado, solidarizados entre sí, en obra (por ejemplo, arcos no pretensados, con tirantes pretensados, o bien, vigas pretensadas con forjado sin pretensar), las presentes Normas regirán, únicamente, para los elementos de hormigón pretensado. Para los que no lo son se aplicarán las Normas vigentes para estructuras de hormigón armado.

Las presentes Normas valdrán también para las estructuras de cerámica pretensada, en cuanto sean aplicables.

2. Prescripciones generales.

El proyecto contendrá todos los datos necesarios para la exacta ejecución de la obra, debiendo estudiar con especial detalle todo lo relativo al trazado de la armadura.

Además, deberán poderse deducir claramente, de los cálculos y planos, las solicitaciones que actúan durante las distintas fases de la construcción y la magnitud de los esfuerzos que es necesario introducir en las diferentes armaduras.

Los ensayos de materiales exigidos en estas Normas deberán realizarse, necesariamente, en alguno de los Laboratorios Oficiales que se citan en la relación incluida en las «Normas para estructuras de hormigón armado».

Hormigón (Véase el capítulo 1 de las Normas).

1. Composición y fabricación

(Véase el artículo 1 de las Normas).

La composición de los áridos deberá ser previamente estudiada mediante los oportunos ensayos de laboratorio.

El tamaño máximo del árido se fijará de modo que la masa de hormigón pueda pasar fácilmente a través de la malla constituida por la armadura. Deberá tenerse en cuenta también el efecto pared en las secciones muy delgadas, así como la mayor o menor eficacia del método de compactación previsto.

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

La dosificación de agua será la mínima necesaria para conseguir una buena trabajabilidad de la masa. En ningún caso será superior al 0,45, en peso, del cemento. En dicha cantidad se considerará incluida la que pueden contener los áridos, la cual será periódicamente comprobada en obra.

Cuando no se pueda garantizar la constancia de la calidad de los áridos suministrados (en el caso, por ejemplo, de arena de río), debe procurarse almacenar, antes de iniciar el hormigonado, la totalidad de los materiales que se calcule habrán de necesitarse, o bien, si esto no fuera posible, se realizarán frecuentes comprobaciones de su granulometría, introduciendo las correcciones precisas con el fin de conseguir la máxima consistencia.

Los encofrados y moldes de las estructuras de hormigón pretensado deben ser indeformables y de paredes estancas y no absorbentes.

Se llama especialmente la atención sobre los peligros que puede ocasionar el asiento de los apoyos o la rotura de alguno de los puntales o riostras que sujetan el encofrado, si se producen antes de, o durante, el tesado de las armaduras.

La compactación deberá realizarse mediante vibradores internos de aguja o lámina, o bien, con vibradores externos si se trata de estructuras o piezas muy delgadas, o zonas en las cuales existe una fuerte concentración de armaduras en las proximidades de uno de los bordes de la sección.

La vibración del hormigón se efectuará por capas de espesor no superior a los 30 cm y el radio de acción del vibrador se determinará, experimentalmente, en función de la potencia del aparato.

Se recomienda utilizar vibradores de frecuencia variable que pueda regularse en función de la granulometría del hormigón.

No deberán emplearse, como aceleradores del fraguado, productos a base de cloruros.

2. Características resistentes y tensiones de trabajo admisibles

(Véanse artículos 2 y 3 de las Normas).

La resistencia del hormigón en el momento del tesado de las armaduras postesas, o en el momento del desbloqueo de los alambres en el caso de armaduras pretesas, se comprobará mediante ensayos de compresión realizados sobre probetas fabricadas con la misma masa utilizada para el hormigonado de la pieza o estructura de que se trate.

La resistencia en tracción, a falta de experimentación directa, podrá suponerse igual a 1/10 de la resistencia en compresión, en probeta cúbica.

Cuando para absorber los esfuerzos de tracción se prevea el empleo de armadura ordinaria, deberán disponerse, en las proximidades del borde en tracción de la sección, redondos de pequeño diámetro, y lo más juntos posible, en cantidad tal que resulten capaces de absorber, trabajando a la tensión normal de 1.400 kg/cm², la totalidad del esfuerzo de tracción deducido del diagrama de tensiones de la sección, calculado en la hipótesis de sección homogeneizada considerada totalmente resistente.

3. Esfuerzos en las zonas de anclaje de las armaduras

En las zonas de anclaje de las armaduras se podrán admitir esfuerzos locales de compresión de valor igual a $\frac{R_c}{1,5}$, como máximo, siendo R_c la carga de rotura en compresión.

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

En cualquier caso, debajo de los anclajes deberá colocarse una armadura de acero ordinario, constituida por cercos o parrillas de reparto, tales que formen una armadura tridimensional capaz de absorber, con amplio margen de seguridad, los esfuerzos cortantes y de tracción que se originan al difundirse el esfuerzo concentrado del anclaje.

Cuando los dispositivos de anclaje no van apoyados sobre la superficie del hormigón, sino empotrados en el cuerpo de la pieza, al valorar la presión transmitida podrá tenerse también en cuenta la parte de esfuerzo que se transmite por rozamiento a lo largo de la superficie lateral del dispositivo de anclaje, especialmente si dicha superficie se ha hecho rugosa con el fin de lograr la máxima adherencia.

La superficie de distribución de la carga no podrá nunca tomarse superior al doble de la base real del dispositivo de anclaje y deberá suponerse que la distribución se realiza de un modo uniforme y con un ángulo de difusión no superior a los 30 grados.

Cuando las respectivas zonas de influencia de los anclajes contiguos se superpongan, se tomará como presión final la suma de las correspondientes presiones individuales.

En los casos en que resulte necesario colocar un número elevado de dispositivos de anclaje en la cabeza de una viga, de tal forma que éstos resulten muy próximos unos a otros, habrá que emplear hormigón de mayor resistencia para construir dicha cabeza. Se pondrá especial cuidado para conseguir que el eje del dispositivo de anclaje sea tangente a la directriz de la armadura que en él se sujeta.

El recubrimiento de hormigón de las armaduras, contado desde la superficie exterior del alambre o cable, no será inferior a 20 mm, en los casos normales y a 35 mm cuando se trate de piezas o estructuras que hayan de quedar expuestas a la acción de agentes agresivos.

En las piezas constituidas por dovelas que se colocan unidas unas a otras mediante la interposición de una delgada capa de mortero, deberán utilizarse encofrados o moldes metálicos, indeformables, para lograr la máxima perfección de las superficies extremas de contacto, en las distintas dovelas. En caso contrario, deberá dejarse, entre dovela y dovela, una junta de espesor tal, que pueda rellenarse fácilmente con un hormigón de elevada dosificación. El tesado de la armadura no podrá, entonces, realizarse en tanto que el hormigón de la junta no haya alcanzado la resistencia prescrita en función del valor del esfuerzo inicial de pretensado previsto.

Los extremos de los alambres por fuera de los dispositivos de anclaje no deberán cortarse al ras, sino dejando una longitud suficiente para que puedan doblarse y recubrirse con una capa de hormigón del adecuado espesor.

4. Comprobación al esfuerzo cortante

(Véase el artículo 4 de las Normas).

Llamando:

T_c al esfuerzo cortante producido por las solicitaciones exteriores, y

T_p a la componente del esfuerzo de pretensado en el plano de la sección, se tomará, para el cálculo de la tensión tangencial, el mayor (en valor absoluto) de los dos valores siguientes:

$$a) \quad T' = T_c + T_p$$

$$b) \quad T'' = T_c + \frac{2}{3} T_p$$

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

En estas expresiones, como es lógico, se introducirán T_c y T_p con sus signos correspondientes.

La tensión principal de tracción, σ_t, y la inclinación del plano de fisuración $\left(\operatorname{tg} \beta = \frac{\sigma_t}{\tau}\right)$ se determinarán con relación a la fibra baricéntrica de la sección, suponiendo una tensión normal σ_c igual a los dos tercios de la efectiva.

Para el cálculo de la distancia entre ejes de los cercos, con relación al eje baricéntrico de la sección, podrá utilizarse la siguiente expresión:

$$\Delta_x = \frac{t}{T \operatorname{tg} \beta} n \cdot \sigma_f \cdot A_f$$

en la cual:

t = brazo del par interior de la sección;

σ_f = tensión admisible en los cercos;

A_f = área de la sección transversal del redondo que forma el cerco;

n = número de patas de un cerco;

T = esfuerzo cortante calculado de acuerdo con las fórmulas *a*) o *b*) antes citadas.

5. Módulo de elasticidad

(Véase el artículo 6 de las Normas).

El módulo de elasticidad indicado en las Normas es el correspondiente a la deformación inicial y, por consiguiente, sólo es aplicable para el caso de cargas de breve duración. Para el cálculo de las deformaciones totales al cabo de un tiempo indefinido, o cuando se deseen valorar conjuntamente las deformaciones instantáneas y las lentas, podrá adoptarse, en correspondencia con los datos incluidos en las Normas, el valor:

$$E = 7.000 \sqrt{R_c}$$

en donde E y R_c vienen expresados en kg/cm².

Acero (Véase el capítulo II de las Normas)

1. Características mecánicas (Véase el artículo 7 de las Normas).

Alargamiento de rotura:

Este alargamiento se determinará reconstruyendo la probeta, después de la rotura, mediante «aproximación» de los dos trozos resultantes. La base de medida viene expresada en milímetros por la fórmula:

$$b = 50 + 10 \varnothing$$

siendo $\varnothing$ el diámetro del alambre, en milímetros.

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

Para secciones no circulares, el término 10 ∅ debe sustituirse por la expresión: $11{,}3\sqrt{S}$.

Los ensayos se realizarán de acuerdo con los métodos indicados en el anejo núm. 2.

Resistencia al plegado alterno:

El ensayo se realizará, con arreglo al método descrito en la UNI 1474, sobre mandril de diámetro igual al cuádruplo del diámetro del alambre. En el caso de secciones no circulares se tomará el diámetro equivalente.

2. Influencia del rozamiento (Véase el artículo 12 de las Normas).

La valoración de las pérdidas por rozamiento se efectuará de acuerdo con lo que se indica a continuación.

Siempre que sea posible se determinarán, mediante ensayos directos, los correspondientes coeficientes de rozamiento, tanto en las zonas en las cuales la armadura lleva un trazado recto como en aquellas de trazado curvo. En caso contrario, y siempre que los alambres no estén oxidados, deberán adoptarse los valores que en la siguiente tabla se indican. (Las longitudes deben tomarse en metros y los ángulos en radianes.)

Naturaleza de la funda o de la superficie del conducto para los cables	Coeficiente de rozamiento por m. l. $f_d \times 1.000$	Coeficiente de rozamiento en curva f_c
Hormigón liso.	5	0,5
Lámina metálica.	3	0,3
Lámina metálica lubricada.	2	0,2

Para simplificar los cálculos se admite sustituir las expresiones exponenciales de la solución rigurosa del problema, por los dos primeros términos de su desarrollo en serie.

En el caso de cables curvos se tomará como coeficiente de rozamiento el que resulta de sumar las dos columnas de la tabla anterior. Se recomienda que el radio de curvatura no sea inferior a 6 metros y que la desviación angular no exceda de los 30 grados.

A continuación se incluye un ejemplo de cálculo que puede servir para aclarar ideas. Se trata de determinar las tensiones en un alambre cuyo trazado es el indicado en la figura.

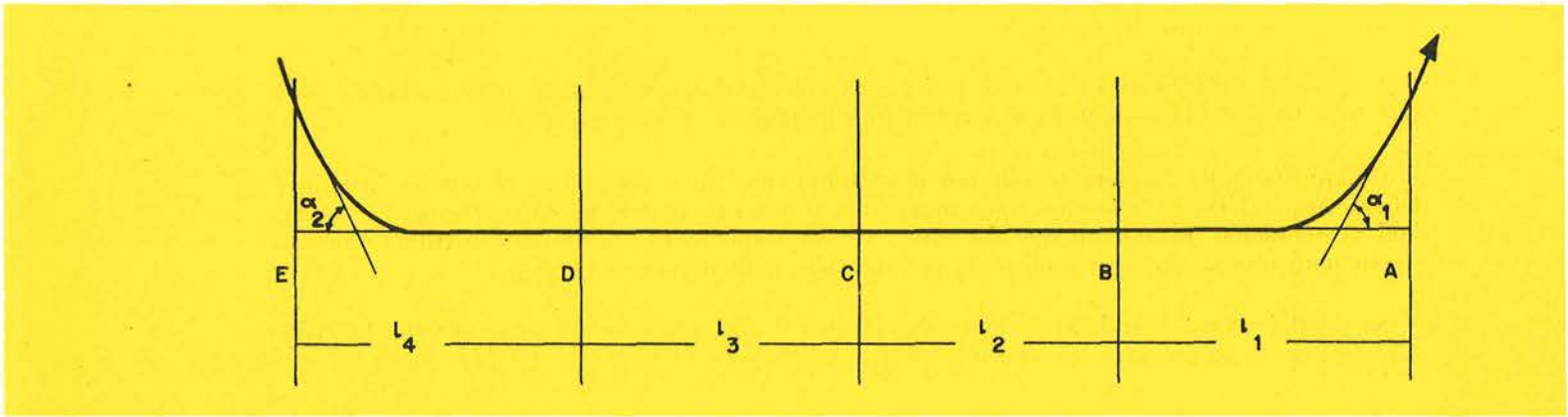
Suponiendo que el tesado se realiza con un solo gato aplicado en A, se tendrá, con suficiente aproximación:

$$\sigma_B = \sigma_A \quad (1 - f_d l_1 - f_c \alpha_1)$$
$$\sigma_C = \sigma_B \quad (1 - f_d l_2)$$
$$\sigma_D = \sigma_C \quad (1 - f_d l_3)$$
$$\sigma_E = \sigma_D \quad (1 - f_d l_4 - f_c \alpha_2)$$

Una vez establecida así la ley de variación de la tensión a lo largo de la armadura, se podrá deducir el alargamiento que debe obtenerse en A, subdiviendo el alambre en trozos, calculando la tensión media de cada trozo y determinando el correspondiente alargamiento unitario a partir del diagrama tensión-deformación del acero de que se trate.

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

El esfuerzo necesario para conseguir el acoplamiento inicial de los cables deberá valorarse experimentalmente en cada caso. Cuando se trata de cables que no han sido previamente confeccionados en fábrica, este esfuerzo puede alcanzar magnitudes francamente importantes. Su valoración puede efectuarse iniciando la medida de los alargamientos a partir de una tensión suficientemente elevada y extrapolando después, hasta alcanzar el eje de deformaciones, el diagrama esfuerzos-alargamiento deducido de los valores obtenidos a partir de dicha primera lectura.



3. Tesado de las armaduras (Véase el artículo 12 de las Normas).

Se recomienda que la tensión inicial de pretensado no sea superior a los siguientes valores:

120 kg/mm², en el caso de armaduras que no hayan de quedar ancladas por adherencia,

130 kg/mm², para armaduras ancladas por adherencia.

Cuando se utilicen cables como armadura, en el caso de que haya que tener en cuenta las pérdidas por rozamiento, una parte alícuota de éstas, hasta un máximo de 10 kg/mm², podrá compensarse introduciendo una sobretensión, de valor análogo, por encima de los límites antes indicados.

Los resultados de las operaciones de tesado, es decir, las lecturas de los manómetros de los gatos y los alargamientos medidos, deberán anotarse en tablas especialmente preparadas a tal efecto, en las cuales se habrá hecho constar, previamente, las tensiones iniciales de las armaduras y los correspondientes alargamientos teóricos.

Siempre que sea posible se utilizarán aparatos de medida independientes de los dispositivos de tesado.

Los manómetros se comprobarán frecuentemente y, además, antes de su utilización deberá determinarse el rozamiento que se produce en el interior del aparato.

Durante el tesado, se confrontarán los alargamientos registrados, con los teóricos previamente deducidos del cálculo. Un alargamiento insuficiente, indicativo de que el rozamiento ha sido superior al supuesto, exigirá la adopción de las oportunas medidas para eliminarlo (incrementar la tensión inicial hasta el máximo admisible y, si esto no fuese suficiente, recurrir a procedimientos especiales como, por ejemplo, la lubricación de los alambres).

Por el contrario, si el alargamiento ha sido excesivo, y se comprueba que no ha habido deslizamiento en el anclaje del otro extremo de la armadura y que no se debe tampoco al acoplamiento inicial de los distintos alambres que forman el cable, es decir, cuando se llega al convencimiento de que el exceso de alargamiento procede de haber supuesto un coeficiente de rozamiento superior al real, será necesario reducir la tensión inicial de pretensado para evitar que la tensión final a lo largo de la armadura sea superior al límite admitido.

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

4. Protección de la armadura e inyección.

La funda metálica en la que se colocan los cables debe ser perfectamente estanca. Sus empalmes se protegerán con cinta aislante, manguitos de goma, etc., que garanticen dicha estanquidad.

La inyección de los conductos en que va alojada la armadura, se realizará, una vez terminado el tesado, con el máximo cuidado, a fin de evitar que queden huecos sin rellenar o restos de agua en el interior del conducto.

Para la inyección podrá utilizarse lechada de cemento puro o un mortero fabricado con arena muy fina. La lechada o mortero se introducirán lentamente y a baja presión.

Cuando la pasta empiece a salir por el extremo opuesto a aquel por el que se introduce, deberá suspenderse la inyección unos momentos, y antes de que se inicie el fraguado se reanudará la operación. En cuanto que de nuevo vuelva a aperecer la pasta por el extremo opuesto, se taponará esta salida y se continuará la inyección, aumentando la presión.

Se pondrá especial cuidado en evitar los efectos de la helada mientras se efectúa la inyección de los conductos para los cables.

5. Tensión final de la armadura de pretensado

(Véanse los artículos 5 y 14 de las Normas).

La tensión final de trabajo de la armadura de pretensado se determinará deduciendo, de la inicialmente calculada para la sección que se estudia a partir del esfuerzo introducido durante el tesado, las pérdidas ocasionadas por las deformaciones lentas y teniendo en cuenta las solicitaciones más desfavorables que se prevea puedan presentarse durante la vida de servicio de la estructura.

No será necesario considerar los incrementos de tensión originados por las cargas externas, cuando dichos incrementos no excedan del 10 por 100 de la tensión final.

Esta tensión final, como consecuencia del rozamiento, puede resultar, en algunas secciones, superior al valor límite admisible de 90 kg/mm²; sin embargo, para los cálculos de comprobación no deberán nunca adoptarse valores superiores a dicho límite.

Cálculos estáticos (Véase el capítulo III de las Normas)

1. Generalidades.

El cálculo de secciones para las condiciones normales de trabajo se realizará admitiendo que los materiales son perfectamente elásticos y teniendo en cuenta los efectos producidos por las pérdidas de tensión originadas por las deformaciones lentas.

Cuando el total de los huecos dejados para el paso de los cables supere al 2 por 100 del área de la sección transversal de hormigón, al calcular las dimensiones geométricas de la pieza se descontarán dichos huecos. También se descontarán estos huecos, sea cual sea su magnitud, cuando se trate de estructuras armadas con cables y los cálculos se refieran a etapas en las cuales todavía no se ha realizado la inyección.

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

Será necesario considerar en los cálculos los diferentes estados sucesivos por los que pasa la estructura, durante la construcción, a partir del instante en que se inicia el tesado de las armaduras. Deberá tenerse especialmente en cuenta el orden de tesado de los diferentes alambres o cables, y en el caso de estructuras o piezas, compuestas de una zona pretensada y otra sin pretensar (por ejemplo, forjados con cabeza de compresión sin pretensar) habrá que estudiar las distintas etapas de la colaboración entre ambas zonas.

2. Pérdidas iniciales de tensión.

En las estructuras armadas con cables no anclados por adherencia se calcularán, en las secciones críticas, las pérdidas de tensión originadas por las causas ya citadas anteriormente, es decir:

— por rozamiento a lo largo del cable;

— por el asiento de los dispositivos de anclaje y el deslizamiento de los alambres en los anclajes mediante cuñas, deslizamiento que puede variar entre 1 y 5 mm. (Estas pérdidas sólo se tendrán en cuenta si no se han considerado al determinar el valor de σ_{fi} de acuerdo con lo indicado en el artículo 13 de las Normas).

En las estructuras con alambres anclados por adherencia habrá que calcular las pérdidas de tensión inicial originadas por la deformación elástica del hormigón.

En las estructuras mixtas hormigonadas en etapas sucesivas, será necesario valorar, aunque sólo sea de un modo aproximado, los esfuerzos originados, en las secciones de unión, por la diferencia entre las deformaciones lentas de los hormigones de distinta edad hechos solidarios.

Cuando el pretensado se realice sobre una estructura cuyos vínculos de apoyo (empotramiento, etc.) obstaculicen la libre deformación, se tendrá en cuenta el estado de solicitación que se produzca a consecuencia de las reacciones hiperestáticas, especialmente en relación con su influencia sobre las deformaciones lentas por retracción o relajamiento de los materiales, así como por las variaciones térmicas.

En las estructuras hiperestáticas pretensadas deberá prestarse especial atención al estudio de las cimentaciones y, en general, de todos sus vínculos externos de apoyo.

En el caso de estructuras hiperestáticas, no es aconsejable la construcción a base de dovelas prefabricadas, a menos que el pretensado se efectúe sobre elementos que, provisionalmente, trabajen como isostáticos.

3. Comprobación en fisuración (Véase el artículo 16 de las Normas).

El coeficiente de seguridad a la fisuración viene dado por la fórmula:

$$\eta_f = \frac{M_f}{M_e}$$

siendo:

M_f = momento de fisuración;

M_e = momento producido por las cargas exteriores (incluido el peso propio)

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

4. Comprobación en rotura (Véase el artículo 17 de las Normas).

Para la comprobación en rotura, cuando el cálculo del momento resistente de la sección se efectúe teniendo en cuenta las deformaciones anelásticas de los materiales, se adoptará la hipótesis de que las secciones se mantienen planas.

Para el hormigón se tomará, como carga de rotura, la obtenida en los ensayos sobre probeta prismática (o el 0,8 de su resistencia en probeta cúbica) y como deformación de rotura el 3,5 por 1.000.

La deformación en rotura de la armadura se deducirá mediante ensayos realizados en laboratorio con los aceros utilizados.

En el caso de secciones sometidas a flexión simple, de forma rectangular, o de forma tal que la anchura de la cabeza en compresión sea constante, siempre que la armadura se coloque concentrada en una zona restringida, para el cálculo del momento de rotura podrá utilizarse la fórmula siguiente:

$$M_R = \gamma\,(A_f\,\sigma_{fR} + A'_f\,\sigma_{fs})d$$

en la cual:

A_f y σ_{fR} son el área de la sección y la tensión de rotura de la armadura tesa;

A'_f y σ_{fs} el área y el límite elástico de la armadura auxiliar, de acero ordinario, sin pretensar, si existe;

d la distancia entre el baricentro de los esfuerzos resistidos por la armadura y el borde comprimido de la sección;

γ un coeficiente que varía linealmente entre 0,9 y 0,95 cuando la cuantía de armadura, en tanto por ciento del área de la sección rectangular circunscrita, varía entre 0,4 y 0,25. (Se entiende por sección rectangular circunscrita la definida por el ancho de la cabeza comprimida de la sección y la distancia del baricentro de las armaduras al borde comprimido de dicha sección.)

Cuando se trate de vigas construidas a base de dovelas prefabricadas, el momento de rotura calculado con arreglo a la fórmula antes indicada deberá reducirse en un 5 por 100.

El cálculo del momento de rotura de las vigas pretensadas mediante cables situados por el exterior de la sección de hormigón deberá justificarse tanto teórica como experimentalmente.

Normas de construcción

1. Tesado de la armadura.

Durante el tesado de la armadura se adoptarán las oportunas precauciones y se efectuarán las comprobaciones indicadas en el apartado «Aceros», números 2, 3 y 4, anteriormente incluidos. El tesado se realizará siguiendo el programa detallado que debe formar parte integrante del proyecto de ejecución, y en el que se harán constar los siguientes datos:

a) El orden de tesado de los alambres o cables, que se fijará de forma que en ningún punto se produzcan tensiones superiores a las admisibles ni disimetría de solicitaciones.

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

b) El esfuerzo que debe aplicarse en el extremo de cada alambre y el alargamiento previsto.

c) La descripción detallada (con indicación de los correspondientes esfuerzos y alargamientos) de aquellos eventuales procesos de tesado que requieran operaciones más complicadas que las normales (tesado sucesivo por los dos extremos, retesados, sobretensiones, etc.).

El cálculo de los esfuerzos a que se refiere el apartado *b*) se efectuará de acuerdo con lo previsto en el proyecto y se tendrá en cuenta:

— el asiento del anclaje que deberá determinarse, experimentalmente, para cada uno de los diversos tipos de dispositivo de anclaje que se prevea habrán de ser utilizados;

— el efecto producido por las progresivas deformaciones de la estructura durante la operación de tesado y entre las cuales hay que considerar:

1) el relajamiento del acero;

2) la deformación lenta del hormigón;

3) la retracción.

El orden de magnitud de las pérdidas de tensión originadas por estas causas oscila alrededor del 20 por 100.

— el rozamiento a lo largo de la armadura. (En el proyecto se harán constar las posibles medidas previstas para reducir el efecto de dicho rozamiento).

Los alargamientos indicados en el apartado *b*) se calcularán partiendo del correspondiente diagrama de esfuerzos-deformaciones del acero:

— teniendo en cuenta las tensiones reales existentes a lo largo de la armadura;

— descontando el ajuste o acoplamiento inicial de los cables.

Para las operaciones de tesado se adoptará, como diagrama de esfuerzos-alargamientos, la media de los diagramas trazados de conformidad con lo prescrito en las Normas. En ningún caso deberá adoptarse un módulo elástico convencional.

Ensayos de recepción

1. Generalidades.

Los ensayos de recepción se efectuarán conforme a las normas generales vigentes para las obras similares y tomando como base los datos del proyecto y las prescripciones incluidas en el articulado de las presentes Normas. Dichos ensayos deberán realizarse con el máximo rigor y escrupulosidad y utilizando los adecuados dispositivos y aparatos de medida (flexímetros centesimales protegidos de la influencia termohigroscópica de la atmósfera, elongámetros adecuados a las particulares características del elemento que se ensaya, niveles de precisión, etc.).

Es recomendable que las pruebas de recepción se inicien a partir del tesado de las armaduras.

Para la interpolación de los resultados se tendrán en cuenta todos los datos recogidos durante la ejecución de la obra y hasta el momento de someter la estructura al ensayo de carga, así como también los resultados obtenidos en los ensayos realizados, en laboratorios oficiales, sobre los materiales empleados en la construcción de la estructura en estudio.

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

anejo n. II

Métodos para la determinación de las características mecánicas de los aceros utilizados en el hormigón pretensado

1. Determinación de la carga y el alargamiento de rotura.

Se realizará sobre probetas de unos 55 cm de longitud, que se fijarán a la máquina de ensayo mediante dispositivos especiales que proporcionen una perfecta sujeción sin producir concentración de esfuerzos que podrían provocar la rotura en el interior de la mordaza. Sobre la probeta se señalará, previamente, la longitud tomada como base para la medida de los alargamientos. Con este fin es aconsejable dar un baño de cobre a la zona en la cual habrán de hacerse las marcas. Para ello se sumergerá la parte correspondiente de la probeta en una solución de sulfato de cobre al 10-12 por 100 con adición de ácido nítrico o sulfúrico en la proporción del 3 al 5 por 100. Las señales se harán con un aparato de precisión capaz de marcar el medio centímetro. Se considerará adecuado el trazador cuando, durante el ensayo, la rotura no se inicie coincidiendo con alguna de las señales marcadas.

Para la elección de la máquina de ensayo, así como de la correspondiente escala, se tendrá en cuenta lo indicado en las normas generales UNI.

La velocidad de deformación, que se mantendrá invariable a lo largo de todo el ensayo, se establecerá de tal modo que durante la fase de comportamiento elástico la solicitación aumente a un ritmo de 1 kg/mm² por segundo.

Se tomará como carga de rotura el máximo valor alcanzado por el esfuerzo aplicado a la probeta antes de producirse la rotura. Para medir el alargamiento se colocarán los dos trozos de la probeta dentro de una ranura practicada sobre un plano de apoyo, fijándolos a dicho plano mediante los oportunos ganchos después de haber hecho coincidir, exactamente, los dos planos de la sección de rotura. El alargamiento se medirá con un aparato que permita apreciar la décima de milímetro (por ejemplo, una lupa reticulada, deslizable sobre un eje graduado provisto de nonio y dispuesto paralelamente al eje de la probeta).

2. Trazado del diagrama esfuerzos-deformaciones y determinación del límite elástico convencional correspondiente al 0,1 y al 0,2 por 100 de la deformación remanente.

Se utilizará una probeta de 50 a 60 cm de longitud que se sujetará a la máquina de ensayo en la forma indicada en el párrafo anterior, número 1. Primeramente, y mediante incrementos de carga de 50 en 50 kilos, se aplicará a la probeta una solicitación previa equivalente a una tensión aproximada de 7 a 8 kg/mm². Después, se efectuará el montaje del dispositivo destinado a medir los alargamientos. Se prescribe el uso de elongámetros de base igual a 20 cm y provistos de un indicador graduado en centésimas de milímetro. Se elevará entonces la carga hasta unos 20 kg/mm², descargándose después hasta volver a la solicitación inicial, para comprobar si se han realizado ya todos los asientos y ajustes en el dispositivo de ensayo. Si en esta descarga se registra alguna diferencia se repetirá la operación hasta conseguir la estabilización completa, y se adoptará como dato de partida la lectura final. Se aumentará entonces la carga a una velocidad de 1 kg/mm² por segundo, aproximadamente, anotándose las indicaciones del elongámetro a intervalos regulares correspondientes a una variación de tensión de unos 10 kilogramos por milímetro cuadrado. Se continuará de esta forma hasta llegar a una solicitación igual al 94 por 100 de la carga de rotura obtenida en el correspondiente ensayo que previamente se haya realizado sobre otra probeta de la misma partida de acero. A continuación se desmontará el elongámetro y se proseguirá la prueba hasta alcanzar la rotura. Partiendo de las diversas lecturas efectuadas, se dibujará el diagrama esfuerzos-deformaciones y se determinarán los

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

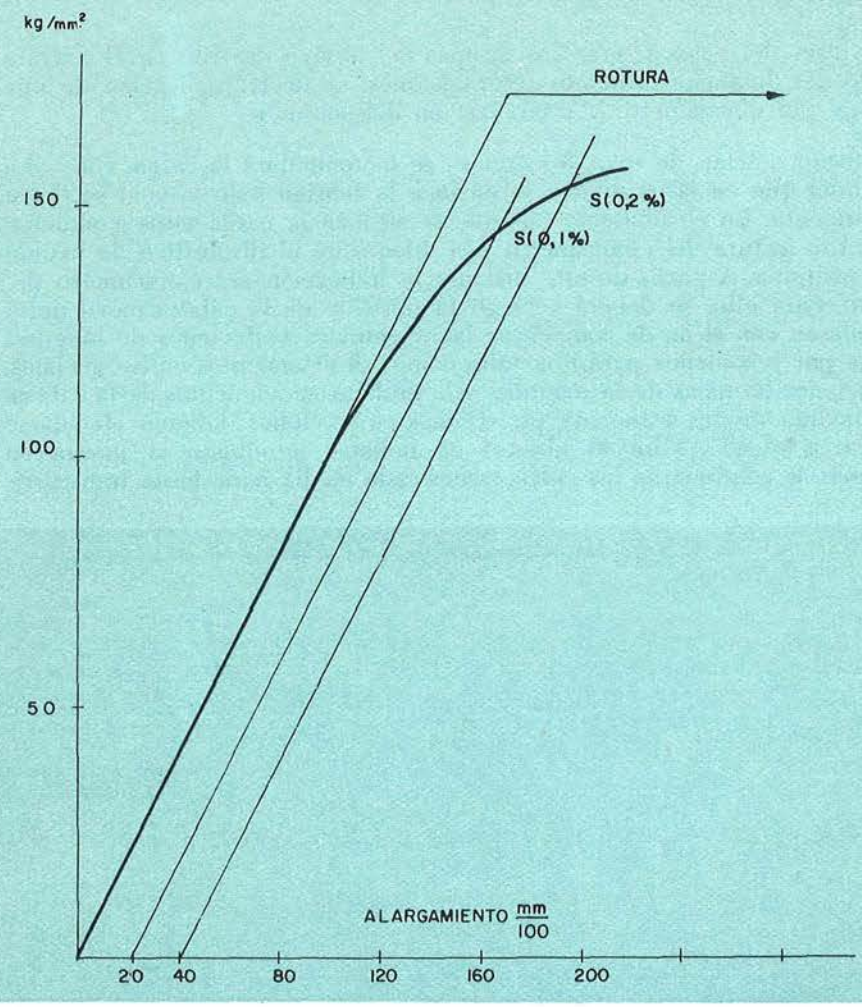


Fig. 1. Diagrama obtenido con un elongámetro Amsler, de cuadrante.
Base del elongámetro: 200 milímetros.
Módulo de elasticidad inicial: E = 20.400 kg/mm².
Límite elástico convencional (0,1 × 100): 140 kg/mm².
Límite elástico convencional (0,2 × 100): 152 kg/mm².
Tensión de rotura: 173,5 kilogramos/mm².

límites elásticos convencionales relativos al 0,1 y al 0,2 por 100 de la deformación remanente, para lo cual se trazarán, partiendo de los correspondientes puntos del eje de las abscisas, paralelas a la tangente al tramo inicial del diagrama, prolongándose hasta su intersección con la curva y leyendo los valores que resultan en el eje de esfuerzos.

Los resultados se resumirán en un gráfico del tipo del representado en la figura 1 adjunta.

3. Resistencia al plegado alterno.

El ensayo se realizará de acuerdo con las prescripciones de la norma UNI 1474 para esfuerzo axil nulo. La distancia entre el eje del mandril y el punto de sujeción de la probeta debe ser igual a 10 diámetros (o longitud equivalente). Para el cómputo del número de pliegues resistidos se tendrá en cuenta también lo indicado en la norma UNI anteriormente citada.

4. Ensayo de relajamiento.

Para este ensayo deberán utilizarse aparatos de regulación automática, colocados en un ambiente cuya temperatura no experimente variaciones superiores a $\pm$ 2°C, y capaces de efectuar medidas con una aproximación del $\pm$ 0,5 por 100. Las probetas tendrán una longitud de 1 m, aproximadamente, y se sujetarán en forma análoga a la indicada para el ensayo de rotura en el párrafo número 1 de este anejo. Sobre ellas irá fijo un elongámetro mecánico, como el usado para la determinación del diagrama esfuerzos-deformaciones. La longitud de su base de medida será, como mínimo, de 300 mm, si bien es recomendable aumentar esta base hasta los 500

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

milímetros. Las primeras fases del ensayo serán las mismas del ensayo descrito en el párrafo número 2, para el trazado del diagrama esfuerzos-deformaciones, es decir: aplicación de una solicitación previa; montaje del elongámetro y estabilización del conjunto.

Partiendo de la solicitación inicial, de unos 8 kg/mm², se incrementará la carga, con velocidad uniforme, de tal forma que en 60 segundos se alcance la tensión bajo la cual se desea iniciar el ensayo de relajamiento. En el momento en que se alcance la carga correspondiente a esta tensión, se efectuará la lectura del elongámetro y se bloqueará el dispositivo de mando de la cabeza móvil de la máquina. A partir de este instante la indicación del elongámetro deberá mantenerse constante. Para ello, se deberá corregir la posición de la cabeza móvil de la máquina, a intervalos regulares, con el fin de compensar las eventuales variaciones de longitud de la probeta ocasionadas por fenómenos parásitos, tales como: deslizamientos en los anclajes, diferencias entre las variaciones térmicas de la máquina y la probeta, movimientos de la cabeza unida al dispositivo de medida de los esfuerzos, etc. Dichas correcciones deberán efectuarse con la siguiente frecuencia: a los 15 y a los 30 minutos de haberse terminado la puesta en carga de la probeta; después se continuarán las correcciones cada media hora, hasta transcurri-

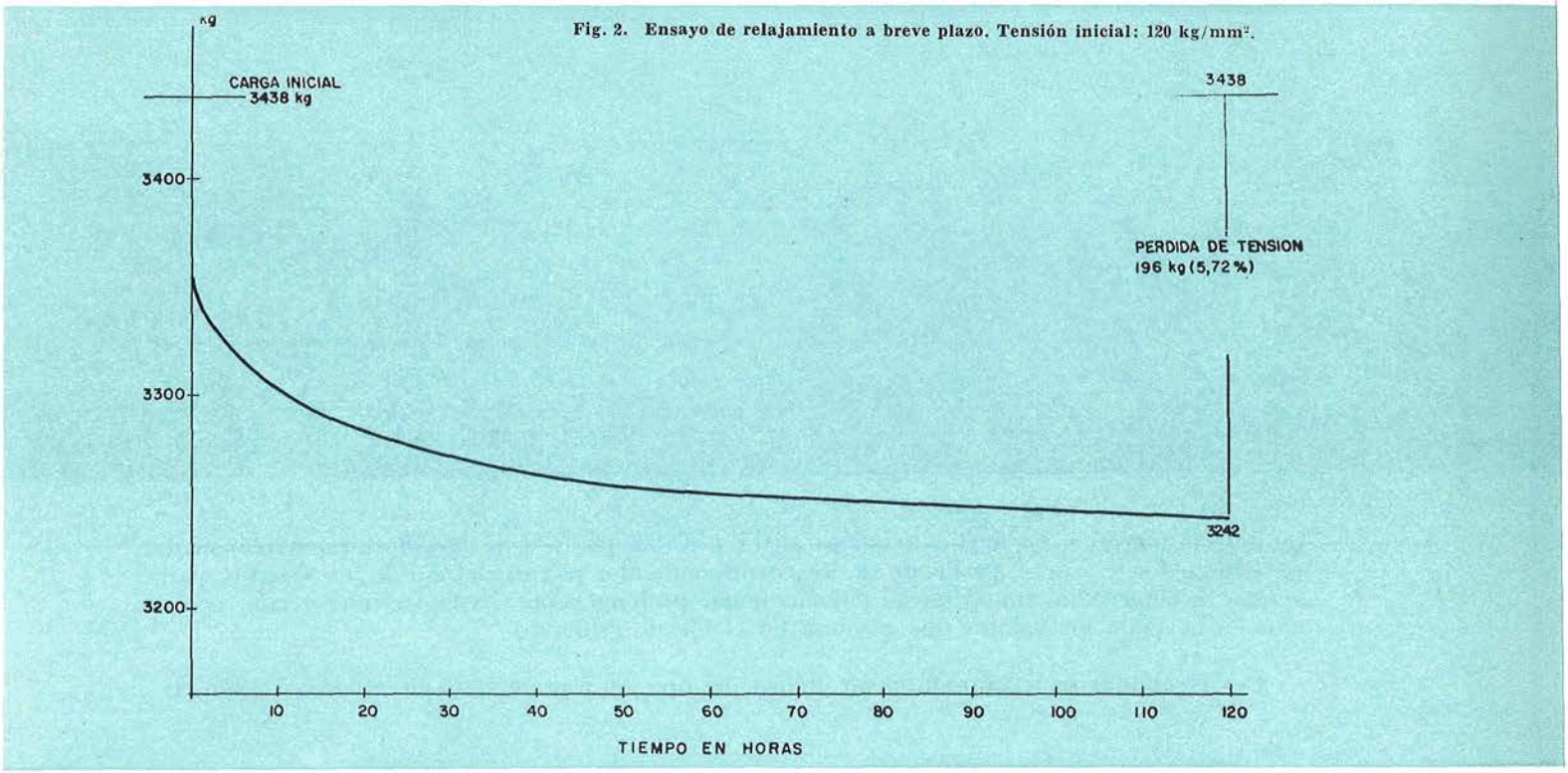


Fig. 2. Ensayo de relajamiento a breve plazo. Tensión inicial: 120 kg/mm².

das tres horas de la puesta en carga; seguidamente, se harán cada tres horas hasta pasadas nueve horas de la puesta en carga y, por último, se continuarán repitiendo cada 15 y cada 9 horas, alternativamente, con el fin de evitar que, durante la noche, haya que hacer correcciones.

Por otra parte, cada vez que se haga el ajuste para la puesta a punto del elongámetro, se hará la lectura del esfuerzo residual indicado por el dinamómetro de la máquina. Con el fin de evitar la inversión en los rozamientos, se pondrá especial cuidado en que esta lectura se realice siempre bajo carga creciente, y para ello, cuando haya que corregir las indicaciones del elongámetro, se empezará por reducir ligeramente la carga. De esta forma, el restablecimiento de la lectura inicial del elongámetro se efectuará operando con cargas crecientes. Deberán adoptarse, además, todas las precauciones precisas para que, durante el ensayo, la deformación de la base de medida del aparato no experimente variaciones superiores a 1/10.000 y las lecturas de la carga se efectúen restablecida la deformación inicial con un error inferior a 1/50.000.

Con los resultados obtenidos en el ensayo se dibujará un diagrama del tipo del representado en la figura 2, adjunta.

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

Este ensayo de relajamiento podrá también efectuarse utilizando dispositivos de otra clase: máquinas para el ensayo de fluencia con carga variable (de corrección manual o automática); pórticos prácticamente indeformables equipados con dispositivo dinamométrico; pórticos con dispositivos para medir los esfuerzos residuales, etc. En estos casos, sin embargo, será necesario demostrar, mediante repetidas pruebas, que los aparatos empleados son capaces de proporcionar una precisión al menos equivalente a la de la máquina de regulación automática cuya descripción se ha hecho en este apartado.

5. Ensayo de torsión alterna.

El ensayo se realizará sobre probetas con una longitud libre igual a 50 diámetros, sometiéndolas, sucesivamente, a una torsión de 360° hacia la derecha, dos torsiones de 360° cada una, hacia la izquierda y otra torsión de 360° hacia la derecha. El conjunto de estas torsiones constituye un ciclo completo y el ensayo se continuará, repitiendo este ciclo hasta lograr la rotura. Durante el ensayo se anotará el número de ciclos correspondiente a la aparición de la primera fisura. Cada torsión de 360° deberá realizarse en cinco segundos, aproximadamente, con el fin de evitar que la probeta experimente un sensible recalentamiento. No se tendrán en cuenta aquellos ensayos en los cuales la fisuración de la probeta se inicia a menos de cuatro diámetros del extremo del dispositivo de sujeción. Se examinará atentamente el aspecto de la rotura anotándose si se trata de una rotura limpia, exfoliada, fibrosa, etc.

6. Ensayo de fatiga.

Se utilizarán probetas cuya longitud sea tal que la distancia entre los bordes extremos de las mordazas de sujeción resulte igual a 40 diámetros. Los ensayos en los cuales se llegue a alcanzar la rotura, se considerarán válidos únicamente si ésta se produce a una distancia, del extremo de la mordaza, igual por lo menos a un diámetro de la probeta (o longitud equivalente). Para evitar la rotura en las cabezas de la probeta es recomendable adoptar determinadas precauciones especiales como, por ejemplo: empleo de dispositivos de sujeción laminares o análogos, interposición de metales dúctiles, endurecimiento de los extremos de la probeta, etc. El ensayo consiste en someter la probeta a una carga oscilante, cuyos límites de variación estén simétricamente dispuestos respecto a la carga normal de servicio prevista para el material que se estudia. La frecuencia de la alternancia de cargas no debe ser superior a las 1.000 alternancias por minuto. Se iniciará el ensayo con un intervalo de oscilación relativamente amplio, por ejemplo, de $\pm$ 30 kg/mm², y se anotará el número de alternancias que motiva la rotura. Se empezará entonces de nuevo el ensayo sobre otra probeta, reduciendo el intervalo, y se repetirá el proceso hasta que se llegue al millón de alternancias sin que se produzca la rotura. El intervalo así determinado se tomará como «límite de resistencia a la fatiga ondulada» respecto a la carga preestablecida.

7. Toma de muestras para su envío al laboratorio.

Se prohibe terminantemente enrollar las probetas con un diámetro inferior al de los carretes en que haya sido suministrado el alambre del que proceden. Para facilitar su transporte y asegurar, al propio tiempo, el cumplimiento de la anterior prescripción se aconseja que las probetas tengan 1,20 m de longitud, debiéndose tomar el número de ellas suficiente para poder realizar todos los ensayos necesarios. A tal efecto, conviene advertir que con cada trozo de 1,20 m pueden realizarse los siguientes ensayos:

— un ensayo de rotura con trazado del correspondiente diagrama;
— o bien, un ensayo de relajamiento;
— o cuatro ensayos de plegado;
— o dos ensayos de torsión alterna;
— o dos ensayos de fatiga.

Debe señalarse que la determinación del valor de la resistencia a la fatiga ondulada requiere, normalmente, la realización de unos seis u ocho ensayos.

Para saber el número de probetas que es preciso someter a ensayo oficial se tendrá en cuenta lo que, a tal efecto, dispongan las Normas en vigor o las prescripciones particulares dictadas por la Dirección de la obra.

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

457 - 8 - 24

ensayo de cargas combinadas sobre un tubo cilíndrico de hormigón pretensado con camisa de chapa de 108 pulgadas de diámetro

(Tomado de la «Constructional Review», vol. 34, núm. 11, noviembre 1961.)

Comentario histórico y razones del ensayo

Desde la época de los romanos se han utilizado diversos tipos de conducciones de hormigón para el transporte de agua potable. El continuo progreso realizado en cuanto a un empleo más eficaz de los materiales de construcción ha hecho evolucionar la forma de las construcciones, desde los acueductos romanos hasta las tuberías de hormigón armado y, finalmente, las de hormigón pretensado. En este artículo se describen una serie de ensayos realizados para comprobar la validez de las hipótesis de cálculo utilizadas en el proyecto de tubos de hormigón pretensado con camisa de chapa metálica. Las fórmulas de cálculo, ya sean deducidas analítica o empíricamente, deben predecir correctamente el comportamiento de la estructura bajo carga, lográndose, gracias a ello, construcciones seguras y económicas al mismo tiempo.

En esencia, una tubería de hormigón pretensado está formada por tubos cilíndricos de hormigón cubiertos por una hélice de alambre de acero de alta resistencia. Durante la construcción, el alambre se enrolla, a tensión, sobre el núcleo, con lo que aquél queda sometido a tracción, y el hormigón a compresión. En esta estructura se aprovechan, pues, al máximo, las características mecánicas de cada material: gran resistencia a tracción para el acero, y a compresión para el hormigón.

Desde su introducción en 1942, dos tipos diferentes de tuberías de hormigón pretensado se han utilizado ampliamente en el transporte de agua potable. Ambos incluyen un cilindro de chapa de acero que proporciona la necesaria impermeabilidad. En el tubo con camisa exterior, el cilindro de chapa se recubre interiormente con hormigón, aplicándose el pretensado sobre la chapa; en el tubo con camisa intermedia, se aplica un recubrimiento de hormigón sobre ambas caras del cilindro metálico, quedando el pretensado aplicado, por tanto, sobre el recubrimiento exterior. Ambos tipos de tubos van provistos de juntas especiales formadas por anillos metálicos soldados a los extremos de las camisas de chapa. En la figura 1 se muestra la sección de un tubo de hormigón pretensado con camisa intermedia. Después de enrollado el alambre de pretensado sobre el núcleo, ambos tipos de tubos se recubren con una capa protectora de mortero o de hormigón.

Las hipótesis de cálculo para las tuberías con camisa exterior y para las tuberías con camisa intermedia de pequeño diámetro, han sido comprobadas mediante programas de ensayos. Debido a las limitaciones impuestas por el tamaño de las máquinas de ensayo y por las dificultades que presenta la construcción de mamparas estancas de cierre para probar grandes tubos, no se han realizado ensayos de cargas combinadas sobre tubos de diámetro mayor de 60 pulgadas; las hipótesis de cálculo, verificadas para pequeños diámetros (1, 2) se han extrapolado para tubos de mayores dimensiones. El propósito de este artículo es el de presentar los datos obtenidos durante el ensayo de un tubo con camisa intermedia de 108 pulgadas de diámetro, bajo condiciones de cargas combinadas, tanto internas como externas.

Proyecto de tuberías de hormigón pretensado

Los tubos ensayados para este estudio fueron proyectados de acuerdo con las normas AWWA para tuberías de agua en hormigón armado, tipo cilíndrico, pretensado, con camisa de chapa (AWWA C-301). Estas normas obligan a tener en cuenta todas las pérdidas de pretensado debidas a deformaciones tanto elásticas como anelásticas, debiendo llegarse, una vez descontadas estas pérdidas, a una compresión sobre el hormigón no mayor del 40 % de su resistencia a compresión en el momento de realizar el pretensado. La AWWA limita la tensión inicial en el alambre de pretensado al 70 % de su tensión de rotura media; sin embargo, la American Concrete Pressure Pipe Association ha adoptado como valor límite el 73 % de la tensión mínima de rotura, como lo especifica la ASTM Designation

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

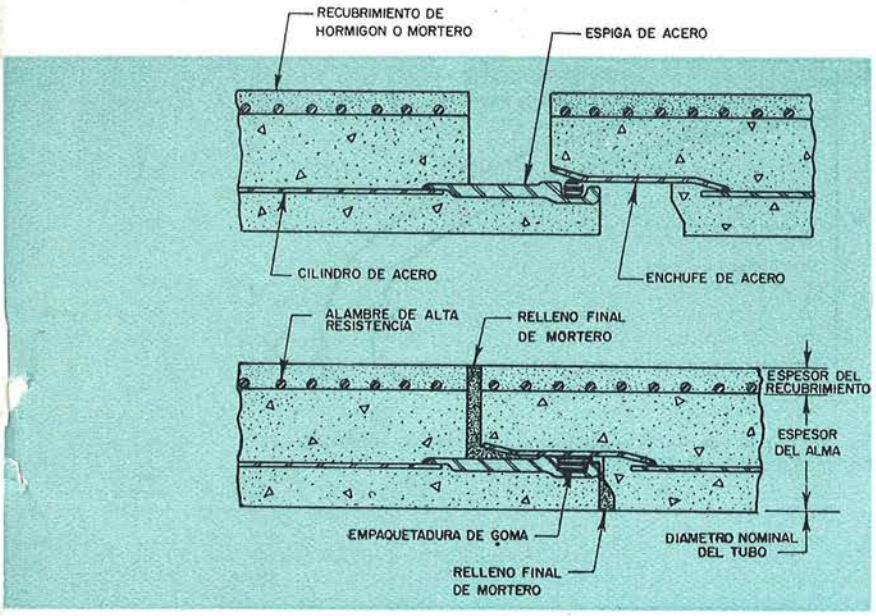


Fig. 1. Tubo cilíndrico de hormigón pretensado con chapa incorporada.

A-227, ya que los valores resultantes son esencialmente los mismos, y el último método proporciona resultados más precisos.

Además, todos los tubos se han de calcular como sometidos a las condiciones ordinarias impuestas por la zanja en la que van colocados, y a un recubrimiento de, por lo menos, 6 pies (ASMT A-227 «Normas para alambres de acero duro estirados en frío»); ambas hipótesis de carga combinadas con la presión interior de proyecto.

Si el recubrimiento de tierras es superior a 3 pies, hay que considerar en el cálculo los esfuerzos producidos en los tubos por el sistema de cargas AASHO H-20, combinado con la presión de cálculo. La tensión en los alambres no ha de superar a la tensión inicial de pretensado cuando el tubo se somete a una presión interior igual al doble de la de proyecto. Si se espera que el golpe de ariete sea superior al 40 % de la presión de cálculo, o a 50 libras/pulg², los tubos se calcularán bajo la combinación del golpe de ariete, la presión interior de servicio, y la carga muerta.

El cálculo de la tubería para carga combinada se rige por la fórmula:

$$w_1 = \frac{W}{\sqrt[3]{P}} \sqrt[3]{P - p_1} \qquad \text{donde:}$$

w_1 = carga de agotamiento del tubo, distribuida según tres generatrices (en libras por pie lineal), para una presión interior P_1 determinada;

p_1 = presión interior de agotamiento para una w_1 determinada;

W = carga de agotamiento según tres generatrices para $P_1 = 0$, y

P = presión interior de agotamiento para $w_1 = 0$.

Considerando que la carga de agotamiento $W = W_{0,001}$ es aquella que produce una fisura de 0,001 pulgadas de espesor y, por lo menos, 12 pulgadas de longitud, y que la presión de agotamiento $P = P_0$ es aquella para la cual se anula la tensión de compresión sobre el hormigón, la representación gráfica de la ecuación anterior es la indicada en la figura 2, llamándose a dicha gráfica «curva de proyecto». Cualquier combinación de presión interior (P_w) y de carga muerta (W_w) debe caer por debajo de una curva homóloga de la de proyecto, para la cual $W = 0{,}9W_{0,001}$ y $P = 0{,}9P_0$. A dicha curva la llamaremos, en adelante, «curva de proyecto 0,9».

Descripción y proyecto del tubo ensayado de 108 pulgadas de diámetro

Este trabajo se refiere a los ensayos realizados sobre tubos de la categoría 78 libras/pulg²; sin embargo, se proyectan nuevos ensayos sobre tubos de la categoría 147 libras/pulg². Se ha llegado a la conclusión de que esta gama de presiones de proyecto es típica para tuberías de estas dimensiones.

El tubo de prueba tenía 5 pies de longitud, un diámetro interior de 108 pulgadas y estaba proyectado para soportar la combinación de una presión de trabajo $P_w = 78$ libras/pulg², y una carga repartida según tres generatrices $W_w = 5.890$ libras/pie. Otros datos interesantes sobre este tubo son los siguientes:

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

«Tubo núm. 2.749; fecha de hormigonado del núcleo, 2 de diciembre de 1960; pretensado, 8 de diciembre de 1960; revestimiento exterior, 9 de diciembre de 1960; resistencias del hormigón en libras/pulg², a 6 días = 6.780; a 28 días = 7.530; a 69 días = 8.090; período de prueba, febrero-mayo de 1961; espesor del núcleo de hormigón = 7 pulgadas (la camisa de chapa estaba a 2 ¼ pulgadas de la cara interior del núcleo); espesor del revestimiento exterior de hormigón = 1 ½ pulgadas; camisa metálica = chapa calibre núm. 14 USS, laminada en caliente (ASTM A-245); alambre de pretensado del calibre núm. 6, HDSS sin revenido (ASTM A-227); sección de la camisa de chapa = 0,896 pulgadas²/pie lineal; sección de alambre de pretensado = 0,703 pulgadas²/pie lineal; P_0 = presión interior para tensión nula en el hormigón = 107 libras/pulgada²; P_1 = presión interior para la cual la tensión en el alambre llega al límite elástico = 165 libras/pulg²; P_b = presión interior que produce la rotura del tubo = = 261 libras/pulg²; tensión inicial de pretensado en el alambre = 140.000 libras/pulg²; tensión final en el alambre = 111.100 libras/pulg²; tensión en el alambre para P_w (78 libras/pulg²) = = 114.500 libras/pulg²; tensión en el alambre para P_1 (165 libras/pulg²) = = 140.000 libras/pulgada cuadrada.»

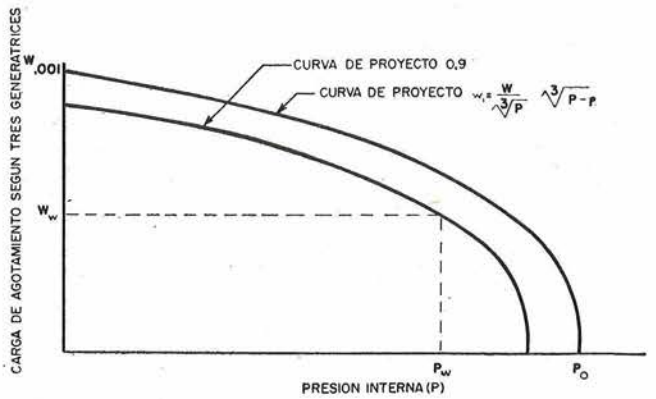


Fig. 2. Curvas de carga combinada para tubos cilíndricos de hormigón pretensado con chapa incorporada.

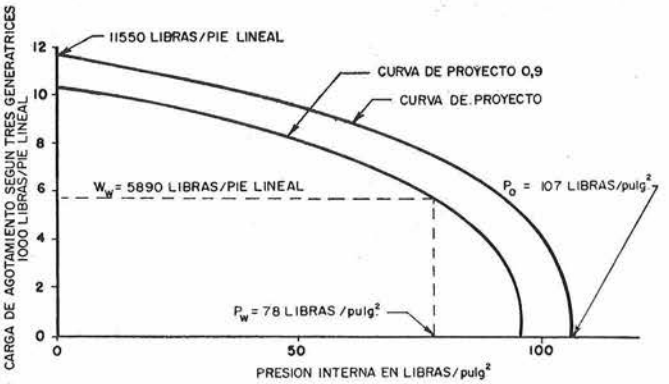


Fig. 3. Diagrama de carga combinada para el tubo ensayado.

La figura 3 muestra la «curva de proyecto 0,9», la presión de proyecto y el sistema de carga distribuida según tres generatrices, relativas al tubo de prueba.

Equipo de ensayo

La combinación de cargas utilizada para este ensayo incluía un sistema de carga repartida según tres generatrices y una presión hidrostática interna, aplicada según se muestra en la figura 4. El sistema de carga repartida según tres generatrices se escogió debido a que su aplicación es relativamente sencilla con una precisión uniforme, y porque su relación con las cargas producidas por el terreno, para diferentes características de las zanjas, ha sido ampliamente investigada. Este trabajo, realizado en el Colegio del Estado de Iowa, ha sido descrito por A. Marston, W. J. Schlich y M. G. Spangler. La tabla I relaciona la carga repartida sobre tres generatrices, para el tubo de prueba, con la profundidad del recubrimiento de tierras, en pies. En esta tabla, B_d es la anchura de la zanja; D_0, el diámetro exterior del tubo, y w, el peso específico de las tierras.

Esta tabla de profundidades equivalentes de relleno está basada en los estudios de Marston y otros, y supone unas condiciones de asiento corrientes (factor de asiento de 1,5 respecto a la carga repartida sobre tres generatrices) y unas constantes del terreno K_u y K_u' de 0,130, equivalentes a los máximos normales para suelos arcillosos.

La presión hidrostática interna se aplicaba introduciendo agua a presión en el espacio anular formado entre el tubo y el mecanismo de prueba (al que, en adelante, llamaremos mamparo interno). Como se ve en la figura 5, el mamparo interno estaba formado por un cilindro de acero de cons-

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

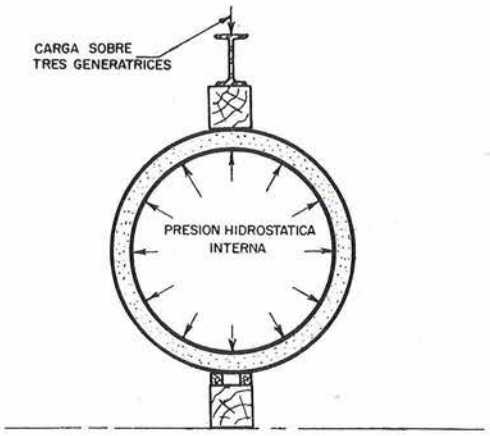


Fig. 4. Sistema de carga combinada.

TABLA I.—Conversión de la carga repartida según tres generatrices a la profundidad de relleno equivalente.

Carga repartida según tres generatrices, en libras por pie lineal	Relleno de tierras en pies, para condiciones ordinarias de asiento	
	$B_d = D_o + 3$ pies w = 100 libras/pie³	$B_d = D_o + 3$ pies w = 120 libras/pie³
3.200	4,3	3,8
4.800	6,4	5,3
6.400	8,3	7,0
8.000	10,1	8,6
9.600	12,4	10,1
11.200	14,1	12,0
12.800	16,5	13,3
14.400	19,2	15,3
16.000	21,9	17,4
17.600	24,7	19,7
19.200	27,4	21,9

trucción especial que hizo posible la obtención de una junta hermética entre el tubo y el mamparo, utilizando anillos de goma como elementos de cierre. Un mamparo análogo se utilizó con éxito en unos ensayos previos sobre tubos de 60 pulgadas de diámetro (1, 2). La figura 6 muestra el tubo y el mamparo empalmados en la máquina de ensayo.

El mamparo se hizo más largo que el tubo, de forma que las extensiones relativamente flexibles hiciesen mínimos los efectos de las reacciones de aquél sobre éste. Se llevaron a cabo mediciones de las deformaciones del tubo bajo carga, antes y después de colocar el mamparo, con objeto de determinar la coacción producida por éste; los resultados se muestran en la figura 7. En la figura 8 se han relacionado, para una misma deformación, las cargas para tubo aislado y para tubo coaccionado por el mamparo, encontrándose que la relación entre la carga aplicada por la máquina de ensayo y la carga neta real aplicada al tubo era de 1,25.

El conjunto del mamparo interior pesaba alrededor de las 25.000 libras. Para evitar que este peso estuviese constantemente cargado sobre el tubo, el mamparo se apoyó, por sus extremos, sobre sendas células de tarado, en serie con dos gatos hidráulicos, como se indica en la figura 9, logrando así mantener constantes las reacciones del mamparo sobre el tubo mientras se variaban las cargas aplicadas sobre éste y se obtenían los datos de deformaciones y fisuraciones.

Para medir las deformaciones en los alambres de pretensado y en el hormigón del núcleo se empleó un registrador estático de deformaciones Baldwin, tipo L, en combinación con elongámetros Tatnall

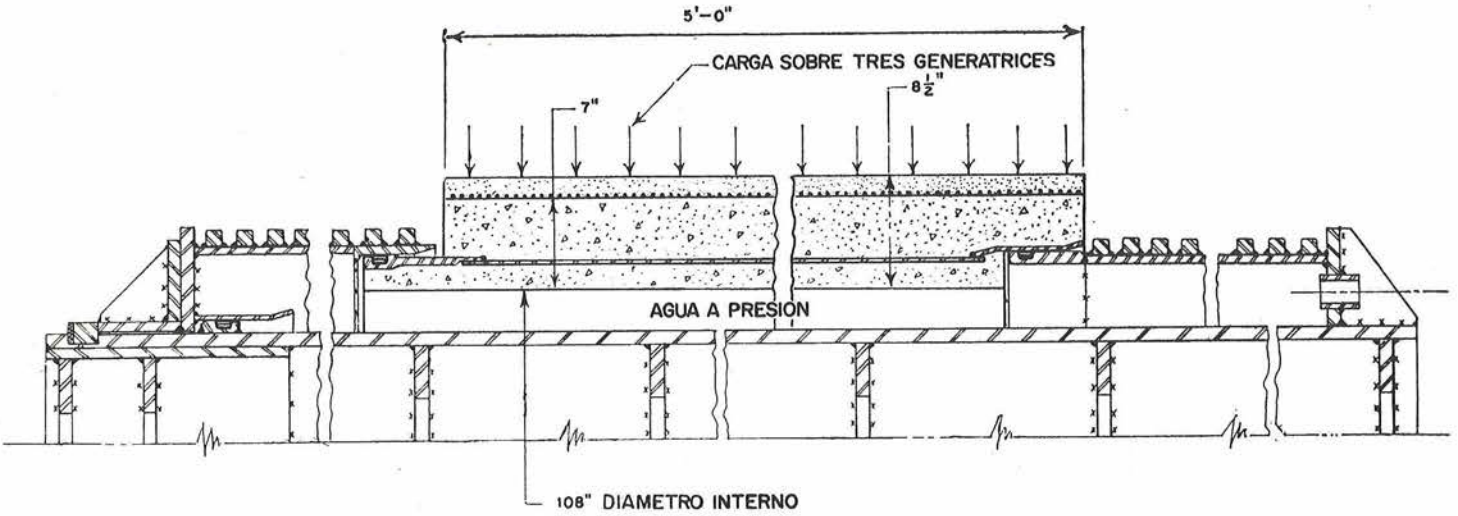


Fig. 5. Vista esquemática del tubo ensayado, con el mamparo interno.

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

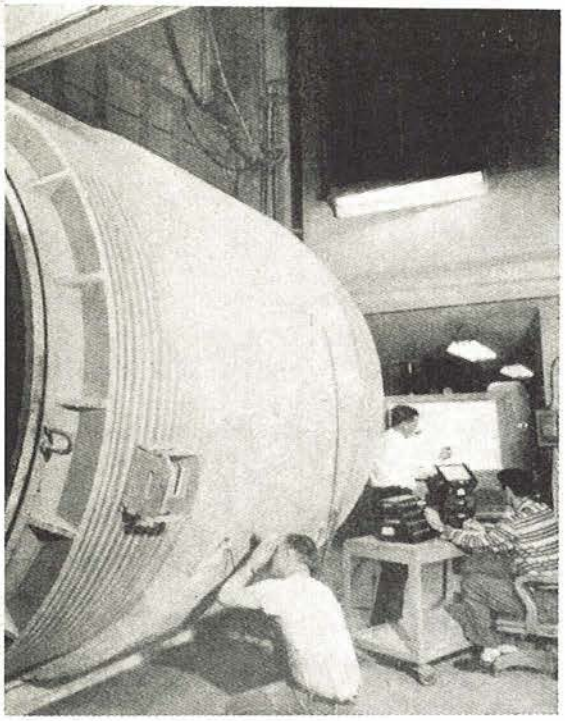


Fig. 6. Tubo y mamparo en la máquina de ensayo.

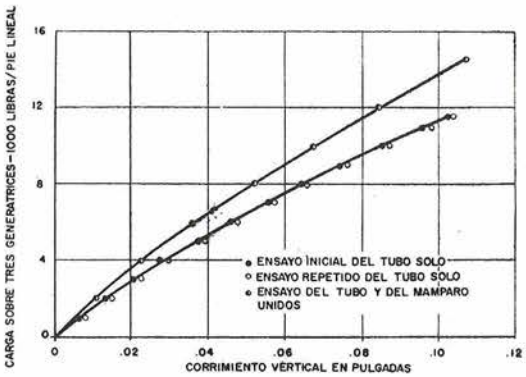


Fig. 7. Coacción debida al mamparo hidrostático.

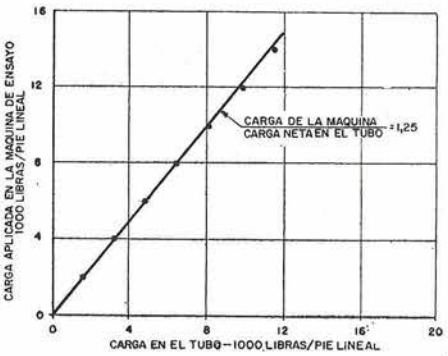


Fig. 8. Corrección del efecto del mamparo.

Metalfilm (tipo C 6-141-B) y SR-4 (tipo A-9-5). Los «strain gauges» se conectaron al indicador por medio de un conmutador de 20 canales.

Para medir las fisuras en el hormigón del núcleo y del recubrimiento exterior, se utilizaron microscopios de 40 aumentos, provistos de escalas calibradas. El microscopio utilizado para inspeccionar el hormigón del núcleo fue proyectado especialmente, disponiendo de la distancia focal precisa para observar el hormigón a través del agua y de una ventana de plexiglás. El microscopio y la ventana se ven en la figura 10. Para iluminar la superficie del hormigón se utilizó una lámpara submarina especial como fuente luminosa, viéndose, en primer término, en la figura 10 la colocación de la luz de 1.000 vatios.

Se empleó una máquina hidráulica de ensayos Baldwin, de 300.000 libras de potencia, para aplicar las cargas repartidas según tres generatrices. Una bomba John Bean Triplex, capaz de proporcionar tres galones de agua por minuto a 800 libras/pulg^2, fue empleada para someter el tubo a presión interna. Las presiones se midieron con testigos del tipo «tubo bourdon».

Ensayos para estudiar el comportamiento a fisuración

Para las tuberías, como para otras estructuras de hormigón, el criterio para fijar la carga máxima admisible viene determinado por las características de fisuración bajo tensión.

Se han establecido tales criterios, de forma que proporcionan un amplio margen de seguridad entre las cargas o presiones de cálculo, y las cargas o presiones que producirían la aparición de fisuras críticas.

Como se ha comentado anteriormente, las máximas cargas y presiones de cálculo están representadas por la curva llamada «curva de proyecto 0,9». Para tubos no pretensados se considera fisura crítica aquella cuya abertura es mayor de 0,01 pulgadas y, generalmente, tales fisuras se presentan en las generatrices superior o inferior de un tubo sometido a un sistema de carga repartida según tres generatrices. En tubos pretensados, las fisuras críticas se presentan en el revestimiento exterior y se

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

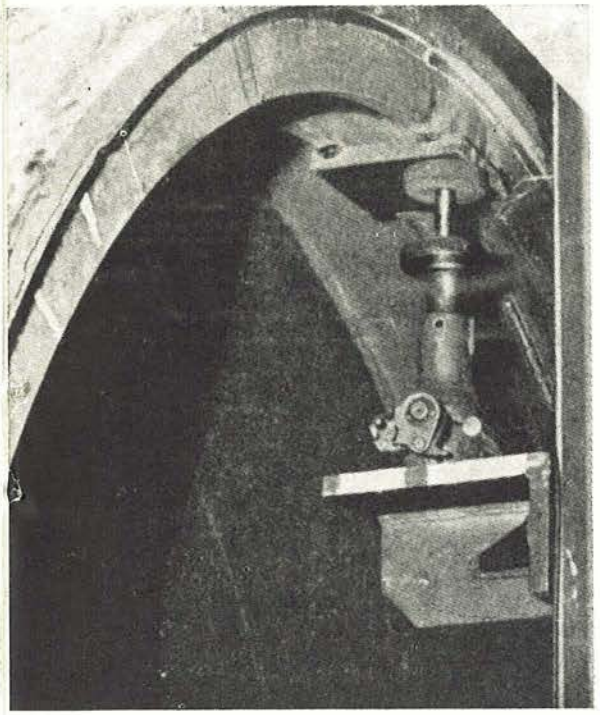


Fig. 9. Apoyo del mamparo.

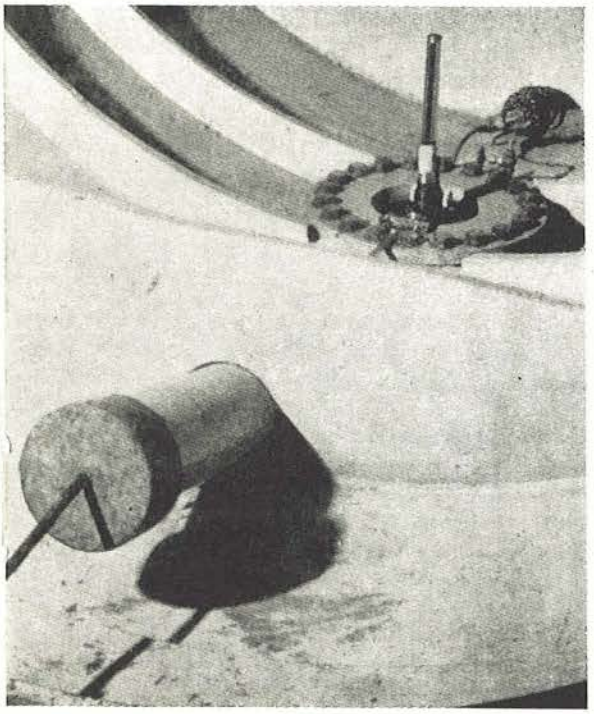


Fig. 10. Ventana, microscopio de 40 aumentos y dispositivo de iluminación, en el mamparo.

definen, de forma conservadora, como aquellas cuya abertura es mayor de 0,005 pulgadas.

En este artículo se incluyen los datos obtenidos en el estudio de la fisuración del núcleo de hormigón y del revestimiento exterior para los siguientes sistemas de cargas:

— Carga repartida según tres generatrices, actuando aisladamente.
— Presión interior, actuando aisladamente.
— Combinación de los dos sistemas anteriores.

Una fisura incipiente (0,001 pulgadas de abertura y 12 pulgadas de longitud) no es visible a simple vista. La primera fisura visible (0,002 pulgadas de avertura y 12 pulgadas de longitud) puede apreciarse, para una agudeza visual normal, si se examina cuidadosamente la superficie.

En este estudio, la primera fisura visible y la fisura crítica antes definidas se han usado como criterios para juzgar el margen de seguridad. Si el margen de seguridad se hubiese basado sobre la resistencia a rotura del tubo, se hubiesen obtenido valores mucho más altos, como lo demuestran numerosos ensayos realizados sobre tubos de varios tamaños, de los que se deduce que la relación entre la presión que produce la rotura del tubo y la presión de cálculo está comprendida, normalmente, entre 3,5 y 5.

Después de ensayos preliminares bajo cargas repartidas según tres generatrices, cuyo objeto era determinar el efecto de las coacciones impuestas al tubo por el mamparo interior, aquél fue sometido a una serie de cargas combinadas que seguían la «curva de proyecto». Estas combinaciones de carga están representadas en la figura 11, no habiéndose detectado, durante su actuación, ninguna fisura visible ni en el núcleo de hormigón ni en el revestimiento exterior.

Siguiendo con el ensayo, el tubo fue sometido a presiones de diferentes valores, incrementándose la carga exterior hasta la aparición de la primera fisura visible en el revestimiento interior. Estas combinaciones de cargas se han representado también en la figura 11. La primera fisura visible apareció, para todos los estados de carga, aproximadamente a 70° de la generatriz de clave.

En la siguiente serie de ensayos, el tubo fue sometido a un sistema de carga repartida según tres generatrices, creciente hasta la aparición, en la generatriz inferior, de una fisura incipiente (0,001 por 12 pulgadas). El tubo se giró entonces 60° alrededor de su eje, se aplicó la presión de cálculo de 78 libras/pulg^2, y se le sometió a cargas exteriores crecientes hasta aparición de la fisura incipiente. El tubo se volvió a girar otros 60°, colocándose esta vez la carga exterior de cálculo de 5.890 libras/pie lineal, aumentándose la presión interna hasta obtener una fisura incipiente en la generatriz inferior del núcleo de hormigón. Los resultados de estos ensayos se han indicado en la figura 11.

Durante un ensayo posterior presión-deformaciones, se encontró que para una presión hidrostática de 220 libras/pulgada^2 aparecían fisuras de 0,004 pulgadas de abertura, lo que representa un coeficiente de seguridad de 2,8.

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

Datos suministrados por los elongámetros

Además de la información obtenida sobre el comportamiento a fisuración del tubo, se obtuvieron datos de deformaciones por medio de elongámetros situados en la sección central del tubo, en tres puntos a lo largo de su circunferencia, tal como se ve en la figura 12 (a) y (b). En cada punto de lectura se colocaron dos elongámetros SR-4, situados en la cara exterior del núcleo de hormigón, entre las espiras de alambre de alta resistencia, y dos elongámetros Metalfilm sobre el mismo alambre.

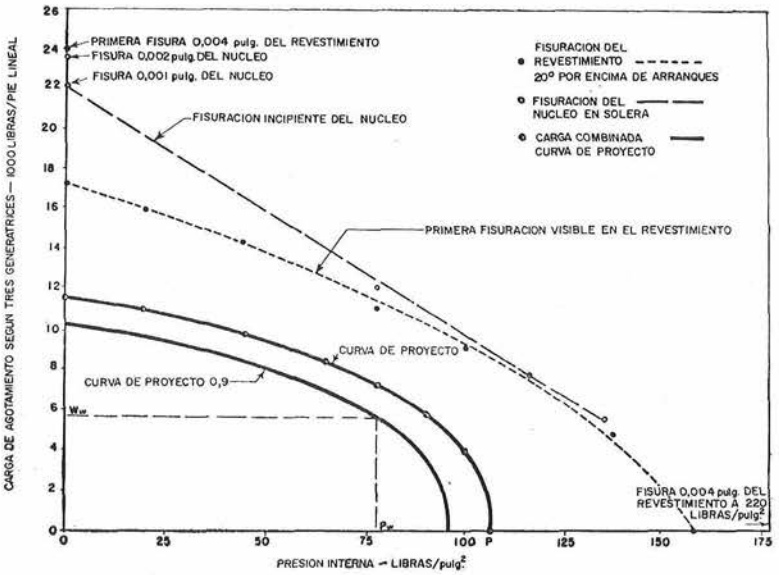


Fig. 11. Comportamiento a fisuración del tubo (ensayo 2749).

Una de las principales razones para registrar los datos suministrados por los elongámetros era la de conseguir un procedimiento para obtener la presión que anula realmente la compresión en el hormigón de un tubo pretensado. En la figura 13 se indican las características teóricas presión-deformación del tubo de prueba. Si el núcleo no estuviese pretensado, se obtendría la curva indicada con «Pendiente teórica para acero solamente»; por otra parte, si el núcleo está comprimido, la curva representativa es la indicada con «Pendiente teórica sin revestimiento exterior». Si un tubo se carga gradualmente y se dibuja la curva presión-deformación correspondiente, ésta acusa una marcada reducción de pendiente después que la compresión en el núcleo ha llegado a cero.

Se obtuvo una excelente concordancia entre las lecturas de los elongámetros montados sobre el núcleo de hormigón y las de los montados sobre el alambre de alta resistencia. Los puntos representados en la figura 13 corresponden a la media de las lecturas de los elongámetros situados a 45° del eje vertical. Como es normal, el proceso inicial de carga proporcionó un valor para la presión que anula la compresión en el núcleo, más alto que los obtenidos en sucesivos procesos de carga. La media de las lecturas de deformaciones para tres procesos sucesivos de carga sobre el tubo de prueba, muestra una buena concordancia con las previsiones teóricas. La presión que anula la compresión en el núcleo, deducida de la curva obtenida en el ensayo, era, aproximadamente, de 150 libras/pulg², mientras que el valor calculado teóricamente, en el supuesto de que se hayan producido todas las pérdidas de tensión, era de 107 libras/pulg².

Las lecturas de los elongámetros se registraron también durante los procesos de carga combinada siguiendo la «curva de proyecto». En la figura 14 se han representado las deformaciones obtenidas en tres posiciones diferentes de los elongámetros. Las letras indicadas en el eje de abscisas de los gráficos representan el tipo particular de carga aplicada, correspondientes a la curva de carga combinada representada en el ángulo inferior derecho de dicha figura. Las líneas de trazo lleno representan las

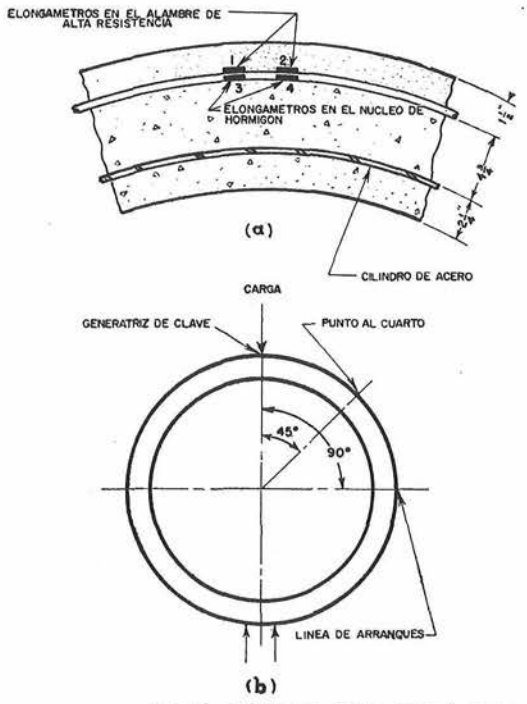


Fig. 12. Ubicación de los elongámetros.

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

deformaciones medidas, y las de trazo discontinuo, las deformaciones calculadas, utilizándose en los cálculos módulos de elasticidad de $28{,}0 \times 10{,}6^6$ libras/pulg² para el acero y $4{,}7 \times 10^6$ libras/pulg² para el hormigón. Los resultados teóricos y experimentales presentan una gran concordancia, ya que las curvas ofrecen la misma forma general, aunque los valores difieren ligeramente.

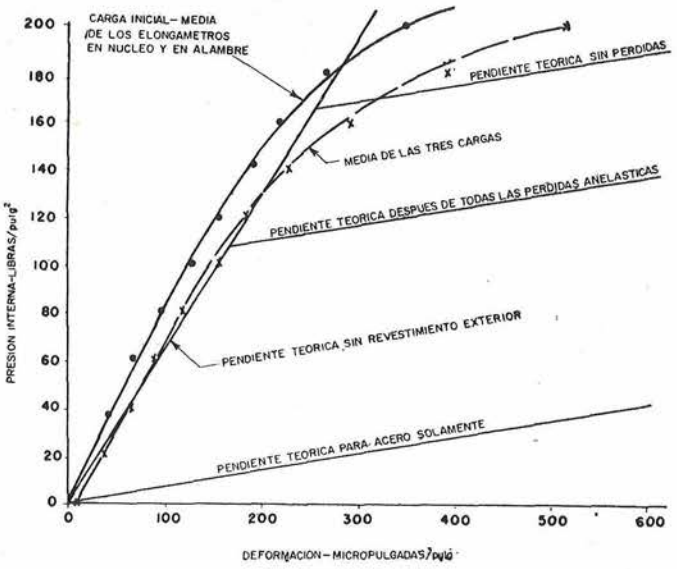


Fig. 13. Características carga hidrostática-deformación para el tubo 2749.

Conclusiones

Todas las fisuras en el tubo aparecieron para cargas combinadas bastante por encima de las definidas por la «curva de proyecto», lo que demuestra el amplio margen de seguridad inherente a este proceso de cálculo. Los coeficientes de seguridad indicados se refieren a las cargas que producen la aparición de fisuras incipientes ($0{,}001 \times 12$ pulgadas) y las primeras fisuras visibles ($0{,}002 \times 12$ pulgadas), siendo mucho mayores dichos coeficientes si se refieren a la carga de rotura.

Para la presión de cálculo P_w, la relación entre la carga externa real que produjo la aparición de la primera fisura visible en el revestimiento exterior y la carga externa de cálculo, fue de 1,9. Para carga exterior nula, la relación entre la presión interior que produjo la primera fisura visible en el revestimiento y la presión de cálculo, fue de 2,0.

Para la presión de cálculo P_w, la relación entre la carga exterior que originó la aparición de una fisura incipiente en el núcleo de hormigón y la carga exterior de cálculo, W_w, fue de 2,1. Para presión interna nula, la fisura incipiente apareció en el núcleo de hormigón para una carga exterior igual a 1,9 veces la de cálculo. El carácter conservador del método de cálculo quedó puesto de manifiesto por el hecho de que la relación entre la presión real y la que produce una grieta incipiente en el núcleo, para una carga externa constante igual a W_w, fue de 1,8.

La curva presión-deformación obtenida a partir de las lecturas de los elongámetros presenta una aceptable concordancia con la curva teórica. Las deformaciones medidas, para sistemas de cargas combinadas, muestran también una buena concordancia con las deducidas teóricamente.

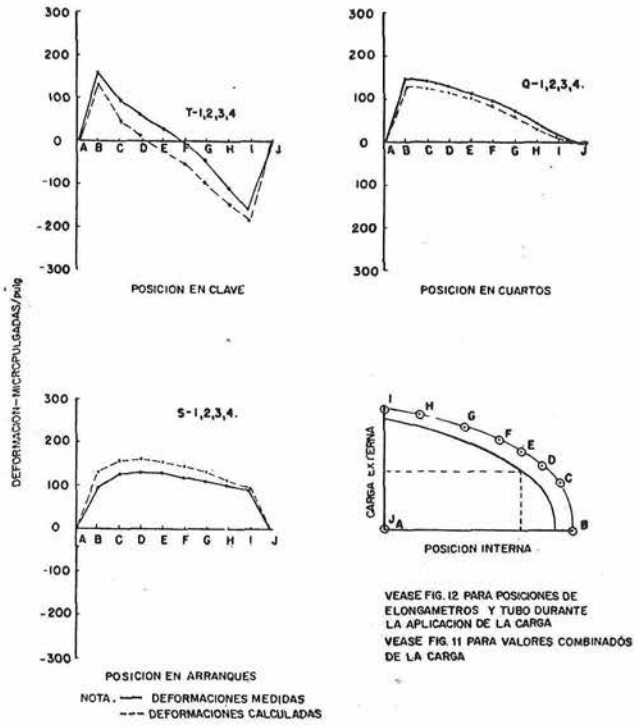


Fig. 14. Características carga-deformación para el tubo.

Referencias

(1) Kennison, H. F.: «Tests on Prestressed Concrete Embedded Cylinder Pipe», Journal, Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, November 1960.

(2) Combined Internal-External Load Tests on Concrete Pipe, Engineering News Record, February 16, 1956.

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

aplicación del hormigón pretensado a las presas de bóvedas delgadas

presa de Tourtemagne en Valais (Suiza)

F. PANCHAUD,
Ingeniero Profesor de la Escuela Politécnica de la Universidad de Lausanne.

(Tomado de la publicación sobre la cuarta sesión de estudios, marzo 1960, de la Association Scientifique de la Précontrainte.)

Es para mí un honor proceder a la exposición de algunos de los problemas presentados durante la construcción de la presa Tourtemagne, en Valais. Os estoy muy reconocido por vuestra invitación y espero que la modesta obra que tengo el placer de describiros llamará vuestra atención por su originalidad. Me complace señalar aquí que he tenido ocasión de discutir estos problemas con M. Guyon en muchas ocasiones; discusiones que—no es necesario decirlo—son siempre de lo más fructuoso.

La presa de Tourtemagne, en Valais, forma parte del aprovechamiento hidroeléctrico del Val d'Anniviers. Situada a 2.180 m de altitud, está destinada a crear un embalse de regulación de 850.000 m³ de capacidad, pudiendo llenarse y vaciarse en todas las estaciones del año.

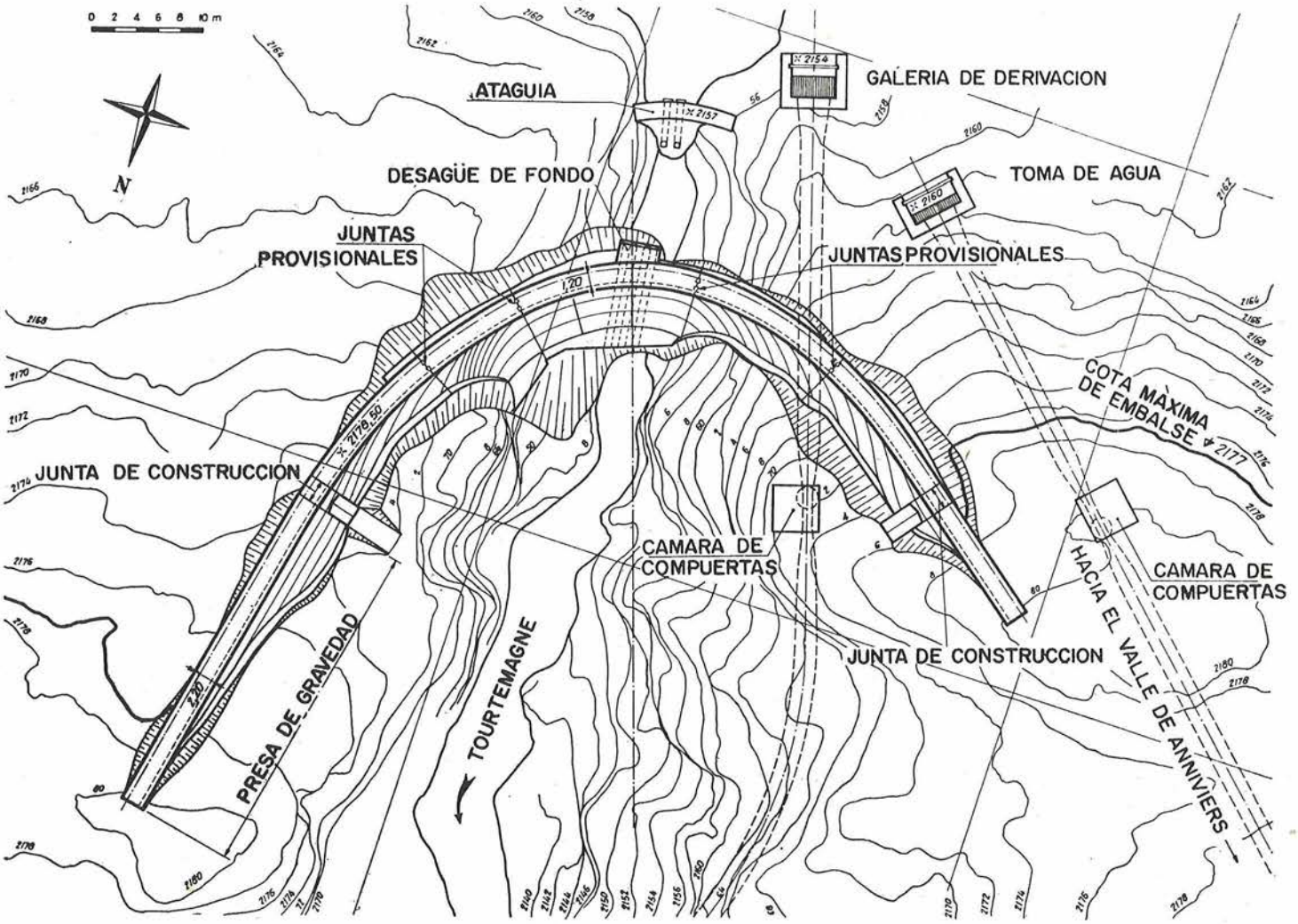


Fig. 1

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

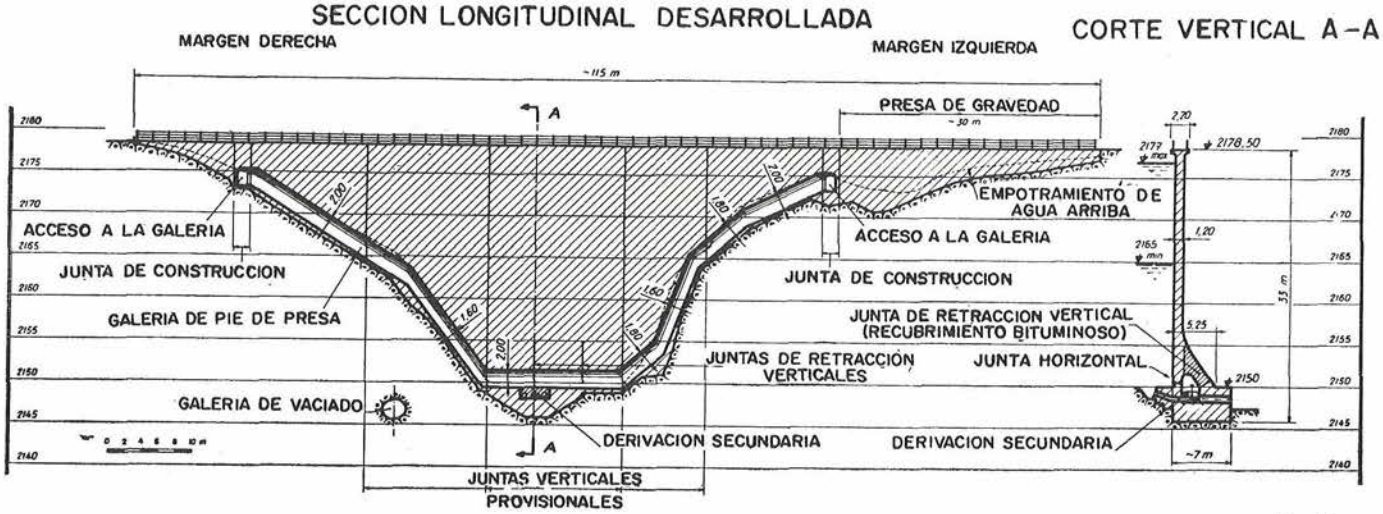


Fig. 2

I Descripción de la presa

La presa está constituida por una bóveda cilíndrica vertical, de 1,20 m de espesor y de 28,50 m de altura máxima, que se apoya sobre un macizo de hormigón empotrado en el fondo de la garganta. A nivel de la coronación, la longitud de la obra es, aproximadamente, de 115 m; sobre la margen derecha, la bóveda se prolonga en un muro rectilíneo de poca altura que forma una presa de gravedad de unos 30 m de longitud, de tal forma que el desarrollo propiamente dicho de la bóveda de la presa es 85 m (fig. 1). La directriz de esta bóveda está formada por una sucesión de arcos de círculo, cuyos radios, crecientes de clave a arranques, varían de 20 a 50 m. Sobre el contorno de empotramiento, el espesor de la bóveda pasa de 1,20 m a 3 m en la parte superior de la presa, y alcanza los 5,25 m de espesor en la base, a nivel del macizo de cimentación. Una galería de 1,20 m de anchura atraviesa la roca del cimiento a todo lo largo del perímetro de empotramiento. Se ha previsto una junta horizontal en la zona intermedia de la presa, a través del muro aguas arriba de la galería. Por otra parte, el muro de aguas abajo de esta misma zona está provisto de tres juntas verticales, recubiertas por un producto bituminoso (fig. 2).

II Condiciones de resistencia

Puede parecer paradógico, a simple vista, la aplicación del pretensado a una bóveda que está comprimida automáticamente por las cargas que debe soportar. Cierto que, bajo el efecto de la presión del agua, la bóveda de la presa de Tourtemagne está siempre sometida a presiones en sentido anular y no sufre más que pequeñas tracciones por flexión en el sentido de las generatrices verticales en el paramento de aguas abajo. Pero las condiciones climatológicas a que está sometida la presa son muy rigurosas: en invierno, el embalse puede estar completamente vacío, de forma que la parte delgada de la obra, de 1,20 m de espesor solamente, experimenta un enfriamiento intenso; la temperatura media del hormigón podrá descender hasta — 15° C, provocando en la bóveda esfuerzos de tracción capaces de fisurarla. En verano, el embalse puede llenarse y vaciarse muchas veces en el transcurso de la estación, imponiendo a la presa variaciones alternativas de enfriamiento y calentamiento.

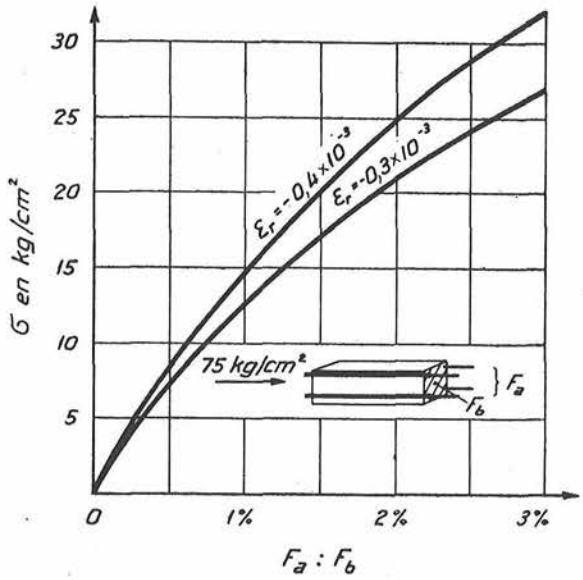


Fig. 3

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

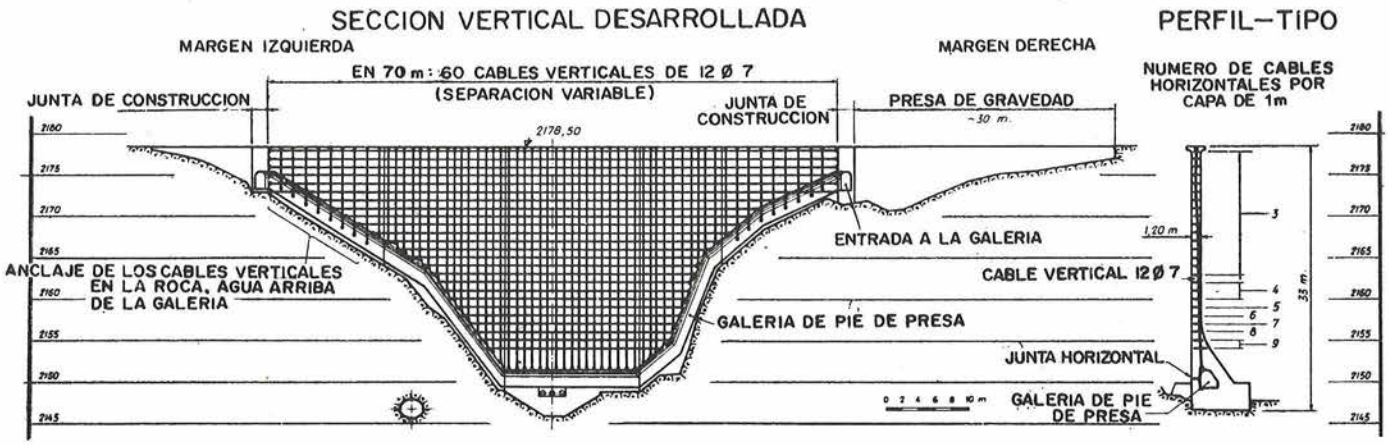


Fig. 4

Siendo la bóveda vertical, los arcos no están sometidos a ninguna compresión cuando el embalse se halla vacío, estando solamente solicitados por esfuerzos de origen térmico: particularmente durante los períodos de enfriamiento, los arcos están sometidos a esfuerzos de tracción. Para evitar estos inconvenientes se ensayó la construcción de la presa a base de hormigón armado, comprobándose que la aplicación de una armadura ordinaria no aportaría más que una mejora discutible. Se sabe, en efecto, que la armadura no impide la formación de fisuras en el hormigón, sino que lo único que hace es dificultar su desarrollo. Por otra parte, en presencia de una armadura ordinaria, la retracción del hormigón produce un estado de tracción interna supletoria que puede llegar a ser de 3 a 6 kg/cm², según que la densidad de armadura varíe de 0,5 a 1 por 100 (figura 3). Si además se le añade el efecto de la fluencia del hormigón debido a una compresión de cierta duración en las bóvedas, se advierte que una armadura ordinaria podría producir en el hormigón el riesgo de tracciones latentes supletorias de la misma magnitud que las que se trata de evitar. Se le ocurre a uno preguntarse, entonces, cuál podría ser el interés técnico de dicha solución. Se buscó otra solución, estimando más eficaz efectuar un pretensado del hormigón en las partes delgadas de la obra. Así, en nuestro caso particular, el pretensado no está destinado a mejorar la resistencia de la obra a los empujes del agua—resistencia que está completamente asegurada sin necesidad de esto—, sino a crear, en todas las secciones de la presa, un esfuerzo normal permanente de compresión, cualquiera que sea el nivel del agua en el embalse; por esto, un pretensado moderado debe ser suficiente para que las secciones, siempre comprimidas, no corran el riesgo de fisurarse en todo el espesor de la presa. Al mismo tiempo, se limitan las tracciones residuales, debidas a los efectos térmicos, a valores muy reducidos. Es evidente que, a igual precio, la aplicación del pretensado es preferible a la introducción de una armadura ordinaria en las bóvedas.

III Disposición del pretensado

Debe admitirse que las tracciones en la presa podrán aparecer según direcciones oblicuas cualesquiera, ya que el perímetro de empotramiento de aquélla corta oblicuamente a las generatrices del cilindro de

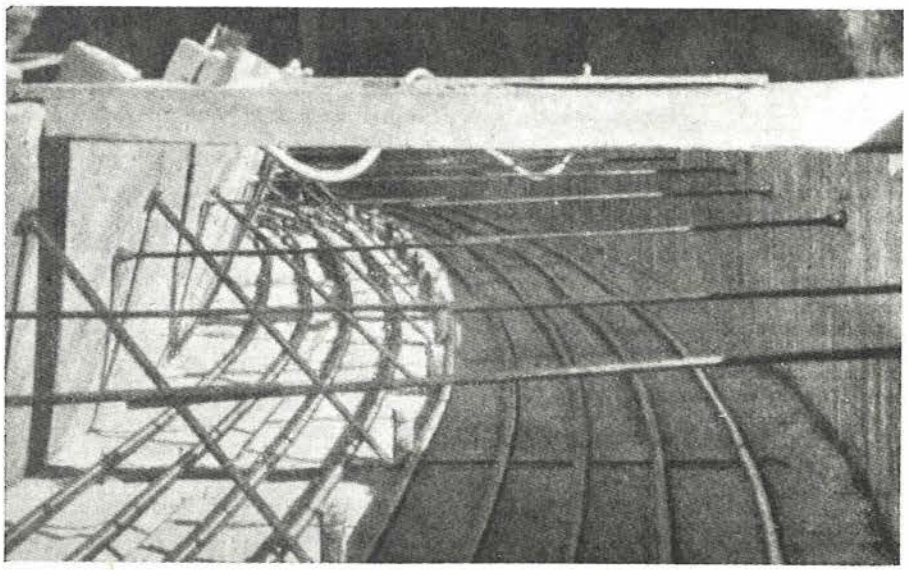


Fig. 5

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

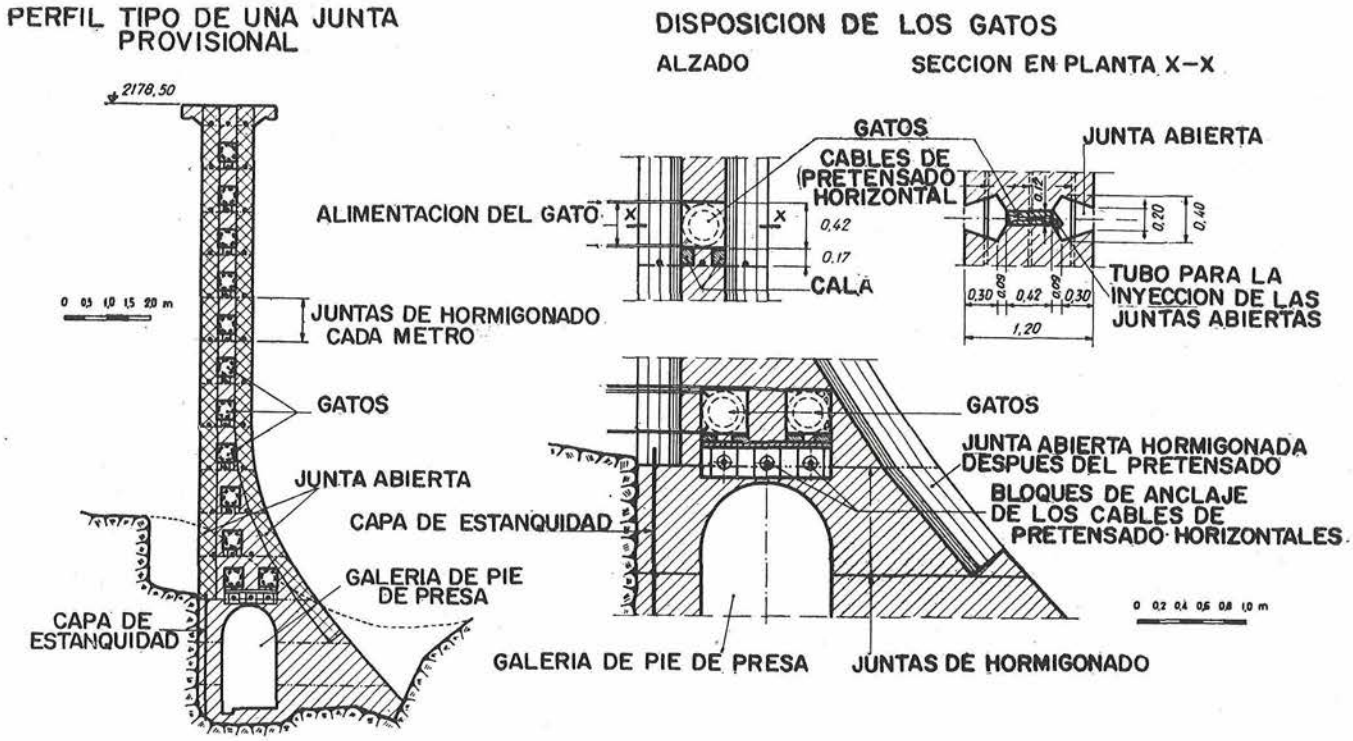


Fig. 6

la bóveda; debido a esto, la bóveda ha sido sometida a un pretensado biaxil gracias a un doble sistema de cables horizontales y verticales formados por doce alambres de 7 mm de acero de alta resistencia (resistencia a la rotura: 155 kg/mm²; límite aparente superior de elasticidad: 135 kg/mm²) (fig. 4).

El pretensado horizontal se ha obtenido por medio de cables horizontales de trazado curvo, siguiendo la forma de los arcos, que acaban en las galerías inferiores de cada orilla; los cables, que van entubados, se han colocado sobre las juntas de construcción horizontales con espaciamientos de 1 m (fig. 5). El pretensado horizontal, ejercido solamente por cables horizontales curvos, sin precauciones especiales, tirando de sus extremidades a partir de las galerías laterales, produce tracciones indeseables en los macizos de empotramiento. Además, al acortar los arcos, este pretensado correría el peligro de provocar un desplazamiento general de la bóveda hacia aguas abajo, produciendo importantes flexiones parásitas en la base de la obra; flexiones que se sumarán a las de empotramiento producidas por la presión del agua. Para suprimir estos inconvenientes, que neutralizarían gran parte de los efectos favorables del pretensado, se han colocado cuatro juntas verticales activas provisionales, que parten de los cimientos y dividen la bóveda de la presa en cinco dovelas de 15 a 17 m de longitud. Además, cerca de la parte superior, sobre las dos alas, se han dejado abiertas dos juntas de enclavamiento que no serán cerradas hasta que se haya efectuado el pretensado durante el invierno.

Las juntas activas estás provistas de gatos planos Freyssinet de 42 cm de diámetro; se puede entonces compensar el acortamiento de las dovelas debido al pretensado, abriendo las juntas activas a medida que se ejerce el pretensado horizontal (fig. 6). El esfuerzo desarrollado por los gatos en cada nivel se ha fijado con un valor ligeramente superior al producido en la misma sección por los cables horizontales, de forma que sobre los arranques existe una compresión permanente que se opone a todo esfuerzo de arrancamiento de los cimientos. Sin embargo, este esfuerzo suplementario debe ser limitado, porque, de lo contrario, existe el peligro de un vuelco de las dovelas de la presa hacia aguas arriba.

La red de cables verticales que parten de la coronación y acaban en la galería de pie de presa, comprime las secciones horizontales de la bóveda y permite combatir las flexiones resultantes de los efectos del empotramiento en los cimientos. El trazado de los cables en cada sección vertical ha sido elegido de tal forma que en estas secciones no aparezca ninguna tracción, cualquiera que sea el nivel de las aguas en el embalse. Los cables tienen una separación de 1 m en la zona intermedia de la presa y de 1,50 m en las proximidades de los apoyos. Unos tubos verticales empalmados mediante manguitos en cada junta de hormigonado, constituyen las vainas de los cables verticales, que se han colocado en obra una vez terminado el hormigonado, a partir de la coronación de la presa (*) (fig. 7).

(*) Los pretensados verticales no provocan más que deformaciones compatibles con las uniones, gracias a las juntas activas todavía abiertas.

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

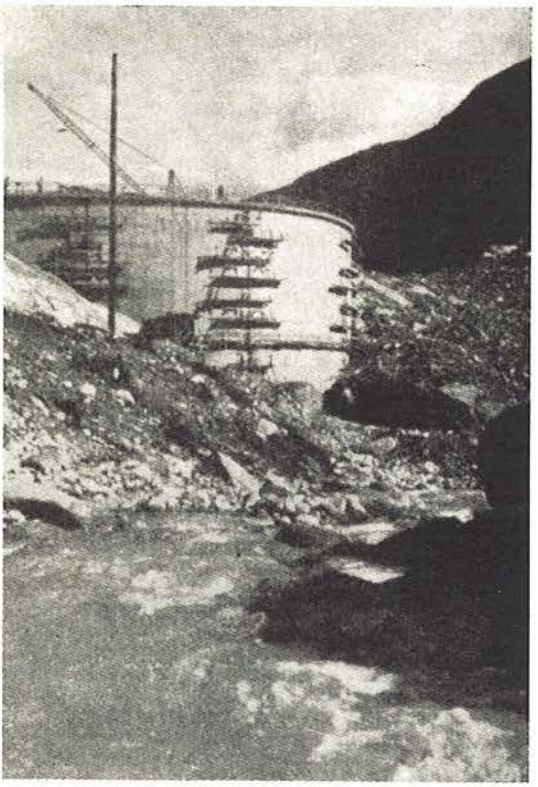


Fig. 7

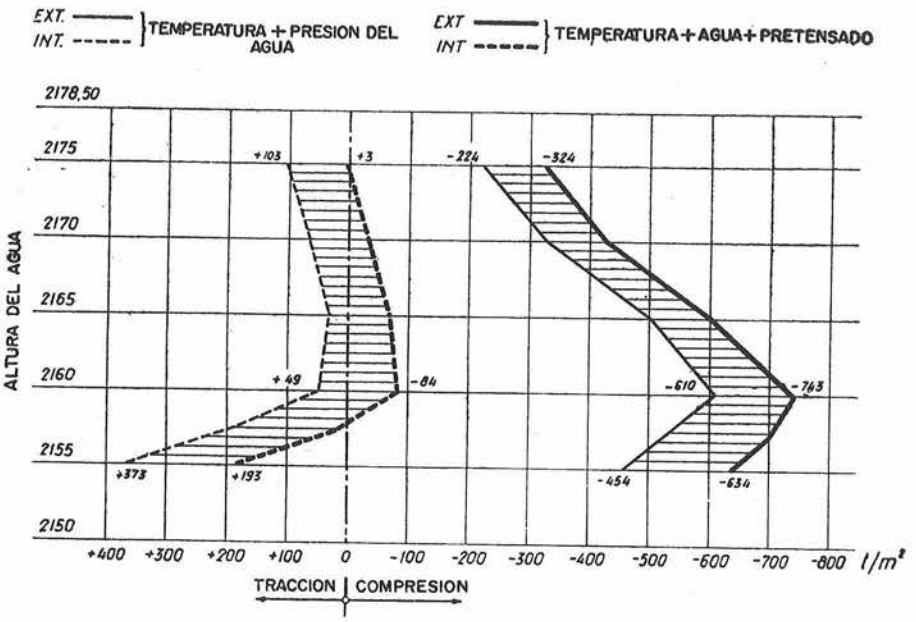


Fig. 8a

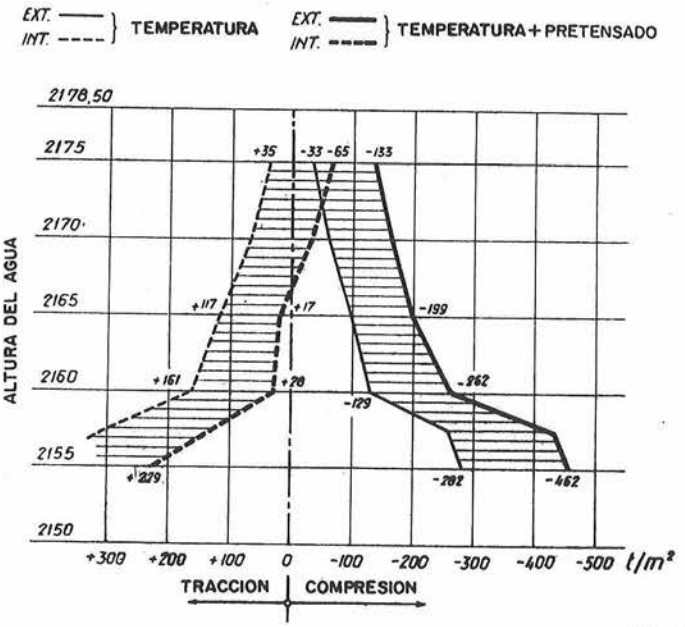


Fig 8b

IV Sucesión de las operaciones de pretensado

Se procedió primero al tesado de los cables verticales de la zona superior y por tercios de la longitud total de la obra. Una vez efectuado completamente el pretensado vertical, se procedió al pretensado horizontal, que se efectuó sin incidentes coordinando metódicamente los esfuerzos ejercidos por los gatos planos y los producidos por los cables horizontales. Las operaciones se llevaron a cabo por tramos de presa de 3 m de altura, a partir de la base de la obra hasta la coronación y por tercios del esfuerzo total.

Una vez terminado el pretensado horizontal se mantuvieron abiertas durante un cierto tiempo las juntas activas, con objeto de que la temperatura de la presa descendiera y alcanzase la temperatura establecida, o sea, + 5° C.

Durante este tiempo, las juntas permanecieron activas y la presión en el conjunto de los cien gatos planos de toda la presa se mantuvo constantemente entre límites muy estrechos, gracias a un dispositivo automático que compensaba los efectos de toda variación en la abertura de las juntas. Cada vez que un descenso de la temperatura producía una retracción en el hormigón, o sea, una dilatación suplementaria de la junta y, por consiguiente, un descenso en la presión de los gatos planos, automáticamente el grupo de alimentación del sistema restablecía la presión exigida.

Cuando se alcanzó la temperatura prevista, se procedió a cerrar las juntas activas, rellenando con hormigón de alta resistencia inicial los huecos trapezoidales situados aguas arriba y aguas abajo, enmarcando la zona de los gatos planos. Inmediatamente después se inyectó lechada de cemento en los gatos planos y se procedió a la inyección del hormigón de las juntas.

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

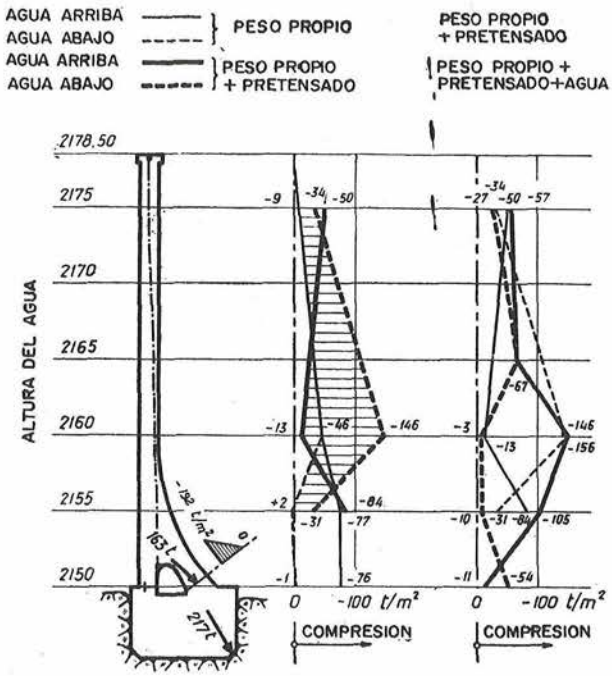


Fig. 9

V Esfuerzos a que está sometida la presa

El cálculo de los esfuerzos en la obra se ha efectuado combinando, en las condiciones más desfavorables, los cuatro casos de solicitación siguientes:

a) El peso propio sobre las secciones horizontales.

b) La presión del agua cuando el nivel medio en el embalse alcanza la parte superior de la obra.

c) Los esfuerzos debidos al pretensado en los arcos y en los muros.

d) Las variaciones de temperatura correspondientes a los estados térmicos en función de la temperatura de construcción fijada en + 5° C; en particular, en invierno, cuando el embalse está vacío, las temperaturas pueden descender hasta — 15° C en los dos paramentos de la presa, y cuando está lleno, hasta + 1° C en el paramento de aguas arriba y — 15° C en el de aguas abajo.

Los efectos del pretensado horizontal se pueden asimilar a un esfuerzo normal centrado, ya que los arcos están articulados a lo largo de las juntas activas.

Se han tenido en cuenta las pérdidas de tensión inicial debidas al rozamiento de los cables en las vainas, admitiendo un coeficiente de rozamiento de 0,20. Los alargamientos que se produjeron en los cables durante las operaciones de tesado, concordaron con los valores fijados de antemano partiendo de dicho coeficiente de rozamiento. Teniendo en cuenta las pérdidas de tensión debidas a la retracción y fluencia del hormigón y por relajación del acero, la carga inicial en cada cable, prevista en 50 t en la zona de anclaje, desciende hasta 40 t en las diferentes secciones. La compresión media en los arcos es bastante moderada, alcanzando los 10 kg/cm² en los arcos cercanos a la coronación y subiendo hasta 13 ó 15 kg/cm² en los inferiores.

En los gráficos (figs. 8*a*, 8*b*) se han representado las tensiones en la clave de los arcos en los dos casos en que el embalse esté lleno, o vacío, en invierno. En estos gráficos la parte rayada representa el efecto del pretensado. Se advierte que, gracias al pretensado, ninguna de las secciones de los arcos está sometida a tensiones peligrosas. Si las tensiones de tracción no han desaparecido completamente en los arcos inferiores, siempre van acompañadas por una importante compresión simultánea sobre la otra cara, de tal forma que es imposible la formación de una fisura que atraviese la presa de parte a parte. En el gráfico de la figura 9 se han representado las tensiones que actúan sobre el muro medio en los dos casos de embalse lleno o vacío. No se produce ninguna tracción sobre las secciones horizontales.

VI Conclusiones

La construcción de la presa de Tourtemagne constituye una primera aplicación del hormigón pretensado a las presas en bóveda delgada. Después de su construcción, la presa ha soportado un invierno sin agua en el que la temperatura ha descendido hasta — 15° C.

El llenado del embalse se ha efectuado durante el verano de 1959. Las observaciones efectuadas mostraron que la impermeabilidad era completamente satisfactoria; solamente aparecieron unas manchas temporales de humedad sobre el paramento de aguas abajo. En la galería de inspección, que funciona como un drenaje, la cantidad de agua recogida era inapreciable. Esta aplicación muy particular del pretensado plantea una cuestión de principio más general.

Para luchar contra las tracciones debidas a los efectos térmicos la solución por pretensado es técnicamente más satisfactoria que la que consiste en prever un refuerzo de las secciones por medio del empleo de armaduras ordinarias. Efectivamente, para neutralizar las tracciones siempre moderadas, de unos 10 a 15 kg/cm², si bien no es indispensable aumentar la resistencia a la rotura en una sección generalmente comprimida, pero que puede estar accidentalmente en tracción, parece preferible, muy frecuentemente, renunciar a introducir una armadura ordinaria, cuya presencia no haría más que aumentar, en esa región, los esfuerzos de tracción en el hormigón, y que llevaría a un resultado contrario al buscado. Además, se corre el riesgo de que una fisuración eventual vaya acompañada por un deslizamiento de la armadura, que impedirá a la fisura volverse a cerrar cuando desaparezca la causa que la ha producido. Con el hormigón pretensado estos peligros no existen.

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

837 - 6 - 5

la inyección en piezas postesadas de hormigón pretensado

Milos POLIVKA
Profesor Asociado de Ingeniería Civil
Universidad de California. Berkeley, California.

Informe presentado en el Congreso del FIP-RILEM sobre «Inyecciones de morteros para hormigón pretensado», celebrado en Trondheim, Noruega, enero 1961.

(Tomado del «J. A. C. I.», vol. 6, núm. 2, junio 1961.)

Introducción

El inyectar morteros dentro de las vainas de los cables en las piezas de hormigón pretensado y postesado, es una tendencia muy general. Los dos objetivos fundamentales de estas lechadas son proteger el acero de la corrosión y proporcionar la debida adherencia entre la pieza de hormigón y la armadura tesa. El logro de ambos objetivos requiere no sólo un relleno completo del espacio vacío existente en los conductos, sino también una mezcla de mortero correctamente dosificada y que posea las características adecuadas, en fresco y una vez endurecida. Los morteros empleados deberán tener una viscosidad lo suficientemente baja para permitir su fácil inyección; deberán poseer un bajo contenido de agua para asegurar una alta resistencia y poca retracción; y deberán tener muy poca exudación para prevenir la segregación y formación de depósitos de agua bajo los cables o al final de los mismos. Deberán contener, además, un agente aireante, que producirá una expansión del mortero fresco durante las primeras horas, si no está coartado, y originará esfuerzos de compresión si lo está. Cuando se cierran los orificios de entrada y salida, una vez inyectado el mortero, los esfuerzos que se producen reducen el tamaño de las burbujas internas de gas de acuerdo con la ley de Boyle. El equipo y los procedimientos de inyección empleados son también de gran importancia para asegurar un relleno completo de los espacios vacíos en los cables.

En la práctica se presta muy poca atención a los procedimientos adecuados de inyección en las piezas postesadas. En efecto, se han observado algunos fallos de tales piezas, producidos por corrosión de las armaduras, como consecuencia del empleo de morteros o procedimientos de inyección completamente inadecuados. Se observan frecuentemente defectos en la práctica de las técnicas de inyección de morteros. Las normas y prácticas corrientemente aconsejadas en América para la inyección de morteros en piezas de hormigón pretensado y postesado son de poco valor práctico. Contienen sólo muy breves indicaciones sobre las diversas fases del proceso y no son de gran valor para el ingeniero o contratista que no esté informado.

Este informe, en el que se presentan los diversos factores relativos a morteros para piezas de hormigón postesado, está basado en los resultados de muchas investigaciones sobre este campo de la técnica, realizadas en la Universidad de California durante los últimos veinte años.

Productos de inyección

Las lechadas de cemento están compuestas de: cemento, agua, productos químicos de adición y, a veces, arena fina. Las pastas de cemento puro contienen únicamente agua y cemento. Los morteros de cemento contienen, además de agua y cemento, una cierta proporción de arena fina. Ambos tipos de lechadas para inyecciones podrán contener, además, diversos productos químicos de adición.

El que deba utilizarse lechada o mortero de cemento dependerá del tipo y tamaño del cable empleado y del tamaño de las vainas. El empleo de morteros de arena-cemento es particularmente aconsejable por su más bajo contenido de cemento y, por tanto, por sus menores características de retracción, que repercuten en interés de una mayor adherencia. En el cable Magnel, por ejemplo, los espacios vacíos entre los alambres son grandes, con el fin de permitir el empleo de morteros; por el contrario, los espacios vacíos de algunos cables tipo Freyssinet o Strescon son tan pequeños que se debe emplear lechada de cemento.

También es aconsejable emplear en los morteros un producto químico de adición o mezclas de reconocida calidad que: aumentan la plasticidad y disminuyen la tendencia a la exudación de los morteros frescos; retardan el período de endurecimiento; disminuyen las exigencias de agua de la mezcla y ayudan a la expansión del mortero durante un período de varias horas después de mezclado.

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

Como la composición de los materiales de cada mortero, y sus proporciones, afectan notablemente a las propiedades de los morteros frescos y de los endurecidos, se deberán hacer ensayos en laboratorio para su posterior empleo en construcción.

Materiales de inyección

Cemento

El cemento empleado en morteros para inyección en piezas de hormigón prefabricado y postesado puede ser cemento portland ordinario, cemento de alta resistencia inicial, cemento portland de alto horno o cemento puzolánico.

Con el fin de aumentar la absorción de agua (se reduce la exudación) del mortero y reducir con ello la tendencia a la separación de sus constituyentes sólidos, particularmente en los morteros con arena, se recomienda el empleo de un material que tenga mayor grado de finura que el cemento portland ordinario. El objeto es conseguir un mortero fresco en el que los áridos permanezcan en suspensión y en el que no haya prácticamente exudación. Esto eliminará las posibilidades de formación de depósitos de agua que puedan rellenar más tarde los huecos que están en contacto con el acero.

Tales materiales, empleados en forma de adición al cemento portland, incluyen las puzolanas, escorias de alto horno granuladas y cemento natural.

Una puzolana es un material silíceo o sílico-aluminoso finamente molido que, cuando se emplea como adición en un mortero de cemento, reacciona químicamente con el hidróxido cálcico (producido en la hidratación del cemento portland) para producir compuestos de carácter conglomerante. Las puzolanas por sí mismas no poseen valores conglomerantes. Los cementos naturales y las escorias de alto horno granuladas tienen, en cambio, características conglomerantes por sí mismos.

Las cantidades de material finamente dividido que se añaden al cemento portland dependerán de la propia naturaleza del material y de las proporciones de la mezcla en el mortero.

En los cuadros siguientes se mencionan algunos de los materiales finamente divididos y las proporciones en que generalmente se añaden al cemento portland para morteros.

Clase de material	Adición al cemento portland: % en peso
Tierra de diatomeas	3 - 6
Esquistos opalinos calcinados	10 - 20
Cemento natural	25 - 35
Cenizas volantes (de alto grado de finura y bajo contenido de carbono) ...	25 - 35
Escorias de alto horno	30 - 50

Estos materiales deberán emplearse solamente si mejoran las propiedades de los morteros frescos tales como baja proporción de exudación, facilidad para formar burbujas de aire y penetrabilidad en los huecos pequeños, y también si los morteros endurecidos tienen la resistencia adecuada. Su más importante contribución a las propiedades de los morteros es su efecto de reducción de la exudación y la segregación. En las pastas de cemento estas adiciones deberán emplearse en un porcentaje más pequeño que el empleado en los morteros de arena-cemento. Su grado de finura también influirá en el porcentaje óptimo en que deben ser añadidos al cemento portland; cuanto más finos tenga, más pequeñas serán las cantidades que hay que añadir al mortero para obtener los efectos deseados.

Arena

Excepto en la granulometría, las arenas empleadas en morteros deberán cumplir los mismos requisitos de las empleadas en hormigones. Cuando se dispone de diversas clases de arenas, se debe dar preferencia a aquella cuyos ensayos indiquen que se obtendrán resultados óptimos en lo relativo a exigencia de agua de la mezcla, exudación y resistencia de los morteros endurecidos. Toda la arena deberá pasar por el tamiz número 30 (0,59 mm). En la tabla siguiente puede verse un orden de magnitud de los límites de granulometría exigidos.

TAMIZ		
Núm. del tamiz	Abertura en mm	% que pasa
30	0,590	100
50	0,297	40 - 60
100	0,149	15 - 25
200	0,074	10 - 5

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

La granulometría de la arena que vaya a utilizarse dependerá del tamaño de los espacios vacíos que deban ser rellenados. La granulometría más gruesa se empleará para huecos grandes y la más fina para los huecos más pequeños.

Adiciones de tipo químico

Los dos tipos fundamentales de adiciones de tipo químico que se emplean corrientemente en los morteros son los agentes aireantes y los retardadores de fraguado. No existe ninguna ventaja apreciable en el empleo de cualquiera de los agentes aireantes corrientemente utilizados en las construcciones de hormigón. Pueden encontrarse ejemplos sobre uso de adiciones de tipo químico, sus ventajas y desventajas, etc., así como recomendaciones para su empleo en morteros y hormigones, en el informe número 212 del Comité ACI sobre mezclas para hormigones.

Agentes aireantes

El aluminio es uno de los metales capaces de reaccionar rápidamente con las soluciones alcalinas (caso del cemento portland) para producir hidrógeno gaseoso libre. Existen también diversas mezclas químicas capaces de producir gas libre. El empleo del aluminio en polvo se recomienda en los trabajos de inyección de morteros para hormigón pretensado.

El polvo de aluminio se debe emplear en cantidad suficiente para producir una expansión libre de, aproximadamente, un 10 por 100 del volumen del mortero inyectado antes del fraguado. A temperaturas normales y con cementos de contenido medio de álcalis, para un polvo de aluminio con el grado adecuado de producción de hidrógeno gaseoso, la expansión tendrá lugar durante las tres o cuatro primeras horas. La cantidad de polvo de aluminio que se necesita para producir una expansión del 10 por 100 en el mortero oscila entre 0,01 y 0,03 por 100 del peso de cemento empleado. Para conseguir una adecuada distribución de esta pequeña cantidad de polvo de aluminio en el seno del mortero inyectado, se debe mezclar primeramente con cemento u otro material finamente molido en tal proporción que, por cada parte de polvo existan cien de cemento. Entonces el material puede ser envasado o despachado en la proporción adecuada para cantidades tales como un saco de cemento.

Puesto que existen diferentes clases comerciales de polvo de aluminio, su eficacia como agente aireante debe ser determinada mediante ensayos efectuados en morteros iguales a los que van a utilizarse. En la figura 1 se comparan los resultados de seis clases diferentes de polvo de aluminio, empleadas en un mortero de inyección cuyo contenido es de cinco partes de cemento, dos de cenizas volantes y seis de arena, todas ellas en peso; y con una relación agua/cemento, también en peso, de 0,44. Las muestras de polvo de aluminio números 1 a 3 eran de tipo laminar, y las números 4 a 6 eran de tipo no laminar. El grado de finura de estas clases de polvo de aluminio varía, en el sentido de los números, de 31.000 a 11.000 cm^2/gramo, siendo la muestra número 1 la más fina, y la número 6, la más gruesa. Todas estas muestras se emplearon en una proporción del 0,015 por 100 en peso, referido al cemento. Los morteros contenían también un retardador de fraguado, en proporción del 0,20 por 100 en peso, respecto al peso de cemento. El 10 por 100 de expansión libre buscada en la masa del mortero se alcanzó en un lapso de tiempo comprendido entre las dos y las cuatro horas posteriores al acabado de la mezcla, con los tres tipos laminares de polvo de aluminio (muestras 1, 2 y 3).

El contenido de álcalis y, quizás, la composición de la mezcla de cemento, ejerce también una gran influencia sobre las características de expansión de los morteros. Los ensayos realizados sobre morteros de diferente contenido de álcalis mostraron hasta una variación del 50 por 100 en su expansión total. También se observó que la velocidad de reacción es más lenta cuando se emplea polvo de aluminio sin pulir, y que, usando este material, es menor la expansión que experimenta la masa total del mortero.

Retardadores y reductores de agua

El empleo de estos materiales, que reducen el contenido en agua y retardan la velocidad de fraguado del mortero inyectado, es muy aconsejable. Entre los materiales adecuados para esta finalidad se encuentran las sales cálcicas, sódicas y de amonio de algunos ligno-sulfonatos, algunos ácidos orgánicos, incluyendo los de grupo oxidrilo y las sales amínicas de dichos ácidos. Para el empleo de cualquiera de estos materiales en trabajos de pretensado, es indispensable que estén completamente libres de cloruro de calcio u otros compuestos que puedan producir la corrosión del acero.

Algunos morteros comerciales de los que existen en el mercado contienen las dos clases de productos, un agente aireante y un agente reductor de agua y retardador de fraguado. Algunos, incluso, contienen un agente espesante, con el fin de estabilizar la suspensión del árido, reduciendo la tendencia

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

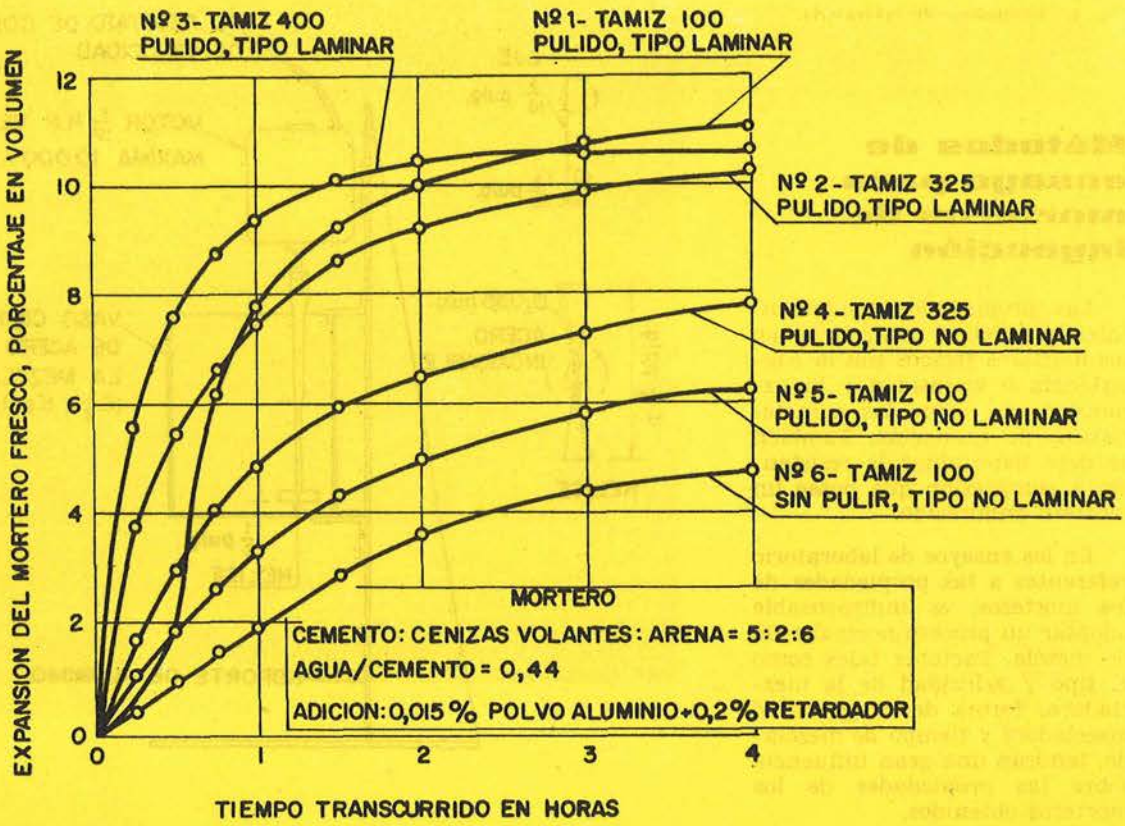


Fig. 1. Efecto del tipo de polvo de aluminio en las características de expansión de morteros frescos a 70° F.

del mortero a la exudación y la segregación. Debido a los complejos factores que entran en el desarrollo de tales mezclas químicas de efecto múltiple, generalmente será más barato y mejor emplear una que exista en el mercado y esté especialmente estudiada para su empleo en morteros de inyección en piezas de hormigón postesado.

Dosificación de la mezcla

Las proporciones de los materiales en el mortero deberán basarse en los resultados de los ensayos efectuados en laboratorio sobre morteros frescos y endurecidos, antes de su empleo en obra. La cantidad de agua empleada en la mezcla debe ser tal que proporcione un mortero con una consistencia cremosa o de pintura espesa. Hasta que se produzca el fraguado, el mortero no debe, prácticamente, mostrar ni exudación ni segregación, y deberá presentar una expansión no inferior al 6 por 100 ni superior al 12 por 100 de su volumen original.

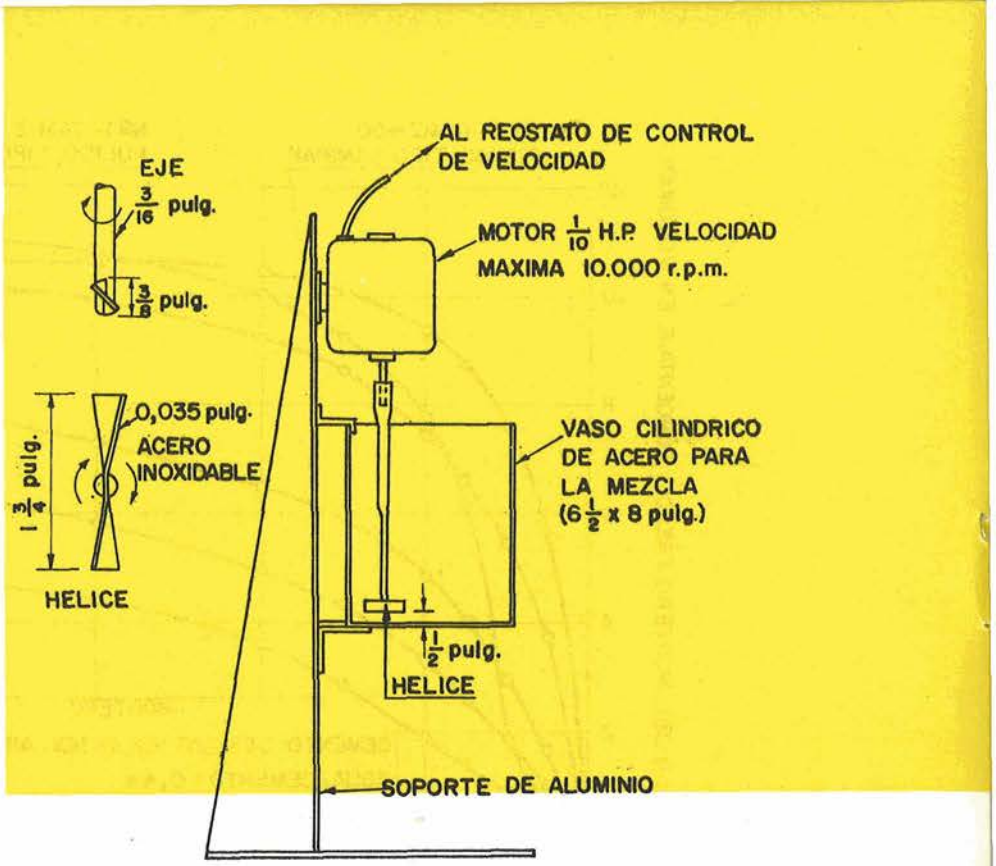
Para las lechadas de cemento que contengan un material reductor de agua y retardador de fraguado, la relación agua-cemento en peso debe oscilar entre los valores límites 0,40 y 0,45. Cuando se emplee un mortero en el que el volumen absoluto de arena sea aproximadamente igual al volumen total de los restantes componentes sólidos de la mezcla, la relación agua-cemento en peso será del orden de 0,45 a 0,55.

La valoración de las proporciones de la mezcla y de los materiales en el mortero se hará sobre mezclas de consistencia fija. La consistencia del mortero, en lo relativo a fluencia, se puede medir empleando el «Método del cono de fluencia», descrito más adelante en «Métodos de Ensayo». Los resultados de los ensayos muestran que la consistencia adecuada para los morteros de inyección en cables para pretensado, está representada por un tiempo de fluencia de 20 a 24 segundos para las lechadas de cemento y de, aproximadamente, 24 a 28 segundos en morteros compuestos de arena-cemento.

Puede ser necesario un ajuste en las proporciones de la mezcla, para producir un mortero con las características de expansión adecuadas, ausencia de exudación y resistencia satisfactoria. Entre las variables puede incluirse el tipo de cemento, la riqueza de la mezcla, el tipo y proporción de mineral activo añadido y finamente molido (puzolana, cemento natural o escoria de alto horno granulada), la cantidad y granulometría de la arena y la clase y proporción del compuesto químico de adición.

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

Fig. 2. Mezcladora de laboratorio.



Métodos de ensayo para morteros de inyección

Las propiedades fundamentales que deben controlarse en los morteros frescos son la consistencia o viscosidad y la expansión, así como las características de exudación. También se debe determinar la resistencia a compresión que posee un mortero endurecido.

En los ensayos de laboratorio referentes a las propiedades de los morteros, es indispensable adoptar un proceso normalizado de mezcla. Factores tales como el tipo y velocidad de la mezcladora, forma de carga de la mezcladora y tiempo de mezclado, tendrán una gran influencia sobre las propiedades de los morteros obtenidos.

Mezclado de morteros en laboratorio

La máquina mezcladora presentada en la figura 2 ha demostrado ser de gran utilidad para los ensayos de laboratorio. El proceso de mezcla que explicamos a continuación ha sido muy empleado en nuestro laboratorio de la Universidad de California.

Se echa en el recipiente mezclador la cantidad de agua que se estima necesaria para producir un mortero con la consistencia buscada; el motor comienza a funcionar y el reóstato se ajusta de tal manera que la velocidad de agitación sea, aproximadamente, de 500 revoluciones por minuto. Entonces se introduce gradualmente el cemento, durante un período de un minuto. El comienzo de esta operación se considera como principio del mezclado y, una vez introducido el cemento en la mezcladora, se aumenta gradualmente su velocidad rotatoria hasta alcanzar su valor máximo (alrededor de las 8.000 revoluciones por minuto). Son suficientes tres minutos para producir una mezcla homogénea. Si el mortero contiene arena, ésta se introduce tres minutos después del comienzo del proceso, con un vertido gradual que dura alrededor del medio minuto y continuando después el proceso durante dos minutos y medio. El tiempo total invertido en este último caso es de seis minutos desde el comienzo de la operación de mezclado.

Determinación de la consistencia

La consistencia (y, principalmente, la capacidad para rellenar los huecos) del mortero se mide por la resistencia que opone a fluir a través de un tubo o de un orificio. Un método adecuado para determinarla consiste en medir el tiempo que tarda en pasar una cantidad fija de mortero, sometida a una carga constante, a través de un tubo normalizado de descarga. Para esta finalidad se emplea un aparato que tiene la forma y dimensiones indicadas en la figura 3. La consistencia viene dada por el tiempo que tarda un volumen determinado de mortero (1.725 ml) en pasar desde el cono al exterior, a través del tubo de salida. Este tiempo de paso del mortero, en segundos, se llama «coeficiente de fluencia». Antes de su empleo, el aparato debe ser humedecido, limpiándolo con un chorro de agua y, a continuación, debe secarse aproximadamente un minuto antes de que se verifique el ensayo. Durante la fase de llenado del cono, el tubo de descarga se obtura colocando un dedo en el fondo. Inmediatamente después de acabar la fase de llenado del cono, se da salida al mortero quitando rápidamente el dedo, y en el mismo instante se dispara un dispositivo de relojería. El reloj está regulado de tal forma que se detiene a la primera interrupción del flujo continuo.

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

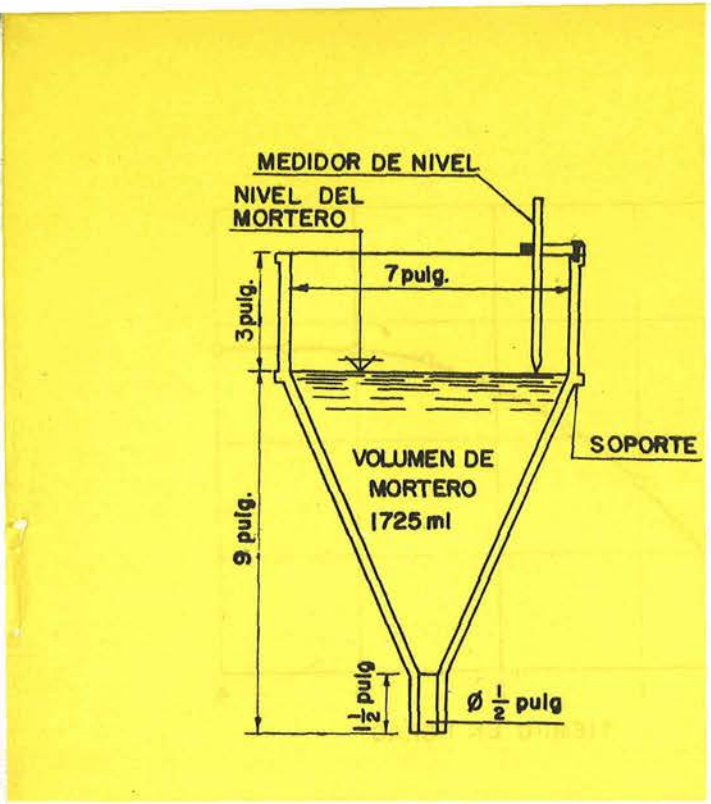


Fig. 3. Aparato para medir la consistencia.

Medida de la expansión

La expansión de una muestra de mortero para inyección se determina por el cambio de volumen de una columna de mortero, entre el nivel inicial y el nivel final, en un período determinado de tiempo. Para este ensayo se echa un volumen de, aproximadamente, 900 mililitros de mortero fresco, en un cilindro graduado tipo de 1.000 ml de capacidad. Una vez efectuada la carga se observa y mide el volumen. La expansión de la muestra se determina periódicamente. La duración del ensayo depende del tipo de mortero empleado, pudiendo detenerse a las tres o a las cuatro horas, cuando es evidente que la expansión ha terminado prácticamente. Al final de este período se recoge, si existe, el agua de exudación, vertiéndola de la superficie del mortero a un pequeño cilindro graduado, donde se mide su volumen.

La expansión de un mortero se expresa por el tanto por ciento de aumento de volumen experimentado respecto al volumen primitivo.

Como anteriormente se dijo, se considera como recomendable una expansión de 10 ± 2 por 100. Si existe agua de exudación en la superficie del mortero, deberá ser recogida, medida y expresada en tanto por ciento de exudación respecto al volumen original. Para los tipos de mortero considerados en este trabajo, lo adecuado sería que no existiera ninguna exudación. Si existe exudación, no se permitirá el empleo de un mortero que presente más del 0,4 por 100.

Resistencia a compresión

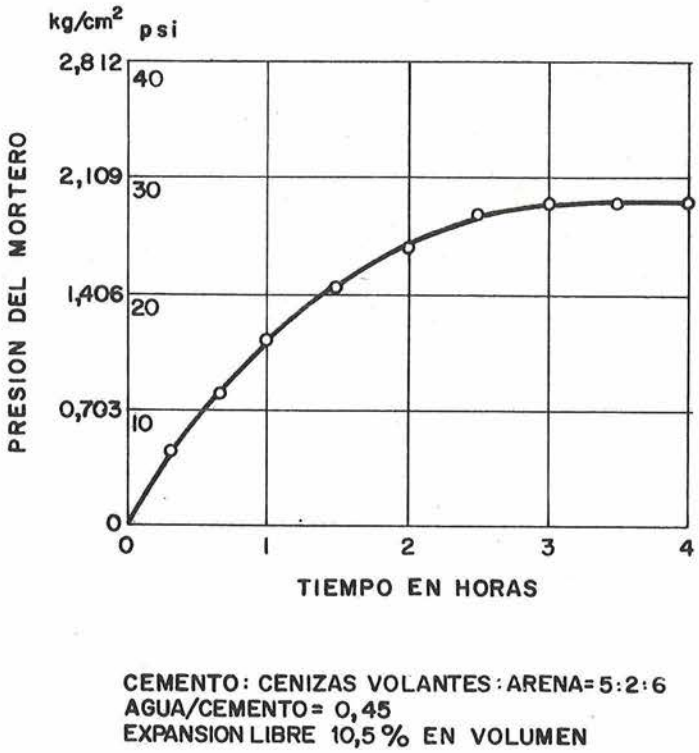
Para medir la resistencia a compresión de un mortero, la dificultad consiste en reproducir las condiciones bajo las que va a trabajar el mortero inyectado en los cables postesados. Se ha comprobado que un método adecuado para determinar las características de los morteros consiste en usar moldes de acero provistos de placas y barras, que aseguran la coacción adecuada del mortero una vez colocado. En la Universidad de California se emplean moldes de 3×6 pulgadas, con su cara inferior regulable; una vez llenos de mortero, se cierran, asegurando la plancha de cierre con barras. Para garantizar un sellado hermético, las planchas suelen ir provistas de las oportunas arandelas. La tendencia a la expansión del mortero producirá una presión similar a la que se espera se desarrolle en los cables postesados. En la figura 4 se muestran las presiones desarrolladas por una mezcla de mortero de inyección que contiene cinco partes de cemento, dos de cenizas volantes y seis de arena, todas ellas en peso, y con una relación agua-cemento, también en peso, de 0,44. Además, el mortero empleado tenía un 0,015 por 100 en peso, de un material reductor de agua. Tres horas después del moldeo, el mortero desarrolló una presión de 28 libras/pulgada^2 (unos 2 kg/cm^2).

La coacción del mortero tiene un marcado efecto sobre la resistencia a compresión. Para medir este efecto se utilizó un mortero cuya composición en peso era de diez partes de cemento y una de cenizas volantes, con una relación agua-cemento de 0,40; este mortero se empleó para ensayar las características, con coacción y sin ella, en ensayos de compresión a diferentes edades. Además, el mortero contenía un 0,015 por 100 de polvo de aluminio y un 0,20 por 100 de material reductor de agua por cada parte de cemento en peso. Su expansión libre fue de un 11 por 100 en volumen. Los resultados de los ensayos efectuados se muestran en la figura 5. Las probetas empleadas para el ensayo en condiciones de coacción se realizaron en moldes de acero de 3×6 pulgadas, en los que permanecieron durante todo el tiempo que duró el ensayo. Las probetas sometidas a ensayos sin coacción fueron moldeadas en moldes de cartón de 3×6 pulgadas abiertos por arriba. El mortero que rebasó por los bordes del molde fue separado cuatro horas después de realizado el moldeo de las probetas. A los 28 días la resistencia a compresión de las probetas sometidas a ensayos sin cocción (1.870 libras/pulgada^2 = 131,5 kg/cm^2) fue únicamente el 28 por 100 de la resistencia a compresión observada en las probetas sometidas a ensayos con coacción (6.750 libras/pulgada^2 = 474,5 kg/cm^2). La baja resistencia observada en las probetas sometidas a ensayos sin coacción es debida en su mayor parte a la libre expansión del mortero, que, en este caso, fue del 10,9 por 100 a las tres horas.

Los datos de la figura 5 indican claramente que las probetas sometidas a ensayos sin coacción proporcionan resultados de la resistencia a la compresión que no son aplicables en la práctica.

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

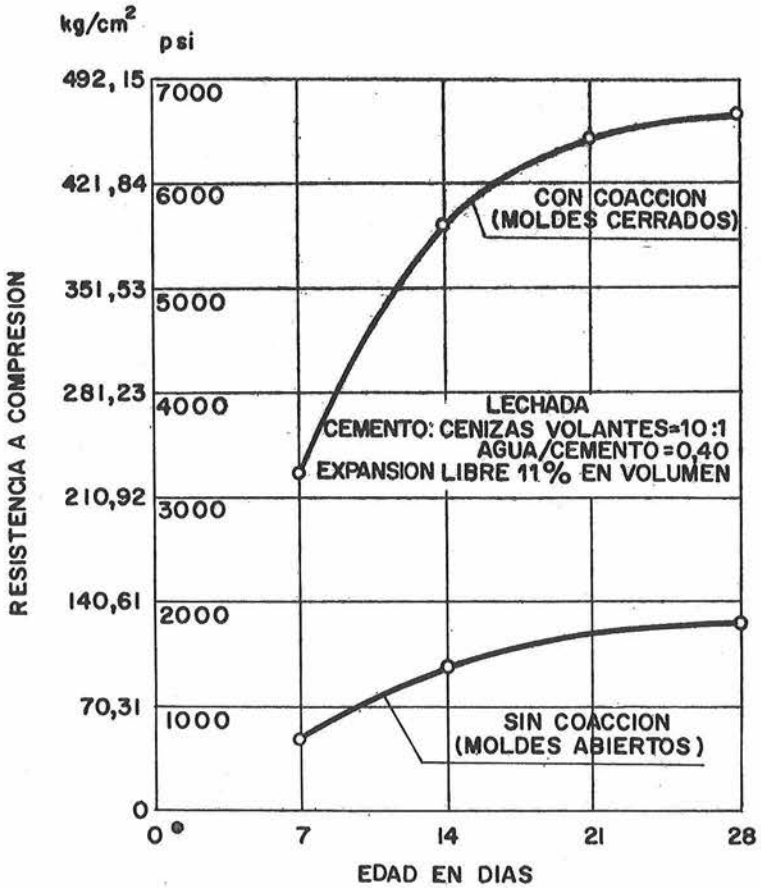
Fig. 4. Presiones desarrolladas a causa de la coacción volumétrica del mortero fresco.



Métodos de inyección

Debido al gran peligro de la posible corrosión del acero postesado, la inyección de mortero deberá realizarse tan pronto como sea posible, una vez tesado el cable.

Los taladros de inyección, a ambos lados de los conductos de pretensado, deberán ir provistos de conexiones de un diámetro de 1/4 de pulgada o, preferiblemente, de 3/8 de pulgada. Estas conexiones, equipadas con una llave o válvula de paso, deberán ser tan firmes que puedan resistir presiones de 100 libras/pulgada² (7 kg/cm²) sin que se produzca ninguna pérdida de aire o agua.



Para piezas largas, en una estructura continua, es aconsejable disponer respiraderos en las partes altas de los conductos, para eliminar el aire sobrante. Si las paredes del conducto que va a ser inyectado con mortero son el hormigón de la pieza misma, el conducto deberá llenarse de agua a presión una hora antes de que se inyecte el mortero.

Antes de inyectar, el conducto deberá ser regado con agua y aire comprimido, con objeto de suprimir cualquier material suelto que pueda interceptar el flujo normal de mortero.

El mortero deberá inyectarse empleando una bomba de inyección de tipo émbolo o de tipo helicoidal. La inyección deberá efectuarse de una manera continua, a ritmo lento, hasta que el hueco esté completa-

Fig. 5. Efecto de la coacción en la resistencia a compresión de una lechada de cemento.

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

mente relleno. El empleo de recipientes de presión como método para inyección de morteros no es aconsejable, puesto que es difícil controlar la proporción de mortero y siempre existe la posibilidad de que se produzcan burbujas de aire, que se introducirán en el conducto. Aunque el mortero aparezca en los respiradores del conducto, deberá continuarse la inyección (eliminando el exceso de mortero) hasta que pueda asegurarse que todo el aire interno ha sido desplazado y el conducto quede completamente relleno con mortero de buena calidad. Si existen varios respiraderos, habrá que irlos cerrando progresivamente en la dirección del flujo de mortero. Para asegurar el correcto relleno de un conducto es importante que éste no presente cambios bruscos de sección y que no exista comunicación entre dos conductos.

Tan pronto como el conducto esté completamente relleno de mortero, deberá cerrarse la válvula del extremo final. Entonces deberá aplicarse una presión de inyección de hasta 100 libras/pulgada^2 (7 kilogramos/cm^2), y mantenerla durante un minuto, al cabo del cual se cerrará la válvula del extremo de inyección. Todas las válvulas deberán permanecer cerradas e inmóviles hasta que se haya realizado el fraguado total del mortero.

Resumen

1. Los conductos de las piezas de hormigón postesado deberán rellenarse de mortero después del tesado, con objeto de proteger el acero de la corrosión y proporcionar la debida adherencia entre los cables y el hormigón.

2. La práctica corriente, en hormigón pretensado, presta muy poca o ninguna atención a los procedimientos adecuados de inyección. Se han observado varios fracasos que obedecen a inyecciones imperfectas.

3. Los morteros para piezas de hormigón postesado deberán estar compuestos de cemento, agua, un producto químico y, a veces, arena fina. El cemento puede ser portland ordinario, cemento de alta resistencia inicial, cemento de escorias o siderúrgico, cemento puzolánico o un portland con un compuesto activo finamente granulado (puzolanas, cemento natural, o escorias granuladas de alto horno).

4. La elección entre lechada o mortero de cemento depende del tipo y tamaño del cable, así como del tamaño de los alambres. Los cables con grandes espacios vacíos (cable Magnel) permitirán el empleo de morteros arena-cemento, mientras que los que tienen huecos pequeños (cable Strescon) requieren el empleo de lechadas de cemento.

5. Deberá emplearse normalmente un compuesto químico de adición, generalmente en polvo, con objeto de: producir una expansión del mortero mediante generación de pequeñas burbujas de gas; reducir la proporción de agua de la mezcla y retardar el endurecimiento rápido y el tiempo de fraguado. La expansión se produce empleando polvo de aluminio. Un reductor de agua produce una disminución de la cantidad de agua y un retraso en el fraguado y endurecimiento.

6. La composición del cemento, las proporciones de la mezcla y el tipo de producto de adición influirán en las propiedades del mortero. Los materiales que componen la mezcla y la mezcla misma deberán comprobarse antes de su empleo en obra. La arena para morteros deberá pasar, toda ella, por el tamiz número 30.

7. Las papillas de inyección para piezas postesadas de hormigón pretensado deberán poseer una consistencia tan espesa como sea posible para rellenar la totalidad de los huecos de los conductos. Además, deberán necesitar poca agua, presentar muy poca exudación y experimentar expensión en estado plástico. La expansión libre del mortero deberá ser, aproximadamente, del 10 por 100 de su volumen.

8. Medida por medio del cono de fluencia, una lechada de cemento deberá presentar un coeficiente de fluidez de 20 a 24 segundos, y un mortero arena-cemento de 24 a 28 segundos.

9. La resistencia a compresión de los productos de inyección deberá medirse únicamente en probetas sometidas a coacción, es decir, de forma que no se permita su libre expansión durante los períodos de fraguado y endurecimiento. Los ensayos efectuados sobre probetas sin coacción no són de aplicación práctica.

10. Para la inyección deberán emplearse bombas de inyección adecuadas. Los conductos deberán limpiarse a presión antes de inyectar el mortero, tomándose las medidas oportunas para asegurar que los huecos quedan completamente rellenos. Inmediatamente después de acabar la inyección, deberán cerrarse las válvulas del conducto, con el fin de mantener el mortero a presión durante los períodos de fraguado y endurecimiento.

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

noticias de la F. I. P.

Investigaciones actuales sobre hormigón desarrolladas en Universidades del Reino Unido

El Prestressed Concrete Development Group del Reino Unido ha recopilado recientemente una lista de todos los proyectos de investigación sobre hormigón que se están llevando a cabo en las Universidades del Reino Unido. De dicha lista reproducimos a continuación las relacionadas con la técnica del hormigón pretensado.

Universidad de Aberdeen

Estudio sobre modelo para el desarrollo de un nuevo tipo de puente pretensado.

"Comportamiento en rotura de vigas de hormigón pretensado sin adherencia", bajo la supervisión del doctor R. G. Smith.

Universidad de Cardiff

"Programa de repetición de cargas sobre hormigón armado y pretensado", por J. L. Bannister y D. M. Porter.

Universidad de Durham, King's College

"Influencia de las propiedades de la inyección en el grado de adherencia de vigas inyectadas postesadas", por J. D. Geddes e I. Soroka.

"Resistencia al hielo de las inyecciones de cemento para hormigón pretensado", por J. D. Geddes y C. Mc. Innis.

Universidad de Glasgow

Resistencia a esfuerzo cortante de vigas pretensadas.

Tensiones en los extremos de vigas pretensadas.

Universidad de Leeds

"Características y tensiones de adherencia en vigas preflex", por A. D. White.

"Cargas de rotura del conjunto de vigas pretensadas y forjados", por F. K. Kong.

"Influencia de las tensiones de adherencia sobre los tipos de fisuración en vigas de hormigón pretensado y postesado", por J. T. Manning.

"Estudio de algunas estructuras indeterminadas de hormigón pretensado", por L. P. Naughton.

Universidad de Londres, Queen Mary College

Investigación fotoelástica de las tensiones producidas por diferentes tipos de anclajes en vigas de hormigón pretensado.

Universidad de Sheffield

"Inestabilidad lateral de piezas de hormigón pretensado", por C. B. Wilby.

"Características de las roturas por esfuerzo cortante en vigas postesadas de hormigón", por C. B. Wilby.

Universidad de Southampton

"Cerchas trianguladas de hormigón pretensado", por K. H. Lai.

"Tensiones en los extremos y cargas de rotura de vigas pretensadas en I", por J. R. Rydzewski y J. Whitbread.

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

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

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

En el número 1 de 1962:

1. «Deformación lenta y retracción del hormigón pretensado triaxilmente», por G. A. Gambarov.
2. «Relajación de las tensiones de pretensado en alambres tesados por varios métodos», por O. I. Kvitsaridze y L. O. Gvelesiani.

En el número 2 de 1962:

3. «Pérdidas de pretensado debidas a la flexión de la armadura en la bancada», por V. A. Yakushin y F. N. Shinderov.
4. «Control de esfuerzos en estructuras de hormigón pretensado», por S. M. Krylov y L. P. Makarenko.
5. «Experiencias sobre la construcción de paneles para cubiertas en hormigón pretensado», por Fayzulin, Matsinin y Klimov.

En el número 3 de 1962:

6. «Instalación para el ensayo de relajación de tensiones en alambres pretensados», por V. I. Kokhno.
7. «Depósitos de agua en hormigón armado prefabricado», por B. F. Beletsky.

En el número 4 de 1962:

8. «Método práctico para el cálculo de las deformaciones lentas y por retracción en el hormigón», por I. I. Ulitsky.
9. «Fabricación de placas de forjado en hormigón pretensado», por A. K. Mkrtumyan y E. S. Urumyan.
10. «Método para la determinación del momento resistente de secciones elasto-plásticas», por A. M. Rozenblumas.

En el número 5 de 1962:

11. «Sobre el cálculo de la resistencia de estructuras de ferrocemento», por G. D. Tsiskreli.
12. «Capacidad resistente de anillos de hormigón pretensado sometidos a flexión», por A. P. Kudzis.

Publicaciones enviadas por la «Cement and Concrete Association», de Australia

Revista: «Constructional Review», vol. 34, núm. 8 de 1961:

Entre otros, aparecen los siguientes artículos:

13. «Edificación con unidades prefabricadas», por K. J. Curtin.
14. «Ultimos avances en la aplicación del pretensado al hormigón», por James M. Antill.
15. «Hormigonado a altas temperaturas», por la Cement and Concrete Association de Australia.

Publicaciones enviadas por la «Japan Prestressed Concrete Engineering Association»

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

En el número 2, vol. 3, abril 1961:

16. «Informe sobre el ensayo a flexión de una viga en TT de 16 m de luz en hormigón pretensado», por Hiroyuki Aoyama.
17. «Proyecto y construcción del puente Nagata mediante postesado según el método B.B.R.V.», por A. Tsuchiya.
18. «Hormigón para la fabricación de hormigón pretensado», por Hideo Yokomichi.

En el número 3, vol. 3, junio 1961:

19. «Aspecto actual del campo del hormigón pretensado en América y Europa y el problema del coste de producción en Japón», por Takeyuki Saito.
20. «Ejecución del puente Keiriu», por Hakuzen, Fujimori y Kinusra.
21. «Ensayo del comportamiento a largo plazo de las piezas de hormigón pretensado sumergidas en agua de mar», por T. Kijima, Kotake y Matsuno.

En el número 4, vol. 3, agosto 1961:

22. «Propiedades de las piezas de hormigón pretensado que tienen juntas de mortero», por K. Nakano.
23. «Proyecto de un edificio industrial de hormigón pretensado», por F. Kiyota y asociados.
24. «Informe sobre el cálculo y construcción del puente Hakui», por Yutani, Inoue y Saito.
25. «Proyecto y ejecución del puente Ryojiu».
26. «Sobre el ensayo en modelo del puente Nakato, de viga continua pretensada», por T. Mizuno y colaboradores.

En el número 5, vol. 3, octubre 1961:

27. «Determinación del factor de carga para estructuras en hormigón pretensado», por S. Inomata.
28. «¿Deben ser expansivas las inyecciones para hormigón postesado?», por Y. Higuchi.
29. «Gimnasio con techo colgante», por T. Okamoto.
30. «Detalles sobre el proyecto y construcción de varios puentes de hormigón pretensado relacionados con la construcción de la presa Yuda», por Y. Iwama.

En el número 6, vol. 3, diciembre 1961:

31. «Proyecto y ejecución del puente de Teraji», por S. Shintani.
32. «Proyecto y ejecución del puente Shakagaike», por Y. Tahara y S. Seino.
33. «Informes sobre la ejecución de varios puentes para ferrocarril en hormigón pretensado realizados al mismo tiempo que la presa Yuda», por H. Sugita.

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

Revista: «Prestress», septiembre 1961:

Contiene los siguientes artículos:

34. «Un método de reparación de vigas pretensadas fisuradas», por A. Constant.
35. «Juntas de hormigón armado entre piezas de hormigón pretensado», por J. S. Reeves y P. B. Morice.
36. «Investigación sobre el uso de cables en vigas de hormigón pretensado», por G. D. Base.

Revista: «Prestress», junio 1961.

Contiene, entre otros, los siguientes artículos:

37. «Proyecto de estructuras en hormigón armado para la retención de agua», por P. Cohen.
38. «Viga de seccion normalizada para puentes pretensados», por C. A. C. A., de Londres.

Revista: «Prestress», junio 1962.

Contiene los siguientes artículos:

39. «Problemas en la determinación de las pérdidas de pretensado», por V. R. Boordman.
40. «Ensayo de un tablero pretensado de puente con sección en cajón», por F. W. Gifford.
41. «El hormigón pretensado en edificios», por W. P. Brown.

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

últimas publicaciones del instituto

pliego general de condiciones facultativos para la ejecución de pavimentos rígidos

p.r.63

Cómo se realiza un pavimento de hormigón en 1963. Más de 200 páginas de articulado, comentarios y métodos de ensayo. Extensa bibliografía.

sobre el comportamiento anelástico del hormigón armado en piezas prismáticas

reimpresión de la monografía n.º 54

Los principios anelásticos del hormigón armado, que el profesor Torroja desarrolló en 1949, continúan en vigor catorce años después.

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

8434

eimpresión

ormas para la fabricación e viguetas de hormigón etensado

h. p. 1.-60

El cumplimiento de las Normas H.P.1.-60 es una garantía que el fabricante ofrece al proyectista y al constructor, a la hora de utilizar viguetas de hormigón pretensado.

Registrado el día: 24-9-63
Realizados todos los trabajos; fecha: 21-10-63
V.º B.º, firma:

acas circulares

reimpresión de la monografía n.º 105

El ingeniero García Monge estudia el cálculo de placas circulares de espesor constante o variable, desde el punto de vista elástico. Numerosos nomogramas y tablas, aplicables al caso de placas de hormigón armado.

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

A. G. M G, S L. - Madrid - 20391