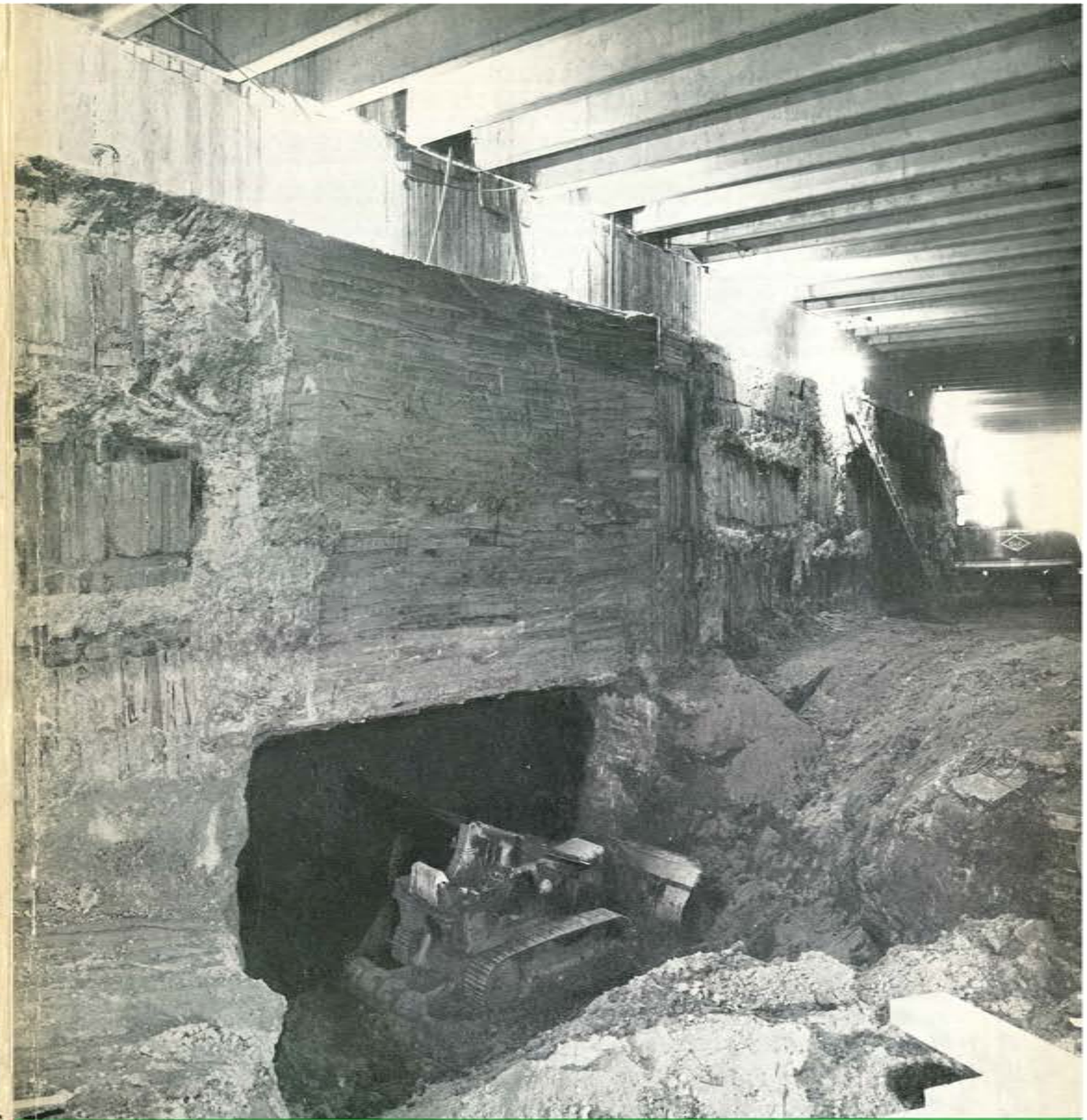
**asociación técnica**
**española del pretensado**

hormigón y acero n. 99

4822



ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA
CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
CHAMARTIN
1-6

# HORMIGON
## y acero

**n. 99**

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

# hormigón y acero

n. 99

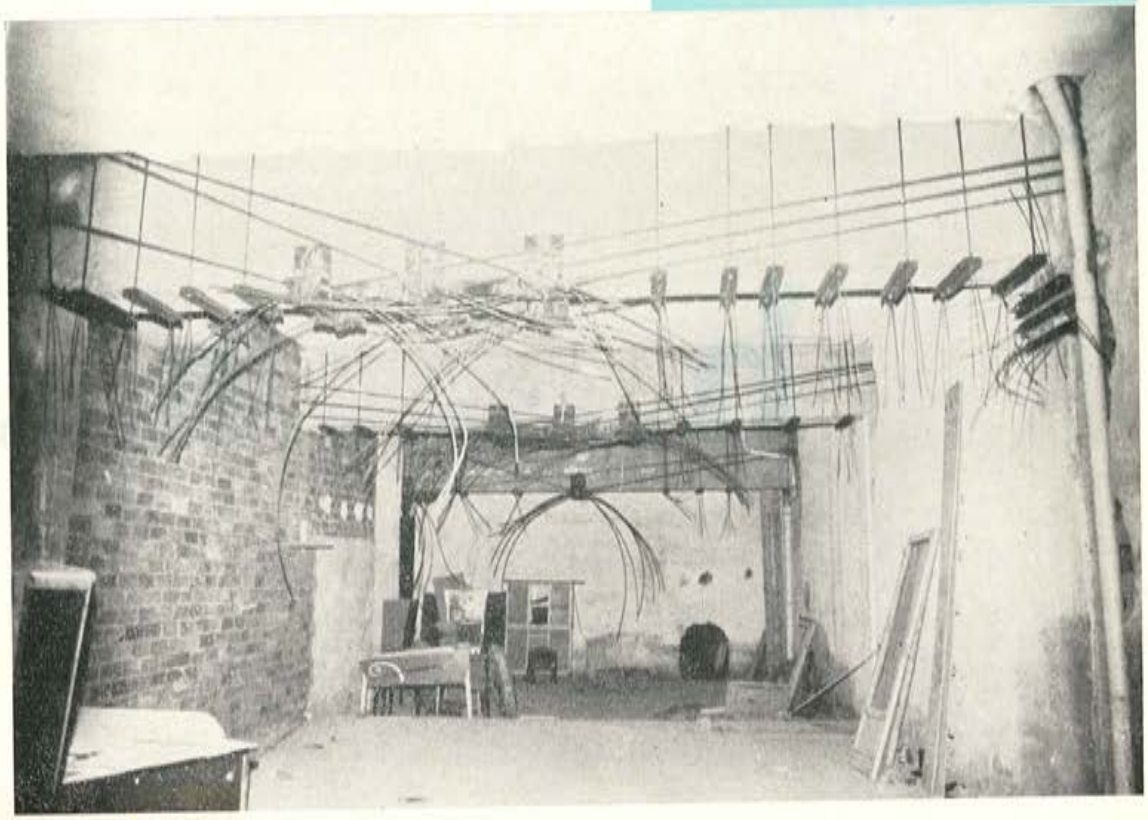
2.º trimestre 1971

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO. – COSTILLARES – CHAMARTIN – MADRID-16

Depósito Legal: M 853-1958
Tipografía Artística. - Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

*procedimientos* **Barredo**



REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON

- Sistemas Barredo y Multi-B de hormigón postesado
- Cimbras para lanzamientos de vigas

**Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00 - MADRID - 3**


Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

**asociación técnica española del pretensado**

| CUOTA ANUAL | ESPAÑA | EXTRANJERO |
|---|---|---|
| | Pesetas | Dólares |
| Socios protectores ..... | 5.000 | 100,— |
| Socios colectivos ..... | 2.000 | 40,— |
| Socio individual, no adherido al I. E. T. c. c. ..... | 600 | 12,— |
| Socio individual, adherido al I. E. T. c. c. ..... | 300 | 6,— |


Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

De acuerdo con las disposiciones vigentes, deberá mencionarse el nombre de esta Revista en toda reproducción de los trabajos insertos en la misma.

# hormigón y acero n. 99

## índice

Páginas

**457 - 6 - 3** ***Anclaje y transmisión del pretensado*** . . . 7
Anchorage and prestress transmission.
Ancrage et transmission de la précontrainte.
*A Holmberg y S. Lindgren.*

**457 - 9 - 20** ***Las nuevas orientaciones de la reglamentación francesa en materia de hormigón pretensado*** . . . . . 35
New orientations in French reinforced concrete specifications.
Les nouvelles orientations de la réglamentation française en matière de betón précontraint.
*R. Peltier.*

**591 - 1 - 13** ***Gimnasio cubierto del complejo deportivo de Maracaibo*** . . . . . 47
Covered gymnasium a for sports club in Maracaibo.
Gymnase couvert de l'ensemble sportif de Maracaibo.
*J. A. Delgado, O. Núñez y J. A. Peña.*

**591 - 2 - 43** ***Estructura espacial de un puente en Brno (Checoslovaquia)*** . . . . . 69
Space structure for a bridge at Brno (Checoslovaquia).
Structure spatiale d'un pont à Brno (Checoslovaquia).
*V. Kolar, J. Kopecky y J. Juránek.*

**628 - 0 - 31** ***Sobre la utilización de aceros para hormigón armado en piezas sometidas a flexión simple*** . . . . . 87
Use of steel in reinforced concrete elements subjected to simple bending.
A propos de l'utilisation d'aciers pour le béton armé en pièces soumises à la flexion simple.
*F. Blanco García.*

**837 - 8 - 1** ***La unión, mediante resinas epoxi, de elementos prefabricados de hormigón*** . . . . . 97
Bonding of precast concrete elements by means of epoxi resins.
L'Union, par des résines epoxi, des éléments préfabriqués en béton.
*P. Kelterbon.*

***Notas de la F.I.P. n.º 30*** . . . . . 105

***Nota de la A.T.E. Intercambio de publicaciones*** . . . . . 125

**PORTADA:** ***Paso inferior de la Plaza España, Barcelona.***

**Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero**

AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
JODAR, Juan
MANTEROLA, Javier
MARTINEZ SANTONJA, Antonio
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

En las tablas 1-4 se indican los resultados de los ensayos y las variables estudiadas.

En el caso de las barras estiradas en frío utilizadas como armaduras, las variables consideradas fueron la forma y características de las superficies de las barras y la longitud en que dichas barras quedaban embebidas en el hormigón. La calidad del hormigón se procuró que fuese siempre lo más uniforme posible. No obstante, en la tabla 1 (3) se introduce una corrección para tener en cuenta el efecto de la posible variación de dicha calidad. En estos ensayos se estudió el deslizamiento de la armadura, la carga de rotura y la causa de la rotura.

Para los alambres de pretensado las variables fueron también la forma y características superficiales de los alambres y la longitud en que éstos quedaban embebidos en el hormigón. Se midieron las deformaciones en los paramentos de la viga al nivel de las armaduras y, a partir de estas deformaciones, se determinaron las longitudes de transmisión, la carga de rotura y la causa de la rotura. Se procuró, como siempre, mantener constante la calidad del hormigón. Se supuso que, dentro de ciertos límites, esta variable influye poco. Esta hipótesis se dedujo de las observaciones realizadas en estos ensayos y de una serie de investigaciones llevadas a cabo en la P.C.A. (4). Los resultados de los ensayos correspondientes a este apartado se comparan con las experiencias efectuadas por Base (5).

En el caso de cables, las variables estudiadas fueron: dimensiones, características de la superficie, longitud en que los cables quedaban embebidos en el hormigón, recubrimientos, valor del esfuerzo de pretensado y cuantías de cercos. Se hicieron las mismas mediciones que en el caso de los alambres de pretensado.

Los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre dos vigas armadas con barras Ks 40 no se recogen en este trabajo. Estos ensayos tenían por finalidad, únicamente, poner en evidencia que los resultados de la investigación a la que se refiere el presente estudio podían compararse con los obtenidos en otros ensayos suecos, anteriores, sobre adherencia, en los cuales se utilizaron principalmente barras del tipo indicado.

## 2. Tensiones de adherencia de las barras estiradas en frío utilizadas como armaduras.

La relación entre la tensión correspondiente a un deslizamiento dado y la longitud de adherencia expresada en función del diámetro de la barra, viene representada, en el caso de barras corrugadas, por una recta que pasa por el punto de coordenadas: $\sigma_a = 0$; $\frac{a}{\varphi} = 10$. En cambio, la relación entre la tensión en la armadura en el momento en que se produce el fallo de adherencia, y el factor $\frac{a}{\varphi}$, viene dada por una recta que pasa por el origen. En el supuesto de que las medidas realizadas sean correctas, este hecho significaría que el deslizamiento del conjunto de la armadura se produce solamente cuando se alcanza la carga máxima.

Ni la rugosidad de la superficie ni el diámetro de la barra parecen influir en el valor de $\tau_d$. En cambio, los resaltos de las barras corrugadas aumentan notablemente, tanto la ductilidad como la carga de rotura.

## 3. Transmisión del esfuerzo de pretensado de la armadura tesa.

En la figura 10 se indican las deformaciones medidas en los paramentos laterales de las vigas al nivel de las armaduras de pretensado. Los valores tabulados de la longitud de



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 1. — *Vigas tipos A y B (vigas partidas, de acuerdo con el modelo propuesto por Forssell) armadas con barras estiradas en frío, lisas y corrugadas, pulidas y rugosas. Se midió el deslizamiento y la tensión máxima correspondiente al fallo por adherencia. (Véanse figuras 1 a 4.)*

| Designación | Tipo de armadura | ∅ mm | Estado de la superficie | Resistencia en probeta cúbica [1] kg/cm² | a mm | Número de piezas ensayadas | Edad, en días, en la fecha del ensayo | Tensión en la armadura [4] en kg/cm² | | | | Causa de la rotura |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | Para un deslizamiento de | | | En rotura | |
| | | | | | | | | 0,1 mm | 0,3 mm | 0,5 mm | | |
| A 1 | Ps50[2] | 5 | Pulida | 158 | 350 | 2 | 13,14 | 6450 | — | — | 6450 | Rotura del alambre después de iniciado el deslizamiento. |
| A 2 | Ps50[2] | 8 | Pulida | 161 | 250 | 2 | 14,14 | 1600 | 2100 | 2500 | 3400 | Fallo de adherencia. |
| A 3 | Ps50[2] | 8 | Pulida | 175 | 350 | 2 | 15,15 | 2900 | 3450 | 3950 | 5050 | Fallo de adherencia. |
| A 4 | Ps50[2] | 8 | Pulida | 158 | 450 | 2 | 11,13 | 4300 | 4800 | 5400 | 6200 | Rotura del alambre después de un gran deslizamiento. |
| A 5 | Ps50[2] | 10 | Pulida | 156 | 350 | 2 | 14,14 | 2500 | 3300 | 3800 | 4250 | Fallo de adherencia. |
| A 6 | Ps50[2] | 8 | Rugosa[5] | 160 | 250 | 2 | 14,14 | 1800 | 2200 | 2500 | 3850 | Fallo de adherencia. |
| A 7 | Ps50[2] | 8 | Rugosa[5] | 169 | 350 | 2 | 14,14 | 3800 | 4350 | 4750 | 5500 | Fallo de adherencia. |
| B 1 | Ss50[3] | 8 | Pulida | 164 | 350 | 2 | 13,13 | 2100 | 2100 | 2100 | 2100 | Fallo de adherencia. |
| B 2 | Ss50[3] | 8 | Rugosa[5] | 151 | 350 | 2 | 15,15 | 2800 | 2800 | 2800 | 2800 | Fallo de adherencia. |

1) Valores medios obtenidos sobre probetas cúbicas, de 15 cm de arista, rotas en el momento de ensayar la viga.
2) Alambres corrugados conforme a la norma SIS 21 25 19, Perfil A, tipo HFA. El acero es de las características indicadas en la norma SIS 14 13 87. Véase apéndice 1.
3) Barras lisas conformes con la norma SIS 21 25 18. El acero es de las características indicadas en la norma SIS 74 13 86. Véase apéndice 1.
4) Valores corregidos multiplicándolos por el factor $\sqrt{\frac{\sigma_{br}}{150}}$; siendo $\sigma_{br}$ la resistencia del hormigón, en probeta cúbica, expresada en kg/cm². Valores medios.
5) Rugosidad obtenida de acuerdo con el método propuesto por Halmstads Järnverk. Véase apéndice 1.

TABLA 2. — *Vigas C y D (vigas partidas, de acuerdo con el modelo propuesto por Forssell) armadas con alambres de pretensado, de acero estirado en frío, grafilados y ondulados, pulidos y rugosos. Se midió la tensión máxima correspondiente al fallo por adherencia y también las deformaciones, con el fin de determinar la longitud de transmisión. (Véanse figuras 7, 8, 9, 13 y 14.)*

| Designación | Alambres de pretensado φ 5 mm. | Estado de la superficie | Resistencia en probeta cúbica (kg/cm²) [1] En el ensayo | Al destesar | a mm. | Núm. de piezas ensayadas | Edad en días En el ensayo | Al destesar | Extremo C [4] [9] $\frac{l}{\varphi}$ | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l_{0,5}}{\varphi}$ | Extremo D [4] [9] $\frac{l}{\varphi}$ | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l_{0,5}}{\varphi}$ | [5] $\sigma_{p^1}$ kg/cm² | [6] $\sigma_{p^2}$ kg/cm² | [7] $\sigma_d$ kg/cm² | [8] $\sigma_u$ kg/cm² | Causa de la rotura |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| C 1 | Grafilado[2] | Pulida | 505 | 390 | 750 | 1 | 8 | 2 | | | | | | | 11100 | 10300 | 18600 | 19000 | Rotura del alambre después de iniciado el deslizamiento. |
| C 2 | Grafilado[2] | Pulida | 430 | 285 | 1000 | 1 | 39 | 5 | | | | | | | 12000 | 11000 | 17700 | 17700 | Rotura por cortante sin deslizamiento previo. |
| C 3 | Grafilado[2] | Pulida | 430 | 285 | 1250 | 1 | 40 | 5 | | | | 144 | 12 | 68 | 12000 | 11000 | | 19200 | Rotura del alambre sin deslizamiento previo. |
| C 4 | Grafilado[2] | Pulida | 505 | 390 | 1500 | 1 | 7 | 2 | | | | 94 | 0 | 35 | 11300 | 10400 | | 19000 | Rotura del alambre sin deslizamiento previo. |
| C 5 | Grafilado[2] | Rugosa[3] | 490 | 370 | 750 | 1 | 17 | 2 | | | | 74 | 0 | 32 | 12500 | 11500 | | 19600 | Rotura del alambre sin deslizamiento previo. |
| C 6 | Grafilado[2] | Rugosa[3] | 485 | 370 | 1000 | 1 | 16 | 2 | | | | 87 | 0 | 34 | 12500 | 11500 | | 19600 | Rotura del alambre sin deslizamiento previo. |
| D 1 | Ondulado[2] | Pulida | 485 | 285 | 750 | 1 | 62 | 2 | | | | | | | 10000 | 8900 | 11200 | 19100 | Fallo de adherencia. |
| D 2 | Ondulado[2] | Pulida | 450 | 350 | 1000 | 1 | 11 | 3 | | | | | | | 12300 | 11200 | 16300 | 19600 | Rotura del alambre después de iniciado el deslizamiento. |
| D 3 | Ondulado[2] | Pulida | 455 | 350 | 1250 | 1 | 12 | 3 | | | | 97 | 15 | 51 | 12500 | 11700 | | 19600 | Rotura del alambre sin deslizamiento previo. |
| D 4 | Ondulado[2] | Pulida | 485 | 285 | 1500 | 1 | 63 | 2 | | | | 105 | 6 | 48 | 11600 | 10800 | | 19600 | Rotura del alambre sin deslizamiento previo. |
| D 5 | Ondulado[2] | Rugosa[3] | 470 | 310 | 750 | 1 | 34 | 2 | 120 | 40 | 80 | | | | 12400 | 11500 | | 17000 | Rotura por cortante sin deslizamiento previo. |
| D 6 | Ondulado[2] | Rugosa[3] | 470 | 310 | 1000 | 1 | 34 | 2 | | | | 98 | 0 | 37 | 12400 | 11500 | | 20200 | Rotura del alambre sin deslizamiento previo. |

1) Valores medios obtenidos sobre probetas cúbicas, de 15 cm de arista, rotas en el momento de ensayar la viga.

2) De acuerdo con las normas indicadas en el apéndice 1.

3) Rugosidad obtenida de acuerdo con el método propuesto por Halmstads Järnverk. Véase apéndice 1.

4) Extremo C es aquél en el cual el destesado se realiza bruscamente (por corte). Extremo D es aquél en el cual el destesado se realiza lentamente. Los símbolos $l$, $l_0$ y $l_{0,5}$ designan los puntos que caracterizan la longitud de transmisión de acuerdo con la figura 5.

5) Tensión efectiva de pretensado inmediatamente después de haber soltado los alambres de sus amarres extremos (destesado).

6) Tensión efectiva de pretensado inmediatamente antes del ensayo.

7) Tensión en la armadura al iniciarse el deslizamiento.

8) Tensión en la armadura en el momento del fallo de la viga.

9) Media de los valores leídos en los dos paramentos laterales de la viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 3. — *Vigas E, F, G, H, I, K y L (vigas partidas, de acuerdo con el modelo propuesto por Forssell) armadas con cables pulidos y rugosos, de 3/8" (9,5 mm), 7/16" (11 mm) y 1/2" (12,7 mm) y cercos con diferentes distribuciones. Se midió la tensión máxima correspondiente al fallo por adherencia y también la deformación, en distintos puntos, con el fin de determinar la longitud de transmisión. (Véanse figuras 10, 11, 12, 15 y 16.)*

| Designación | Cable [1] ∅ mm | Estado de la superficie | Cercos: φ mm | Cercos: Calidad | Cercos: Separación (mm) | Resistencia en probeta cúbica (kg/cm²): En el ensayo [2] | Resistencia en probeta cúbica (kg/cm²): Al destesar | a (mm) | N.º de piezas ensayadas | Edad en días: En el ensayo | Edad en días: Al destesar | Extremo C [6]: $\frac{l}{\varphi}$ | Extremo C [6]: $\frac{l_0}{\varphi}$ | Extremo C [6]: $\frac{l_{0,5}}{\varphi}$ | Extremo D [6]: $\frac{l}{\varphi}$ | Extremo D [6]: $\frac{l_0}{\varphi}$ | Extremo D [6]: $\frac{l_{0,5}}{\varphi}$ | $\sigma_{p^1}$ [7] kg/cm² | $\sigma_{p^2}$ [8] kg/cm² | $\sigma_d$ [9] kg/cm² | $\sigma_u$ [10] kg/cm² | Causa de la rotura |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E 1 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | Uno en cada extremo de la viga | 470 | 365 | 1000 | 1 | 3 | 1 | | | | | | | 11800 | 11300 | 15500 | 15500 | Fallo de adherencia. |
| E 2 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 460 | 310 | 1250 | 1 | 18 | 2 | 74 [12] | 10 [12] | 34 [12] | | | | 11800 | 11000 | 16000 | 16000 | Fallo de adherencia. |
| E 3 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 460 | 310 | 1500 | 1 | 17 | 2 | 59 [12] | 5 [12] | 29 [12] | | | | 11800 | 11000 | 16300 | 16300 | Fallo de adherencia. |
| E 4 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 475 | 365 | 1750 | 1 | 3 | 1 | 40 [12] | 0 [12] | 15 [12] | | | | 11800 | 11300 | 17000 | 17000 | Fallo de adherencia. |
| E 5 | 3/8" (9,5 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 460 | 380 | 1000 | 1 | 6 | 2 | | | | 29 [12] | 0 [12] | 12 [12] | 11900 | 11600 | — | 18800 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| E 6 | 3/8" (9,5 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 475 | 380 | 1250 | 1 | 6 | 2 | 43 | 2 | 23 | 38 | 0 | 18 | 11900 | 11600 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| F 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 498 | 308 | 1000 | 1 | 4 | 1 | | | | 37 [11] | 0 [11] | 18 [11] | 12200 | 11700 | 18900 | 19000 | Rotura del cable después de iniciado el des. |
| F 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 515 | 308 | 1400 | 1 | 4 | 1 | 48 | 2 | 24 | 45 | 0 | 21 | 12200 | 11700 | — | 19000 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| F 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 520 | 290 | 1800 | 1 | 4 | 1 | 37 | 3 | 19 | 27 | 0 | 12 | 12200 | 11700 | — | 19200 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| G 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 567 | 325 | 1000 | 1 | 5 | 1 | | | | 26 [11] | 0 [11] | 12 [11] | 6200 | 6000 | 15600 | 19200 | Fallo de adherencia. |
| G 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 567 | 325 | 1400 | 1 | 5 | 1 | 29 | 0 | 14 | 23 | 0 | 9 | 6200 | 6000 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| G 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 535 | 275 | 1800 | 1 | 5 | 1 | | | | | | | 6200 | 6000 | — | 19000 | Gran flecha. No es posible aumentar más la carga. Sin deslizamiento. |
| H 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | 180 | 525 | 320 | 1000 | 1 | 5 | 2 | 38 | 0 | 18 | 38 | 0 | 17 | 11900 | 11300 | 16300 | 19400 | Rot. del cable después de iniciado el desl. |
| H 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | 180 | 525 | 320 | 1400 | 1 | 5 | 2 | | | | 42 [11] | 0 [11] | 20 [11] | 11900 | 11300 | — | 19200 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| H 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | 180 | 497 | 327 | 1800 | 1 | 5 | 2 | 65 | 11 | 37 | 46 | 0 | 22 | 11900 | 11300 | — | 19300 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| I 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 8 | Ks40 [5] | 180 | 545 | 300 | 1000 | 1 | 5 | 1 | 57 | 11 | 32 | 46 | 0 | 21 | 12200 | 11600 | 18800 | 19600 | Rot. del cable después de iniciado el desl. |
| I 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 8 | Ks40 [5] | 180 | 545 | 300 | 1400 | 1 | 5 | 1 | | | | 42 [11] | 0 [11] | 20 [11] | 12200 | 11600 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| I 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 8 | Ks40 [5] | 180 | 525 | 300 | 1800 | 1 | 5 | 1 | 45 | 0 | 20 | 42 | 0 | 18 | 12200 | 11600 | — | 19200 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| K 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | Uno en cada extremo de la viga | 502 | 327 | 1000 | 1 | 5 | 1 | 57 | 11 | 34 | 40 | 0 | 19 | 12400 | 11800 | 18600 | 20200 | Fallo de adherencia. |
| K 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 502 | 327 | 1400 | 1 | 5 | 1 | | | | 42 [11] | 1 [11] | 20 [11] | 12400 | 11800 | — | 19800 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| K 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 500 | 280 | 1800 | 1 | 5 | 1 | 44 | 1 | 21 | 42 | 0 | 20 | 12400 | 11800 | — | 19900 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| L 1 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 470 | 300 | 1250 | 1 | 14 | 2 | | | | | | | 13000 | 12300 | 17100 | 17700 | Fallo de adherencia. |
| L 2 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 335 | 1500 | 1 | 7 | 2 | | | | | | | 12700 | 12200 | 17600 | 19600 | Rot. del cable después de un gran desliz. |
| L 3 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 335 | 1750 | 1 | 7 | 2 | 53 [12] | 6 [12] | 29 [12] | | | | 12700 | 12200 | 18300 | 19800 | Rot. del cable después de un gran desliz. |
| L 4 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 470 | 300 | 2000 | 1 | 15 | 2 | | | | 41 [12] | 0 [12] | 16 [12] | 13000 | 12300 | 18400 | 20000 | Rot. del cable después de iniciado el desl. |
| L 5 | 1/2" (12,7 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 300 | 1250 | 1 | 16 | 2 | | | | 25 [12] | 0 [12] | 12 [12] | 12500 | 11700 | — | 19400 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| L 6 | 1/2" (12,7 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 300 | 1500 | 1 | 16 | 2 | 39 [12] | 0 [12] | 12 [12] | | | | 12100 | 11400 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |

1) De acuerdo con las normas indicadas en el apéndice 1.

2) Valores medios obtenidos sobre probetas cúbicas, de 15 cm de arista, rotas en el momento de ensayar las vigas.

3) Rugosidad obtenida de acuerdo con el método propuesto por Halmstads Järnverk. (Véase apéndice 1.)

4) Barras lisas conformes con la norma SIS 21 25 11. El acero es de las características indicadas en la norma SIS 14 14 10. (Véase apéndice 1.)

5) Barras corrugadas conformes con la norma SIS 21 25 13 ($\alpha = 90°$). El acero es de las características indicadas en la norma SIS 14 21 64. (Véase apéndice 1.)

6) Extremo C es aquel en el cual el destesado se realiza bruscamente (por corte). Extremo D es aquel en el cual el destesado se realiza lentamente. Los símbolos $l$, $l_0$ y $l_{0,5}$ designan los puntos que caracterizan la longitud de transmisión de acuerdo con la figura 5.

7) Tensión efectiva de pretensado, inmediatamente después de haber soltado los cables de sus amarres extremos (destesado).

8) Tensión efectiva de pretensado, inmediatamente antes del ensayo.

9) Tensión en la armadura, al iniciarse el deslizamiento.

10) Tensión en la armadura, en el momento del fallo de la viga.

11) Media de los valores leídos en los dos extremos de la viga.

12) Media de los valores leídos en los dos paramentos laterales de la viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 3. — *Vigas E, F, G, H, I, K y L (vigas partidas, de acuerdo con el modelo propuesto por Forssell) armadas con cables pulidos y rugosos, de 3/8" (9,5 mm), 7/16" (11 mm) y 1/2" (12,7 mm) y cercos con diferentes distribuciones. Se midió la tensión máxima correspondiente al fallo por adherencia y también la deformación, en distintos puntos, con el fin de determinar la longitud de transmisión. (Véanse figuras 10, 11, 12, 15 y 16.)*

| Designación | Cable [1] ∅ mm | Estado de la superficie | Cercos: φ mm | Cercos: Calidad | Cercos: Separación (mm) | Resistencia en probeta cúbica (kg/cm²): En el ensayo [2] | Resistencia en probeta cúbica (kg/cm²): Al destesar | a (mm) | N.º de piezas ensayadas | Edad en días: En el ensayo | Edad en días: Al destesar | Extremo C [6]: $\frac{l}{\varphi}$ | Extremo C [6]: $\frac{l_0}{\varphi}$ | Extremo C [6]: $\frac{l_{0,5}}{\varphi}$ | Extremo D [6]: $\frac{l}{\varphi}$ | Extremo D [6]: $\frac{l_0}{\varphi}$ | Extremo D [6]: $\frac{l_{0,5}}{\varphi}$ | $\sigma_{p^1}$ [7] kg/cm² | $\sigma_{p^2}$ [8] kg/cm² | $\sigma_d$ [9] kg/cm² | $\sigma_u$ [10] kg/cm² | Causa de la rotura |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| E 1 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | Uno en cada extremo de la viga | 470 | 365 | 1000 | 1 | 3 | 1 | | | | | | | 11800 | 11300 | 15500 | 15500 | Fallo de adherencia. |
| E 2 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 460 | 310 | 1250 | 1 | 18 | 2 | 74 [12] | 10 [12] | 34 [12] | | | | 11800 | 11000 | 16000 | 16000 | Fallo de adherencia. |
| E 3 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 460 | 310 | 1500 | 1 | 17 | 2 | 59 [12] | 5 [12] | 29 [12] | | | | 11800 | 11000 | 16300 | 16300 | Fallo de adherencia. |
| E 4 | 3/8" (9,5 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 475 | 365 | 1750 | 1 | 3 | 1 | 40 [12] | 0 [12] | 15 [12] | | | | 11800 | 11300 | 17000 | 17000 | Fallo de adherencia. |
| E 5 | 3/8" (9,5 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 460 | 380 | 1000 | 1 | 6 | 2 | | | | 29 [12] | 0 [12] | 12 [12] | 11900 | 11600 | — | 18800 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| E 6 | 3/8" (9,5 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 475 | 380 | 1250 | 1 | 6 | 2 | 43 | 2 | 23 | 38 | 0 | 18 | 11900 | 11600 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| F 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 498 | 308 | 1000 | 1 | 4 | 1 | | | | 37 [11] | 0 [11] | 18 [11] | 12200 | 11700 | 18900 | 19000 | Rotura del cable después de iniciado el des. |
| F 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 515 | 308 | 1400 | 1 | 4 | 1 | 48 | 2 | 24 | 45 | 0 | 21 | 12200 | 11700 | — | 19000 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| F 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 520 | 290 | 1800 | 1 | 4 | 1 | 37 | 3 | 19 | 27 | 0 | 12 | 12200 | 11700 | — | 19200 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| G 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 567 | 325 | 1000 | 1 | 5 | 1 | | | | 26 [11] | 0 [11] | 12 [11] | 6200 | 6000 | 15600 | 19200 | Fallo de adherencia. |
| G 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 567 | 325 | 1400 | 1 | 5 | 1 | 29 | 0 | 14 | 23 | 0 | 9 | 6200 | 6000 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| G 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 535 | 275 | 1800 | 1 | 5 | 1 | | | | | | | 6200 | 6000 | — | 19000 | Gran flecha. No es posible aumentar más la carga. Sin deslizamiento. |
| H 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | 180 | 525 | 320 | 1000 | 1 | 5 | 2 | 38 | 0 | 18 | 38 | 0 | 17 | 11900 | 11300 | 16300 | 19400 | Rot. del cable después de iniciado el desl. |
| H 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | 180 | 525 | 320 | 1400 | 1 | 5 | 2 | | | | 42 [11] | 0 [11] | 20 [11] | 11900 | 11300 | — | 19200 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| H 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | 180 | 497 | 327 | 1800 | 1 | 5 | 2 | 65 | 11 | 37 | 46 | 0 | 22 | 11900 | 11300 | — | 19300 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| I 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 8 | Ks40 [5] | 180 | 545 | 300 | 1000 | 1 | 5 | 1 | 57 | 11 | 32 | 46 | 0 | 21 | 12200 | 11600 | 18800 | 19600 | Rot. del cable después de iniciado el desl. |
| I 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 8 | Ks40 [5] | 180 | 545 | 300 | 1400 | 1 | 5 | 1 | | | | 42 [11] | 0 [11] | 20 [11] | 12200 | 11600 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| I 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 8 | Ks40 [5] | 180 | 525 | 300 | 1800 | 1 | 5 | 1 | 45 | 0 | 20 | 42 | 0 | 18 | 12200 | 11600 | — | 19200 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| K 1 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | Uno en cada extremo de la viga | 502 | 327 | 1000 | 1 | 5 | 1 | 57 | 11 | 34 | 40 | 0 | 19 | 12400 | 11800 | 18600 | 20200 | Fallo de adherencia. |
| K 2 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 502 | 327 | 1400 | 1 | 5 | 1 | | | | 42 [11] | 1 [11] | 20 [11] | 12400 | 11800 | — | 19800 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| K 3 | 7/16" (11 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 500 | 280 | 1800 | 1 | 5 | 1 | 44 | 1 | 21 | 42 | 0 | 20 | 12400 | 11800 | — | 19900 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| L 1 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 470 | 300 | 1250 | 1 | 14 | 2 | | | | | | | 13000 | 12300 | 17100 | 17700 | Fallo de adherencia. |
| L 2 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 335 | 1500 | 1 | 7 | 2 | | | | | | | 12700 | 12200 | 17600 | 19600 | Rot. del cable después de un gran desliz. |
| L 3 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 335 | 1750 | 1 | 7 | 2 | 53 [12] | 6 [12] | 29 [12] | | | | 12700 | 12200 | 18300 | 19800 | Rot. del cable después de un gran desliz. |
| L 4 | 1/2" (12,7 mm) | Pulida | 6 | Ss26 [4] | | 470 | 300 | 2000 | 1 | 15 | 2 | | | | 41 [12] | 0 [12] | 16 [12] | 13000 | 12300 | 18400 | 20000 | Rot. del cable después de iniciado el desl. |
| L 5 | 1/2" (12,7 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 300 | 1250 | 1 | 16 | 2 | | | | 25 [12] | 0 [12] | 12 [12] | 12500 | 11700 | — | 19400 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |
| L 6 | 1/2" (12,7 mm) | Rugosa [3] | 6 | Ss26 [4] | | 430 | 300 | 1500 | 1 | 16 | 2 | 39 [12] | 0 [12] | 12 [12] | | | | 12100 | 11400 | — | 19100 | Rotura del cable sin deslizamiento previo. |

1) De acuerdo con las normas indicadas en el apéndice 1.

2) Valores medios obtenidos sobre probetas cúbicas, de 15 cm de arista, rotas en el momento de ensayar las vigas.

3) Rugosidad obtenida de acuerdo con el método propuesto por Halmstads Järnverk. (Véase apéndice 1.)

4) Barras lisas conformes con la norma SIS 21 25 11. El acero es de las características indicadas en la norma SIS 14 14 10. (Véase apéndice 1.)

5) Barras corrugadas conformes con la norma SIS 21 25 13 ($\alpha = 90°$). El acero es de las características indicadas en la norma SIS 14 21 64. (Véase apéndice 1.)

6) Extremo C es aquel en el cual el destesado se realiza bruscamente (por corte). Extremo D es aquel en el cual el destesado se realiza lentamente. Los símbolos $l$, $l_0$ y $l_{0,5}$ designan los puntos que caracterizan la longitud de transmisión de acuerdo con la figura 5.

7) Tensión efectiva de pretensado, inmediatamente después de haber soltado los cables de sus amarres extremos (destesado).

8) Tensión efectiva de pretensado, inmediatamente antes del ensayo.

9) Tensión en la armadura, al iniciarse el deslizamiento.

10) Tensión en la armadura, en el momento del fallo de la viga.

11) Media de los valores leídos en los dos extremos de la viga.

12) Media de los valores leídos en los dos paramentos laterales de la viga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 4. — *Vigas M (vigas enteras) con cables pulidos de 7/16" (11 mm). Se midió la tensión máxima correspodiente al fallo de adherencia y también la deformación en distintos puntos, con el fin de determinar la longitud de transmisión. (Véanse figuras 11, 12 y 17.)*

| Designación | Cable [1] — mm | Estado de la Superficie | Resistencia en probeta cúbica kg/cm² [2] En el ensayo | Resistencia en probeta cúbica kg/cm² Al destesar | L — mm | N.º de piezas ensayadas | Edad, en días En el ensayo | Edad, en días Al destesar | Extremo C [3] $\frac{l}{\varphi}$ | Extremo C [3] $\frac{l}{\varphi}_0$ | Extremo C [3] $\frac{l}{\varphi}_{0,5}$ | Extremo D [3] $\frac{l}{\varphi}$ | Extremo D [3] $\frac{l}{\varphi}_0$ | Extremo D [3] $\frac{l}{\varphi}_{0,5}$ | [4] $\sigma_{p^1}$ kg/cm² | [5] $\sigma_{p^2}$ kg/cm² | [6] $\sigma_d$ kg/cm² | [7] $\sigma_{tr}$ kg/cm² | Causa de la rotura |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M 1 | 11 | Pulida | 514 | 315 | 2000 | 1 | 5 | 2 | 45 | 0 | 21 | 42 | 0 | 21 | 12300 | 11700 | 17200 | 19000 | Fallo de adherencia. |
| M 2 | 11 | Pulida | 490 | 315 | 2800 | 1 | 4 | 2 | — | — | — | 38 [8] | 0 [8] | 17 [8] | 12300 | 11700 | — | 21000 | Rotura del cable, sin deslizamiento previo. |
| M 3 | 11 | Pulida | 478 | 315 | 3600 | 1 | 4 | 2 | 48 | 2 | 23 | 37 | 0 | 18 | 12300 | 11700 | — | 19700 | Rotura del hormigón, sin deslizamiento previo. |
| M 4 | 11 | Pulida | 448 | 272 | 2000 | 1 | 8 | 2 | 46 | 6 | 23 | 43 | 6 | 22 | 12100 | 11500 | 18200 | 20300 | Fallo de adherencia. |
| M 5 | 11 | Pulida | 448 | 272 | 2800 | 1 | 8 | 2 | — | — | — | 48 [8] | 1 [8] | 23 [8] | 12100 | 11500 | — | 20800 | Rotura del hormigón, sin deslizamiento previo. |
| M 6 | 11 | Pulida | 346 | 185 | 3600 | 1 | 7 | 2 | 102 | 14 | 63 | 53 | 4 | 28 | 12100 | 11500 | — | 18800 | Rotura por cortante, sin deslizamiento previo. |

1) De acuerdo con las normas indicadas en el apéndice 1.

2) Valores medios obtenidos sobre probetas cúbicas, de 15 cm de arista, rotas en el momento de ensayar las vigas.

3) Extremo C es aquel en el cual el destesado se realiza bruscamente (por corte). Extremo D es aquel en el cual el destesado se realizó lentamente. Los símbolos $l$, $l_0$ y $l_{0,5}$ designan los puntos que caracterizan la longitud de transmisión, de acuerdo con la figura 5.

4) Tensión efectiva de pretensado, inmediatamente después de haber soltado los cables de sus amarres extremos (destesado).

5) Tensión efectiva de pretensado, inmediatamente antes del ensayo.

6) Tensión en la armadura, al iniciarse el deslizamiento.

7) Tensión en la armadura, en el momento del fallo de la viga.

8) Media de los valores medidos en los dos extremos de la viga.

transmisión $l$ se determinaron, a partir de los diagramas de la citada figura 10, en la forma indicada en la figura 5. Admitiendo que el esfuerzo de pretensado se transmite, entre $l_0$ y $l$, de acuerdo con un diagrama rectilíneo, entonces el error $y$ valdrá normalmente de 2 a 4 por 100.

Según Base, la longitud de transmisión es un 50 por 100 mayor, aproximadamente, para las armaduras tesas situadas en la cabeza superior de las piezas que para las dispuestas en la cabeza inferior. Este hecho, que se aprecia claramente en los digramas de la figura 6, ha sido tenido en cuenta para la interpretación de los resultados experimentales incluidos en los trabajos publicados por otros autores, y todos los valores se han corregido para referirlos a los que corresponderían a armaduras situadas en la cabeza inferior de las piezas.

Así, todos los valores incluidos en los trabajos de Rüsch y Rehm, así como en los de Kaar y otros autores, se multiplicaron por la relación:

$$\frac{1}{2}\left(\frac{1}{1{,}5}+1\right)=\frac{1}{1{,}2}$$

Parece deducirse que la longitud de transmisión es una función del esfuerzo efectivo de pretensado dada por la expresión:

$$\frac{l_n}{l_m}=\left(\frac{\sigma_{pn}}{\sigma_{pm}}\right)^{\alpha}$$

en la cual $l_n$ y $l_m$ son las longitudes de transmisión correspondientes a las tensiones efectivas $\sigma_{pn}$ y $\sigma_{pm}$, respectivamente, en las armaduras, originadas por el esfuerzo de pretensado.

De los resultados experimentales publicados por otros autores se deduce el valor $0{,}6 \leq \alpha \leq 1{,}0$. Los valores inferiores corresponden a los ensayos de Rüsch y Rehm y los superiores a los de Kaar, La Fraugh y Mass. De los presentes ensayos se obtiene $\alpha \simeq 0{,}75$ cuando el destesado se hace lentamente y $\alpha \simeq 0{,}6$ para el caso de destesado brusco. El valor $\alpha = 0{,}75$ se ha tomado como factor de corrección de los resultados tomados de los trabajos publicados por otros investigadores, para convertir todas las longitudes de transmisión a la correspondiente a la tensión $\sigma_p = 12.000$ kg/cm². En general, los valores dados en el trabajo de Base no se han podido corregir por no indicarse la magnitud del esfuerzo de pretensado efectivo.

En la figura 7 se representa la transmisión de tensiones en el caso de alambres corrugados destesados lentamente. Parece deducirse que los hormigones de baja resistencia producen un efecto desfavorable.

Los resultados reseñados por Base, correspondientes a ensayos realizados en cinco fábricas distintas, muestran una considerable dispersión, debida probablemente a diferencias en la manipulación y en las condiciones superficiales. Se han desechado algunos valores extremos, tales como dos con $\frac{l}{\varphi} \simeq 180$ y otros, obtenidos en laboratorio, para $\sigma_{br} \simeq$ $\simeq 425$ kg/cm².

Por lo que respecta a alambres grafilados rugosos, no existen datos en la bibliografía disponible y sólo se tienen los obtenidos en las vigas C 5 y C 6, los cuales concuerdan satisfactoriamente.

En cuanto a los alambres de pretensado ondulados, pulidos, los valores dados por Base son particularmente bajos, tanto para los ensayos hechos en fábrica como para los realizados en laboratorio (véase fig. 8).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

En la figura 9 se representan los diagramas de deformación correspondientes a las vigas D 5 y D 6, pretensadas mediante alambres rugosos ondulados. En la viga D 6, que es la de mayor longitud, se presenta una zona en la que no se nota todavía la interferencia originada por la pieza metálica intercalada entre las dos partes de la viga partida para soportar el esfuerzo de pretensado, y en la cual la deformación es constante. En la viga D 5, más corta, no se observa esta zona. Sin embargo, mediante un estudio comparativo con la viga D 6 se deduce que la longitud de transmisión es de 60 cm. Y efectivamente, midiendo las deformaciones en la pieza metálica intercalada se comprueba que, al llegar a ella, ya se ha transmitido al hormigón la totalidad del esfuerzo de pretensado.

El que el valor de $l_0$ sea mayor en la viga D 5 indica que el destesado brusco de los alambres no es recomendable. Esta viga falló por esfuerzo cortante en el ensayo de flexión. Como la viga C 2, en la cual no se midieron deformaciones, falló también por cortante, parece lógico suponer que en ella era también insuficiente el pretensado en los extremos.

En la figura 10 se indican los valores de las deformaciones medidas en la viga E 3, armada con cables. Se trata de una viga partida, de acuerdo con el modelo propuesto por Forsell. En la figura puede apreciarse que, en una situación totalmente normal, existe una perfecta concordancia entre los valores correspondientes a los dos paramentos laterales de la viga. También se observa la gran influencia del tiempo en la magnitud de la deformación y lo poco que influye en cambio esta variable en la longitud de transmisión. Finalmente, se destaca también la interferencia producida por la pieza metálica intercalada entre las dos partes de la viga partida, para soportar el esfuerzo de pretensado.

Con el fin de poseer datos para poder realizar un estudio directo comparativo de los valores recogidos en otros trabajos publicados, se realizaron también ensayos sobre una serie de vigas enteras (no partidas), designadas con la letra M, armadas con cables de 7/16″ (11 mm). El número de ensayos realizados sobre piezas armadas con cables es tan amplio que permite deducir la influencia que sobre la longitud de transmisión ejerce el método de destesado utilizado.

En la figura 11 se indican las deformaciones registradas, después de un destesado brusco y utilizando cables pulidos. La influencia del diámetro del cable, observada por Kaar y otros, no ha podido comprobarse.

Los resultados correspondientes a la viga M 6 no se recogen en este informe. Para una resistencia $\sigma'_{br} = 185$ kg/cm², se obtuvo una longitud de transmisión muy grande, lo que demuestra, una vez más, el desfavorable efecto que produce la baja resistencia del hormigón.

En la figura 12 se representa el diagrama de deformaciones para el caso de cables pulidos, después de un destesado lento. Pone en evidencia que el destesado lento disminuye la dispersión y la longitud de transmisión.

Con respecto a cables rugosos puede decirse que los únicos resultados disponibles son los que se incluyen en el presente trabajo.

De los ensayos realizados con cables de 7/16″ (11 mm), con distintos recubrimientos y distribución de cercos, se deduce que estas variables no ejercen una influencia apreciable sobre los resultados.

Tanto Rüsch y Rehm como Kaar, La Fraugh y Mass han efectuado ensayos sobre piezas con armaduras activas dispuestas en ambas cabezas (superior e inferior), midiendo la



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

deformación del hormigón a la mitad del canto de la pieza ensayada. Por el contrario, en los ensayos a que se refiere este informe, y en la mayor parte de los realizados por Base, la deformación del hormigón se midió al nivel de la armadura de pretensado en la parte inferior de la viga. Es muy probable que esta diferencia tenga importancia.

Según Rüsch y Rehm, la resistencia del hormigón ejerce una influencia sistemática sobre la longitud de transmisión. Kaar, La Fraugh y Mass obtienen resultados distintos. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que las variables en los ensayos de estos últimos investigadores eran no sólo la resistencia del hormigón, sino también la forma de la pieza ensayada y el tiempo transcurrido entre su hormigonado y destesado. Por consiguiente, existen algunas dudas sobre este particular.

## 4. Anclaje de la armadura de pretensado.

Las vigas C 1-C 4 y D 1-D 4 se utilizaron para estudiar la adherencia de los alambres pulidos de pretensado. Sin embargo, únicamente una de ellas falló por adherencia. Se desecharon aquéllas en las cuales la rotura se produjo al partirse los alambres, sin deslizamiento previo. Los resultados obtenidos en el resto de las vigas se representan en la figura 13.

La información correspondiente, relativa a los alambres rugosos de pretensado, según puede apreciarse en la figura 14, es realmente muy escasa. Se refiere a las vigas C 5 y D 5.

En la figura 15 se indican las tensiones máximas correspondientes al fallo de adherencia para cables pulidos en vigas partidas. Estas tensiones se asimilan a las registradas en el cable en el instante en que se inicia el deslizamiento. Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, con el sistema de representación adoptado, se observa que las zonas de transmisión son algo distintas para los diferentes investigadores (Statens Provningsanstalt y A-Betong A B). Por otra parte, la viga G 1, en la cual el esfuerzo de pretensado es aproximadamente igual a la mitad del de las otras vigas, es la que da el coeficiente más elevado para $a/\varnothing$. Se supone que lo mismo sucede en el caso de las vigas G 2 y G 3, no representadas en la figura y en las cuales no se produjo deslizamiento. Se ha estimado que, teniendo en cuenta las diferencias antes señaladas, este hecho no era razón suficiente para tener que variar el sistema de interpretación y representación utilizado.

Toda la información relativa a los cables rugosos se recoge en la figura 16. A este respecto, la expresión "herrumbroso" utilizada por Hanson y Kaar se supone que corresponde a la de "rugoso". De la observación de la figura se deduce claramente la influencia de la rugosidad sobre la adherencia.

En vista de la dificultad de interpretación de los resultados obtenidos utilizando vigas enteras, los valores reseñados por A-Betong (vigas M 1 y M 4) se han llevado a la figura 17 junto con los de Hanson y Kaar ($8500 < \sigma_p < 10500$ kg/cm$^2$), relativos a cables pulidos. Es interesante señalar lo bien que esta interpretación concuerda con la adoptada en la figura 15 y también que los dos puntos que quedan por debajo de la línea inferior pueden hacerse coincidir con los restantes con sólo una muy pequeña reducción del valor $\sigma_p$; cosa perfectamente admisible para valores pequeños de $a$, para los cuales no llega a completarse la transmisión del esfuerzo de pretensado.

En los ensayos con cables de 7/16″ (11 mm) no se ha observado ningún efecto al variar el recubrimiento o la distribución de cercos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## 5. Recomendaciones para las normas.

Como principio general, toda reglamentación debe basarse en los resultados *desfavorables* de los ensayos, aunque no en los *más desfavorables*, los cuales puede admitirse que se deben a errores que se tendrán en cuenta adoptando un coeficiente de seguridad juiciosamente elegido. Cuanto menor sea el número de resultados experimentales disponibles o mayor la escasez de información, mayores deben ser las precauciones adoptadas.

Los resultados que, mostrando una buena concordancia, resulten más favorables que aquellos en los cuales se basan las reglamentaciones, podrán, en algunos casos particulares, dar origen a excepciones.

Con respecto a los temas que aquí se estudian, el anclaje y la longitud de transmisión, la posibilidad de conseguir unas normas ideales basadas en valores medios, desviaciones y probabilidades de error, es tan remota que cualquier intento en este sentido resultaría utópico.

*Adherencia de las barras estiradas en frío utilizadas como armaduras.*

Se propone que, para las zonas en las cuales es de esperar que el hormigón se fisure, se adopte la siguiente expresión:

$$\sigma_a^* = K_1 \frac{a}{\varphi} \geq \frac{M^*}{A \cdot z}$$

TABLA 5. — *Valores que se proponen para el coeficiente* $K_1$ *aplicable a la determinación de la adherencia de las barras estiradas en frío utilizadas como armaduras.*

| Tipo de armadura | $K_1$ (kg/cm²) |
|---|---|
| Barras corrugadas (Ps 50), pulidas o rugosas | 60 |
| Barras lisas (Ss 50), rugosas | 25 |
| Barras lisas (Ss 50), pulidas | 15 |

La tensión en la armadura se determina en función del máximo momento flector que actúa dentro de la longitud $h$, medida a partir de la sección en estudio.

Esta propuesta significa que para el acero Ps 50 el coeficiente de seguridad a rotura por adherencia deberá tomarse aproximadamente igual a 2 y que el valor de $\Delta$ correspondiente a $\sigma^*_a$ permanecerá normalmente $\leq 0{,}1$ mm. Para las barras rugosas de acero Ss 50, el coeficiente de seguridad será aproximadamente igual a 2,5 y para las pulidas, 3.

Esta propuesta es válida para armaduras horizontales situadas en la cabeza inferior de las piezas y con $\sigma'_{br} = 150$ kg/cm². Se recomienda que, para otros valores, el coeficiente de $a/\varnothing$ se corrija multiplicándolo por el factor $\sqrt{\frac{\sigma'_{br}}{150}}$, y que en el caso de armaduras horizontales dispuestas en la cabeza superior de las vigas se multiplique dicho coeficiente por 0,7.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

*Longitud de transmisión para las armaduras de pretensado constituidas por alambres o cables.*

TABLA 6. — *Propuesta para las normas relativas a la longitud de transmisión. Se admite que $\sigma_p$ varía linealmente entre $l$ y $l_0$.*

| TIPO DE ARMADURA DE PRETENSADO | DESTESADO | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Lento | | Brusco | |
| | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l}{\varphi}$ | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l}{\varphi}$ |
| Alambre liso, pulido | 20 | 200 | — | — |
| Alambre liso, rugoso | 20 | 170 | — | — |
| Alambre pulido, grafilado u ondulado | 10 | 140 | 30 | 175 |
| Alambre rugoso, grafilado u ondulado | 10 | 100 | 30 | 125 |
| Cable de siete alambres, pulido | 5 | 60 | 10 | 75 |
| Cable de siete alambres, rugoso | 0 | 35 | 5 | 45 |

La propuesta de la tabla 6 es aplicable para armaduras horizontales dispuestas en la cabeza inferior de las piezas y hormigones con una resistencia, en probeta cúbica, en el momento del destesado, no inferior a 250 kg/cm². Dichos valores deberán multiplicarse por 1,5 en el caso de armaduras horizontales situadas en la cabeza superior de las vigas (1).

Los valores tabulados son válidos para una tensión efectiva de pretensado de 12000 kilogramos/cm². Se entiende por tensión efectiva la que resulta al deducir de la tensión introducida en la armadura al tesar, las pérdidas ocasionadas por el acortamiento elástico experimentado por el hormigón al destesar. Para otros valores de la tensión efectiva deberán multiplicarse los indicados en la tabla por el factor $\left(\frac{\sigma_{p1}}{12.000}\right)^{0,75}$

En algunos aspectos, especialmente en lo que se refiere a los alambres lisos, dada la escasez de información en la bibliografía disponible, no existe una justificación especial para los valores propuestos. Por ello, se ha adoptado un criterio muy conservador y, en ciertas ocasiones, quizá esta precaución resulte excesiva. Por ejemplo, en el caso de alambres ondulados existen datos que parecen justificar la posibilidad de reducir en 20 unidades los valores dados para $l/\varnothing$.

*Anclaje de los alambres y cables de pretensado.*

Se propone que, en el caso de piezas o estructuras de hormigón que se prevea pueden fisurarse, la comprobación en rotura por flexión se realice aplicando la siguiente fórmula:

$$\sigma^*_{du} = \sigma_{p2} + K_2 \frac{a}{\varphi}$$

(1) Los resultados obtenidos en recientes investigaciones realizadas por la firma "A-Betong" sobre un gran número de probetas armadas con cables pulidos de 1/2" (12,7 mm) de diámetro, destesados bruscamente, inducen a proponer que, para estos casos, se adopte como factor multiplicador 2, en lugar de 1,5, cuando el espesor del hormigón por debajo de la armadura de pretensado sea igual o superior a los 20 cm.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 7. — *Valores que se proponen para el coeficiente* $K_2$, *aplicable a la determinación del anclaje de las armaduras de pretensado.*

| TIPO DE ARMADURA DE PRETENSADO | $K_2$ (kg/cm²) |
|---|---|
| Alambre liso, pulido | — |
| Alambre liso, rugoso | 10 |
| Alambre pulido, grafilado u ondulado | 25 |
| Alambre rugoso, grafilado u ondulado | 25 |
| Cable de siete alambres, pulido | 25 |
| Cable de siete alambres, rugoso | 50 |

La tensión en la armadura se determina en función del máximo momento flector que actúa dentro de la longitud $h$, medida a partir de la sección en estudio.

Los valores propuestos suponen un coeficiente de seguridad variable aproximadamente entre 1,5 y 2.

Esta propuesta es válida para armaduras horizontales de pretensado dispuestas en la cabeza inferior de la pieza y para valores tales que $7500 < \sigma_p < 15000$, aproximadamente. Para valores de $\sigma_p$ menores se supone que deben corresponder mayores valores de $K_2$.

Se exige que el valor de la resistencia del hormigón, en probeta cúbica, en el instante del destesado sea igual o superior a 250 kg/cm². No obstante, es preferible que, en ese instante, el hormigón haya alcanzado ya una proporción relativamente grande de su resistencia final. Por ello, resulta más aconsejable que, para una propuesta de norma, se adopte el valor de 300 kg/cm².

Se propone que para el caso de armaduras horizontales pretensadas, situadas en la cabeza superior de las piezas, el término que se suma a $\sigma_p$ se multiplique por el factor 0,7.

## REFERENCIAS


1. NORMAN W. HANSON and PAUL H. KAAR: "Flexural Bond Test of Pre-Tensioned Prestressed Beams", JACI, enero 1959.
2. HUBERT RÜSCH und GALLUS REHM: "Versuche zur Bestimmung der Ubertragungslänge von Spannstählen", DAFS, Heft 147.
3. AKE HOLMBERG: "Studier rörande armeringsnäts hallfasthet och förankring", Halmstads Järnverks Tekniska Meddelanden, núm. 7, 1960.
4. PAUL H. KAAR, ROBERT W. LA FRAUGH and MARK A. MASS "Influence of Concrete Strength On Strand Transfer Length", JPCI, octubre 1963.
5. G. D. BASE: "An Investigation of Transmission Length in Pre-Tensioned Concrete), Cement and Concrete Association, Research Report, núm. 5, agosto 1958.




Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

*Longitud de transmisión para las armaduras de pretensado constituidas por alambres o cables.*

TABLA 6. — *Propuesta para las normas relativas a la longitud de transmisión. Se admite que $\sigma_p$ varía linealmente entre $l$ y $l_0$.*

| TIPO DE ARMADURA DE PRETENSADO | DESTESADO | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Lento | | Brusco | |
| | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l}{\varphi}$ | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l}{\varphi}$ |
| Alambre liso, pulido | 20 | 200 | — | — |
| Alambre liso, rugoso | 20 | 170 | — | — |
| Alambre pulido, grafilado u ondulado | 10 | 140 | 30 | 175 |
| Alambre rugoso, grafilado u ondulado | 10 | 100 | 30 | 125 |
| Cable de siete alambres, pulido | 5 | 60 | 10 | 75 |
| Cable de siete alambres, rugoso | 0 | 35 | 5 | 45 |

La propuesta de la tabla 6 es aplicable para armaduras horizontales dispuestas en la cabeza inferior de las piezas y hormigones con una resistencia, en probeta cúbica, en el momento del destesado, no inferior a 250 kg/cm². Dichos valores deberán multiplicarse por 1,5 en el caso de armaduras horizontales situadas en la cabeza superior de las vigas (1).

Los valores tabulados son válidos para una tensión efectiva de pretensado de 12000 kilogramos/cm². Se entiende por tensión efectiva la que resulta al deducir de la tensión introducida en la armadura al tesar, las pérdidas ocasionadas por el acortamiento elástico experimentado por el hormigón al destesar. Para otros valores de la tensión efectiva deberán multiplicarse los indicados en la tabla por el factor $\left(\frac{\sigma_{p1}}{12.000}\right)^{0,75}$

En algunos aspectos, especialmente en lo que se refiere a los alambres lisos, dada la escasez de información en la bibliografía disponible, no existe una justificación especial para los valores propuestos. Por ello, se ha adoptado un criterio muy conservador y, en ciertas ocasiones, quizá esta precaución resulte excesiva. Por ejemplo, en el caso de alambres ondulados existen datos que parecen justificar la posibilidad de reducir en 20 unidades los valores dados para $l/\varnothing$.

*Anclaje de los alambres y cables de pretensado.*

Se propone que, en el caso de piezas o estructuras de hormigón que se prevea pueden fisurarse, la comprobación en rotura por flexión se realice aplicando la siguiente fórmula:

$$\sigma^*_{du} = \sigma_{p2} + K_2 \frac{a}{\varphi}$$

(1) Los resultados obtenidos en recientes investigaciones realizadas por la firma "A-Betong" sobre un gran número de probetas armadas con cables pulidos de 1/2" (12,7 mm) de diámetro, destesados bruscamente, inducen a proponer que, para estos casos, se adopte como factor multiplicador 2, en lugar de 1,5, cuando el espesor del hormigón por debajo de la armadura de pretensado sea igual o superior a los 20 cm.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 7. — *Valores que se proponen para el coeficiente* $K_2$, *aplicable a la determinación del anclaje de las armaduras de pretensado.*

| TIPO DE ARMADURA DE PRETENSADO | $K_2$ (kg/cm²) |
|---|---|
| Alambre liso, pulido | — |
| Alambre liso, rugoso | 10 |
| Alambre pulido, grafilado u ondulado | 25 |
| Alambre rugoso, grafilado u ondulado | 25 |
| Cable de siete alambres, pulido | 25 |
| Cable de siete alambres, rugoso | 50 |

La tensión en la armadura se determina en función del máximo momento flector que actúa dentro de la longitud $h$, medida a partir de la sección en estudio.

Los valores propuestos suponen un coeficiente de seguridad variable aproximadamente entre 1,5 y 2.

Esta propuesta es válida para armaduras horizontales de pretensado dispuestas en la cabeza inferior de la pieza y para valores tales que $7500 < \sigma_p < 15000$, aproximadamente. Para valores de $\sigma_p$ menores se supone que deben corresponder mayores valores de $K_2$.

Se exige que el valor de la resistencia del hormigón, en probeta cúbica, en el instante del destesado sea igual o superior a 250 kg/cm². No obstante, es preferible que, en ese instante, el hormigón haya alcanzado ya una proporción relativamente grande de su resistencia final. Por ello, resulta más aconsejable que, para una propuesta de norma, se adopte el valor de 300 kg/cm².

Se propone que para el caso de armaduras horizontales pretensadas, situadas en la cabeza superior de las piezas, el término que se suma a $\sigma_p$ se multiplique por el factor 0,7.

## REFERENCIAS


1. NORMAN W. HANSON and PAUL H. KAAR: "Flexural Bond Test of Pre-Tensioned Prestressed Beams", JACI, enero 1959.
2. HUBERT RÜSCH und GALLUS REHM: "Versuche zur Bestimmung der Ubertragungslänge von Spannstählen", DAFS, Heft 147.
3. AKE HOLMBERG: "Studier rörande armeringsnäts hallfasthet och förankring", Halmstads Järnverks Tekniska Meddelanden, núm. 7, 1960.
4. PAUL H. KAAR, ROBERT W. LA FRAUGH and MARK A. MASS "Influence of Concrete Strength On Strand Transfer Length", JPCI, octubre 1963.
5. G. D. BASE: "An Investigation of Transmission Length in Pre-Tensioned Concrete), Cement and Concrete Association, Research Report, núm. 5, agosto 1958.




Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

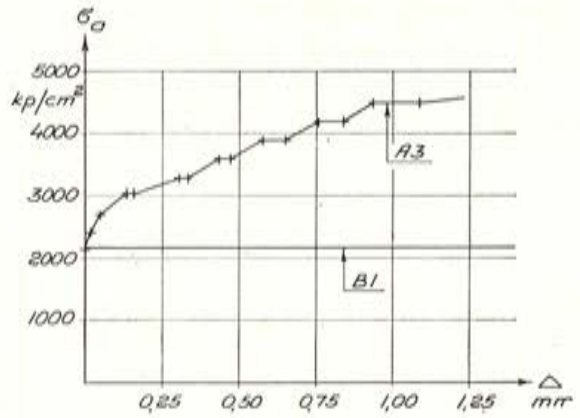



Figura 1.

Deslizamiento Δ (mm) del extremo de la armadura en las vigas A 3 y B 1. Cada incremento de carga se realiza en dos minutos, manteniéndose aplicado cada estado de carga, con un valor constante, durante ocho minutos.

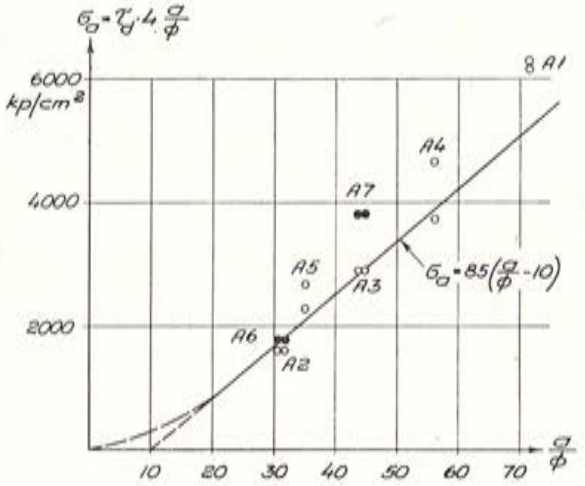



Figura 2.

Tensión en la armadura para un deslizamiento medio de 0, 1 mm en el extremo de las barras de las vigas A 1-A 7. Los círculos negros corresponden a barras rugosas; los blancos, a barras pulidas.

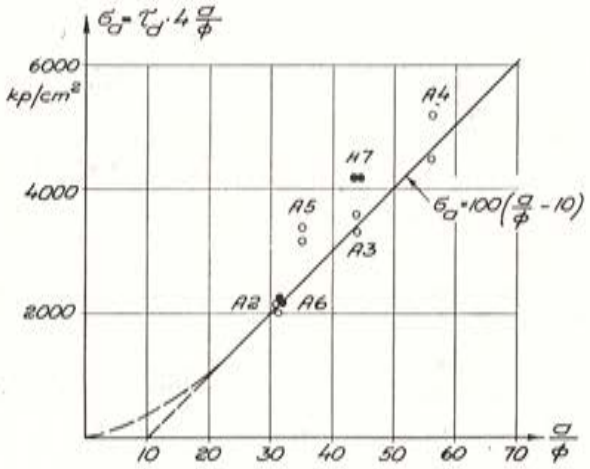



Figura 3.

Tensión en la armadura para un deslizamiento medio de 0,3 mm en el extremo de las barras de las vigas A 2-A 7. Los círculos negros corresponden a barras rugosas; los blancos, a barras pulidas.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

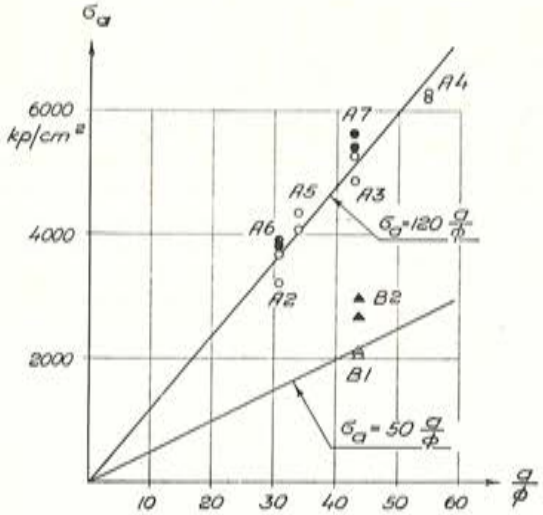



Figura 4.

Tensión en la armadura en el instante del fallo de adherencia, en las vigas A 2-A 7 y B 1 y B 2. Las marcas negras corresponden a barras rugosas; las blancas, a barras pulidas.

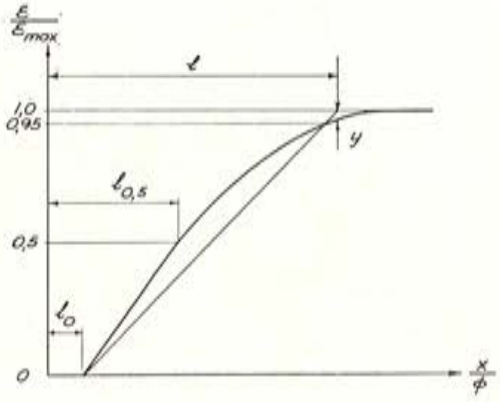



Figura 5.

Diagrama de deformaciones a lo largo de la viga O-X, a partir de su extremo. Las deformaciones se midieron en el paramento lateral de la viga y se han señalado tres valores característicos, $l_0$, $l_{0,5}$ y $l$, el último de los cuales representa, con muy poco error, la longitud de transmisión.

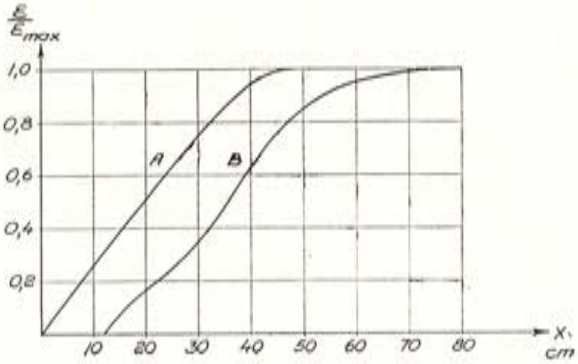



Figura 6.

Diagramas de deformaciones en el paramento lateral de una viga, según Base, para armaduras situadas en la cabeza inferior de la viga (A) y en la cabeza superior (B), respectivamente.

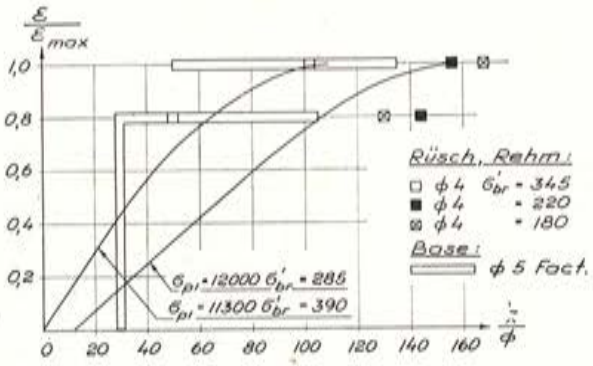



Figura 7.

Diagramas de deformaciones para las vigas C 3 y C 4 y resultados correspondientes, según Rüsch y Rehm y Base, para alambres de pretensado, grafilados y pulidos. Es evidente que el grafilado de los alambres utilizados por Base es el menos eficaz. La abreviatura "Fact" indica que los ensayos correspondientes han sido realizados en fábrica.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

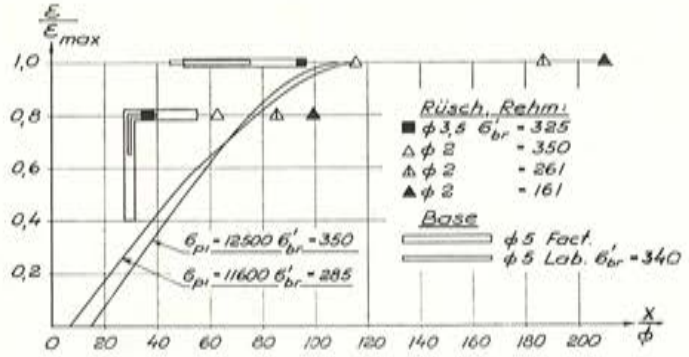



Figura 8.

Diagramas de deformaciones para las vigas D 3 y D 4 y resultados correspondientes, según Rüsch y Rehm y Base, para alambres de pretensado, ondulados y pulidos. La abreviatura "Lab" indica que los ensayos correspondientes han sido realizados en laboratorio.

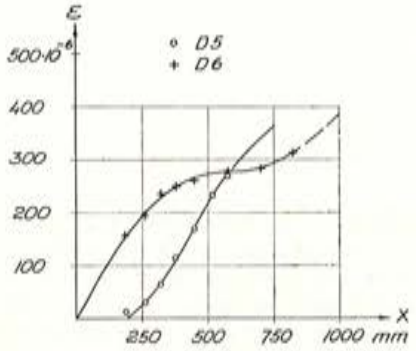



Figura 9.

Diagramas de deformaciones para las vigas D 5 y D 6. En la viga D 5 el destesado se realizó bruscamente y en la D 6 lentamente.

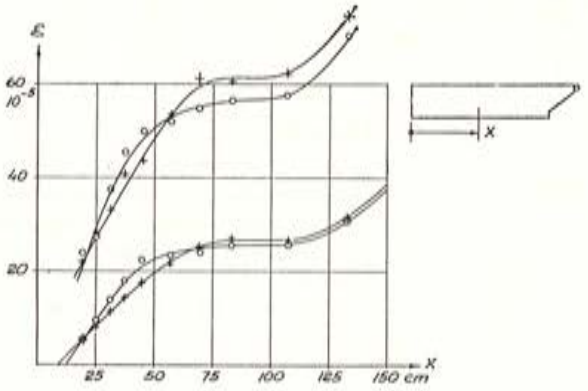



Figura 10.

Diagramas de deformaciones para la viga E 3, medidas al nivel de las armaduras en los dos paramentos laterales de la pieza. Las curvas inferiores corresponden a los resultados obtenidos en ensayos realizados inmediatamente después del destesado, mientras que las superiores corresponden a ensayos efectuados diecisiete días más tarde.

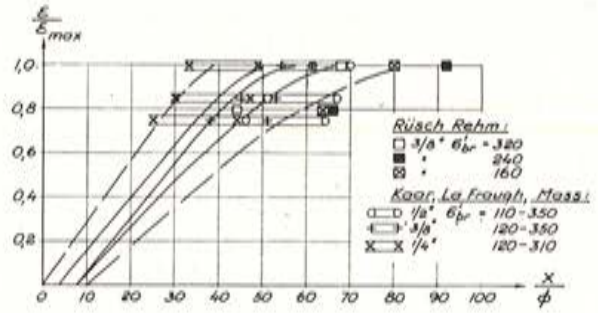



Figura 11.

Diagramas de deformaciones para vigas armadas con cables pulidos, destesados bruscamente. Los resultados de los correspondientes ensayos, recogidos en las tablas 3 y 4, se representan por sus valores medios (líneas continuas) y sus dispersiones (líneas de trazos). Los valores medidos sobre cada uno de los paramentos laterales de las vigas se han tomado separadamente.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

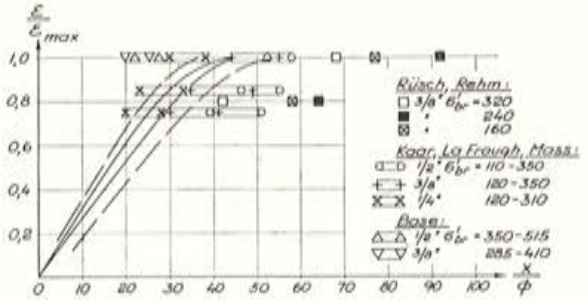



Figura 12.

Diagramas de deformaciones para vigas armadas con cables pulidos, destesados lentamente. Los resultados de los correspondientes ensayos se representan por sus valores medios (líneas continuas) y dispersiones (líneas de trazos).

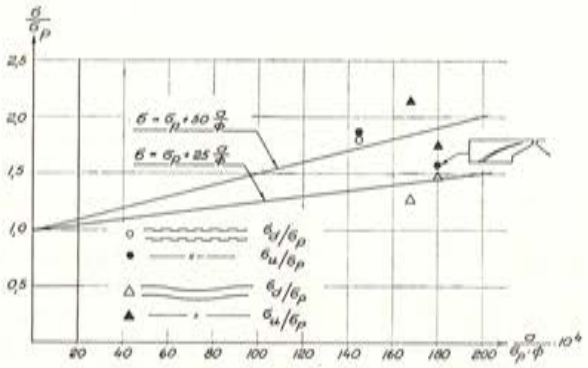


Figura 13.

Tensiones de adherencia, en kg/cm², para alambres pulidos, de acuerdo con la tabla 2. El símbolo $\sigma_p$ tiene el mismo significado que el $\sigma_{p2}$ de la tabla (1).

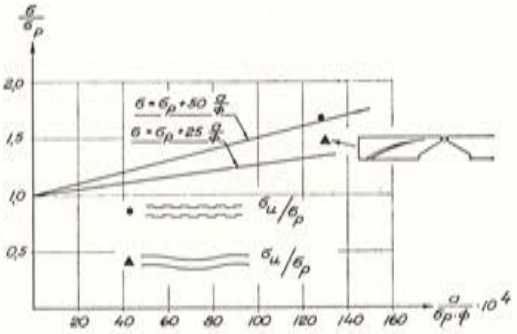


Figura 14.

Tensiones de adherencia, en kg/cm², para alambres rugosos, de acuerdo con la tabla 2. El símbolo $\sigma_p$ de la figura tiene el mismo significado que el de $\sigma_{p2}$ de la tabla.

(1) En posteriores ensayos realizados por los autores sobre vigas enteras, con valores relativamente bajos de $\sigma_p$, y pretensadas mediante alambres lisos, pulidos, de 2,5 mm de diámetro, destesados lentamente, se han obtenido los siguientes valores:

| $\frac{\sigma_d}{\sigma_p}$ | $\frac{a}{\sigma_p \times \varnothing} \times 10^4$ | Causa de la rotura |
|---|---|---|
| 2,6 | 1450 | Fallo de adherencia. |
| 2,8 | 1450 | Fallo de adherencia. |



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

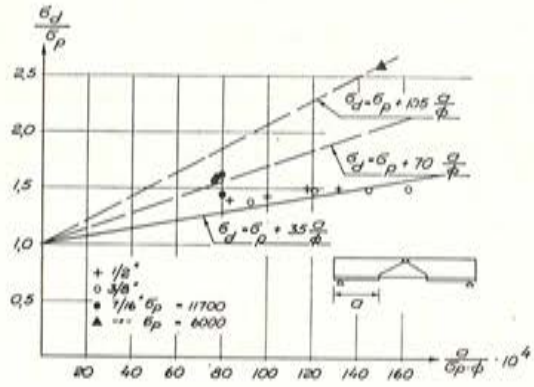



Figura 15.

Tensiones de adherencia, en kg/cm$_2$, para cables pulidos, en vigas partidas, de acuerdo con la tabla 3. El símbolo $\sigma_p$ de la figura tiene el mismo significado que el $\sigma_{p2}$ de la tabla (1).

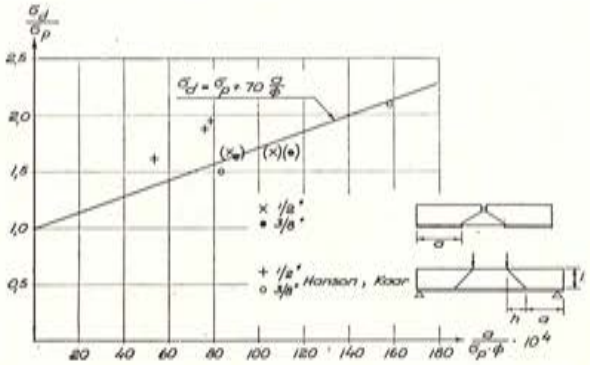



Figura 16.

Tensiones de adherencia, en kg/cm², para cables rugosos, en las vigas E 5, E 6, L 5 y L 6 y en ensayos realizados por Hanson y Kaar. El símbolo $\sigma_p$ de la figura tiene el mismo significado que el $\sigma_{p2}$ de la tabla. Los signos entre paréntesis se refieren a vigas en las cuales los cables se rompieron sin deslizar.

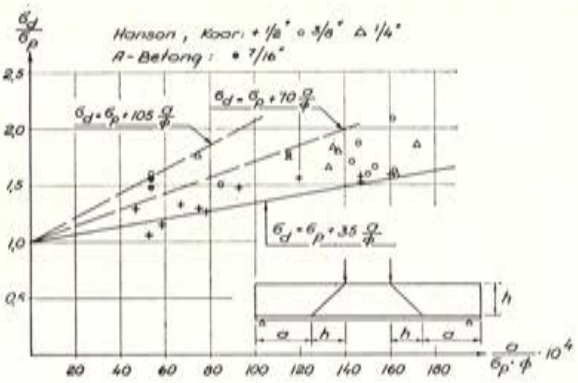



Figura 17.

Tensiones de adherencia, en kg/cm², para cables pulidos, en las vigas enteras M 1 y M 4 de la tabla 4 y en ensayos realizados por Hanson y Kaar. El símbolo $\sigma_p$ de la figura tiene el mismo significado que el $\sigma_{p2}$ de la tabla.

---

(1) En posteriores ensayos realizados por la firma "A-Betong", con valores relativamente bajos de $\sigma_p$ y utilizando cables pulidos de 1/2" (12,7 mm) de diámetro, destesados bruscamente, se han obtenido los siguientes resultados:

| $\frac{\sigma_d}{\sigma_p}$ | $\frac{a}{\sigma_p \times \varnothing} \times 10^4$ | CAUSA DE LA ROTURA |
|---|---|---|
| > 2,1 | 121 | Rotura del cable. |
| 2,4 | 138 | Rotura del cable, después de un deslizamiento de 0,005 mm. |



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

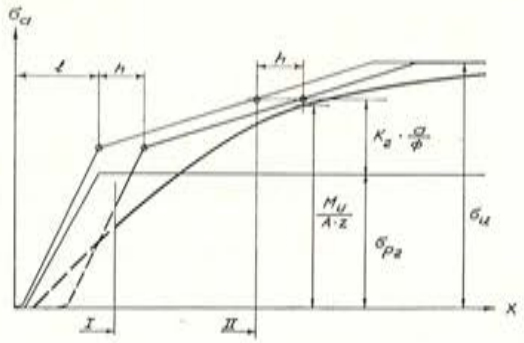
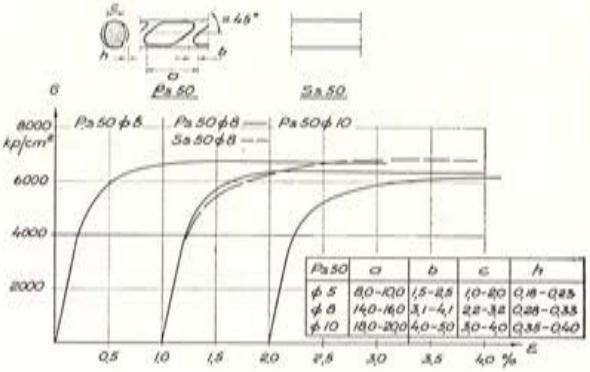



Figura 18.

Diagramas comparativos de la tensión, en la armadura de pretensado, originada por el momento de rotura $\frac{M_u}{A \cdot z}$; la tensión admisible en la armadura en el caso de rotura por flexión ($\sigma^*_{du} = \sigma_p + K_a \frac{a}{\varnothing}$), y la tensión de rotura de la armadura ($\sigma_u$). Con I se designa la posición de la fisura más próxima al apoyo y con II la de la sección en la cual la armadura está sometida al máximo esfuerzo de arrancamiento. Obsérvese el corrimiento relativo, en una longitud *h*, de los diagramas. Esto significa que la tensión máxma en la armadura, en una sección de abscisa "*x*", viene dada, aproximadamente, por el momento máximo que actúa en $x \pm h$.




| Ps 50 | a | b | c | h |
|---|---|---|---|---|
| φ 5 | 8,0-10,0 | 1,5-2,5 | 1,0-2,0 | 0,18-0,25 |
| φ 8 | 14,0-16,0 | 3,1-4,1 | 2,2-3,2 | 0,28-0,35 |
| φ 10 | 18,0-20,0 | 4,0-5,0 | 3,0-4,0 | 0,35-0,40 |

Figura 19.

Características geométricas de las armaduras Ps 50 y Ss 50 y diagramas tensiones-deformaciones de las mismas.

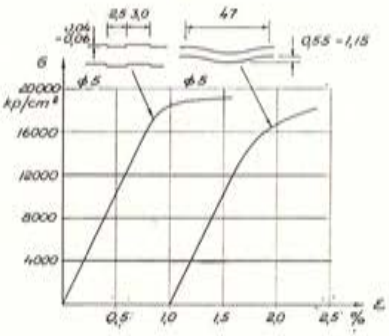



Figura 20.

Características geométricas de los alambres de pretensado grafilados y ondulados y diagramas tensiones-deformaciones correspondientes.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

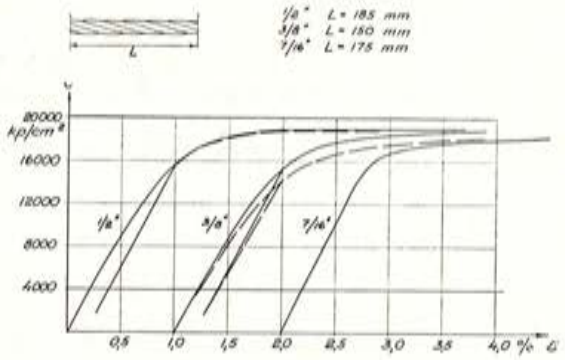



Figura 21.

Tipos de cables y diagramas tensiones-deformaciones correspondientes. Las curvas de trazos se refieren a cables rugosos; las continuas, a cables pulidos.

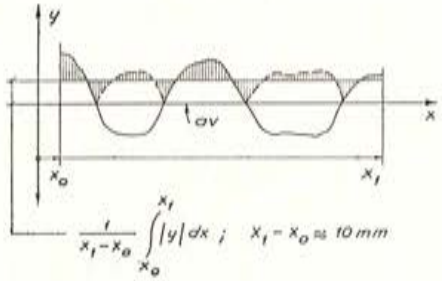



Figura 22.

Definición de la desviación media de acuerdo con la ISO.

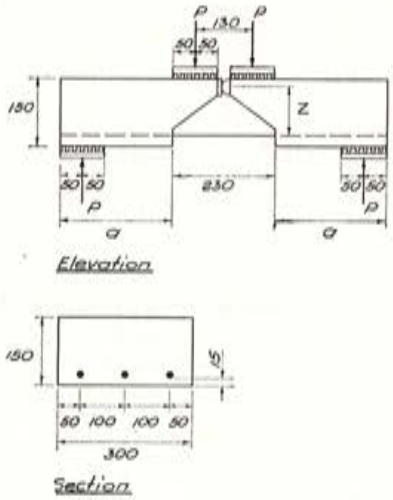



Figura 23.

Viga partida utilizada para los ensayos con barras estiradas en frío.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

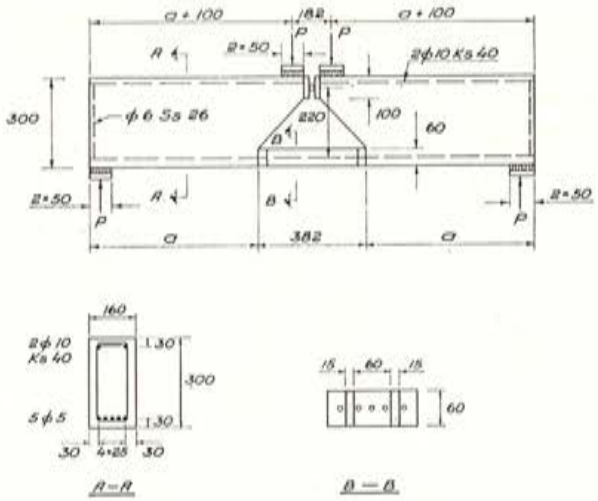



Figura 24.

Viga partida utilizada para los ensayos con alambres de pretensado.

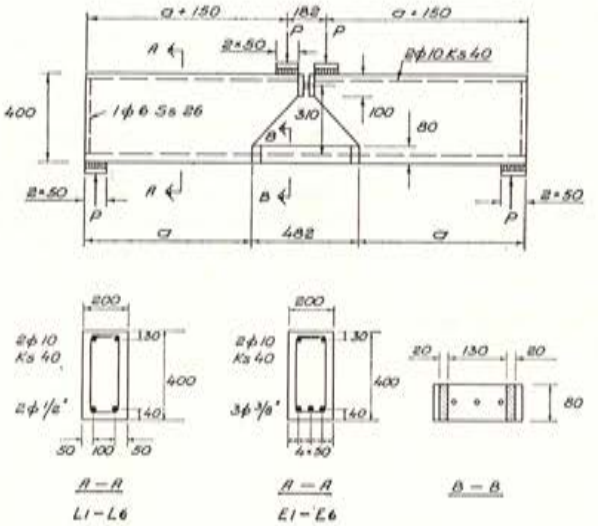



Figura 25.

Viga partida utilizada para los ensayos con cables de 3/8" (9,5 mm) y 1/2" (12,7 mm).

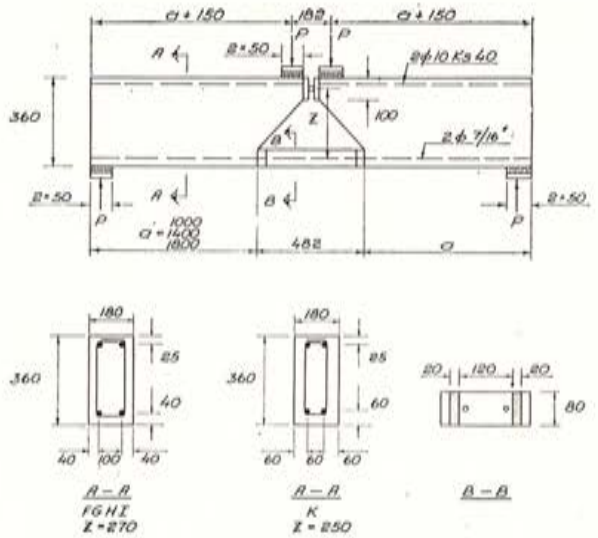



Figura 26.

Viga partida utilizada para los ensayos con cables de 7/16" (11 mm).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

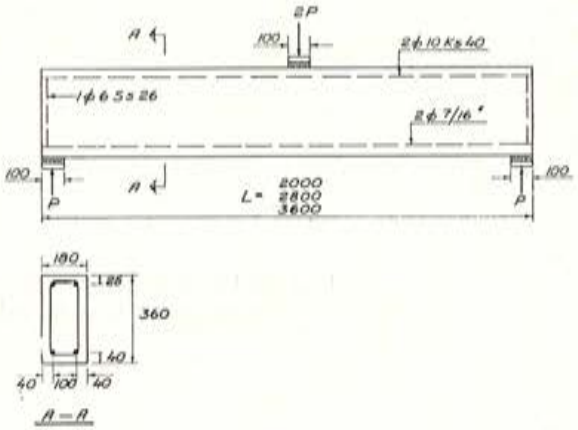



Figura 27.

Viga entera utilizada para los ensayos con cables de 7/16" (11 mm).

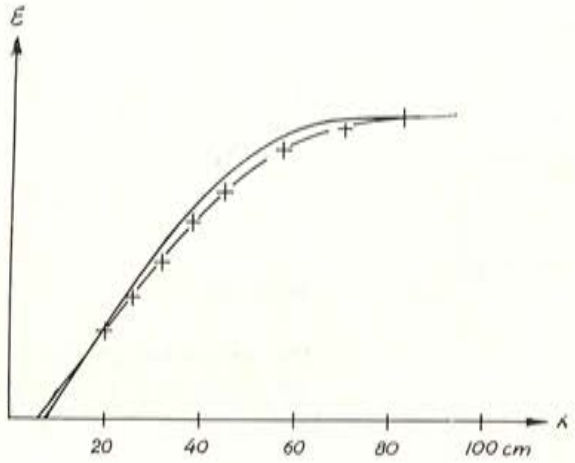



Figura 28.

Diagrama real (línea continua) y experimental (línea de trazos) que representan la relación entre la distancia al extremo de la viga y la deformación.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## APENDICE 1. MATERIAL UTILIZADO

### Armaduras activas y pasivas.

| TIPO | φ | Area cm² | Límite elástico al 0,2 % (kg/cm²) | Tensión de rotura (kg/cm²) | Norma sueca | Figura |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Ps 50 | 5 mm | 0,190 | 6000 | 6750 | 21 25 19 | 19 |
| Ps 50 | 8 mm | 0,495 | 5800 | 6460 | 21 25 19 | 19 |
| Ps 50 | 10 mm | 0,780 | 5300 | 6.290 | 21 25 19 | 19 |
| Ss 50 | 8 mm | 0,495 | 5400 | 6880 | 21 25 18 | 19 |
| Alambre grafilado de pretensado | 5 mm | 0,195 | 18500 | 19900 | | 20 |
| Alambre ondulado de pretensado | 5 mm | 0,195 | 16700 | 19500 | | 20 |
| Cable pulido | 3/8″ ( 9,5 mm) | 0,545 | 15100 | 18800 | | 21 |
| Cable pulido | 7/16″ (11 mm) | 0,758 | 17100 | 19000 | | 21 |
| Cable pulido | 1/2″ (12,7 mm) | 0,895 | 15900 | 19100 | | 21 |
| Cable rugoso | 3/8″ ( 9,5 mm) | 0,565 | 14300 | 18100 | | 21 |
| Cable rugoso | 1/2″ (12,7 mm) | 0,915 | 15600 | 18600 | | 21 |

Las barras y alambres rugosos fueron sometidos, en laboratorio, a un tratamiento químico superficial cuidadosamente controlado. La desviación superficial media, o distancia media de los diferentes puntos de la superficie respecto al eje (véase fig. 22), obtenida, de acuerdo con la norma SMS 673 (recomendación 221 de la ISO), como media de los valores correspondientes a dos puntos por lo menos de medida, con dos lecturas en cada uno de ellos, no debe ser inferior a 1,0 μ m. Las barras y alambres lisos, pulidos, se utilizaron exentos de herrumbre y lavados con tricloroetileno.

### Hormigón.

| Vigas | Tipo de cemento | Cantidad de cemento (kg/m³) | Relación cemento/agua |
|---|---|---|---|
| A 1-B 2 | Stora Vika, normal | 188 | 0,93 |
| C 1-E 6 | Limhamn, endurecimiento rápido | 425 | 2,38 |
| L 1-L 6 | Limhamn, endurecimiento rápido | 425 | 2,38 |
| F 1-K 3 | Limhamn, normal con 0,5-1 % de $Cl_2Ca$ | 399-342 | 1,92-2,04 |
| M 1-M 5 | Limhamn, normal | 341 | 1,92-2,04 |
| M 6 | Limhamn, normal | 341 | 1,69 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## APENDICE 2. LAS VIGAS DE ENSAYO

En la figura 23 se representan las vigas utilizadas en los ensayos destinados a determinar la adherencia de las barras estiradas en frío. Las cargas *P* se aplicaron a través de placas metálicas y tableros porosos de fibra de madera de 1/2″ (12,7 mm) de espesor. La junta entre las dos mitades de la viga consistía en una barra semicircular de acero, apoyada en una placa rectangular. Para mantener unidas las dos mitades de las vigas, hasta el momento de colocarlas en la máquina de ensayo, se disponían dos barras de 5 mm de diámetro inmediatamente debajo de la junta, las cuales se cortaban antes de iniciar el ensayo.

Las vigas utilizadas para determinar la longitud de transmisión y la adherencia en las armaduras de pretensado, se representa en la figura 24. Difieren de las anteriores en que, con el fin de aumentar la superficie de apoyo en la junta, ésta se formó utilizando una barra circular situada entre dos placas metálicas rectangulares. Además, para resistir el esfuerzo de pretensado, se intercaló entre las dos mitades de la viga, a la altura de la armadura, una pieza metálica suficientemente resistente.

La figura 25 representa el tipo de viga utilizado para los ensayos destinados a determinar la longitud de transmisión y la adherencia de los cables de 3/8″ (9,5 mm) y 1/2″ (12,7 mm). Es análogo al anteriormente descrito.

En la figura 26 se esquematiza el tipo de viga, también análogo a los anteriores, utilizado para determinar la longitud de transmisión y la adherencia en el caso de cables de 7/16″ (11 mm). En estos ensayos se variaba la distribución de estribos y la magnitud del esfuerzo de pretensado.

Las vigas enteras tipo M, utilizadas también para determinar la longitud de transmisión y la adherencia en el caso de cables de 7/16″ (11 mm) son análogas a las representadas en la figura 26, pero enteras en vez de partidas; no llevan, por consiguiente, intercalada en su zona central la pieza metálica destinada a soportar el esfuerzo de pretensado (véase figura 27).

Las vigas C 1-E 6 y L 1-L 6 se hormigonaron de dos en dos en una misma bancada de fabricación y todas sus armaduras se tesaron simultáneamente. El destesado se realizó cortando con soplete las armaduras, de una en una, en el espacio comprendido entre el extremo de la viga y el anclaje, por lo que debe considerarse como un destesado brusco. Por el contrario, los otros extremos de las vigas colocadas en la bancada puede admitirse que se destesaron lentamente.

Las vigas F 1-K 3 y M 1-M 6 se hormigonaron de tres en tres en una misma bancada de fabricación y sus armaduras se tesaron individualmente. El destesado se realizó cortando casi simultáneamente las armaduras en ambos extremos de la bancada, de dos en dos. En consecuencia, las vigas con los números 1 y 3 puede suponerse que se destesaron bruscamente por un extremo, mientras que los demás extremos de las piezas se considera que han sido destesados lentamente.

En estos criterios se basa la indicación de destesado brusco o lento que, para los distintos extremos de las vigas aparece en las tablas 2 a 4.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## APENDICE 3. METODOS DE OBSERVACION Y ERRORES DE OBSERVACION

### Deformación del hormigón.

La medición de las deformaciones se realizó utilizando un elongámetro para determinar la distancia entre puntos de referencia fijados a los paramentos laterales de las vigas. La longitud de la base de medida en las vigas C 3-C 6, D 3-D 6, E 3-E 6 y L 3-L 6 era de 10″ (254 mm) y en las F 1-K 3 y M 1-M 6, de 8″ (203 mm). En la zona correspondiente a la longitud de transmisión prevista, los puntos de referencia en los extremos de la viga se situaron a distancias iguales a un cuarto de la longitud de la base, después a intervalos iguales a la mitad de dicha longitud de base y, finalmente, en las vigas largas, a distancias iguales a esta longitud. Además de las mediciones efectuadas al nivel de las armaduras se determinaron también las deformaciones a lo largo de dos líneas paralelas a éstas situadas, una en el borde superior de la viga y otra a la mitad del canto.

Según que la curva que representa la relación entre la distancia desde el extremo de la viga y la deformación, dibujada de trazo continuo en la figura 28, sea cóncava hacia arriba o hacia abajo, la longitud de transmisión, de acuerdo con el método de observación elegido, resultará aparentemente demasiado corta o demasiado larga. Sin embargo, se ha estimado que este error tenía menos importancia que algunos otros inherentes al método de observación utilizado y, por tanto, no se ha tenido en cuenta.

### Esfuerzo de pretensado.

Utilizando elongámetros pegados a la pieza metálica calibrada introducida en el centro de las vigas partidas, se puede determinar directamente la magnitud del esfuerzo de pretensado de las armaduras y también comprobar su valor en relación con la carga aplicada, debiendo para ello esperarse a que se estabilicen las deformaciones en la pieza metálica.

El último procedimiento, sin embargo, da para el esfuerzo de pretensado valores que resultan un 4,5 por 100 superiores a los obtenidos con el primero. Probablemente, ello sea debido a lo siguiente:

1. Las armaduras, en las proximidades de la pieza metálica insertada, experimentan deslizamientos con respecto al hormigón.
2. La sección transversal de dicha pieza, flecta.
3. Esta pieza, en su conjunto, flecta también cuando flectan los extremos de la viga.
4. Como consecuencia del rozamiento, las cargas y reacciones que actúan sobre la viga se inclinan respecto a la vertical.

Un intento realizado para expresar numéricamente los errores debidos a estas cuatro causas ha dado los siguientes valores, respectivamente: 0,5-1 por 100; 1 por 100; 2 por 100 y 0,5-1 por 100. La suma de todos ellos, por tanto, representa, aproximadamente, el 4,5 por 100. Para compensarlos sin originar nuevos errores, se ha propuesto aumentar para el cálculo el valor del esfuerzo de pretensado medido en la pieza metálica insertada, en un 1,5 por 100, y reducir la carga exterior en un 1 por 100.

El esfuerzo efectivo de pretensado se obtuvo, a partir del medido, introduciendo una corrección basada en la deformación observada en el hormigón.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# RESUMEN

Este trabajo del Instituto Nacional Sueco para la Investigación de la Construcción se basa en tres series de ensayos, especialmente realizados a tal objeto, y en una serie de datos recogidos en distintas publicaciones que se ha considerado que ofrecían las necesarias garantías. Salvo en un caso, los ensayos se efectuaron sobre un tipo de viga, propuesto por el Profesor Carl Forsell, que resulta análogo al extremo de una viga normal, en lo que a las condiciones de anclaje respecta, y en cambio, para el momento máximo, debido a las condiciones de apoyo, posee un brazo de palanca interno definido, gracias a lo cual se conoce exactamente el esfuerzo que actúa en la armadura ordinaria o de pretensado. El caso que constituye excepción consiste en una serie de vigas, con sección transversal de área costante, armadas con cables de pretensado de 7/16″ (11 mm). Los resultados de estos últimos ensayos se comparan con los obtenidos en las experiencias realizadas por Hanson y Kaar y por Rüsch y Rehm.

En el caso de barras estiradas en frío utilizadas como armaduras ordinarias, sin pretensar, las variables estudiadas fueron la forma, las condiciones superficiales y la longitud embebidas en el hormigón. Aunque se procuró que la calidad del hormigón fuese constante, para eliminr la posible influencia de la variación de esta característica, se introdujo una corrección en los cálculos.

Las observaciones efectuadas se refieren al deslizamiento de la armadura y a la carga de agotamiento y la causa del agotamiento.

Para el caso de alambres de pretensado las variables estudiadas fueron también la forma, las condiciones superficiales y la longitud embebidas en el hormigón. Se midieron las deformaciones en los paramentos de las piezas, al nivel de las armaduras, y basándose en ellas se determinó la longitud de transmisión. También se determinaron la carga de agotamiento y la causa del mismo. Como en el caso anterior, se procuró mantener como constante la calidad del hormigón. Se supuso que esta característica, por encima de un límite determinado, habría de tener poca importancia y esta hipótesis se vio confirmada por las observaciones efectuadas en estos ensayos y en una serie de investigaciones realizadas por la P.C.A.

Los resultados obtenidos en estos ensayos sobre alambres de pretensado se comparan con los reseñados en el informe publicado por Base.

Respecto a los cables, las variables consideradas fueron las dimensiones, las condiciones superficiales, la longitud embebida en el hormigón, los recubrimientos, el valor del esfuerzo de pretensado y la distribución de cercos. Se estudiaron los mismos conceptos que en el caso de alambres.




Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## RECOMENDACIONES PARA LAS NORMAS

**Adherencia de las barras estiradas en frío utilizadas como armaduras ordinarias.**

Se propone que para las zonas en las cuales es de esperar que el hormigón se fisure, se utilice la siguiente expresión:

$$\sigma_a^* = K_1 \frac{a}{\varphi} \geq \frac{M^*}{A \cdot z}$$

tomándose para el coeficiente $K_1$ los siguientes valores:

| TIPO DE ARMADURA | $K_1$ (kg/cm²) |
|---|---|
| Barras corrugadas (Ps50), pulidas o rugosas | 60 |
| Barras lisas (Ss50), rugosas | 25 |
| Barras lisas (Ss50), pulidas | 15 |

Las tensiones se determinarán en función del momento flector máximo, para una sección situada a la distancia $h$ medida a partir de la sección en estudio.

La propuesta formulada significa que para las barras Ps 50, el coeficiente de seguridad frente a un fallo de adherencia será 2, aproximadamente, y que el valor de $\Delta$ correspondiente a $\sigma^*_a$ permanecerá normalmente $\leq$ 0,1 mm. Para las barras Ss 50, rugosas, el coeficiente de seguridad será de 2,5, aproximadamente, y para las Ss 50, pulidas, de 3.

La propuesta es válida para las armaduras horizontales situadas en la cabeza inferior de las piezas y un hormigón de $\sigma'_{br} = 150$ kg/cm². Para otros valores, el coeficiente de $a/\varnothing$ debe corregirse multiplicándolo por el factor $\sqrt{\frac{\sigma'_{br}}{150}}$.

**Transmisión del esfuerzo de pretensado en el caso de alambres y cables.**

La propuesta que se formula se refiere a la longitud de transmisión. Se supone que $\sigma_p$ varía linealmente en la zona comprendida entre $l$ y $l_0$.

En la tabla que a continuación se incluye, se recogen los valores correspondientes al caso de armadura horizontal de pretensado dispuesta en la cabeza inferior de la pieza y para un hormigón de 250 kg/cm² de resistencia en probeta cúbica, como mínimo, en el momento del destesado.

| TIPO DE ARMADURA DE PRETENSADO | DESTESADO | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Lento | | Brusco | |
| | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l}{\varphi}$ | $\frac{l_0}{\varphi}$ | $\frac{l}{\varphi}$ |
| Alambre liso, pulido | 20 | 200 | — | — |
| Alambre liso, rugoso | 20 | 170 | — | — |
| Alambre grafilado u ondulado, pulido | 10 | 140 | 30 | 175 |
| Alambre grafilado u ondulado, rugoso | 10 | 100 | 30 | 125 |
| Cable de siete alambres, pulido | 5 | 60 | 10 | 75 |
| Cable de siete alambres, rugoso | 0 | 35 | 5 | 45 |



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Estos valores corresponden a un esfuerzo efectivo de pretensado de 12000 kg/cm². Si dicho esfuerzo varía, los valores tabulados habrá que multiplicarlos por el factor $\left(\frac{\sigma_{p1}}{120.0}\right)^{0,75}$ Se entiende por tensión efectiva de pretensado la existente en la armadura tesa después de experimentadas las pérdidas correspondientes al acortamiento elástico que se produce en el hormigón inmediatamente después del destesado.

**Adherencia de los alambres y cables de pretensado.**

Se propone que para comprobar las estructuras de hormigón en rotura por flexión, en los casos en que se prevea que el hormigón pueda fisurarse, se utilice la siguiente expresión:

$$\sigma_{du}^{*} = \sigma_{p2} + K_2 \frac{a}{\varphi}$$

En ella, el coeficiente $K_2$, función de la adherencia de las armaduras de pretensado, debe introducirse con los siguientes valores, según los casos:

| Tipo de las armaduras de pretensado | $K$ (kg/cm²) |
|---|---|
| Alambres lisos, pulidos | — |
| Alambres lisos, rugosos | 10 |
| Alambres grafilados u ondulados, pulidos | 25 |
| Alambres grafilados u ondulados, rugosos | 25 |
| Cables de siete alambres, pulidos | 25 |
| Cables de siete alambres, rugosos | 50 |

La tensión en las armaduras tesas se determinará en función del máximo momento flector que actúa dentro de la distancia $h$ contada a partir de la sección en estudio.

Los valores propuestos han sido calculados aplicando a $K_2$ un coeficiente de seguridad comprendido entre 1,5 y 2.

La propuesta es válida para armaduras horizontales dispuestas en la cabeza inferior de las piezas y para un valor aproximado de la tensión tal que: $7500 < \sigma_p < 15000$ kilogramos/cm². Se supone que para valores menores de $\sigma_p$, los valores correspondientes de $K_2$ deben ser relativamente mayores.

Se indica que la resistencia del hormigón en probeta cúbica, en el momento del destesado, debe ser, por lo menos, igual a 250 kg/cm²; pero se señala que es preferible que en dicho momento se haya alcanzado una proporción de la resistencia final del hormigón relativamente más elevada. Por ello, parece que resulta más aconsejable proponer en las normas el valor de 300 kg/cm².

Traducido por:

R. Piñeiro



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# las nuevas orientaciones de la reglamentación francesa en materia de hormigón pretensado

**R. PELTIER (*)**
***Ingeniero general de Ponts et Chaussées y Director general del C. E. R. I. L. H.***

Pese a ser, gracias a Freyssinet, la principal cuna de las técnicas de pretensado, Francia no dispone aún, en esta materia, más que de una Norma provisional: la Circular número 44, de 12 de agosto de 1965, del Ministerio de Obras Públicas.

Sin duda que este carácter provisional estaba justificado por la rápida evolución de las técnicas del pretensado y el deseo de no coartar esta evolución.

No obstante, ha parecido al Ministerio de la Vivienda que, gracias a los progresos recientemente experimentados en esta materia, y para hacer frente al rapidísimo desarrollo de las construcciones en hormigón pretensado, era necesario ya disponer de una verdadera Norma. A tal efecto se ha nombrado una Comisión, de la que soy ponente general. Y a este título quiero exponer aquí, no ya el conjunto del nuevo reglamento, porque una exposición tal resultaría muy árida e incluso prematura, al no haberse terminado todavía los trabajos de la Comisión, sino las nuevas orientaciones que parecen desprenderse de estos trabajos.

Mi exposición no será exhaustiva. Me limitaré a señalar los puntos más importantes y los principios que parecen guiar a los miembros de la Comisión. Además, hasta que el nuevo reglamento no sea sancionado por el Gobierno existen posibilidades de modificación. Sólo voy a tratar, pues, de los puntos que parecen ya definitivos, aun cuando no puedo dar seguridades a este respecto.

Quiero indicar también, antes de entrar en el fondo de la cuestión, que la Norma francesa de hormigón pretensado comprenderá tres partes separadas, o para emplear la terminología administrativa francesa, tres fascículos del Pliego de Prescripciones Facultativas.

El primero se refiere a la concepción y cálculo del hormigón pretensado. El segundo trata de los aceros de pretensado. Y el tercero se refiere a la ejecución y control de obras de hormigón pretensado.

No trataré aquí más que del primer fascículo, cuya redacción está bastante avan-

(*) Agradecemos a M. Peltier, autor del artículo, y a M. Fougnies, Director de la revista *Annales des Travaux Publics de Belgique*, su amabilidad al concedernos autorización para publicar el presente artículo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

zada. Excepcionalmente, tendré que tratar incidentalmente de los otros dos, cuando sus prescripciones incidan en las del primero.

El primer punto afecta a la propia noción del pretensado.

## 1. CLASES DE PRETENSADO

En las primeras normas francesas se imponía el mantener bajo compresión permanente la totalidad de las secciones rectas de las vigas, e incluso la tensión de compresión no debía resultar inferior, en ningún punto y en ningún momento, a un cierto valor. Con la experiencia y el progreso de nuestros conocimientos sobre el comportamiento de las obras, o partes de las mismas, de hormigon pretensado, se piensa hoy que esta obligación de tener siempre un mínimo de compresión era de una prudencia excesiva y resultaba bastante costosa. Por ello, en una segunda etapa (la del reglamento provisional actual) ese valor mínimo se rebajó a cero.

El nuevo reglamento irá más lejos aún por este camino. Imitando en esto a las Recomendaciones publicadas por la F.I.P. en su Congreso del Pretensado, en París, pero adoptando una solución diferente, el nuevo reglamento prevé dos tipos de obras pretensadas.

El primer tipo comprende las estructuras, o partes de las mismas, de hormigón pretensado, en las cuales, bajo la totalidad de las cargas permanentes, sobrecargas y demás acciones que pueden actuar en un momento dado sobre la estructura, se admite la presencia de tracciones en el hormigón, a condición de que no excedan del valor de la resistencia en tracción de dicho material.

El segundo tipo comprende las estructuras, o partes de las mismas, de hormigón pretensado, en las cuales, bajo las cargas permanentes y una fracción (fracción que debe venir fijada en el Pliego de Prescripciones Particulares de la obra en cuestión) de las sobrecargas y demás acciones, el hormigón debe estar siempre comprimido en la zona de recubrimiento de los cables. Esta zona de recubrimiento, que constituye un concepto nuevo, debe definirse así: "La sección (o zona) de recubrimiento, en una sección que se está comprobando, es la parte de la sección total que envuelve a las armaduras longitudinales, con un espesor igual al doble de la distancia mínima admitida entre esas armaduras y los paramentos".

El primer tipo resulta de la evolución de las estructuras pretensadas que han sido proyectadas y construidas con arreglo a las normas precedentes. El segundo tipo es una creación nueva intermedia entre el hormigón armado y el hormigón pretensado, y que empieza a designarse con el nombre de hormigón armado pretensado.

Dicho primer tipo es más atrevido de lo que permitían las técnicas de las normas anteriores, ya que, por una parte, permite trabajar con tensiones de compresión más altas y, por otra, se admiten tensiones de tracción cuyo valor puede llegar a alcanzar el de resistencia en tracción del material. Pero yo no creo que, por ello, el nuevo reglamento sea más peligroso.

Me explico. Este aumento en las tensiones viene compensado por unas disposiciones constructivas mejores y por el hecho de que deben disponerse armaduras pasivas — o sea, de hormigón armado — en las zonas en tracción del hormigón pretensado, para que sean colaborantes en el caso en que surjan fisuras eventuales. En suma, si las normas antiguas



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

pretendían evitar toda fisuración del hormigón a base de mantenerlo, en todo sitio y momento, en compresión, las nuevas admiten que pueden producirse fisuras excepcionalmente, pero adoptan toda clase de disposiciones para que, por un lado, las tracciones sean soportadas por las armaduras pasivas y, por otro, las fisuras se mantengan con espesor muy pequeño.

Hay que tener en cuenta, también, el carácter más bien artificial de estas definiciones. Serían exactas si se supiesen calcular todas las tensiones que se desarrollan en el hormigón. Pero de hecho no se calculan más que ciertas tensiones, y no se tienen en cuenta, por ejemplo, las debidas a gradientes de temperatura, a gradientes de retracción o a gradientes de endurecimiento del hormigón. No obstante, en las delgadas almas de algunas vigas, estas tensiones despreciadas pueden ser preponderantes. No se sabe actualmente cómo calcular el efecto de los diversos gradientes citados y ésta es la razón principal que ha llevado a despreciarlos. Puede pensarse que el continuo avance de nuestros conocimientos nos conducirá algún día a tener en cuenta también estas tensiones en nuestros cálculos. Pero, por el momento, debemos admitir lealmente que no consideramos en nuestros cálculos todas las tensiones que pueden presentarse realmente.

En estas condiciones, la actual regla de ausencia de tracciones en el hormigón pretensado es bastante ilusoria. No hay duda de que pueden producirse tracciones en un hormigón así calculado, fisurándolo; y estas fisuras se han observado realmente en muchas obras. A mi juicio, resulta mucho más seguro admitir que el hormigón puede fisurarse y disponer armaduras pasivas que soporten, en su caso, los esfuerzos de tracción y que, de todas formas, limitan la anchura de estas fisuras, sobre todo si se trata de aceros de alta adherencia, cuyo empleo se generaliza rápidamente. Tales fisuras no son peligrosas, en mi opinión, ya que son finas y bastante impermeables, en tanto que las que se producen en obras tradicionalmente supuestas como en compresión permanente, pueden ser anchas y peligrosas.

Creo incluso que las estructuras calculadas según la nueva norma tienen menos probabilidades de fisurarse que las calculadas según la norma antigua o la actual. Porque las armaduras pasivas se calculan con amplitud y son, por tanto, abundantes; y es un hecho probado por la experiencia y que tiene, por otro lado, explicación científica, que un hormigón bastante armado aguante sin fisurarse alargamientos de tracción mucho mayores que el mismo hormigón sin armar.

Digno de señalar es también que la resistencia en tracción del hormigón que se considera en los cálculos se fija en la nueva norma, más o menos convencionalmente, por la fórmula:

$$\sigma_b = 7 + \frac{6}{100}\,\sigma'_b$$

donde $\sigma_b$ es la resistencia en tracción y $\sigma'_b$ la característica en compresión, ambas expresadas en bars (1).

Se ha estimado que era ilusorio considerar una resistencia en tracción determinada experimentalmente. La fórmula dada es muy prudente, lo que aumenta las probabilidades de que no se fisuren las estructuras calculadas según la nueva norma.

Señalo, por último, que nos ha parecido lógica esta nueva definición de hormigón

(1) Los franceses han adaptado ya sus unidades al nuevo sistema aprobado internacionalmente. Como es sabido, 1 bar equivale muy aproximadamente a 1 kp/cm². — (*N. del T.*)



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

pretensado para aquellas estructuras que están pretensadas en un solo sentido, las cuales son, con mucho, las más numerosas. Impedir la fisuración transversal mediante una compresión permanente y dejar libre juego a la fisuración longitudinal, mucho más peligrosa, nos ha parecido ilógico. El nuevo concepto coloca ambos tipos de fisuración en régimen de igualdad: o se suprimen ambas o se reducen ambas mediante el empleo de armaduras pasivas.

El segundo tipo de hormigón pretensado, que se denomina hormigón armado pretensado, es una novedad de la norma. Pero estructuras de este tipo existen ya en muchos países del mundo, e incluso en Francia. Se trata, en realidad, de regularizar una situación, o de constatar un hecho. Pensamos que, de este modo, se abrirá, amplia y oficialmente, una nueva vía al desarrollo del hormigón pretensado, especialmente en edificación.

Las obras del segundo tipo deben fisurarse. Su fisuración es, incluso, indispensable para que entren en trabajo las armaduras pasivas, cuyo papel en la resistencia es tan esencial como en hormigón armado. Van a producirse fisuras y, de acuerdo con el bien conocido proceso de agrietamiento, van a propagarse por toda la zona de hormigón en tracción, y ello cualesquiera que sean las armaduras pasivas que se hayan dispuesto. Es necesario, entonces, que los cables estén situados en la parte de hormigón que va a quedar siempre comprimida, y ese es el objetivo que persigue la regla anteriormente enunciada referente a la sección de recubrimiento.

A decir verdad, podrá suceder incluso que se fisure también esta sección de recubrimiento. En efecto, la definición dada más arriba sobre el tipo dos implica solamente la compresión permanente de la sección de recubrimiento, bajo la acción de las cargas permanentes más una fracción $X$ de las sobrecargas y restantes acciones. Corresponde al ingeniero fijar esta fracción $X$ en función de la naturaleza de la obra y de los riesgos de corrosión por los que habrá de atravesar, así como según la probabilidad de actuación de las sobrecargas y otras acciones. Puede así concebirse que incluso la zona de recubrimiento se fisurará bajo la acción de cargas excepcionales, pero que después de su actuación se cerrarán las fisuras en esta zona.

Bien entendido, la estructura se calcula también para soportar estas cargas excepcionales, pero sin preocuparse en ese caso de limitar la fisuración.

Corresponde a los proyectistas el escoger el tipo de su estructura y, eventualmente, la fracción $X$ más arriba indicada. Parece que el tipo dos debe reservarse para las obras provisionales, las poco expuestas a acciones corrosivas y las de edificación. Este tipo puede proporcionar sensibles economías con respecto al tipo uno, pero resultaría arriesgado utilizarlo en estructuras sometidas a la intemperie y a ambientes corrosivos.

Señalo, para completar el tema, que la nueva norma prevé también, pero a título excepcional, un tipo uno bis, en el que el hormigón debe estar totalmente comprimido. Puede ser necesario este tipo para ciertos depósitos o estructuras muy expuestas a acciones corrosivas.

## 2. ESTADOS LIMITES

Hasta el presente, todas las normas francesas, tanto de hormigón armado como de pretensado, han sido fieles a los métodos elásticos de cálculo, es decir, a los basados en la teoría de la elasticidad y en la resistencia de materiales. A decir verdad, una prime-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

ra evasión de esta política se viene haciendo desde hace largo tiempo en el caso del hormigón armado, al no tener en cuenta el hormigón en tracción, que se supone totalmente fisurado.

Para las estructuras de hormigón pretensado, las tensiones se calculaban según la teoría elástica y había que comprobar que, en ningún punto, sobrepasaban unos valores límites determinados, denominados tensiones admisibles.

A semejanza de varios países extranjeros, la nueva norma sustituye el método de las tensiones admisibles por el de los estados límites. La definición de estos últimos es la siguiente: "Estado límite de una estructura en su conjunto, o de uno de sus elementos, relativo a una cierta condición funcional de esa estructura o elemento, es un estado tal que en él esa condición *se satisface estrictamente* bajo la solicitación actuante".

Esta definición es racional y está perfectamente redactada. Temo, no obstante, que resulte un poco abstracta para todos aquellos que no saben bien aún, por experiencia, qué es un estado límite. Por eso, intentaré precisarlo.

De hecho, un estado límite es un estado de solicitación de una sección en el cual el reparto de tensiones o de deformaciones en la sección, resulta de unas hipótesis sobre el comportamiento de los materiales, basadas sobre estudios racionales o sobre estudios experimentales, o a la vez sobre unos y otros, y para el cual esas tensiones o deformaciones alcanzan, sin sobrepasarlos, unos valores límites definidos experimentalmente.

Existen muchos estados límites. Uno de los más importantes es el de rotura o estado último (2). En estado límite se admite que, en la sección de viga considerada, todo el hormigón en tracción está fisurado y no hay, por tanto, ninguna tensión de tracción. En cuanto al reparto de tensiones de compresión, se supone que se efectúa de acuerdo con esquemas simplificados, es decir, sea según un trapecio, sea según una parábola, sea incluso según un diagrama rectangular.

Es muy cierto que este método de los estados límites permite aproximarse mejor que el método elástico al comportamiento real de los materiales, cuando las solicitaciones a que están sometidos son elevadas y, especialmente, cuando son próximas a las de rotura.

Pero no debe creerse que la sustitución del método elástico por el de los estados límites supone una transformación total de los métodos de cálculo del hormigón pretensado. Hemos tenido buen cuidado, en efecto, de establecer un "sistema de acuerdo" entre ambos métodos, es decir, entre la norma antigua y la nueva. Este acuerdo se efectúa de modo natural mediante lo que hemos denominado provisionalmente "estado límite de durabilidad".

Este estado límite de durabilidad se basa en el hecho siguiente, bien probado experimentalmente: cuando se solicita en compresión a un hormigón se observa que, por encima de una cierta tensión, que corresponde más o menos a la mitad de su resistencia en compresión, aparecen fenómenos irreversibles en el hormigón. Y así, el coeficiente de Poisson, que era constante hasta entonces, comienza a crecer bruscamente y lo mismo sucede con el tiempo de transmisión de una onda elástica. Igualmente, si se pega un micrófono al hormigón se escuchan, por encima del valor mencionado, unos chasquidos que no paran de aumentar en número e intensidad hasta la rotura. Se admite generalmente que

(2) Aunque el autor parece identificar aquí el estado límite de rotura con el estado límite último, debe precisarse que el de rotura no es más que uno de los diversos estados límites últimos posibles. Véase más adelante, nota 3. — (*N. del T.*)



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

estos fenómenos se deben a la aparición de roturas localizadas en los puntos más solicitados, por ejemplo, en los puntos de contacto (o pseudocontacto) de los áridos duros. Si las solicitaciones son repetidas, estas roturas locales pueden extenderse, transformándose en un proceso de desgarramiento que puede llegar a provocar la rotura general. Pero mucho antes de la rotura general, el proceso descrito aumenta la permeabilidad del hormigón y disminuye su resistencia al hielo.

Por ello, la Comisión ha estimado que es importante proyectar las estructuras de hormigón pretensado de tal forma que nunca se sobrepase este nivel de tensiones de compresión en el hormigón. Ahora bien, resulta que dicho nivel se sitúa en las proximidades o por debajo del límite elástico, de donde se deduce que en el estado límite de durabilidad, el comportamiento del hormigón pretensado es elástico.

Se observa, pues, que, en definitiva, el cálculo de una estructura de hormigón pretensado se realiza en dos fases:

— la primera corresponde a un cálculo elástico, con una tensión admisible a compresión igual a la mitad de la resistencia característica a compresión de hormigón; y

— la segunda corresponde a un cálculo en un estado límite último, por ejemplo el estado límite de rotura (3).

En ambos casos, al menos para el primer tipo, se toman en consideración todas las solicitaciones que actúan sobre la estructura, en su totalidad, aunque con diferentes coeficientes de ponderación (mayores que la unidad).

Desde otro punto de vista puede decirse, quizá un poco esquemáticamente, que el proyectista dimensiona su obra basándose en cálculos elásticos; y después comprueba, mediante cálculos en los estados límites últimos, que incluso en caso de aumentos sensibles de las solicitaciones no se alcanza la ruina de la obra.

Para simplificar, he hablado aquí tan sólo del estado límite de rotura, pero existen otros estados límites; por ejemplo, el de fatiga, el de deformación, el de pandeo. Según el caso, será uno u otro el que deba intervenir.

## 3. CALCULOS ESTADISTICOS

Debo subrayar aquí la importancia que han tenido en los trabajos de la Comisión las "Recomendaciones prácticas para el cálculo y la ejecución de obras de hormigón pretensado", redactadas por el Comité mixto F.I.P.-C.E.B y presentadas al V Congreso Internacional del Pretensado, en junio de 1966, en París. Este texto no es, evidentemente, más que un modelo esquemático y todavía incompleto para los reglamentos nacionales, pero aporta nuevos elementos de una gran importancia y constituye el comienzo de una solución general e internacional de las normas de cálculo de hormigón pretensado. Era deseable, por ello, en la medida de lo posible, el tratar de aproximarse a él.

Los tipos de hormigón pretensado que se contemplan en el apartado 1 de este artículo y los estados límites mencionados en el apartado 2, son ejemplos de las novedades que la nueva forma francesa ha extraído de las Recomendaciones de la F.I.P, aun

(3) Véase nota 2. — *N. del T.)*



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

cuando precisamente en estos dos puntos se haya alejado sensiblemente de la solución propuesta por la F.I.P.

En otros extremos, por el contrario, la norma se ajusta estrictamente a la F.I.P. Este es el caso, por ejemplo, de la intervención de los cálculos estadísticos, por una parte, en la evaluación de las solicitaciones, y por otra parte, en la determinación de las características mecánicas de los materiales.

Salvo en el caso de puentes, para el cual se definen las sobrecargas en normas especiales, las cargas, sobrecargas y demás acciones (4) a que se ven sometidas las estructuras se valoran en forma estadística. Ello conduce a la consideración del valor medio, de la desviación típica y de la probabilidad.

Para simplificar, se hace intervenir a las acciones en los cálculos a través de un valor único: su valor característico. Dicho valor es el que sólo tiene una probabilidad del 5 por 100 de no ser alcanzado, o de ser superado, según que intervenga en los cálculos de forma favorable o desfavorable. Si la distribución estadística de los valores es normal, o sea, si obedece a la ley de Gauss, el valor característico se calcula por la fórmula:

$$R_c = \overline{R}\,(1 - 1{,}64\ V)$$

donde $\overline{R}$ es la media y $V$ el coeficiente de variación o desviación cuadrática relativa.

Lo mismo sucede con la determinación de las características de los materiales que se consideran en los cálculos. Como tales características presentan siempre una cierta dispersión, procede efectuar un análisis estadístico de donde se deduce el valor característico que debe considerarse en los cálculos. Debe hacerse notar que dicho análisis requiere un gran número de resultados, lo cual no suele ser el caso, especialmente para los ensayos de hormigón. Entonces, no se conocen exactamente los valores de $\overline{R}$ y de $V$, sino valores aleatoriamente próximos, $\overline{R}_n$ y $V_n$, que son la media y el coeficiente de variación correspondientes a $n$ resultados.

En este caso, los cálculos estadísticos son mucho más complejos. No obstante, se han podido presentar los resultados bajo la forma sencilla siguiente:

$$R_c = \overline{R}_n\,(1 - K \cdot V_n)$$

donde $K$ es un coeficiente dado en unas tablas, en función de $n$ y $V_n$.

Como es lógico, $K$ resulta inferior a 1,64 y tanto más próximo a él cuanto mayor sea el número $n$ de resultados (5).

Esta última solución es una novedad, incluso en relación con el texto de la F.I.P.

Esta forma de determinar las características de los materiales adquiere una importancia particular cuando se trata de aceros de pretensado. El problema se complica entonces por el hecho de que, si bien las distribuciones estadísticas de las características del acero son gaussianas dentro de una misma colada, no lo son en cuanto se mezclan lotes proce-

---

(4) Aunque siguiendo la equívoca costumbre francesa de los últimos años, el autor emplea aquí, y en lo sucesivo, la expresión "sollicitations", he traducido por "acciones", de acuerdo con la tesis sostenida en el C.E.B. por el grupo español. Esta tesis ha prosperado ya, por lo que es de esperar que, en el futuro, también Francia utilice la palabra "actions" para designar a las cargas en su forma más genérica, reservando "sollicitations" para significar "conjunto de esfuerzos". — (*N. del T.*)

(5) Debe haber una errata en el original, porque es evidente que $K$ resultará siempre *mayor* que 1,64, tanto más cuanto menor sea $n$. — (*N. del T.*)



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

dentes de coladas distintas. Además, en la mayor parte de las obras no hay ni los medios ni el tiempo necesarios para realizar todos los ensayos que permitirían un conocimiento suficiente de la distribución estadística.

Por todo ello, el control en obra ha sido sustituido por un control en fábrica, que es previo e incluso permanente. Desde un punto de vista legal, este control es consecuencia de que la Administración prohibe a sus ingenieros emplear en sus obras aceros de pretensado que no estén homologados. Y sólo se homologan las fábricas siderúrgicas que aceptan el someterse a este control permanente en fábrica.

Esta es la solución que había preconizado, y comenzado a aplicar por su parte en Francia, la Asociación Científica del Pretensado. Evidentemente, el que un servicio oficial de control, que se va a crear próximamente en el Ministerio de Obras Públicas, tome en sus manos esta tarea, permitirá extender y precisar este control.

Quedan en pie, no obstante, los problemas que plantea el uso de aceros extranjeros. Para los países de la Europa de los seis, pueden, sin duda, establecerse acuerdos de reciprocidad, en espera de que la creación de un servicio de control europeo, bajo la égida de la C.E.C.A., venga a solucionar el asunto de forma general. Para los de otros países, serán necesarios controles de obra (6).

Hay que subrayar, no obstante, que todo ingeniero tiene derecho a imponer al constructor ensayos de control en obra, incluso aun cuando exista ya un control organizado en fábrica. En efecto, como cada ingeniero es responsable de la obra que construye, debe tener siempre la posibilidad de comprobar por sí mismo la calidad de los materiales suministrados. Pero el análisis estadístico demuestra que estos ensayos en obra pueden reducirse mucho si los materiales han sido sometidos previamente a un control en fábrica.

## 4. RETRACCION, FLUENCIA Y RELAJACION

Se sabe que el pretensado está muy influido por la retracción y la fluencia del hormigón, por un lado, y por la relajación del acero, por otro.

El ingeniero proyectista debe poder cuantificar de antemano la magnitud de estos diferentes parámetros, y debe también poder apreciar sus influencias relativas cuando intervienen simultáneamente.

Las recomendaciones F.I.P./C.E.B citadas proporcionan reglas para evaluar de antemano la retracción y la fluencia del hormigón. Estas mismas reglas han sido adoptadas en la nueva forma francesa. No me extenderé, por tanto, sobre estos puntos, que pueden encontrarse fácilmente en dichas Recomendaciones.

En cambio, aparecen novedades en el cálculo de la relajación del acero, por un lado, y en el cálculo de la acción conjunta de los tres elementos, por otro.

El análisis de numerosos resultados experimentales de relajación de aceros parece haber demostrado que la pérdida de tensión por relajación es de la forma:

$$\Delta \sigma = A + B \cdot t$$

al menos, después de muchas horas.

(6) La situación actual española está en línea parecida a la francesa. En el proyecto de Norma UNE 36.088, titulada "Barras corrugadas para hormigón armado. Características, dimensiones y tolerancias. Tipos y categorías", se establece un control estadístico en fábrica, referido a los aceros para hormigón armado, y sobre esta base se extenderá en un futuro próximo a los aceros de pretensado.

En cuanto al problema de mezcla de aceros procedentes de coladas distintas, ha sido tenido en cuenta en la norma a través de una fórmula estadística que, respetando el cuantil 5 por 100 no penaliza la dispersión en más. Todos estos interesantes temas están siendo estudiados por la Comisión Permanente del Hormigón. — (*N. del T.*)



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

En esta fórmula, $t$ es el tiempo, expresado generalmente en horas, y $A$, $B$, y $\gamma$ son coeficiente característicos del acero, siendo $\gamma$ del orden de 1/5 a 1/6 (7).

El segundo término del binomio pasa a ser preponderante en seguida. La fórmula tiene el inconveniente de no estar limitada, con lo que la relajación crece indefinidamente con el tiempo. De hecho, este inconveniente es más aparente que real, porque por encima de las cien mil horas, por ejemplo, o sea, once años, la relajación crece muy lentamente. Por ello, no hay inconveniente en fijar de modo convencional el tiempo a que debe considerarse la relajación.

Debe observarse, no obstante, que ningún ensayo ha sido lo suficientemente largo como para poder saber si la ley exponencial es válida en todo el campo. Además, la relajación se mide a temperatura rigurosamente constante ($20^o \pm 0{,}5^o$) mientras que en las obras reales la temperatura influye mucho en la velocidad de la relajación. Esto justifica el adoptar una edad convencional para la relajación límite. En la nueva norma francesa, esta edad será probablemente de doscientas cincuenta mil horas, o sea, alrededor de treinta años.

La fórmula citada de la relajación no es válida para los llamados "aceros estabilizados" que hoy existen en el mercado. Aunque hasta la fecha existen pocos ensayos de relajación, de larga duración, para estos aceros, parece que su relajación se efectúa como si se truncase inicialmente la curva correspondiente a la fórmula anterior. En otras palabras, que esta relajación estabilizada se efectuaría según la fórmula:

$$\Delta \sigma = b\,[(t + t_0)^\gamma - t_0^\gamma]$$

Para tiempos muy grandes esta fórmula da resultados parecidos a la otra, mientras que a cortas edades da resultados mucho más pequeños. ¿Hay que deducir, entonces, que las ventajas, desde el punto de vista de relajación, de los aceros estabilizados son, en parte ilusorias? Si se tiene en cuenta, por otro lado, que los aceros estabilizados son bastante más susceptibles a la corrosión bajo tensión que los otros, se comprenderá la prudencia de la Comisión que prevé el imponer convencionalmente un mínimo de relajación a considerar en los cálculos.

Examinamos ahora la acción simultánea de estos tres fenómenos: retracción, fluencia y relajación, sobre el comportamiento del hormigón pretensado; es decir, lo que se llama "pérdidas diferidas de pretensado".

La retracción se efectúa según la ley $\varepsilon_r \cdot \rho\,(t)$, donde $\varepsilon_r$ y $\rho$ se calculan de acuerdo con las Recomendaciones F.I.P./C.E.B. La pérdida de pretensado debida a la retracción, admitiendo que se produce sola y que el hormigón se pone en tensión a la edad $t_0$, es:

$$E_a \cdot \varepsilon_r\,[\rho\,(t + t_0) - \rho\,(t_0)]$$

que tiende a un límite:

$$\Delta \sigma_r = E_a \cdot \varepsilon_r\,[1 - \rho(t_0)]$$

La fluencia se efectúa según la ley:

$$\varphi \cdot \frac{\sigma'_b}{E_b} \cdot \rho\,(t)$$

(7) Sin duda por errata de imprenta, el parámetro $\gamma$ no figura en la fórmula dada. Parece evidente que $\gamma$ tiene que ser un exponente de la variable $t$, es decir, que la fórmula correcta es: $\Delta \sigma = A + B \cdot t^\gamma$. — (*N. del T.*)



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

donde $\sigma'_b$ es la compresión del hormigón. Las demás variables, $\varphi$, $E_b$ y $\rho\ (t)$ pueden deducirse de las indicaciones dadas por las Recomendaciones F.I.P./C.E.B. Resulta que la pérdida de pretensado debida a la fluencia del hormigón, suponiendo que intervenga sola, viene dada por la fórmula:

$$\Delta\ \sigma_f = E_a \cdot \varphi \cdot \frac{\sigma'_b}{E_b} \cdot \rho\ (t)$$

En cuanto a las pérdidas por relajación se evalúan según el método de la actual norma, es decir, que si la relajación actuase sola, la pérdida valdría:

$$\Delta\ \sigma_\rho = 4 \left( \frac{\sigma_{a\,o}}{\sigma_{r\,g}} - 0{,}55 \right) R_f \cdot \sigma_{a\,o}$$

En esta fórmula $R_f$ es la relajación a la edad convencional, como se indica anteriormente. Se recuerda que, según la costumbre francesa, la relajación viene expresada por la pérdida relativa de tensión en relación con la tensión inicial, cuando esta tensión equivale al 80 por 100 de la tensión de rotura garantizada, o sea, $\sigma_{r\,g}$. La fórmula dada proporciona la pérdida de pretensado que se produce por relajación cuando ésta actúa sola y la tensión inicial del acero vale $\sigma_{a\,o}$.

Veamos ahora lo que sucede cuando estos tres elementos intervienen simultáneamente. El cálculo es difícil porque no se trata ni de un comportamiento elástico ni de un comportamiento viscoelástico lineal de los materiales. La hipótesis más lógica y sencilla, y que conduce a una mejor correlación entre la fórmula y los resultados experimentales conocidos hasta la fecha, parece ser la siguiente:

— El comportamiento del hormigón es viscoelástico lineal.

— Las pérdidas de pretensado del acero son la suma de un acortamiento elástico de valor $\varepsilon \cdot E_a$ (donde $\varepsilon$ es el acortamiento del hormigón debido a la fluencia y a la retracción) y de la pérdida por relajación que habría experimentado el acero si hubiese estado teso inicialmente a la tensión $\sigma_{a\,o} - \varepsilon \cdot E_a$. Dicho de otro modo, el comportamiento final del acero corresponde al que tendría si la deformación $\varepsilon$ del hormigón fuese instantánea.

Resulta entonces que la pérdida total de pretensado, cuando los tres elementos actúan simultáneamente, vale:

$$\Delta\ \sigma = \varepsilon \cdot E_a + 4 \left[ \frac{\sigma_{a\,o} - \varepsilon \cdot E_a}{\sigma_{r\,g}} - 0{,}55 \right] \cdot R_f\, [\sigma_{a\,o} - \varepsilon \cdot E_a]$$

Si se desprecian los términos de segundo orden en $(\varepsilon \cdot E_a)^2$ se obtiene la fórmula:

$$\Delta\ \sigma = \Delta\ \sigma_r + \Delta\ \sigma_f + \Delta\ \sigma_\rho - (\Delta\ \sigma_r + \Delta\ \sigma_f)\ \Delta\ \sigma_\rho\ \frac{2 - 0{,}55\ \dfrac{\sigma_{r\,g}}{\sigma_{a\,o}}}{\sigma_{a\,o} - 0{,}55\ \sigma_{r\,g}}$$

En realidad, no ha sido esta fórmula la recogida en la nueva norma, sino esta otra, muy próxima a ella y más prudente:

$$\Delta\ \sigma = \Delta\ \sigma_r + \Delta\ \sigma_f + \Delta\ \sigma_\rho - \frac{(\Delta\ \sigma_r + \Delta\ \sigma_f)\ \Delta\ \sigma_\rho}{\sigma_{a\,o} - 0{,}55\ \sigma_{r\,g}}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

En esta fórmula la pérdida debida a la fluencia, $\Delta \sigma_f$, está contada como si el hormigón estuviese sometido a su pretensado final $\sigma'_b$. Sin embargo, es la tensión inicial de tracción del acero, $\sigma_{a0}$, la que interviene en los cálculos.

Apuntemos que, en los casos corrientes, se observa que aplicando esta fórmula se obtiene una atenuación del orden del 30 por 100 de la pérdida total diferida de pretensado, en relación con la suma de las tres pérdidas diferidas componentes.

Apuntemos también que se ha tenido en cuenta, en los cálculos de estructuras, la incertidumbre de esta fórmula, afectando a esta pérdida global de un coeficiente de seguridad que es de 0,70 o de 1,40, según que la pérdida sea favorable o desfavorable.

## 5. ADAPTACION DEL HORMIGON

La Comisión de redacción de la nueva norma ha tenido la preocupación de no penalizar, como es el caso de la norma actual, a las estructuras hiperestáticas con respecto a las isostáticas. Efectivamente, parece que se abre un amplio porvenir a las estructuras hiperestáticas en hormigón pretensado no sólo porque representan a menudo una mayor economía, sino sobre todo porque conducen a deformaciones permanentes mucho más pequeñas, por efecto de la fluencia, que las estructuras isostáticas.

Pero el inconveniente que se presenta en el desarrollo de las vigas hiperestáticas reside en la importancia de los momentos transmitidos a los apoyos continuos. En realidad, se sabe que esos momentos son menores de lo que indican los cálculos elásticos, porque se produce una adaptación de los materiales en las zonas más solicitadas.

La solución adoptada por la Comisión ha consistido en tener en cuenta esta adaptación, gracias al teorema de la adaptación. Como es sabido, dicho teorema se traduce en la regla práctica siguiente:

"Si, para un sistema hiperestático dado, se puede encontrar un sistema de autotensión *fijo* que, sumado al estado de tensiones provocado por una acción variable en el tiempo, dé un estado resultante de tensiones que quede dentro del dominio elástico, la estabilidad del sistema estará asegurada indefinidamente."

Se sabe que este teorema de la adaptación se estableció para el caso de un material de plasticidad pura, es decir, de un material cuyo diagrama tensión-deformación está formado por dos rectas, de las cuales la primera, inclinada y pasando por el origen, corresponde a la fase elástica, y la segunda, horizontal, corresponde a la plasticidad pura.

Pero el diagrama real del hormigón puede diferir notablemente de este esquema ideal. Por ello, deben tomarse precauciones encaminadas a garantizar que la adaptación puede efectuarse correctamente. En particular, deben disponerse armaduras pasivas en las zonas de hormigón en tracción, para poder soportar las tracciones que provocarían la fisuración eventual del hormigón en tales zonas.

Parece que la introducción de la teoría de la adaptación en el cálculo de las estructuras hiperestáticas de hormigón pretensado, puede traer consigo economías notables. ¿Será, quizá, considerado este cálculo como abstracto y teórico por los ingenieros, especialmente



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

por los de formación tradicional? Hay que destacar, no obstante, que esta teoría de la adaptación se utiliza hoy corrientemente en el cálculo de estructuras metálicas. Además, en lo que respecta al caso de vigas continuas de hormigón pretensado, que constituirán la inmensa mayoría de las estructuras hiperestáticas, el cálculo de la adaptación equivale a realizar un cálculo elástico teniendo en cuenta unos asientos de apoyo ficticios. Muy a menudo, pues, este cálculo permitirá incluso ahorrarse el correspondiente a los asientos de apoyo reales.

Termino aquí. Podría hablarse de muchos más puntos, especialmente en lo relativo a la resistencia a esfuerzo cortante y al coeficiente de seguridad, que se sustituye ahora por una multitud de "coeficientes de ponderación", que son, de hecho, coeficientes elementales de seguridad. Pero creo que con lo dicho he señalado las novedades más importantes y las más interesantes, de la futura norma francesa de hormigón pretensado, si es que este calificativo de "interesante" puede aplicarse a un texto tan árido como es el de una norma.

Traducido por:
ALVARO GARCÍA MESEGUER.


**publicaciones del i.e.t.c.c.**

# cuadros de precios

En esta publicación se pone al día la que, con el mismo título, editó el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento en 1969 adaptándose a la reglamentación vigente. Las Ordenes, Decretos y Convenios Colectivos, así como la Ordenanza Laboral de la Construcción, Vidrio y Cerámica, que intervienen en el Cuadro de Jornales, figuran con sus respectivas fechas de entrada en vigor.

Se han tomado como precios básicos los de la provincia de Madrid, ya que, al ser válidas las descomposiciones de las diversas unidades de obra, bastaría incrementar o disminuir los totales proporcionalmente a las diferencias de jornales o materiales.

En el concepto de "Mano de obra indirecta" se incluye la parte proporcional de los jornales: de encargado, capataces, almacenero, listero, etc., fijándose en un 10 por 100 de la "Mano de obra directa". Cada unidad de obra se incrementa en el 1 por 100 en concepto de "Medios auxiliares".

El cuadro "Precios de materiales" se ha dividido en capítulos para facilitar su localización, respetando el orden alfabético dentro de cada uno de ellos.

En el cuadro "Precios auxiliares" están incluidas las descomposiciones de las unidades de obra, que intervienen a su vez en el cuadro "Precios descompuestos", evitando su innecesaria repetición.

Estos cuatro cuadros de: Precios de jornales, Precios de materiales con Transporte, Carga, Descarga y Pérdidas; Precios auxiliares, y Precios descompuestos, que, con los de Mediciones, Presupuesto y Resumen general, componen el Documento número 4 — "Presupuesto" —, son los exigidos para la elaboración de Proyectos de Obras para el Estado, conforme al Decreto 1.716/1962 (*B. O. del E.*, de 20 de julio de 1962), del Ministerio de Hacienda.

Todos los precios que figuran en esta publicación se refieren exclusivamente a ejecución material.

Esta edición, como la anterior, ha sido realizada mediante el fotograbado de los datos, obtenidos directamente del ordenador electrónico, asegurando así la garantía de su exactitud para facilitar la labor de todos los profesionales de la construción.

**Encuadernado en rústica, de 29,7 × 21 cm, compuesto de unas 212 páginas.**

**Madrid, 1969.**

**Precios: España, 400 pesetas. Extranjero, $ 8.**


Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# gimnasio cubierto del complejo deportivo de maracaibo

Ingeniero: José A. Delgado Ch.
Ingeniero: Oswaldo Núnez C.
Ingeniero: José A. Peña Uzcátegui (*)

## 0. GENERALIDADES

El gimnasio cubierto forma parte del conjunto polideportivo que el M.O.P. está construyendo en la ciudad de Maracaibo.

Está destinado para competiciones deportivas que se efectúen bajo techo, utilizándose además la parte posterior de los pórticos de sus tribunas, como soporte para las gradas de las piscinas y canchas de tenis situadas fuera del área cubierta del gimnasio.

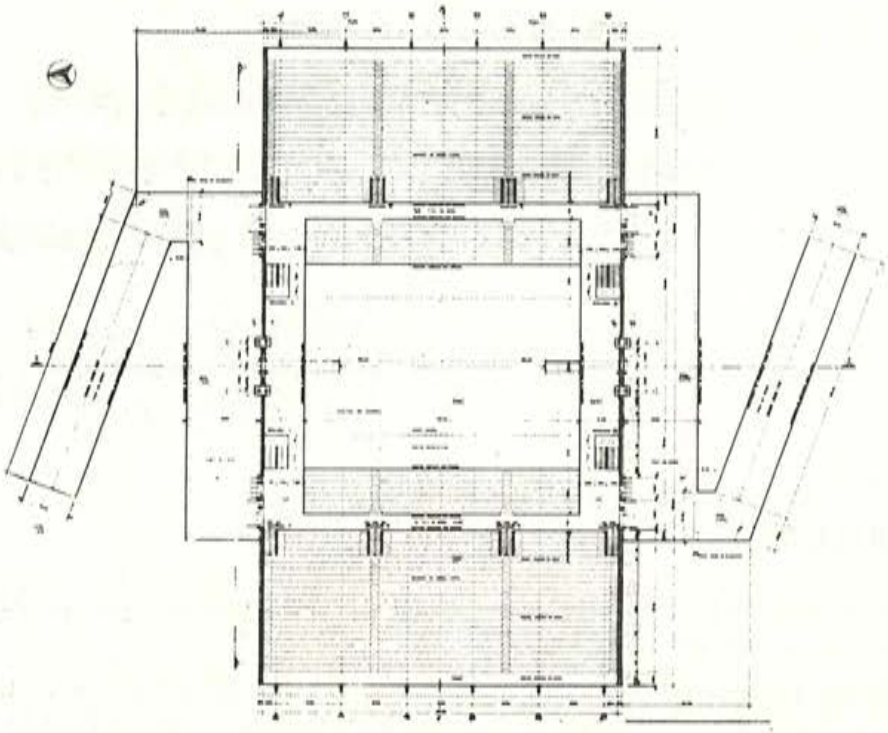
Ocupa esta obra un área de aproximadamente 4.500 m² y su capacidad es de 4.800 espectadores (fig 1).

Fig. 1. — Conjunto: piscinas, gimnasio y canchas de tenis.

(*) Agradecemos a la Junta Directiva del Boletín de la Asociación Venezolana de Ingeniería Estructural su amabilidad al concedernos autorización para publicar el presente artículo y facilitarnos los originales de las figuras que lo ilustran.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025



*Planta.*

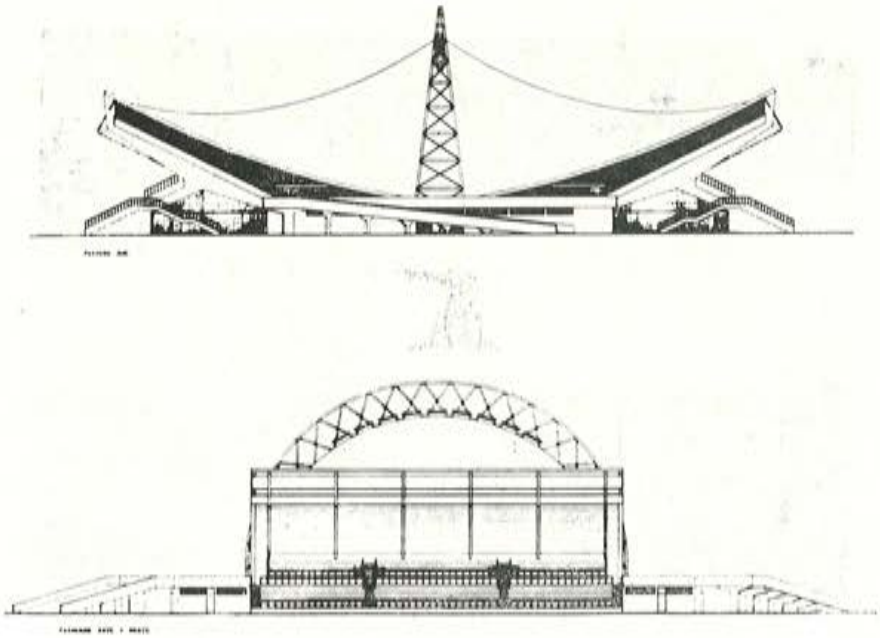


Fig. 2. — Fachada Este y Oeste (sentido transversal).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## 0.1. Condiciones del proyecto.

El grupo proyectista de la obra tenía planteadas las siguientes condiciones:

*a*) Cubrir luces de 79,00 m.

*b*) Reducir al mínimo el uso de altos andamios y complicados encofrados que encarecería el precio de la obra.

*c*) La prefabricación era inconveniente, salvo en el caso de las gradas, por la no repetición de elementos iguales.

Dadas las condiciones anteriores y estudiadas diversas alternativas, se estimó como lógica solución, salvar la luz antes mencionada mediante el uso de un techo colgante, el cual es un tipo de estructura especialmente apto para luces grandes; en la solución empleada se protegen los cables de la corrosión y no se necesitan andamios y encofrados en su montaje. Una ventaja adicional se obtuvo aprovechando el empuje del techo colgante para reducir los momentos en los pórticos de la tribuna (figs 2 y 3).

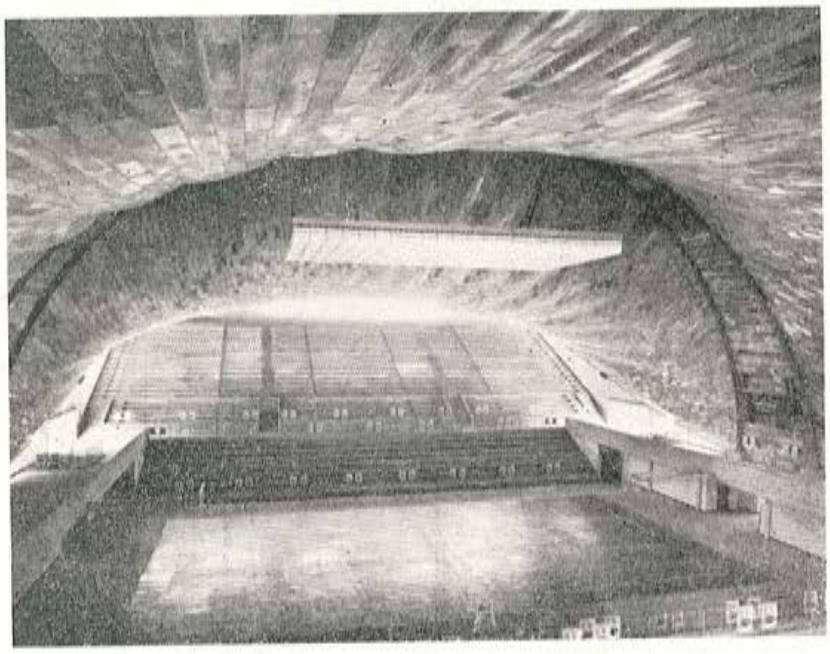


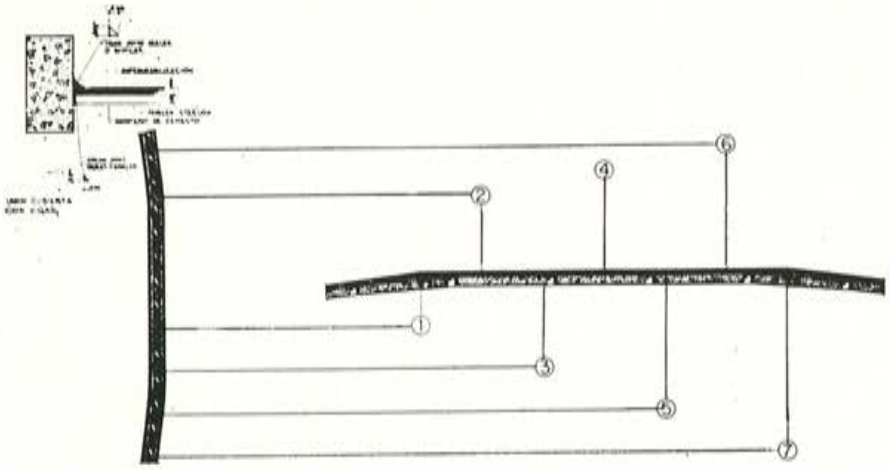
Fig. 3. — Vista interior del gimnasio.

## 1. EL TECHO COLGANTE

Distinguiremos en el techo colgante la red de cables de acero y la cubierta que se apoya sobre ésta (fig 4).



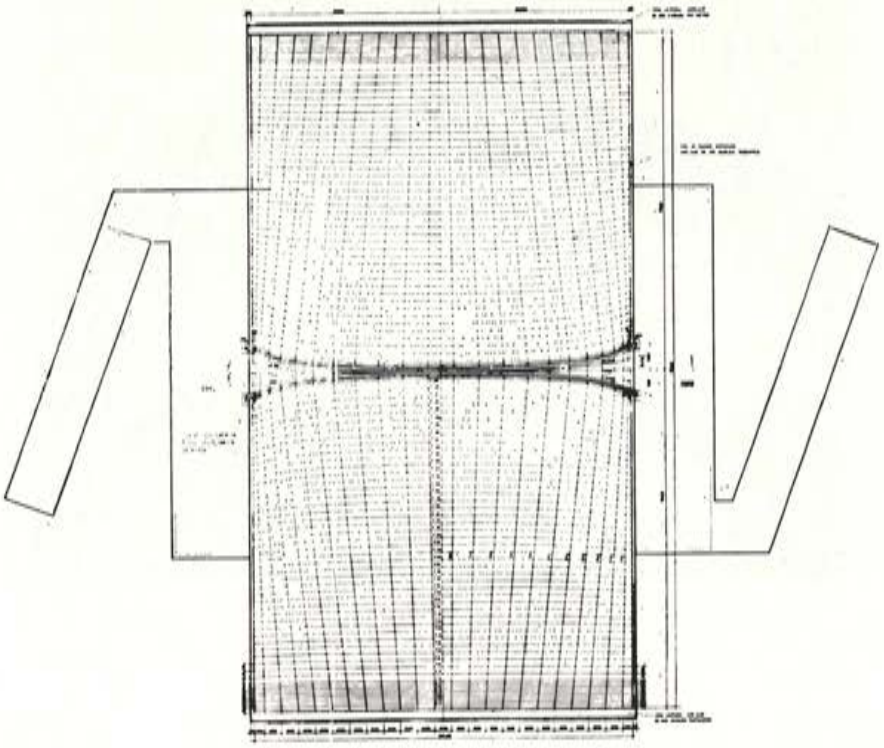
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025



DETALLES DE CUBIERTA

① cable portante
② cable tensor
③ lamina galvanizada
④ bloque liviano prefabricado
⑤ mortero reforzado
⑥ impermeabilizacion
⑦ mortero

· *Detalles de la cubierta.*



***Planta de los cables portantes (longitudinales) y cables tensores (transversales) de la cubierta.***

Figura 4.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## 1.1. Red de cables.

La red de cables cubre el espacio comprendido entre el arco central y las vigas laterales en un sentido (longitudinal), y en el otro, entre las dos vigas superiores de borde (transversal), dando lugar a una superficie de doble curvatura.

Está compuesta dicha red de dos clases de cables: cables portantes y cables tensores; estudiaremos brevemente la función y el método de análisis empleado para cada uno de los mencionados tipos de cables.

### 1.1.1. Cables portantes.

Estos cables cubren la luz existente entre el arco central y la viga lateral, su función es soportar la cubierta, transmitiendo a sus apoyos las reacciones, tanto verticales como horizontales provenientes de la misma.

*Cargas.*

El peso propio del techo colgante se descompone según los siguientes valores:

| | Kg/m² |
|---|---|
| Paneles metálicos | 10 |
| Peso propio de cables | 5 |
| Mortero | 50 |
| Impermeabilización | 20 |
| *Total peso propio* | 85 |

Como sobrecarga se estimó la cantidad de 65 kg/m², incluyendo el viento, lo que nos da una carga unitaria total para el techo de 150 kg/m².

Dado el mayor desarrollo del arco central en relación a la viga lateral, y con el objeto de que los puntos de apoyo de los cables sobre el arco coincidan con los nudos de la armadura del mismo, es mayor la separación entre apoyos de cable en el arco central que en la viga lateral; para calcular la carga por cable se tomó la separación media existente entre ellos como puede observarse en la tabla 1.

El tomar la carga promedio uniforme en lugar de la trapezoidal que efectivamente incide sobre cada cable, no tiene influencia digna de tomarse en cuenta en el análisis del mismo.

*Análisis de los cables portantes.*

Fijados los puntos de apoyo de los cables, el primer paso es determinar, para cada uno, la distancia horizontal ($L$), y la diferencia de cotas ($h$) existente entre dichos apoyos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 1.

| Núm. cable | $S$ arco | $S$ viga | $S\,p$ | $Q = q\,t \cdot S\,p$ kg/m |
|---|---|---|---|---|
| 2 | 2,25 | 1,60 | 1,93 | 290 |
| 3 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 4 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 5 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 6 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 7 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 8 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 9 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 10 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 11 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |
| 12 | 3,00 | 2,00 | 2,50 | 375 |

$S$ arco = separación entre los apoyos de los cables en el arco (m).
$S$ viga = separación entre los apoyos de los cables en la viga (m).
$S\,p$ = separación media entre cables (m).
$q\,t$ = carga unitaria total (kg/m²).
$Q$ = carga por cable (kg/m).

En nuestro caso tenemos como apoyo de los portantes la viga lateral, que corre horizontalmente a lo largo del extremo superior de las tribunas, y el arco metálico central; este último no se encuentra en un plano perpendicular al horizontal, sino ligeramente inclinado, por razones que se explicarán cuando se trate del mismo.

El segundo paso es determinar las flechas ($F$) de los cables. Se consideraron convenientes valores de ($F$) tales que originaran un empuje de los cables portantes, suficiente para disminuir a la mitad el momento debido a la combinación de peso propio y sobrecarga que se produciría en la unión de las dos vigas de los pórticos de las tribunas; existe una limitación en el valor de la flecha debido a condiciones de visibilidad, pues flechas excesivas obstaculizarían la visión del público colocado en la parte superior de las tribunas. Estas flechas máximas permisibles se determinaron gráficamente por medio de una serie de cortes a lo largo de los cables.

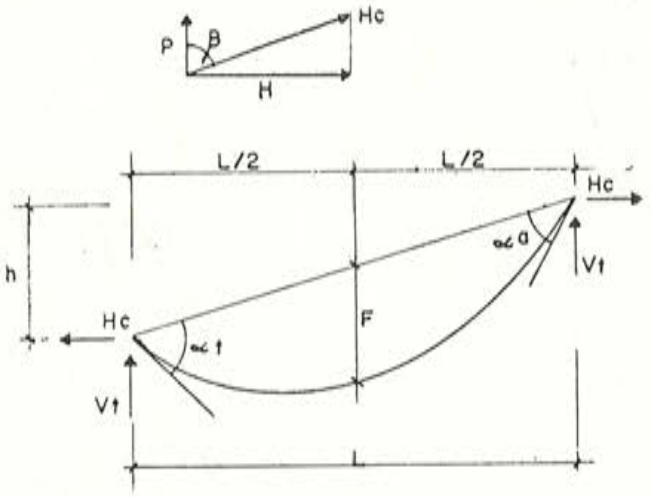
Por último, debe tenerse presente la configuración geométrica de la superficie resultante al colocar el conjunto de cables portantes, debiéndose comprobar gráficamente si la intersección de los portantes con los planos que contienen a los tensores da lugar a curvas de igual curvatura, pues de lo contrario, se haría difícil el tensado de los cables portantes.

En nuestro caso se escogió un conjunto de valores ($F$) que cumplieran las condicio-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

nes de empuje y visibilidad, y luego a través de los tanteos gráficos expuestos anteriormente y modificando ligeramente los valores ($F$) escogidos se llegó a un conjunto de valores ($F$) definitivos (fig 5).




CABLE PORTANTE

Figura 5.

Conocidos para cada cable los valores de ($L$), ($h$), ($Q$), ($F$) y ($B$ = ángulo que forma la proyección horizontal del cable portante con la de la viga de borde) procedemos a calcular las siguientes expresiones:

$H\,c$ = reacción horizontal del cable contenida en el plano del mismo.
$T\,t$ = tensión del cable en su apoyo sobre la viga lateral.
$T\,a$ = tensión del cable en su apoyo sobre el arco.
$V\,t$ = reacción vertical del cable sobre la viga lateral.
$V\,a$ = reacción vertical del cable sobre el arco.
$S\,o$ = longitud del cable antes de recibir la carga.
$\alpha\,t$ = ángulo que forma la cuerda con la tangente al cable en su apoyo sobre la viga.
$\alpha\,a$ = ángulo que forma la cuerda con la tangente al cable en su apoyo sobre el arco.
$T$ promedio = valor promedio de la tensión en el cable, usado para calcular la deformación del cable debido a las cargas.
$P$ = proyección de $H\,c$ sobre el plano vertical que contiene a la viga lateral.
$H$ = proyección de $H\,c$ sobre el plano perpendicular al anterior.

Para simplificar el análisis y puesto que el error cometido no tiene importancia asumimos como parabólica la forma del cable; esta suposición sólo tendría apreciable influencia cuando la flecha es grande en relación a la longitud del cable.

Las expresiones anteriores fueron calculadas para cada cable en el Centro Electrónico del M.O.P., en base al "Diagrama de flujo para cables portantes" anexo (fig 6).

Conocido el valor de la máxima tensión en el cable, que corresponde en este caso a



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

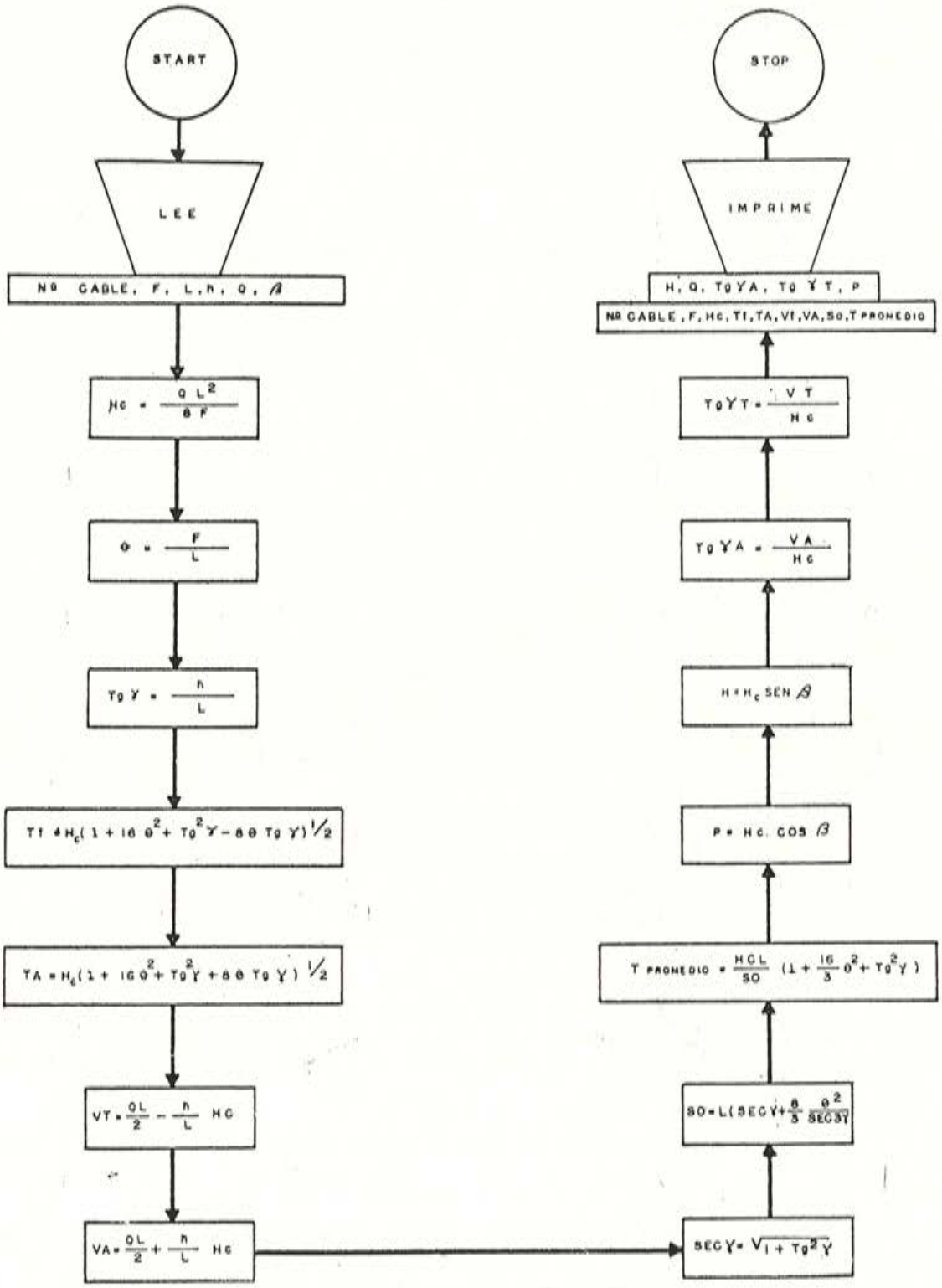



Fig. 6. — Diagrama de flujo de cables portantes.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

la tensión en el apoyo de mayor altura, se procede a escoger el cable requerido; para los cables portantes se usó un factor de seguridad igual a 3.

Llamando ($A\,s$) la deformación del cable debido a las cargas, tendremos:

$$A\,s = \frac{T \text{ promedio} \cdot S\,o}{A \text{ cable} \cdot E}$$

La longitud definitiva del cable para cada campo será:

$$L'_t = S\,o + A\,s$$

A esta longitud se le adicionará la necesaria para los anclajes (fig 7).

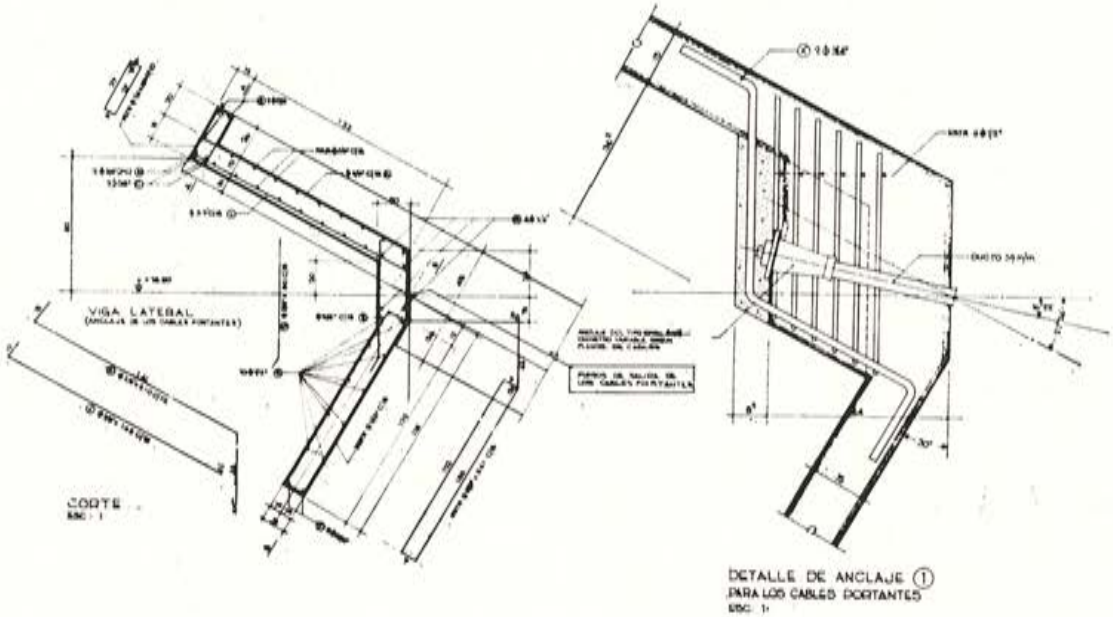



Fig. 7. — Detalle de anclaje de los cables portantes en la viga lateral.

### 1.1.2. Cables tensores.

Estos cables cubren la luz existente entre las vigas superiores de borde. La función de los cables tensores es inducir la suficiente tensión sobre los portantes, con el fin de que la red formada por los dos tipos de cables al cruzarse, tenga la suficiente rigidez para permitir las labores de montaje de la cubierta; esta acción de los tensores es igualmente necesaria durante la vida útil del techo, pues se opone a la excesiva deformabilidad del mismo bajo una eventual carga concentrada y evita vibraciones debidas a la acción del viento (fig 8).

*Cargas.*

Debido a la curvatura del techo, al someter a tensión los cables tensores, éstos cargan sobre los portantes; se consideró conveniente una carga inducida sobre los mismos de 50 kg/m².



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

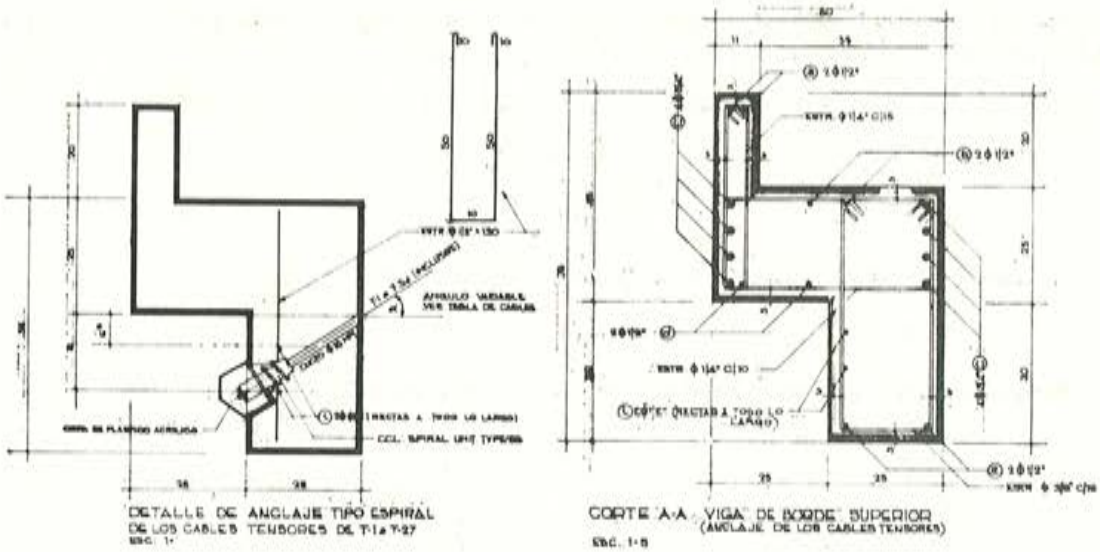



Fig. 8. — Detalle de anclaje de los cables tensores en la viga de borde superior.

Si llamamos ($g$) la carga inducida sobre los portantes y ($d$) la distancia entre tensores, la carga total equivalente en cada tensor será:

$$g_t = g \cdot d$$

La separación ($d$) entre cables tensores se estableció en 0,80 m con excepción de los más cercanos a la viga superior de borde, los cuales se separaron a 0,40 m debido a la poca curvatura de esa zona.

*Análisis de los cables tensores.*

En este caso, igual que para los cables portantes, necesitamos conocer previamente la distancia entre los puntos de apoyo ($L$), constante para este techo, pues los tensores se apoyan en dos vigas paralelas; luego determinar la flecha para cada cable, la cual es, aproximadamente, igual a la diferencia entre su cota de apoyo y el punto de intersección del cable dado con el cable portante número 12 (central) (fig 9).

Conocidos los puntos de apoyo, la flecha y el ángulo ($\gamma$) formado por la proyección horizontal del cable tensor con la normal a la proyección horizontal de las vigas de apoyo, procedemos a calcular las siguientes expresiones:

$H\,c$ = reacción horizontal del cable contenida en el plano del mismo.

$T$ = tensión del cable en sus apoyos, es la tensión máxima que sufre el cable.

$V$ = reacción vertical del cable sobre sus vigas de apoyo.

$P$ = proyección de $H\,c$ sobre el plano vertical que contiene a la viga superior de borde.

$Q$ = proyección de $H\,c$ sobre el plano perpendicular al anterior.

$\alpha$ = ángulo que forma la horizontal con la tangente al cable en su apoyo sobre la viga.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

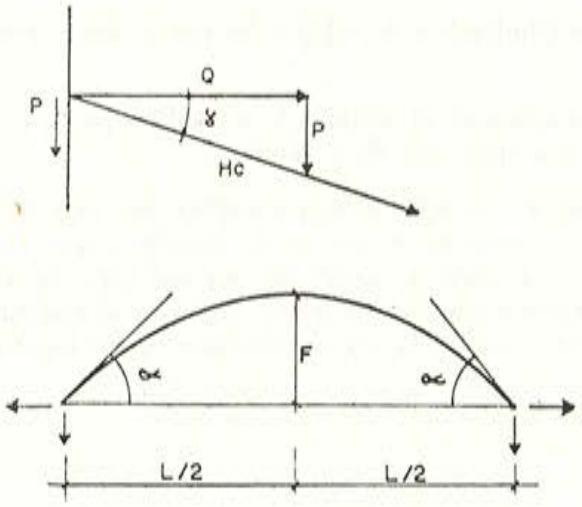



Figura 9.

Por las mismas razones expuestas en el caso de los cables portantes, se asume como parabólica la forma del cable.

Los valores anteriores fueron calculados para cada cable en el Centro Electrónico del M.O.P., según el "Diagrama de flujo para cables tensores".

Conocida la máxima tensión en el cable ($T$), que es en este caso la tensión en cualquiera de los apoyos, pues ambos tienen la misma cota, procedemos de igual manera que para los cables portantes a escoger el diámetro del cable requerido; para los tensores se usó un coeficiente de seguridad igual a 2.

El valor de ($T$), es la fuerza de tensión que hay que aplicar en los apoyos de los cables tensores, para dar lugar a la carga inducida de 50 kg/m² sobre los portantes; esta tensión se introduce en los cables mediante dispositivos similares a los usados en la técnica del pretensado.

La zona cercana a la viga lateral es de muy poca curvatura, teniendo, por tanto, los cables en ella situados, valores de ($F$) muy pequeños; esto trae como consecuencia valores de ($T$) demasiado altos que implicarían problemas en los anclajes de estos cables y grandes diámetros de los mismos.

La tensión que se aplicará a estos cables será la correspondiente al cable tensor número 4.

Debido a lo limitado de la zona, no se esperan problemas de la relativa falta de rigidez de la misma.

### 1.2. La cubierta.

La cubierta está compuesta por paneles de acero galvanizado de 0,406 m de ancho y 1,50 m de largo; la forma de la sección transversal de dichos paneles puede verse en el detalle correspondiente. Estos paneles se unen lateralmente mediante la superposición de



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

sus bridas laterales y longitudinalmente solapando uno a otro y reforzando la unión mediante tornillos.

Los paneles van colocados en el sentido de los cables portantes, y el vacío existente entre bridas es llenado con elementos de poliestireno.

Los cables portantes y tensores fueron recubiertos por una lechada rica en cemento, quedando embutidos los primeros en nervios de hormigón, que van a lo largo del vacío superior de los paneles, y los segundos cubiertos por una capa de mortero de 2 cm de espesor. Esta capa de mortero impermeabilizada constituye el acabado exterior de la cubierta; como acabado interno tenemos las caras inferiores de las láminas galvanizadas.

## 2. TRIBUNAS

Están constituidas por gradas y pórticos

Las gradas del gimnasio cubierto han sido previstas pretensadas, prefabricadas, apoyadas simplemente sobre pórticos de hormigón armado, separados entre sí por una distancia de 8,20 m.

Los pórticos se consideran biarticulados con un voladizo de aproximadamente 8,70 metros, siendo todos los elementos de sección variable según la figura 10.

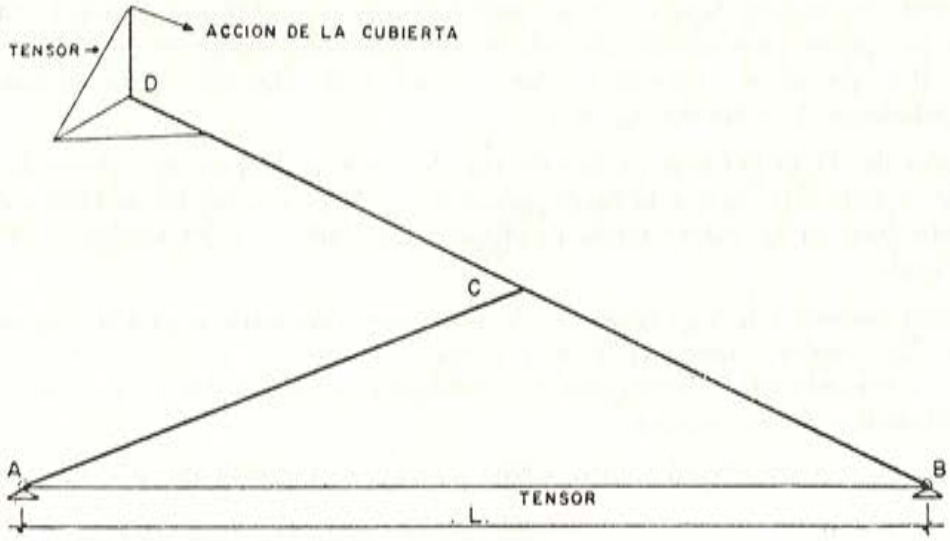



Figura 10.

### 2.1. Gradas.

Como se dijo anteriormente, se han previsto prefabricadas pretensadas, cuyas características no difieren de las utilizadas generalmente; se escogió este sistema para evitar el uso de encofrados que dificultarían considerablemente su ejecución, además de que con ello se logra una economía en tiempo y dinero (fig. 11).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Fig. 11. — Vista exterior del gimnasio.

## 2.2. Pórticos.

*Hipótesis de carga*: Han sido calculados para las siguientes hipótesis:

*a*) Acción de los cables (los cuales transmiten su carga a través de la llamada viga lateral de anclaje de los cables portantes).

*b*) Carga correspondiente al 0,75 de la acción de los cables portantes.

*c*) El peso propio del pórtico sumado al peso de las gradas.

*d*) Acción de la sobrecarga estimada en 500 kg/m² en proyección horizontal.

*Nota*: En la acción de los cables se incluyen las solicitaciones debidas al viento.

Analizados cómo fueron cada caso de carga, se estudian las combinaciones posibles en orden a obtener valores máximos y mínimos de solicitaciones, tanto para el dimensiona-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

miento definitivo como para el diseño de las secciones obtenidas. Basándonos en los criterios antes expuestos, se escogieron las combinaciones de carga siguientes:

1. Acción de los cables (caso *a*) + peso propio del pórtico y gradas (caso *c*), obteniéndose el momento máximo y mínimo positivo en el punto *C*.

2. Carga debida al 0,75 de la acción de los cables (caso *b*) + peso propio del pórtico y grada (caso *c*) + sobrecarga (caso *d*), obteniéndose el momento mínimo negativo en el punto *C*.

3. Considerando la acción de los 2/3 del peso propio del pórtico y gradas (caso *c*). Se obtiene el momento máximo negativo en el punto *C*.

La acción de los cables (caso *a*) produce en el punto *D* una solicitación de momento de gran magnitud, que nos obligaría a una sección de hormigón armado demasiado pesada, por lo que se pensó en la utilización de un sistema combinado de acero estructural (representado por un tubo) y acero de alta resistencia para absorber los esfuerzos de tracción originados y poder mantener una sección de hormigón relativamente pequeña (fig. 12).

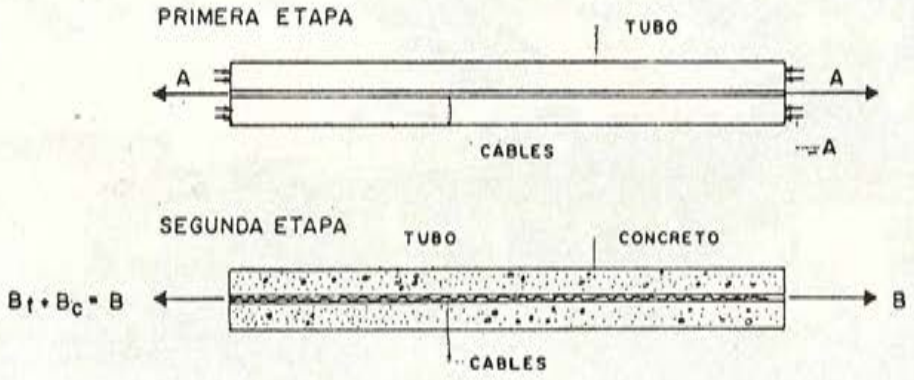



Figura 12.

El modo de representar el trabajo de cada uno de los elementos antes citados es el siguiente:

1.ª Etapa: Se tesa el cable con una fuerza *A* contra el tubo, produciendo en él una compresión de $-A$.

2.ª Etapa: Se inyecta el tubo con hormigón para producir adherencia entre tubo y cable, logrando con ello eliminar el pandeo.

Llamaremos:

$A$ = esfuerzo de pretensado.
$B$ = esfuerzo total de tracción (2.ª etapa).
$B_c$ = esfuerzo que han de soportar los cables.
$B_t$ = esfuerzo que ha de soportar el tubo.
$W_c$ = área total de cable necesario.
$W_t$ = área total de tubo necesario.
$\sigma_c$ = tensión de trabajo de los cables.
$\sigma_t$ = tensión de trabajo del tubo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

En la 2.ª etapa:

$$1.^{o} \quad W_e = \frac{A}{\sigma_e} + \frac{B_e}{\sigma_e} \quad \begin{matrix}(+\text{ tracción}) \\ (-\text{ compresión})\end{matrix}$$

$$2.^{o} \quad W_t = \frac{A}{\sigma_t} + \frac{B_t}{\sigma_t}$$

*Ecuación de compatibilidad*: Las deformaciones son iguales:

$$3.^{o} \quad \frac{B_e}{W_e E} = \frac{B_t}{W_t E} \; E \text{ será igual en ambos elementos.}$$

$$4.^{o} \quad B = B_e + B_t.$$

$$B_e = B_t \frac{W_e}{W_t} \qquad B = B_t \frac{W_e}{W_t} + B_t = B_t \left( \frac{W_e}{W_t} + 1 \right)$$

$$B_t = \frac{B}{\dfrac{W_e}{W_t} + 1}$$

$$B_t = \frac{B\,W_t}{W_e + W_t} \qquad B_e = \frac{B}{1 + \dfrac{W_e}{W_t}} \cdot \frac{W_e}{W_t} = \frac{B\,W_e}{W_e + W_t}$$

$$1'. \quad W_e = \frac{A}{\sigma_e} + \frac{B\,W_e}{W_e + W_t} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$2'. \quad W_t = \frac{A}{\sigma_t} + \frac{B\,W_t}{W_e + W_t} \cdot \frac{1}{\sigma_t}$$

De (1'):

$$\frac{W_e}{W_e} = 1 = \frac{A}{W_e \cdot \sigma_e} + \frac{B}{W_e + W_t} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$5.^{o} \qquad \sigma_e = \frac{A}{W_e} + \frac{B}{W_e + W_t}$$

De (2'):

$$\frac{W_t}{W_t} = 1 = -\frac{A}{W_t \cdot \sigma_t} + \frac{B}{W_e + W_t} \cdot \frac{1}{\sigma_t}$$

$$6.^{o} \qquad \sigma_t = -\frac{A}{W_t} + \frac{B}{W_e\,W_t}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

De (5) se resta (6):

$$\sigma_e - \sigma_t = \frac{A}{W_e} + \frac{A}{W_t} = A\left(\frac{1}{W_e} + \frac{1}{W_t}\right)$$

$$\frac{A}{W_t} = \sigma_e - \sigma_t - \frac{A}{W_e}; \quad W_t = \frac{A}{\sigma_e - \sigma_t - \dfrac{A}{W_e}}$$

Introduciendo este valor en (1'):

$$W_e = \frac{A}{\sigma_e} + \frac{B\,W_e}{W_e + \dfrac{A}{\sigma_e - \sigma_t \dfrac{A}{W_e}}} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$W_e = \frac{A}{\sigma_e} + \frac{B\,W_e}{W_e + \dfrac{A}{\dfrac{W_e \cdot \sigma_e - W_e\,\sigma_t - A}{W_e}}} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$W_e = \frac{A}{\sigma_e} + \frac{B\,W_e}{W_e + \dfrac{A\,W_e}{\sigma_e \cdot W_e - W_e \cdot \sigma_t - A}} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$W_e = \frac{A}{\sigma_e} + \frac{B}{\dfrac{W_e \cdot \sigma_e - W_e \cdot \sigma_t - A + A}{W_e \cdot \sigma_e - W_e \cdot \sigma_t - A}} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$W_e = \frac{A}{\sigma_e} + \frac{B\,(W_e \cdot \sigma_e - W_e \cdot \sigma_t - A)}{W_e \cdot \sigma_e - W_e \cdot \sigma_t} \cdot \frac{1}{\sigma_e}$$

$$W^2{}_e = \frac{A\,W_e}{\sigma_e} + \frac{B\,(W_e \cdot \sigma_e - W_e \cdot \sigma_t - A)}{\sigma_e\,(\sigma_e - \sigma_t)}$$

$$W^2{}_e - \frac{A\,W_e}{\sigma_e} + \frac{B\,W_e \cdot \sigma_e}{\sigma_e\,(\sigma_e - \sigma_t)} - \frac{B\,W_e \cdot \sigma_t}{\sigma_e\,(\sigma_e - \sigma_t)} - \frac{B\,A}{\sigma_e\,(\sigma_e - \sigma_t)}$$

$$W^2{}_e + W_e\left(-\frac{A}{\sigma_e} - \frac{B}{\sigma_e - \sigma_t} + \frac{B \cdot \sigma_t}{\sigma_e\,(\sigma_e - \sigma_t)}\right) + \frac{B \cdot A}{\sigma_e\,(\sigma_e - \sigma_t)} = 0$$

Ecuación general en función de diferentes tipos de acero.

De los valores obtenidos se escogerá el que resulte más práctico y económico.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

En el caso particular en que se haga $B_t = 2\,A$:

$$W_c = \frac{B}{2\,(\sigma_c - \sigma_t)}; \quad W_t = \frac{B - 2\,W_c \cdot \sigma_t}{2 \cdot \sigma_t}$$

Debido a la gran esbeltez de los pórticos se han suprimido varias gradas prefabricadas por gradas hormigonadas in situ, que a la vez sirven de arriostramiento junto con otros elementos como muros, vigas de riostra, etc. (fig. 13).

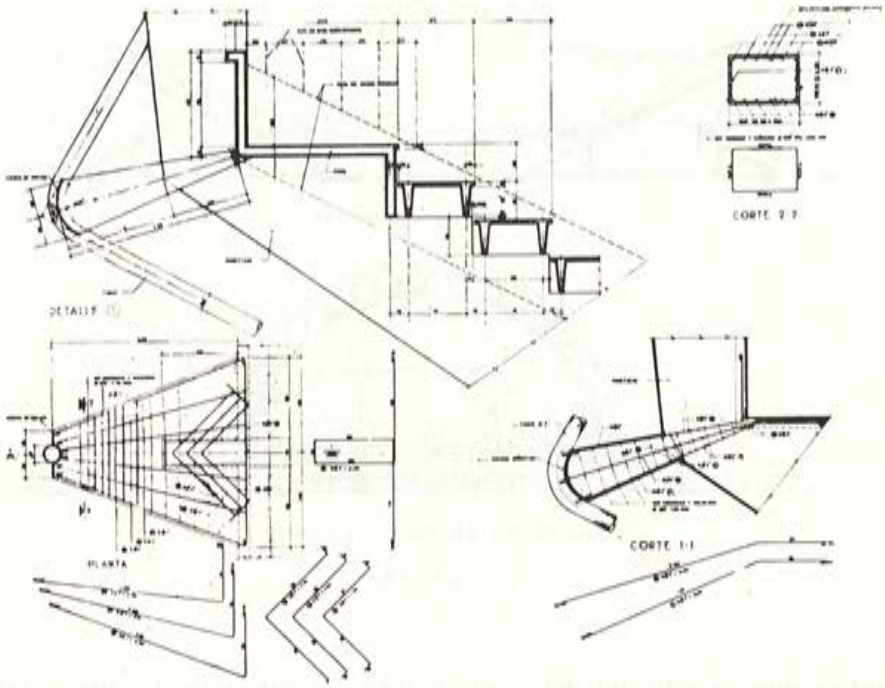



Fig. 13. — Detalle del dispositivo en el punto "D" del pórtico.

Los pórticos se calcularon sobre cimentación directa, debido a que según ensayos realizados la capacidad de soporte del suelo es bastante buena.

Por último, en la parte inferior, entre los arranques de cada pórtico, se ha previsto un tensor pretensado para absorber las fuerzas horizontales que se originan. Este tensor podría ser prefabricado para evitar introducir en los pórticos acciones secundarias.

## 3. ARCO CENTRAL

### 3.1. Características.

Tiene una luz de 44 m y una altura de22 m; había que prever en él el apoyo central de los cables portantes de la cubierta colgante (fig. 14). En cuanto al material a usar, para la solución estructural del arco, se estudiaron dos posibilidades:

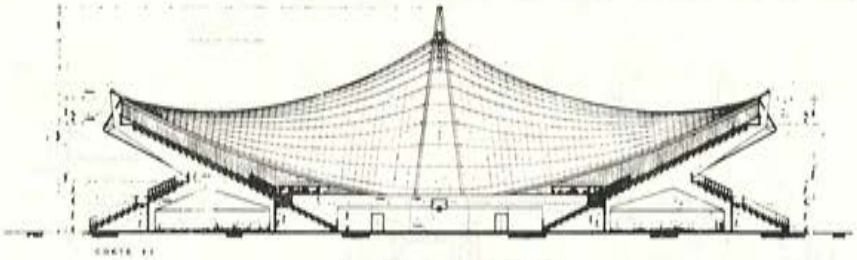
*a*) Arco en hormigón armado.

*b*) Arco compuesto de elementos de tubos de hierro.

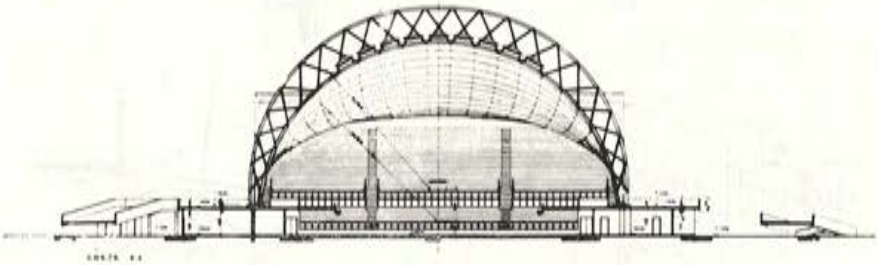


Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Desde el punto de vista estructural ambas soluciones ofrecían ventajas equivalentes, en cambio, desde el punto de vista económico la primera solución resultaba mucho más costosa, ya que durante el proceso constructivo había que emplear una cimbra, que debido a la altura del arco resultaba muy costosa, en cambio, la segunda solución ofrecía la posibilidad de elaborar el arco en taller por secciones y montarlo en obra valiéndose de apoyos temporales. El valor de la cimbra para el encofrado del arco



*Sección longitudinal.*



*Sección transversal (arco central).*

Figura 14.

costaba tanto como la solución del arco en tubo ya colocado. La desventaja de la segunda solución es el mantenimiento, lo cual no hizo ceder la balanza a favor de la primera solución (arco en hormigón), ya que con la técnica moderna gozamos de materiales excelentes para la protección de elementos metálicos expuestos a la intemperie.

La solución adoptada consiste en un arco de sección variable, formado a su vez por cuatro arcos circulares, los cuales por facilidad constructiva tienen igual radio de curvatura.

Los arcos de tubo ($A_1$) y ($A_2$) determinan el cordón superior, y ($B_1$) y ($B_2$) determinan el cordón inferior (fig. 15). Los arcos ($A_1$) y ($B_1$) están contenidos en un plano, al igual que los ($A_2$) y ($B_2$); estos planos se cruzan a la cota máxima del cordón superior, y tienen una separación de 6 m en la cota de apoyo de los arcos (fig. 15), esto se hizo para dar una mayor rigidez al arco en el sentido de los cables portantes.

El conjunto de los arcos en el sentido radial es de sección variable, teniendo los cordones una separación de 1 m en la sección de los apoyos y de 4 m en la sección central. Esta variación corresponde a la magnitud de los esfuerzos que se presentan en el arco (figura 16).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

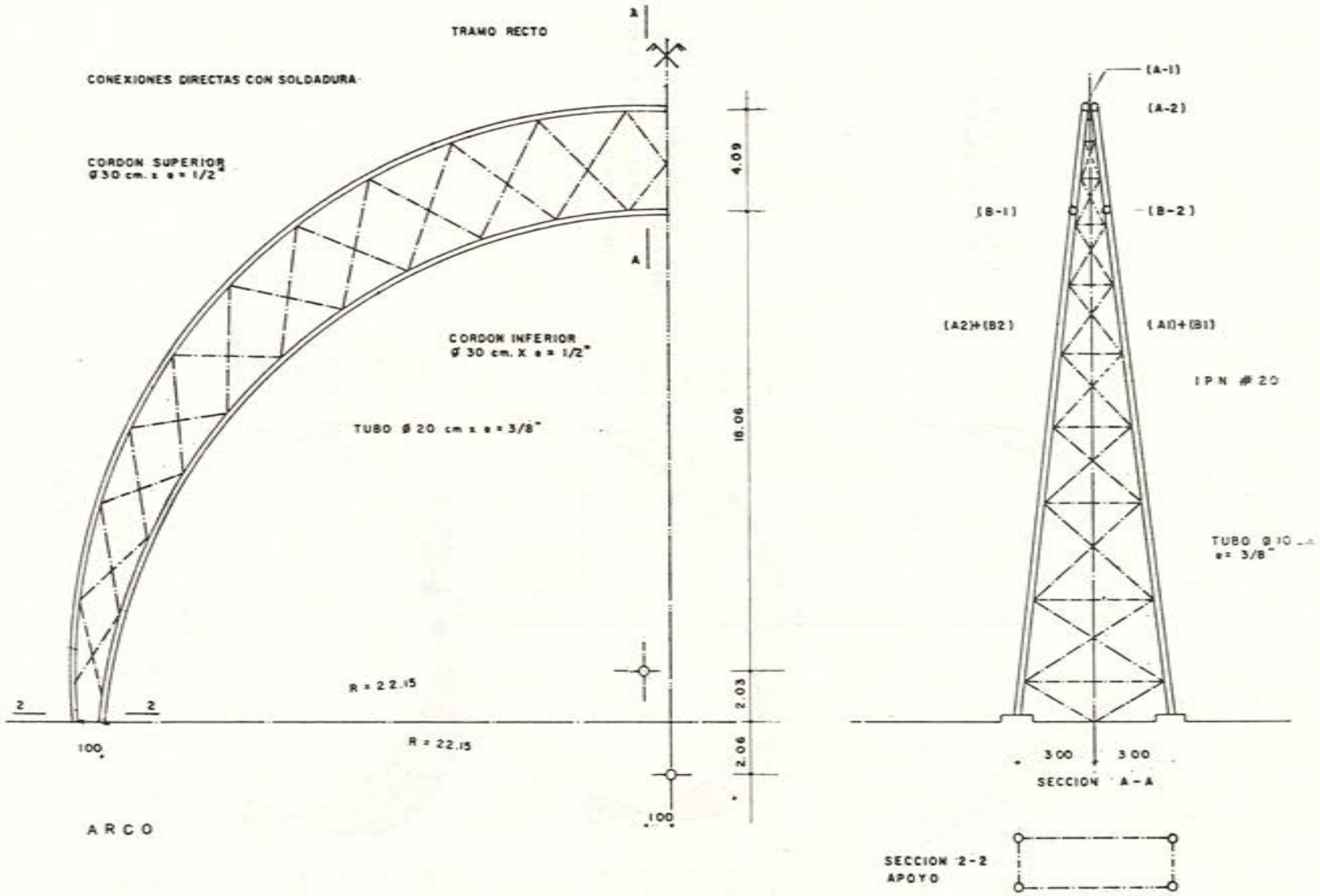
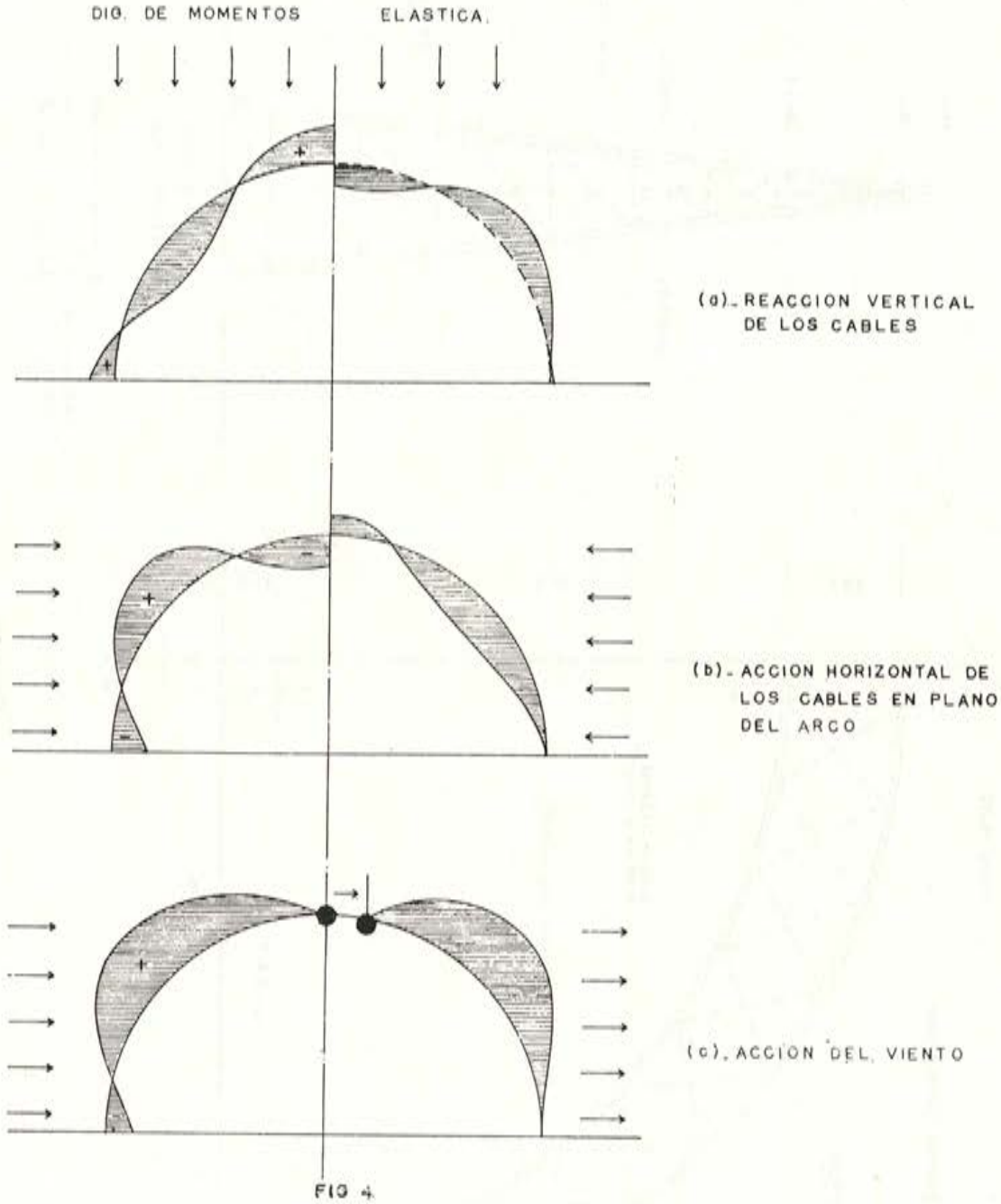



Figura 15.




MOMENTO + = TRACCION CORDON INFERIOR

MOMENTO − = TRACCION CORDON SUPERIOR

Figura 16.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

### 3.2. Análisis estructural del arco.

El análisis estructural del arco se hizo como:

1. Arco biarticulado.
2. Arco doblemente empotrado.

Se escogió la segunda solución por ofrecer mayores ventajas.

El análisis estructural del arco se hizo con la ayuda de la máquina electrónica, y se determinaron así los momentos y fuerzas axiales que actúan en las diferentes secciones, luego se hallaron las fuerzas en los cordones superior e inferior, y de manera gráfica se determinaron los esfuerzos, a los cuales están sometidos los elementos que conectan los tubos principales.

Se calculó el arco para las siguientes cargas:

*a*) Reacciones de los cables portantes tomando una carga de 150 kg/m² = 85 kilogramos/m² (peso propio) + 65 kg/m² (sobrecarga).

*b*) Una carga horizontal, igual al 10 por 100 de las reacciones de los cables, actuando cada una en el punto correspondiente.

### 3.3. Elementos empleados en el arco central.

Los cuatro arcos circulares de los cordones superior e inferior son de tubo de 30 centímetros de diámetro y de 1/2″ de espesor.

Los tubos del cordón superior se unieron por medio de montantes horizontales de tubo de 30 cm de diámetro y 1/2″ de espesor y de diagonales de tubo de 20 cm de diámetro y 3/8″ de espesor.

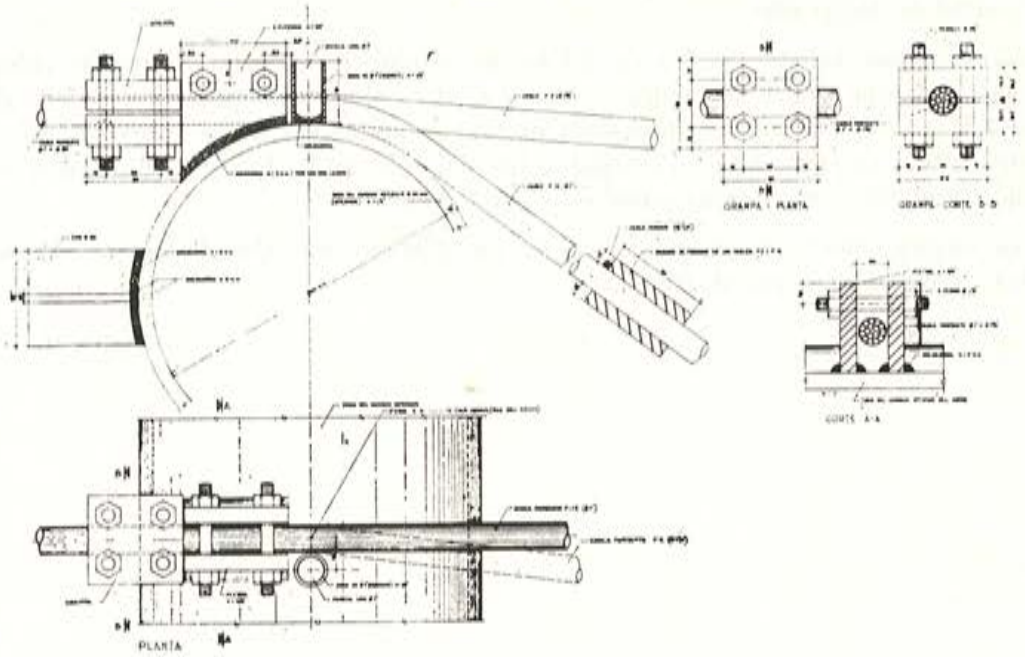



Fig. 17. — Detalle del apoyo de los cables portantes en los tubos del cordón del arco central.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Los tubos del cordón inferior se unieron por montantes horizontales de perfiles IPN núm. 20, el cual sirve además de protección del cable portante a través de su paso por el arco central.

Los tubos contenidos en un plano se unieron por puntales y diagonales de tubo de 20 cm de diámetro y 3/8″ de espesor.

En la sección transversal del arco los tubos opuestos por la diagonal se arriostraron en cada lugar de llegada de los cables portantes por medio de un tirante compuesto de dos ∅ 1″.

La unión de los tubos de los cordones se hará por soldadura a tope.

La unión de los tubos que llegan a los nudos se hará por medio de conexión directa con soldadura (fig. 17).

El proyecto de la obra que en el presente trabajo se describe, fue hecho en la División de Estudios y Proyectos de la Dirección de Edificios del M.O.P. por los profesionales que a continuación se nombran:

Dr. Ingeniero Waclaw Zalewski.

Ingeniero José A. Delgado.

Ingeniero Oswaldo Núñez Cárdenas.

Ingeniero José A. Peña U.

Arquitecto Antonio Vegas.

## RESUMEN

El gimnasio cubierto forma parte del complejo deportivo que el M.O.P. construye en la ciudad de Maracaibo.

Necesitándose salvar una luz de 79 m, se adoptó la solución de techo colgante, compuesto por una malla de cables de acero y una cubierta de paneles de acero galvanizado. La solución de cubierta adoptada protege a los cables de la corrosión. El techo se apoya sobre un arco metálico central y las tribunas están formadas por pórticos de hormigón armado y gradas pretensadas prefabricadas.

Los empujes horizontales en la base de los pórticos son absorbidos por medio de tensores pretensados y prefabricados.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

591 - 2 - 43

# estructura espacial de un puente en Brno (Checoslovaquia)

VLADIMIR KOLAR
JAN KOPECKY
JOSEF JURANEK

*(Articulo publicado en la Revista «Stavebnicky Casopis», Vol. XVI, n.° 9, 1968)* (*)

Con el fin de resolver el relativamente complicado problema de tráfico que se planteaba en la entrada al recinto de la Feria Internacional de Brno, se ha construido un puente para dar paso a una doble vía de tranvías por encima de la calle Krizovsky, con una gran intensidad de tráfico. Por otra parte, se quiso mantener la alineación general de la vía, cuyo trazado se desarrolla con un radio de 70 m, y que el puente constituyese un vértice vertical curvo, mediante un arco de 1.000 m de radio. Por todo ello, la estructura del puente se sale de lo corriente e impresiona desde el punto de vista arquitectónico. En las bases del concurso se exigía que el puente fuese de un solo tramo, sin pilas intermedias, que las vigas del puente tuviesen el menor canto posible y que el propio puente fuese también lo más diáfano posible.

En el anteproyecto se propuso una estructura de hormigón pretensado que era la que, en general, respondía mejor a los requisitos exigidos (**). En la figura 1 se reproduce una perspectiva del puente que da idea de su aspecto arquitectónico y concepción estructural. Al fondo se aprecia el rascacielos que forma parte de las instalaciones fijas del recinto ferial.

## DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura real del puente está constituida por un pórtico espacial, de un solo tramo en hormigón pretensado. La luz teórica de la viga del puente (medida a lo largo de su eje central) es de 50 m y se prolonga por cada lado, más allá de los apoyos ver-

---

(*) Agradecemos a la Dirección de la revista *Stavebnicky Casopis* y a los autores del presente artículo, su amable autorización para publicar esta traducción y el habernos facilitado los originales de las fotografías que la ilustran.

(**) El autor del primer proyecto fue E. G. Vanous, de la Empresa Dopravoprojekt National Co., de Brno; esta misma Empresa redactó también el programa previo de obra. Los cálculos estáticos y los trabajos de delineación de planos los hizo la Dopravni Stavby National Co., de Olomouc. Las mediciones sobre modelo fueron efectuadas por la Facultad de Mecánica de la Construcción de la Academia Técnica de Brno y los ensayos de carga por la Facultad de Puentes y Estructuras de Hormigón, de dicha Academia.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

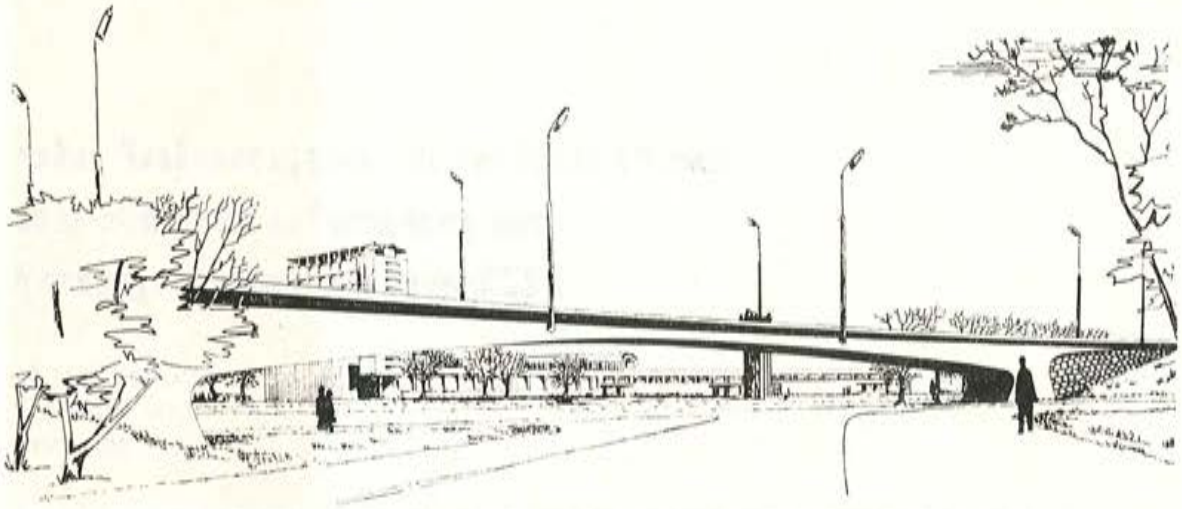


Fig. 1. — Original aspecto arquitectónico del puente.

ticales, con un voladizo de 5 m. La viga es de sección transversal en cajón, de canto variable. En la figura 2 se indican sus dimensiones. La losa superior de la viga tiene 20 cm de espesor y, al igual que la losa inferior, lleva unas cartelas en dirección transversal, cuya principal finalidad es influir favorablemente en el diagrama de las tensiones tangenciales originadas por torsión. La losa inferior es de espesor variable, con 30 cm sobre los apoyos y 12 cm en el centro del tramo. El canto de la sección transversal en cajón varía también, longitudinalmente, según una parábola cuadrática. Los tabiques verticales transversales (vigas transversales) tienen 20 cm de espesor y van situados a intervalos de 5 metros. El tabique longitudinal vertical del centro de la sección transversal de la viga es de forma cóncava y tiene 44 cm de espesor en toda su longitud. En cambio, el espesor de los tabiques laterales varía desde 44 cm en el centro del tramo hasta 60 cm en las secciones de apoyo.

Las losas que salen lateralmente en voladizo para formar las aceras se interrumpen dos veces entre cada dos vigas transversales consecutivas, para impedir que colaboren en la sección transversal activa de la viga del puente.

Cada pila está constituida por un soporte vertical de 7 m de anchura, 70 cm de espesor y 6 m de longitud y un tirante diagonal, de hormigón pretensado, de 7 m de anchura, 30 cm de espesor y 6,65 m de longitud. Estas dos piezas, soporte y tirante, concurren en una zapata única de cimentación, de hormigón armado, en la cual se anclan también los cables de pretensado del tirante.

Los extremos de la viga del puente que vuelan más allá de las pilas, son de sección transversal maciza de 7 m $\times$ 2,04 m.

La anchura del puente, entre barandillas, es de 8,5 m; la distancia entre ejes de las dos vías, 3 m; el peralte de las vías de 100 mm y la anchura prevista para las aceras, 80 cm.

Como sobrecarga para el cálculo se adoptó el tren de cargas tipo T-II, constituido por coches-tranvías de cuatro ejes, de 29 t de peso, dispuestos uno a continuación del otro, sin separación alguna entre ellos, y considerando un tren sobre cada vía.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

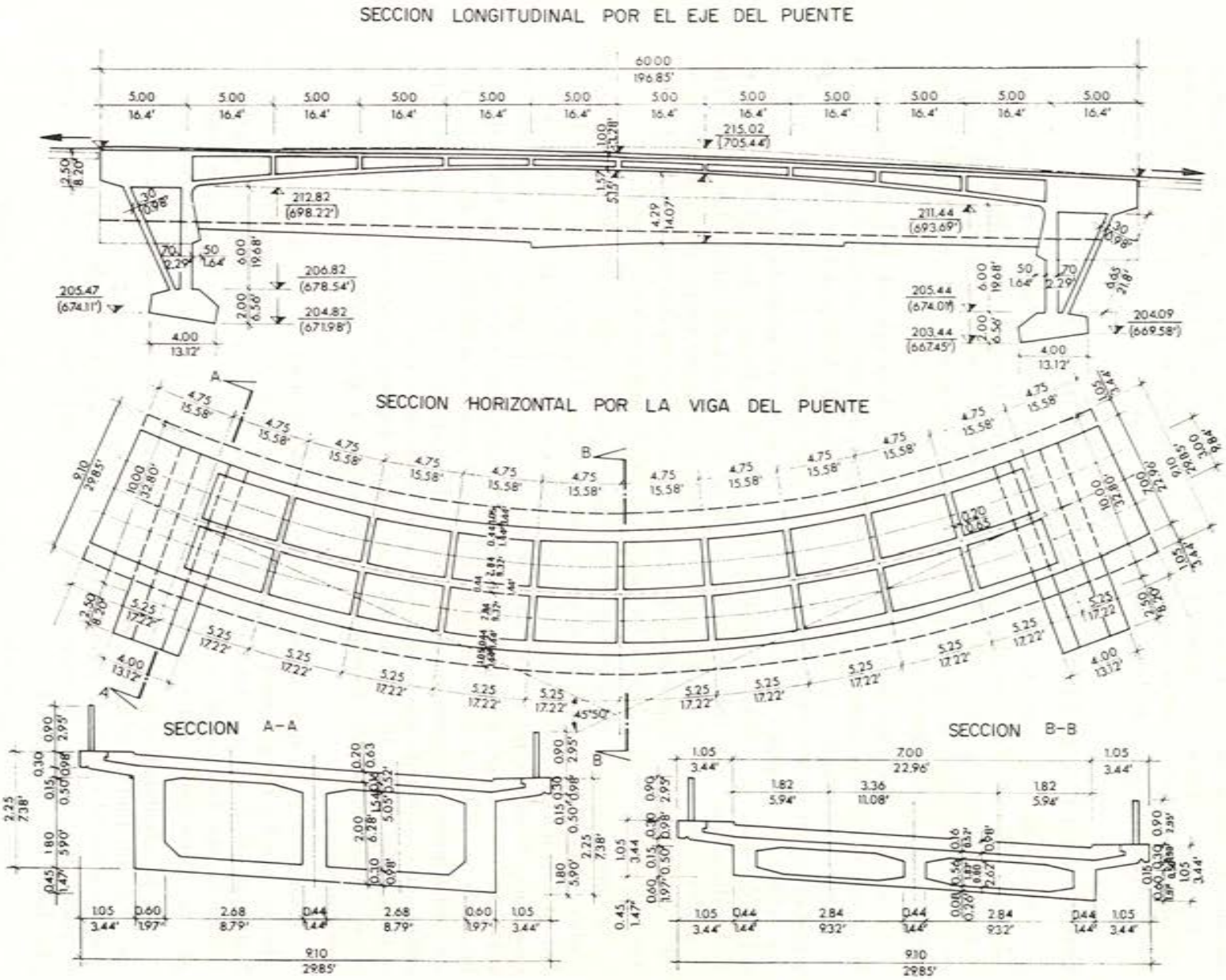



Fig. 2. — Forma y dimensiones de la estructura del puente.

En la fecha del proyecto, los autores del mismo sólo tenían conocimiento de un puente de estructura análoga, construido en Caracas en 1959. Ambos puentes son semejantes, únicamente, en lo que se refiere a la curvatura de la viga. Por lo demás, la estructura del puente de Caracas estaba constituida por un pórtico simple formado por las pilas y una viga de sección transversal en cajón, de 6 m de anchura. El canto de esta viga era considerablemente mayor que el de la del puente de Brno.

## COMPORTAMIENTO ESTATICO Y ESTRUCTURA DE APOYO

El esquema estructural básico puede considerarse constituido por un pórtico de un solo tramo con una viga curvada espacialmente. Como la estructura es de hormigón pretensado y, además, el comportamiento de los elementos verticales de apoyo del pórtico no se ajusta al concepto clásico, ha sido necesario tener en cuenta también el proceso constructivo en los cálcuols estáticos.

Durante la ejecución, como el tirante diagonal de hormigón está todavía separado de la estructura por una junta, el puente trabaja como un pórtico con los extremos del dintel prolongados en voladizo. Después, se tesa la armadura de la viga del puente y el primer grupo de cables de los tirantes diagonales. Como consecuencia, se introduce un esfuerzo que origina un momento flector en los soportes y reduce el momento flector en el centro del tramo. Una vez vertido y fraguado el hormigón de relleno de las juntas entre los tirantes diagonales y los voladizos extremos de la viga del puente, se tesa el segundo grupo de cables de los tirantes, con lo cual se introduce en ellos una compresión adicional de reserva que sirve para compensar las tensiones de tracción originadas por los momentos flectores y esfuerzos axiles debidos a las cargas adicionales permanentes y fortuitas.

El pretensado de los tirantes y de la viga del puente origina una contraflecha en el centro del tramo, de magnitud tal que la estructura se despega por sí misma de la cimbra. Si los cables de los tirantes se tesan diagonalmente a su eje longitudinal, se producen unas componentes transversales, horizontales, del esfuerzo de pretensado, que actúan favorablemente. La gran anchura de la viga y de los apoyos respecto a su longitud, hace necesario que se tenga en cuenta en los cálculos el carácter bidimensional de estos elementos, aisladamente considerados. Sin embargo, el cálculo exacto de las tensiones y deformaciones sería así mucho más complicado, como consecuencia de la relativamente pequeña resistencia del terreno de cimentación que, dado el funcionamiento del puente como estructura espacial, permite considerables corrimientos y giros elásticos de los apoyos en todas direcciones.

Cuando se redactó el proyecto no era posible efectuar un cálculo estructural más afinado, que tuviese en cuenta el comportamiento espacial de la estructura, el carácter bidimensional de sus elementos constituyentes y la influencia de la naturaleza elástica de la cimentación. Las teorías entonces conocidas no proporcionaban un método adecuado para la realización de estos cálculos, exceptuando quizá el método diferencial.

En la actualidad, el problema podría resolverse satisfactoriamente por el método de los elementos finitos (referencias 5 y 7), aun cuando tampoco en estos momentos se dispone en Checoslovaquia de computadores digitales capaces de trabajar con un número de parámetros tan elevado como el que hay que manejar para la resolución de estos complicados problemas espaciales.

Si la esrtuctura no tuviese las vigas transversales que rigidizan considerablemente la sección transversal, el problema podría también resolverse de acuerdo con los principios dados en la referencia 6.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Las dificultades arriba mencionadas con que se tropezaba para poder realizar un cálculo teóricamente exacto de la variación de los esfuerzos internos, dada la complejidad de la estructura, obligó a los proyectistas a adoptar el siguiente procedimiento: el cálculo estático de la estructura se efectuó admitiendo un esquema estructural simplificado, que consistía en un pórtico espacial con juntas elásticas en las cimentaciones, pero cuyos elementos eran lineales y no bidimensionales.

La forma en que se distribuían los esfuerzos internos y las deformaciones a lo ancho de la viga del puente y de los apoyos, se estudió experimentalmente sobre un modelo. Los ensayos sobre modelo, además, servían para comprobar los cálculos estáticos y, eventualmente el comportamiento conjunto de la estructura del puente.

## CALCULO ESTRUCTURAL DEL ESQUEMA LINEAL

Durante la etapa de construcción, cuando se introduce el pretensado, la estructura se comporta como un pórtico espacial, con dos pilares *S* y una viga *P* (fig. 3, *a*), elásticamente empotrado en la cimentación.

Más adelante, cuando ya se han hormigonado las juntas entre los tirantes diagonales y los voladizos extremos de la viga del puente y se han tesado también los cables restantes, el esquema estructural se modifica transformándose en el indicado en la figura 3, *b*.

Los soportes con su cimentación elástica durante la etapa constructiva y estos mismos elementos más los tirantes diagonales y los extremos volados de la viga, una vez introducido el pretensado, pueden considerarse como la infraestructura del puente.

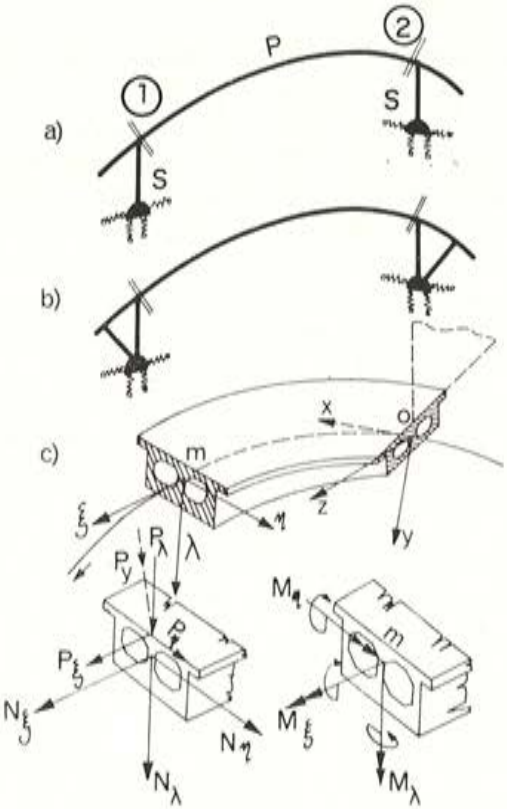



Fig. 3. — Esquema estructural: *a*) durante la construcción; *b*) durante la vida de servicio; *c*) sistemas coordenados; *d*) componentes de signo positivo de los esfuerzos externos e internos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Esta infraestructura puede analizarse, independientemente, bajo la acción de una carga dada y bajo la acción de un esfuerzo unitario y unos momentos actuando en los extremos 1 y 2 (figs. 3, *a*, y 3, *b*). De este modo puede utilizarse el "método de las fuerzas" para encontrar una solución uniforme en ambas etapas del proceso de ejecución del puente.

En los dos casos, la viga *P*, que queda enlazada a la infraestructura es la misma. Si se consideran todas las fuerzas y momentos que actúan sobre la estructura espacial, la viga del puente tendrá $2 \times 6 = 12$ componentes de apoyo en los puntos 1 y 2, es decir, que la estructura tendrá seis grados de hiperestatismo. Puede asimilarse a una línea *P*, espacialmente curva, de sección transversal variable, elásticamente empotrada en los dos extremos 1 y 2 a la infraestructura S, cuyas características de deformación han sido ya calculadas.

A las seis condiciones de equilibrio de la viga *P*, habrá que añadir las otras seis ecuaciones que se deducen de la aplicación del "método de las fuerzas". Estas ecuaciones expresan el hecho de que la suma de los corrimientos o giros relativos, en las juntas 1 y 2, en la dirección de los seis valores hiperestáticos elegidos, $X_i$ ($i = 1, 2, \ldots, 6$), son iguales a cero:

$$\sum_{i=1}^{6} \delta_{ik} X_i + \delta_{kp} = 0 \quad (k = 1, 2, \ldots 6)$$

El cálculo del coeficiente $\delta_{ik}$ y del factor de carga $\delta_{kp}$ se efectúa de acuerdo con los conocidos principios del "método de las fuerzas" (Ref. 3), teniendo en cuenta la influencia del conjunto de las seis componentes de los esfuerzos internos en cada sección transversal.

Algunas de estas componentes, cuando se valoran numéricamente, resultan prácticamente despreciables, por lo que, en principio, podría suponerse que no era necesario tener en cuenta su influencia en la deformación. Sin embargo, considerando la complejidad de la variación de la sección transversal y la curvatura espacial de la viga del puente, así como el carácter extraordinario de este tipo de estructura, sobre la cual no existía experiencia previa, se consideró prudente no prescindir ni siquiera de estas pequeñas influencias secundarias. De esta manera se consigue, además, una ventaja adiiconal, y es que resulta posible establecer una comparación exacta con los resultados obtenidos en los estudios sobre modelo, ya que en éste, teniendo en cuenta el cumplimiento de las normas sobre similitud de modelos, se registran forzosamente todos los efectos, incluso los secundarios. Esta es también una de las razones por las cuales se obtiene una concordancia relativamene perfecta entre los cálculos teóricos y los experimentales, considerando la magnitud de los esfuerzos internos que se deducen de las tensiones en la sección transversal.

*Cálculo de los elementos estructurales, aplicando el método de las fuerzas*: El cálculo de la infraestructura S fue relativamente sencillo. Se adoptaron las hipótesis de elasticidad perfecta del terreno y de una relación lineal entre tensiones y flexiones en la superficie de contacto entre el terreno y la cimentación. Se tuvieron en cuenta las seis componentes de los posibles corrimientos de la base (tres componentes lineales y tres angulares) y también sus efectos, o sea, los movimientos no elásticos de la base originados por una causa cualquiera, como por ejemplo: asientos, empuje horizontal de los apoyos, etc. Estos efectos sobre el conjunto de la estructura del puente, se compararon después con las cuidadosas medidas realizadas sobre el modelo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

El cálculo de la viga $P$ del puente fue el que exigió más tiempo. Se basó en el detenido estudio de la flecha de un voladizo, constituido por una de las mitades de la viga supuesta perfectamente empotrada en la sección transversal del apoyo y libre en el extremo $O$. Este extremo libre se eligió también como origen del sistema de coordenadas $x$, $y$, $z$ que definen las tres direcciones en el espacio (fig. 3, *c*). El eje "$x$" es tangencial al baricentro espacial de la línea $P$, y los ejes "$y$" y "$z$" caen en un plano perpendicular, siendo "$y$" vertical y "$z$" horizontal. Además, en cada sección transversal "$m$" se eligió un sistema local de coordenadas formado por los ejes $\xi$, $\eta$, $\lambda$, de tal forma que $\eta$ y $\lambda$ coinciden con los ejes principales de gravedad de la sección transversal, y $\xi$ es perpendicular al plano de dicha sección transversal, en su centro de gravedad. Para los sistemas de coordenadas "$x$", "$y$", "$z$" y $\xi$, $\eta$, $\lambda$, son válidas las conocidas relaciones de la geometría analítica.

De acuerdo con los ejes elegidos, las seis componentes de los esfuerzos internos en la sección transversal "$m$" fueron designados de la siguiente manera:

| | |
|---|---|
| Momentos flectores, | $M_\eta$, $M_\lambda$ |
| Momento de torsión, | $M_\xi$ |
| Esfuerzos cortantes, | $N_\eta$, $N_\lambda$ |
| Esfuerzo normal (axil), | $N_\xi$ |

En la figura 3 estas componentes se representan mediante vectores que se consideran positivos cuando la parte de la viga correspondiente a $\xi > 0$ actúa sobre la otra parte de la viga (de $\xi < 0$), en la sección transversal "$m$", en la dirección positiva de los ejes $\xi$, $\eta$ y $\lambda$. Los vectores de los momentos que producen giros de signo contrario al de las agujas del reloj, se marcan con una doble flecha. Las componentes $P_\xi$, $P_\eta$, $P_\lambda$ de la carga, se definen con los mismos ejes coordenados, es decir, $P_\xi$ es la componente axil y $P_\eta$, $P_\lambda$ las componentes transversales. Para el cálculo de las líneas de influencia de las componentes, por razones prácticas, la componente vertical $P_\lambda$, que tiene siempre la misma dirección de las cargas móviles consideradas sin tener en cuenta la fuerza centrífuga, se sustituyó por la componente inclinada $P_y$. En la figura 3, *d*, la componente $P_y$ se representa por una línea de trazos.

Para el cálculo de las flechas de la viga $P$ del puente se admitió la hipótesis de que las secciones transversales planas se mantienen planas, o sea, que la tensión normal $\sigma_\xi$ se distribuye linealmente en la sección transversal. No obstante, esta proporcionalidad lineal no es cierta en la práctica debido, por un lado, al pretensado, ya que los cables pasan por puntos diferentes de la sección transversal y experimentan pérdidas distintas en su esfuerzo de pretensado, y por otro lado, a causa del pequeño espesor de las paredes de la sección transversal, en cajón, cerrada. Estos hechos han sido comprobados de un modo evidente en las medidas realizadas sobre el modelo. Sin embargo, su influencia sobre las tensiones resultantes o, lo que es lo mismo, sobre los esfuerzos internos y la flecha total es muy pequeña, debido a que las vigas transversales se oponen eficazmente a que se produzcan sensibles deformaciones en la forma de la sección transversal. Esto justifica, en cierto modo, que se haya considerado la viga $P$ del puente como una barra curva en el espacio, de sección transversal indeformable.

Como demostración de cuanto antecede, a continuación se indican algunos de los datos más característicos obtenidos en los cálculos estáticos. La figura 4 muestra las varia-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

ciones de los seis esfuerzos internos originados por la carga permanente durante el proceso de ejecución. Los valores más destacables son los de:

— los momentos flectores $M_\eta$, en la sección transversal de los extremos de la viga = = — 1.862,26 m.t, y

— los momentos flectores $M_\eta$, en la sección transversal del centro de la luz = + + 504,81 m.t.

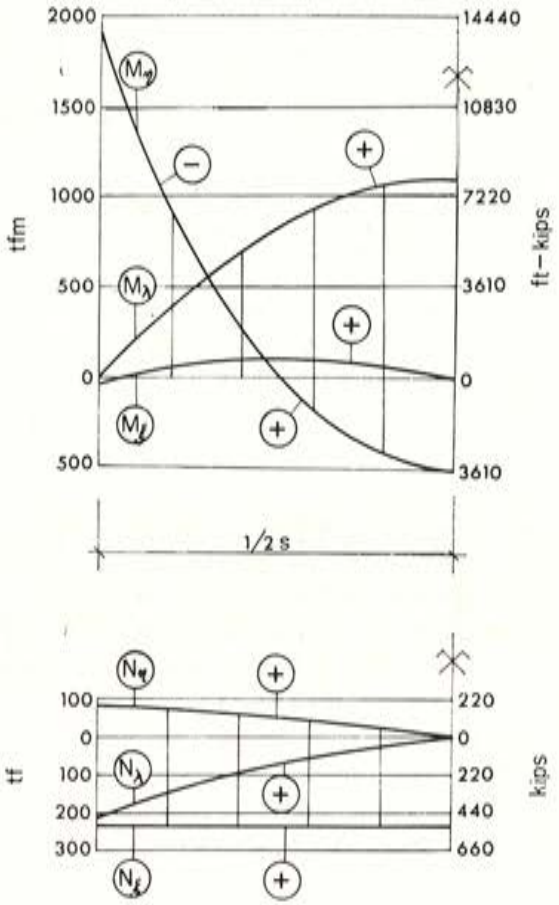



Fig. 4. — Variación de los esfuerzos internos producidos por el peso propio de la estructura durante su construcción.

También es importante el valor, prácticamente constante, del esfuerzo normal $N_\xi \simeq$ $\simeq$ — 253 t.

Las líneas de influencia de las cargas móviles unitarias $P_\xi = 1$ (axil), $P_\eta = 1$ (transversal), $P_\lambda = 1$ (vertical) y del momento de torsión $M_\xi = 1$, fueron estudiadas con la máxima atención.

En la figura 5 se representan las líneas de influencia, para la sección transversal central de la viga solamente, correspondientes a las seis componentes de los esfuerzos internos. El área encerrada por estas líneas de influencia representa el efecto total de una carga vertical, uniformemente distribuida, $P_y = 1$ t/m l, cuyas componentes parciales tienen los siguientes valores:

$M_\xi = 0$ ; $M_\eta = 43{,}94$ m . t ; $M_\lambda = -85{,}2$ m. t

$N_\xi = -0{,}05$ t ; $N_\eta = 0$ ; $N_\lambda - 0$



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

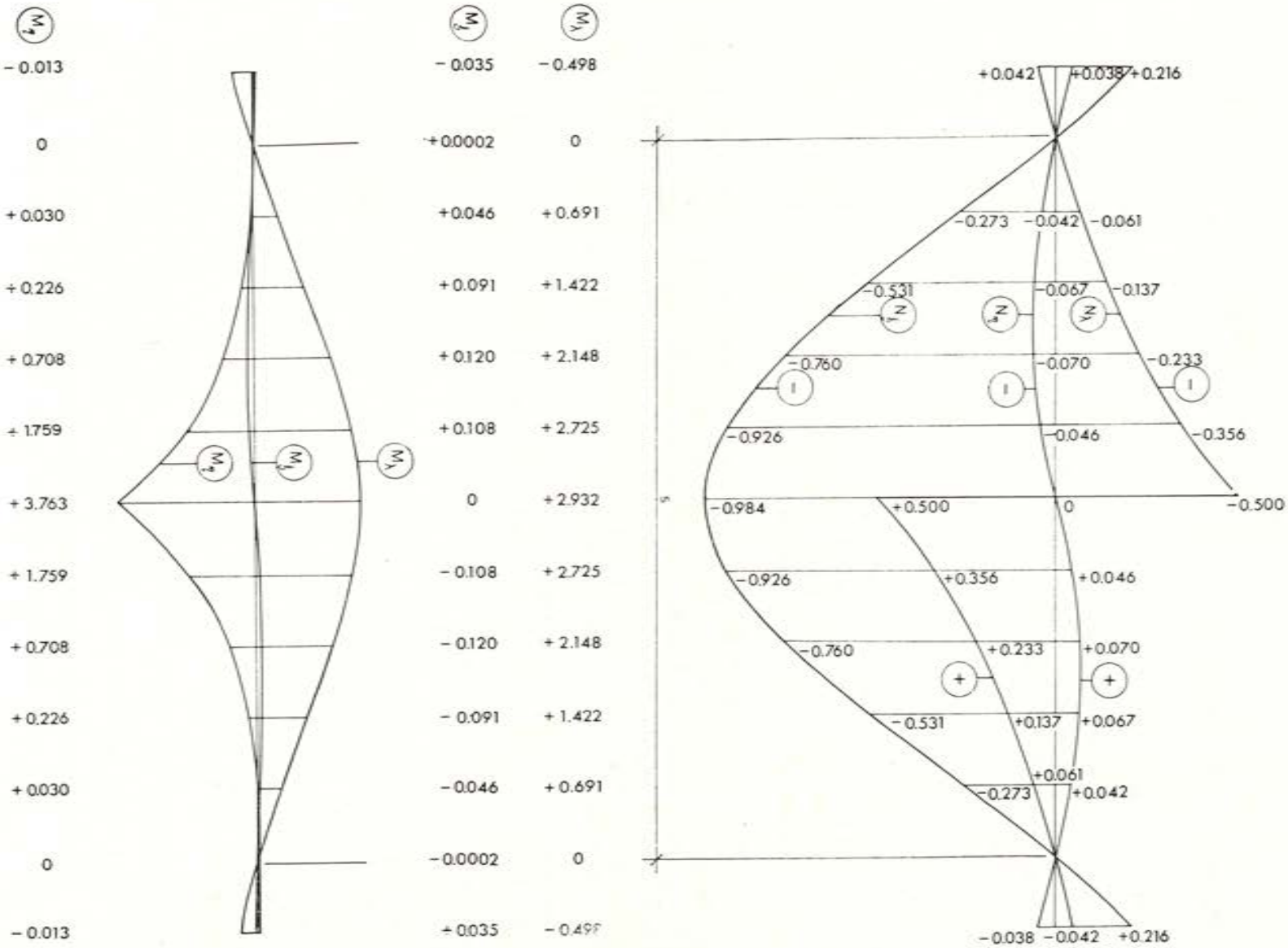



Fig. 5. — Líneas de influencia de las componentes de los esfuerzos internos en la sección transversal correspondiente al centro de la luz de la viga del puente.

Estos valores han sido comparados con los obtenidos directamente en los cálculos y han resultado satisfactoriamente concordantes.

Se han calculado, también, los valores teóricos de la flecha en el centro del vano de la viga, para las diferentes etapas y las distintas solicitaciones. Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

*Primera etapa.* — Antes de hormigonar el tirante diagonal:

| | |
|---|---|
| Debida a la carga permanente ..... | $y = +\ 53{,}5$ mm |
| Debida a la acción del tirante [$P = 721$ t] ..... | $y = -\ 9{,}4$ mm |
| Debida al pretensado de la viga del puente ..... | $y = -62{,}7$ mm |
| | $\Sigma y = -18{,}6$ mm |

*Segunda etapa.* — Estructura en servicio:

| | |
|---|---|
| Debida a la carga permanente ..... | $y = +\ 25{,}1$ mm |
| Debida a la sobrecarga ..... | $y = +\ 16{,}4$ mm |
| Flecha total debida a la carga permanente ..... | $y = +\ 6{,}5$ mm |
| Flecha total debida a la sobrecarga ..... | $y = +\ 16{,}4$ mm |

Como consecuencia de las deformaciones lentas, transcurrido un cierto tiempo la flecha aumenta y en la sección central de la viga del puente llega a alcanzar los 26 mm. Las flechas reales, medidas, por ejemplo, durante el pretensado, resultan muy semejantes a las deducidas en los cálculos teóricos. Corresponden a un módulo de elasticidad del hormigón más elevado. En la estructura real se ha comprobado que el valor de dicho módulo es muy superior al valor teórico adoptado para los cálculos estáticos.

Los efectos verticales de las cargas accidentales son, evidentemente, más importantes que los horizontales (fuerzas centrífugas e impactos). Los valores más desfavorables de los esfuerzos internos y de los momentos corresponden a los efectos producidos por las cargas accidentales situadas en su posición extrema, la carga permanente, los efectos del pretensado y los efectos laterales.

El conjunto de todos ellos sirve de base para la determinación de las dimensiones de la sección transversal. Sus valores, para las secciones transversales de la viga situadas sobre los apoyos y en el centro de la luz, se indican en la tabla 1.

Para el pretensado de la estructura se utilizaron cables de 20 ∅ Pz 4,5. La posición y el número de cables en cada una de las secciones transversales se escogieron de forma que cumpliesen lo mejor posible, tanto los requisitos del pretensado como las exigencias del funcionamiento estático de la estructura.

El centro de gravedad de los cables pasa desde el borde superior interno de la proyección plana del arco, sobre los apoyos, al borde inferior externo de la sección transversal, en el centro de la luz. Los cables pueden dividirse en los siguientes grupos:

1. Cables longitudinales, situados en las paredes laterales de la sección y que corren a lo largo de toda la viga del puente, anclándose en los extremos de la estructura.
2. Cables situados en las paredes laterales de la sección y que se anclan entre los apoyos, sacándolos a través de la losa superior de la sección.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

TABLA 1. — *Valores más desfavorables de los esfuerzos internos, en m.t y t.*

| Sección transversal | Carga | $M_\eta$ (m.t.) | $M_\lambda$ (m.t.) | $M_\xi$ (m.t.) | $N_\eta$ (t) | $N_\lambda$ (t) | $N_\xi$ (t) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sobre los apoyos del arco 0,01 | Pretensados y valores suplementarios. | + 3.938 | + 390 | + 330 | — 170 | + 543 | — 4.363 |
| | Peso propio y otras cargas permanentes. | — 5.246 | — 879 | | | | — 288 |
| | Efectos laterales. | + 140 | — 99 | + 32 | + 27 | + 3 | + 63 |
| En el centro de la luz del tramo 0,51 | Pretensado y valores suplementarios. | — 560 | — 1.501 | — 8,5 | — 8,0 | — 30,7 | — 2.505 |
| | Pesa propio y otras cargas permanentes. | + 944 | + 1.822 | | | | — 544 |
| | Efectos laterales. | + 102 | — 173 | — 0,9 | — 0,5 | + 1,7 | — 23 |

3. Cables adicionales dispuestos en las paredes laterales de la sección y que se tesan desde un extremo y terminan en un anclaje muerto, en espiral, por el otro.
4. Cables situados en la losa inferior de la sección en cajón y que partiendo de la superficie exterior del arco (en el centro de la luz) se van a anclar en la cara interior (sobre los apoyos).
5. Cables adicionales en la losa superior, encima de los apoyos.
6. Cables transversales en los bloques de anclaje y en algunas vigas transversales.

Debido a la fuerte curvatura, las pérdidas teóricas de esfuerzo de pretensado por rozamiento en algunos cables son muy importantes. Las mayores pérdidas las experimentan, como el lógico, los cables de trazado más irregular (pérdidas totales superiores al 27 por 100). En los extremos de la estructura se anclan 144 cables y otros tantos en la sección transversal situada encima de los apoyos. Por la sección transversal correspondiente al centro de la luz pasan 88 cables longitudinales. El esfuerzo total de pretensado es de 4.400 t sobre los apoyos y de 2.550 t en el centro de la luz de la viga del puente.

## MEDIDAS REALIZADAS SOBRE EL MODELO

El estudio del comportamiento bidimensional de los elementos estructurales del puente se hizo mediante ensayos sobre un modelo a escala reducida (Ref. 4). El modelo se construyó en Umaplex, a escala 1 : 50, con lo cual su longitud total era de 120 cm. Su construcción resultó bastante complicada; en particular, la preparación de la losa infe-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

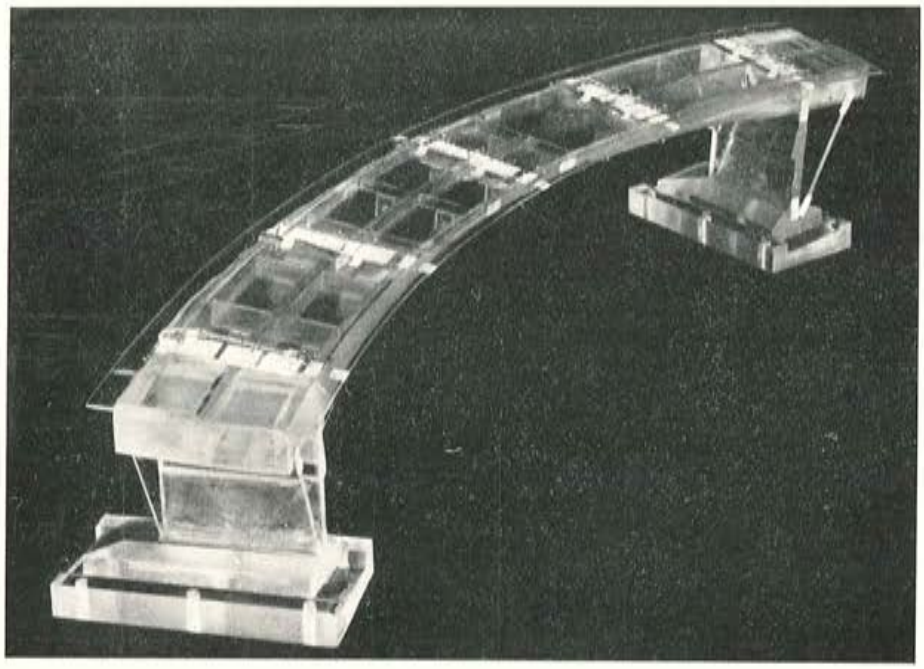


Fig. 6, *a*. — Modelo del puente preparado para ensayo.

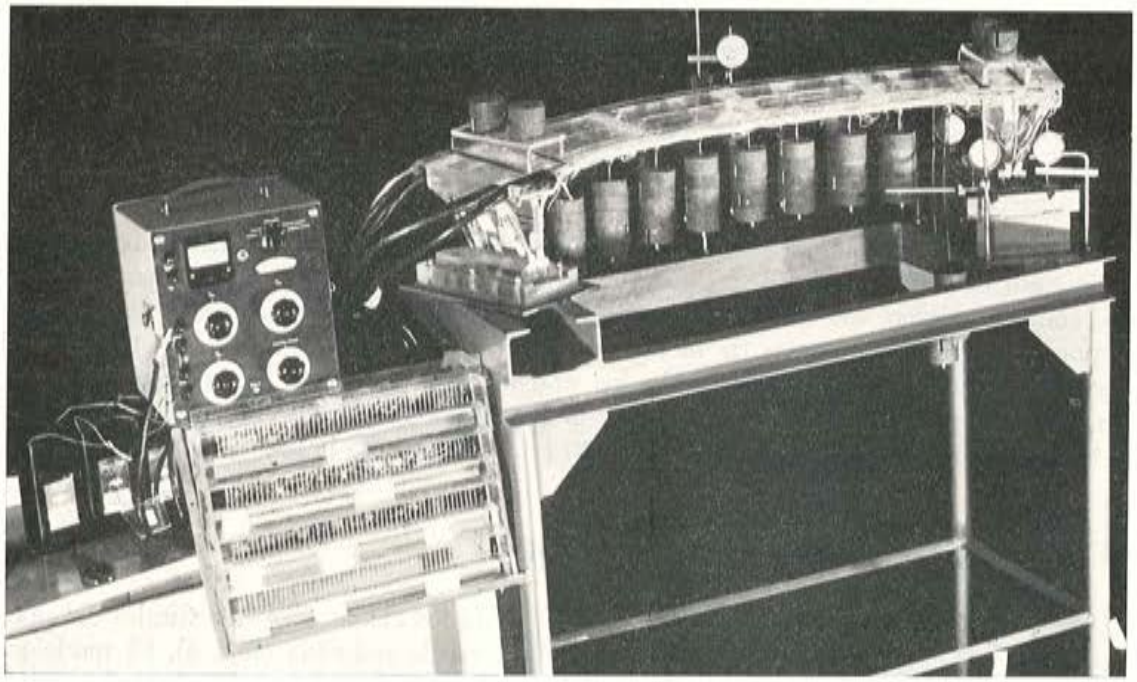


Fig. 6, *b*. — Modelo cargado y equipo de medida.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

rior de la sección en cajón de la viga del puente, curvada espacialmente y de espesor variable, exigió el empleo de técnicas complejas. Las juntas entre las diversas piezas del modelo se pegaron con una cola a base de cloroformo y su comportamiento se mantuvo bajo control constante durante todo el ensayo. El modelo era una reproducción casi perfecta del puente auténtico y únicamente se suprimieron en él algunos detalles que, estructuralmente, carecían de importancia. Se colocaron en él 123 bandas extensométricas, de las cuales 38 se dispusieron en roseta, y que daban en total 199 puntos de medida. En la viga, las bandas extensométricas se distribuyeron en grupos de cinco, uno en cada sección transversal, adheridas a las losas superior e inferior. Las medidas se hicieron en las secciones de apoyo y en las situadas a los cuartos y en el centro de la luz En los soportes y en los tirantes diagonales se colocaron 40 bandas extensométricas.

El modelo se colocó sobre un soporte metálico (fig. 6), y con el apoyo izquierdo empotrado. El apoyo derecho llevaba unas guías que le permitían seguir todos los movimientos previstos (tres corrimientos lineales y tres angulares). Los indicadores de los elongámetros de resistencia utilizados eran del tipo SA-1, con compensador de temperatura. El problema de conmutación se resolvió con unas cajas-conmutadoras especiales, de mercurio, que por su pequeño tamaño permitían hacer de una sola mez las lecturas de los 199 puntos de medida. Otras ventajas evidentes de estas cajas conmutadoras eran el valor constante de sus resistencias transitorias y su facultad de eliminar totalmente los efectos secundarios.

Se estudiaron las tensiones en la estructura bajo los cinco estados de carga siguientes:

1. Peso propio de la estructura.
2. Carga total, uniformemente distribuida a lo largo de todo el puente.
3. Carga total, uniformemente distribuida sobre la mitad de la longitud del puente.
4. Carga puntual, vertical, en el centro de la luz.
5. Carga horizontal en el centro de la luz.

Además, se estudió también la estructura en los seis estados de deformación correspondientes a las seis componentes de deformación actuando sobre el apoyo derecho.

La carga vertical de la estructura entre apoyos, se materializó mediante pesos colgados por debajo del modelo, que podían colocarse o retirarse, a voluntad.

Estos pesos se sujetaban a las vigas transversales con el fin de obtener una distribución transversal uniforme y evitar deformaciones locales de la losa inferior. La valoración de las medidas efectuadas se realizó con un computador LGP-30, que era el único que existía en Brno, en 1964 (Ref. 1). La variación de las componentes de las tensiones individuales, a lo ancho de cada elemento del puente en los puntos de medida, se representaron gráficamente. Se comprobó así que esta variación distaba mucho de ser lineal y que al seleccionar la sección transversal del puente debería haberse tenido también en cuenta el comportamiento bidimensional de los diferentes elementos estructurales. Las figuras 7 y 8 muestran la variación de algunas de las componentes de la tensión a lo ancho de las losas superior e inferior de la viga del puente, bajo la acción de la carga total uniformemente distribuida. Los valores numéricos indicados en las figuras son sólo relativos y no han sido recalculados de acuerdocon la relación entre las escalas de la estructura real y el modelo.

Además de la variación de tensiones a lo ancho de los elementos, se calcularon tam-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

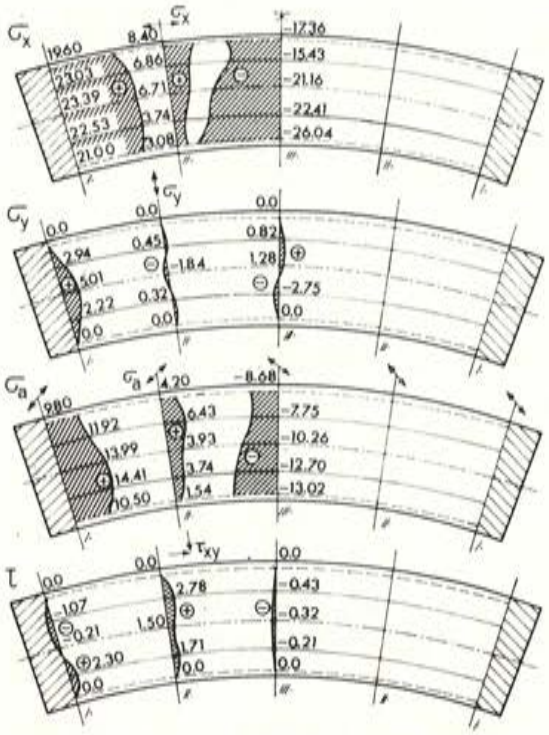



Fig. 7. — Variación de algunas de las componentes de las tensiones, a lo ancho de la losa superior de la viga del puente, bajo carga total uniformemente distribuida.

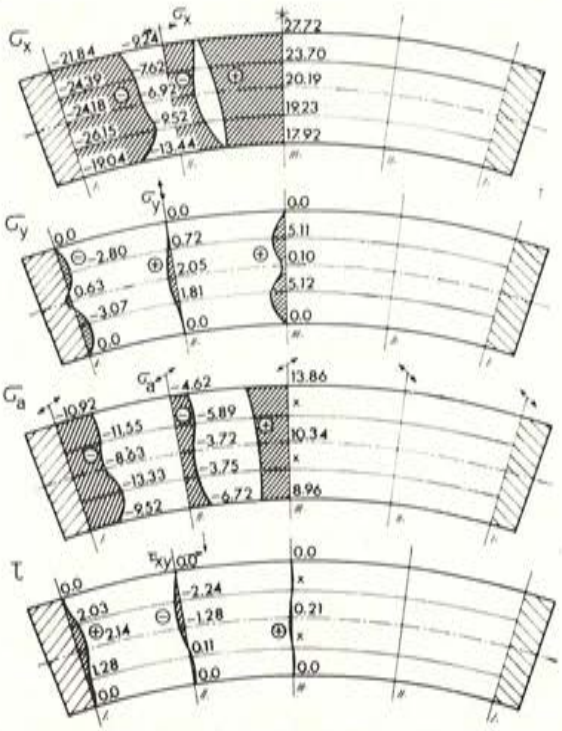



Fig. 8. — Variación de las componentes de las tensiones, a lo ancho de la losa inferior de la viga del puente, bajo carga total uniformemente distribuida.

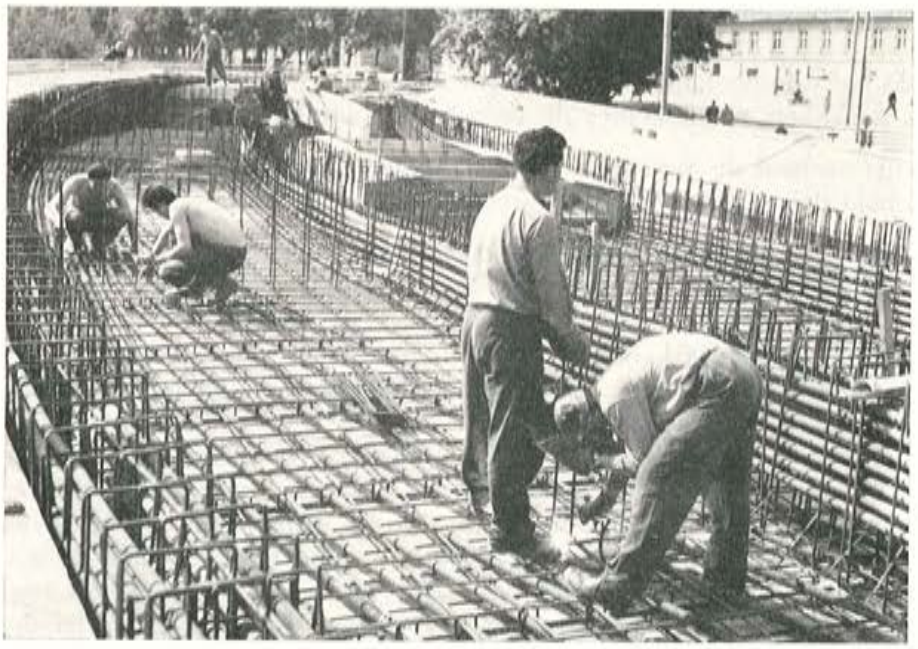


Fig. 9. — Colocación de la armadura en la viga del puente.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

bién los momentos flectores y esfuerzos normales que actuaban en las secciones transversales estudiadas de la viga del puente. Primeramente se calcularon las líneas de tensiones por integración numérica de los valores obtenidos para las tensiones normales, partiendo de sus ecuaciones gráfico-numéricas manteniendo la iguadad de áreas y aplicando la ley de Gauss de los errores cuadráticos mínimos. Los momentos flectores $M_\eta$ y $M_\xi$ y el esfuerzo normal $N_\lambda$ de la sección transversal real se dedujeron utilizando las tres ecuaciones lineales correspondientes y recalculando los resultados obtenidos en el modelo de acuerdo con la relación de escalas modelo/estructura real. Como es lógico, no pudieron aislarse las tensiones normales originadas por la torsión.

Sin embargo, la comparación de los valores estáticos experimentalmente obtenidos con los deducidos en el cálculo, muestran una notable concordancia. En particular, por lo que respecta a las cargas verticales, las diferencias fueron sólo de un tanto por ciento mínimo. Las únicas diferencias importantes se produjeron con respecto al esfuerzo normal $N_\xi$ en la sección transversal situada sobre el apoyo, para la cual los valores medidos resultaron mucho más elevados que los calculados. Esto se explica por el hecho de que, en dicha sección, se maciza la sección transversal en cajón y, como consecuencia, sus características se modifican totalmente, por lo que se produce una fuerte concentración de tensiones.

## MATERIALES UTILIZADOS. CANTIDADES Y COSTOS

Los materiales utilizados, por metro cuadrado de superficie en planta de la estructura de la viga del puente, fueron:

| | | |
|---|---|---|
| Hormigón ..... | 0,96 | $m^3$ |
| Acero de pretensado ..... | 47,7 | kg |
| Armaduras ordinarias ..... | 68,6 | kg |

El costo total de la estructura del puente, incluyendo los muros de contención de los estribos, fue de 2.132.500 coronas checas (*).

## CONSTRUCCION

La construcción de la estructura del puente se inició el 1 de enero de 1965 y se concluyó el 30 de junio del mismo año.

El molde interior necesario para formar las celdas de la sección transversal de la viga en cajón, era prefabricado y se colocaba durante el vertido del hormigón. Para facilitar su retirada, se dejaban abiertos unos agujeros circulares en la losa superior de la viga, que más tarde se hormigonaban adecuadamente.

Con el fin de reducir los efectos de la retracción del hormigón, se dejó abierta una junta en el centro de la luz de la viga, junta que se hormigonó un mes después de concluida la construcción del puente. En la figura 10 se reproduce una vista general de la obra.

Durante la introducción del pretensado se fueron comprobando constantemente las tensiones que se iban produciendo en la estructura. Al pretensar la viga del puente, la estructura se despegaba por sí sola de la cimbra, con lo que inmediatamente entraba en acción su peso propio.

(*) Al cambio turístico, unos 94 millones de pesetas, aproximadamente. (*N. del T.*)



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Fig. 10. — Vista general de la obra durante su construcción.

Una vez terminado el puente, la originalidad de la forma espacial de su estructura y, especialmente, la acentuada curvatura de su trazado (que puede apreciarse perfectamente en la figura 11) atrajo la atención de los técnicos, tanto nacionales como extranjeros, así como de cuantos visitaban el recinto de la exposición.

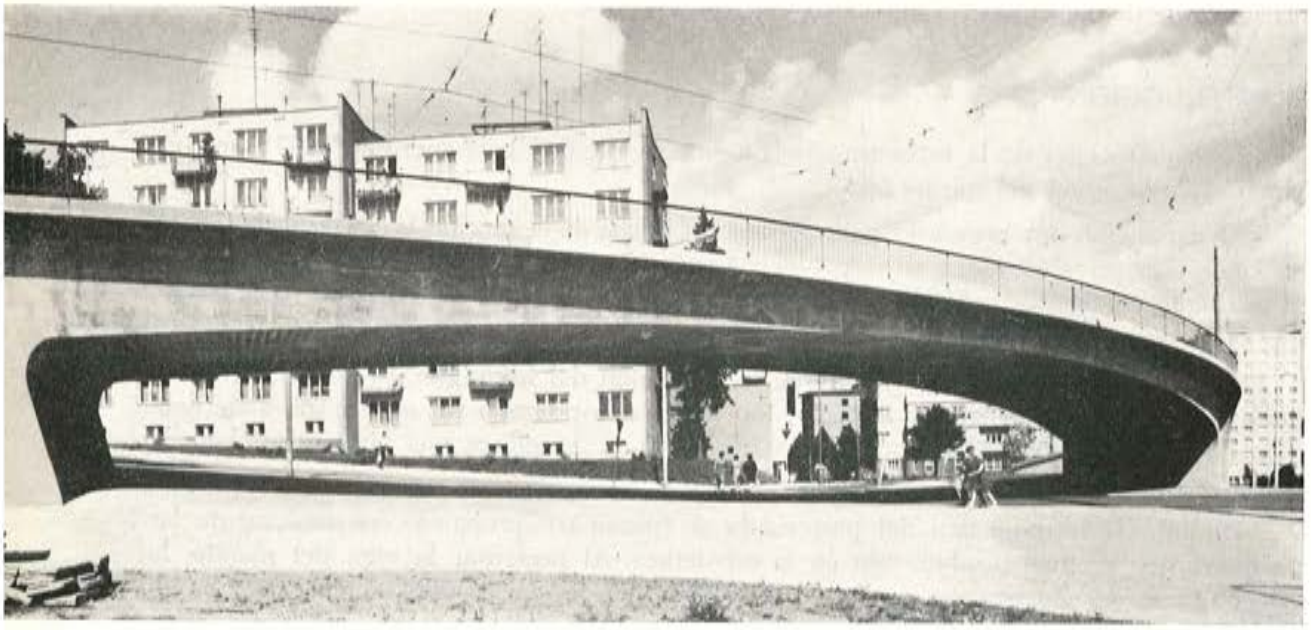


Fig. 11. — Vista del puente desde el recinto de la Feria. Se subraya el carácter espacial de la estructura.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## ENSAYOS DE CARGA

Los ensayos se realizaron durante los días 21 y 22 de marzo de 1966, es decir, unos nueve meses después de concluida la construcción de la estructura del puente. Fueron efectuados por un equipo de técnicos de la Facultad de Puentes y Estructuras de Hormigón, en colaboración con la Facultad de Ensayos y Materiales de Construcción de la Academia Técnica VUT FAST, de Brno. El tren de carga estaba constituido por seis coches-tranvías, totalmente cargados, tipo T-II. (El peso de cada coche, en el ensayo, era de 29 t.) El ensayo se dividió en tres etapas:

1.ª En la primera etapa se cargó el puente consecutivamente con uno, dos y tres coches, situados sobre la vía exterior, en un total de siete posiciones distintas.

2.ª En la segunda etapa se sometió a las mismas cargas la vía interior.

3.ª En la tercera etapa, ambas vías se sometieron, alternativamente, a la carga máxima prevista para el puente, constituida por los seis coches-tranvías.

Después de cada etapa, y algunas veces incluso después de cada posición de la carga dentro de una misma etapa, se descargaba la estructura para poder medir su flecha remanente. Se anotaban, tanto las deformaciones horizontales como las verticales. Los valores registrados mostraron una concordancia muy satisfactoria con los deducidos en el cálculo. Así, por ejemplo, la flecha vertical medida en el centro de la luz resultó sólo un 10 por 100 inferior al valor teóricamente calculado.

## EXPERIENCIA DE LA ESTRUCTURA EN SERVICIO

Durante los casi tres años que lleva en servicio la estructura, no se ha observado defecto alguno en su comportamiento. Como puede apreciarse en la figura 12, el puente ha

Fig. 12. — El puente en servicio resuelve satisfactoriamente todos los problemas de tráfico.

resuelto, de un modo totalmente satisfactorio, el problema de tránsito que planteaba la entrada al recinto de la Feria Internacional de Brno.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## NOTACION UTILIZADA

| | |
|---|---|
| $M_\eta$ , $M_\lambda$ ..... | Momentos flectores. |
| $M_\xi$ ..... | Momento torsor. |
| $N_\eta$ , $N_\lambda$ ..... | Esfuerzos cortantes. |
| $N_\xi$ ..... | Esfuerzo axil. |

## REFERENCIAS


1. Kolar, A.: "Dokumentace k programu T 199 pro vyhodnoceni tenzometrického mereni modelu". LPS VUT Brno, 1964.
2. Kolar, V.: "Stress Measuring of Perspex Models of Two-dimensional Structures. Sborník z Mezinàrodního sympozia o experimentálních metodách", SU CVUT, Praga, 1965, XI.
3. Kolar, V.; Sobota, J.: "Stavebná mechanica", II B, kap. 2, SNTL, Praga 1965
4. Kolektiv katedry stavebné mechaniky VUT Brno, Modelové merení mostu Brno Vystaviste I, II, Brno 1964.
5. Kratochvil, J.; Leitner, Fr.: "Metoda konecnych prvku a její aplikace v rovinnych úlohách pruznosti". Stavebnicky casopis, XVI, VSAV, 65-82, Bratislava 1968.
6. Kristek, V.: "Tenkostenné pruty nevyztuzeného komurkového prurezu". Rozpravy CSAV, rada technickych ved, 1968 (78), sesit 1, Academia, Praga 1968.
7. Zienkiewicz, O. C.: "Finite Element Method". Mc Graw-Hill, Londres 1967.


Traducido por:

Rafael Piñeiro.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

ASOCIACION TECNICA
ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

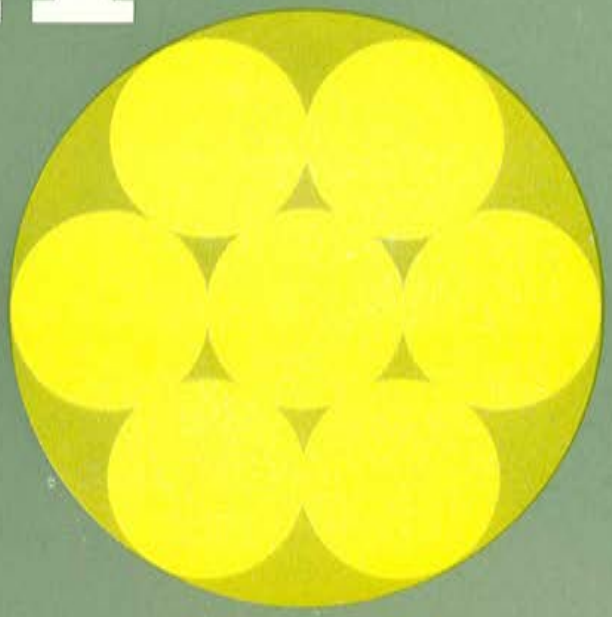
# hormigón pretensado

## realizaciones españolas

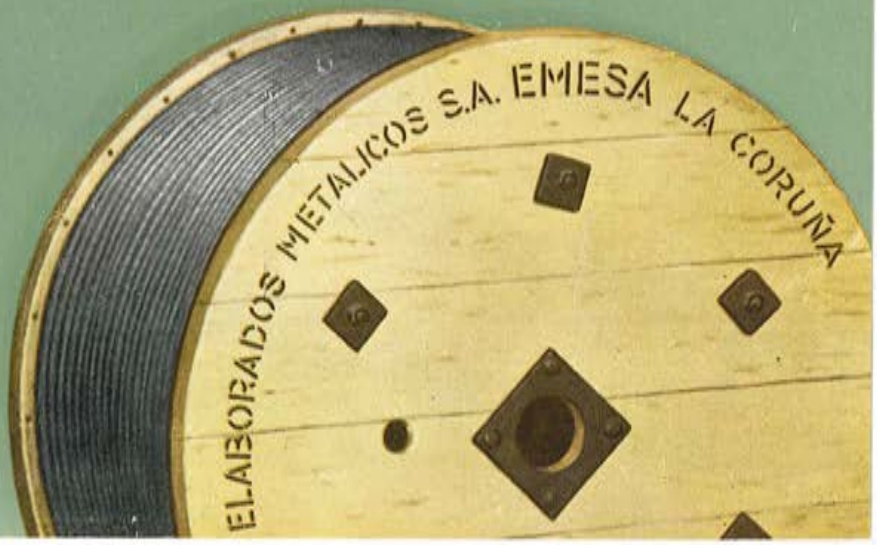
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# CABLES DE ACERO PARA HORMIGON "POSTENSADO"

# EMESA



## STRESS-RELIEVED STRAND FOR PRESTRESSED CONCRETE




Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# sobre la utilización de aceros para hormigón armado en piezas sometidas a flexión simple

**FERNANDO BLANCO GARCIA**
*Ingeniero Técnico C. C.*

## 1. INTRODUCCION

En este artículo se analizan las condiciones de empleo de aceros para hormigón armado, especialmente en el sentido de establecer criterios para la selección, desde un punto de vista económico, del tipo más adecuado de acero según la cuantía. Se estudia también la cuantía máxima, a partir de la cual puede ser recomendable la introducción de armadura de compresión.

## 2. PRINCIPIOS GENERALES

La Instrucción EH-68, en su artículo 33, establece los principios generales del cálculo a flexión, que son los siguientes:

*a*) Las deformaciones de las distintas fibras de una sección se mantienen siempre proporcionales a la distancia de tales fibras al eje neutro.

*b*) Una vez establecido un diagrama apropiado tensión-deformación del hormigón, obtenido experimentalmente, puede deducirse de él la distribución y el valor de las tensiones y fuerzas interiores que corresponden al agotamiento de una sección, sin más que definir de un modo experimental el valor de la deformación de agotamiento del hormigón.

*c*) Tanto para la armadura de tracción como para la de compresión, la tensión del acero y la fuerza correspondiente pueden deducirse del diagrama tensión-deformación del acero utilizado.

*d*) No se considera la resistencia a tracción del hormigón.

En el anejo núm. 5 de la citada Instrucción se desarrolla el "Método de cálculo simplificado del momento tope"; pero en el artículo 33.3 "Otros métodos", y en su comentario dice: "A partir de los principios generales del apartado 33.1 es posible introducir diagramas convencionales tensión-deformación de los materiales y realizar un cálculo más afinado con ayuda de computadores electrónicos".

En definitiva, el método del momento tope es una simplificación práctica, pero pueden alcanzarse resultados más precisos trabajando con los diagramas reales de los



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

materiales. En este sentido, el Comité Europeo del Hormigón, que en la primera edición de las "Recomendaciones" adoptó el método simplificado del momento tope, lo ha abandonado, adoptando el de la parábola rectángulo, o diagramas rectangulares equivalentes.

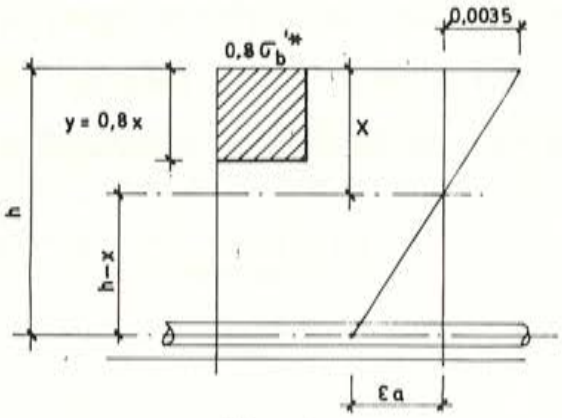



Figura 1.

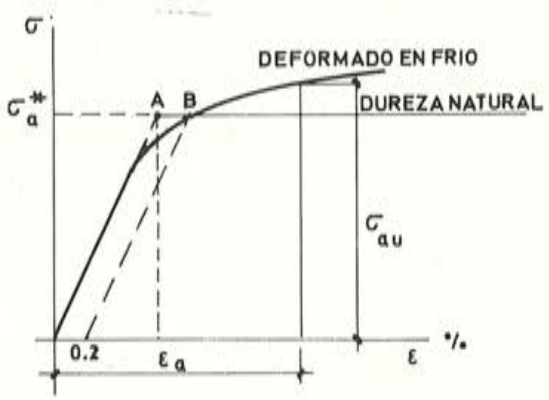



Figura 2.

En lo que sigue, vamos a referirnos al diagrama rectangular sin tope indicado en la figura 1. Este diagrama conduce a resultados totalmente coincidentes con los obtenidos con el de la parábola-rectángulo y con su empleo, las fórmulas resultan más sencillas.

## 3. FORMULAS GENERALES

Ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{cases} 0{,}8\,\sigma'^{\circ}{}_{b}\cdot b\cdot y = A\,\sigma_{au} & \text{(I)} \\ M^{\circ} = 0{,}8\,\sigma'^{\circ}{}_{b}\cdot b\cdot y\left(h-\dfrac{y}{2}\right) & \text{(II)} \end{cases}$$

siendo $b$ (fig. 1) el ancho de la sección rectangular y $\sigma_{au}$ la tensión de cálculo del acero en el agotamiento de la pieza.

Esta tensión es, en general, mayor que el límite elástico de cálculo, en el caso de aceros deformados en frío, como se deduce del diagrama característico tensión-deformación definido por la Instrucción EH-68 en los comentarios al artículo 25.2 del capítulo V.

En la figura 2 se han superpuesto los diagramas de un acero de dureza natural y un deformado en frío, del mismo límite elástico.

De la ecuación (I) se deduce:

$$\boxed{y = \frac{A\,\sigma_{au}}{0{,}8\,\sigma'^{\circ}{}_{b}\cdot b}} \qquad \text{(III)}$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

es decir, que para unas determinadas sección y resistencia de cálculo del hormigón la profundidad del bloque de compresiones varía con la cuantía de acero y crece al aumentar aquélla.

Por otro lado tenemos que, siendo $x$ la profundidad de la fibra neutra de deformaciones:

$$y = 0{,}8\,x \qquad \text{o sea} \qquad x = 1{,}25\,y$$

aumenta al crecer $y$ y admitiéndose la deformación del hormigón en prerrotura constante para cualquier calidad de hormigón e igual a 0,0035, resulta que a medida que decrece la cuantía disminuye la profundidad $y$ del bloque comprimido y $x$ de la fibra neutra de deformaciones, con lo cual aumenta la deformación $\varepsilon_a$ de la armadura.

Dado un determinado alargamiento del acero $\varepsilon_a$ (fig. 2) si se trata de una dureza natural, la tensión del acero en el instante de la rotura de la pieza es constante igual a $\sigma^\circ{}_a$ cualquiera que sea el valor de $\varepsilon_a$ superior a $\sigma^\circ{}_a/E$, que es la deformación que corresponde al punto $A$ (principio del escalón de relajamiento). Si en cambio se trata de un acero estirado en frío, a la deformación $\varepsilon_a$ corresponderá una tensión $\sigma_{au}$ superior a $\sigma^\circ{}_a$, para valores $\varepsilon_a$ superiores al correspondiente al punto $B$ (límite elástico convencional). Es decir, que el acero estirado en frío funciona en el agotamiento de la pieza con una resistencia $\sigma_{au} = \lambda\,\sigma^\circ{}_a$.

Introduciendo este valor de $\sigma_{au}$ en (III) tenemos:

$$y = \frac{A\,\lambda\,\sigma^\circ{}_a}{0{,}8\,\sigma'^\circ{}_b \cdot b}$$

y dividiendo los dos miembros por $h$:

$$\frac{y}{h} = \frac{\lambda\,A\,\sigma^\circ{}_a}{0{,}8\,\sigma'^\circ{}_b \cdot b\,h} \qquad \text{o sea} \qquad \frac{y}{h} = \frac{\lambda}{0{,}8}\,\frac{U}{V}$$

y

$$\boxed{\frac{U}{V} = \frac{0{,}8}{\lambda}\,\frac{y}{h}} \qquad \text{(IV)}$$

siendo $U$ y $V$ las capacidades mecánicas del acero y hormigón respectivamente; o sea $U/V$ cuantía mecánica.

La ecuación (II) se puede poner, teniendo en cuenta la (I) en la forma:

$$M^\circ = A\,\sigma_{au}\left(h - \frac{y}{2}\right)$$

o lo que es igual:

$$M^\circ = \lambda\,A\,\sigma^\circ{}_a\,h\left(1 - \frac{1}{2}\,\frac{y}{h}\right)$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

de donde se sigue que:

$$M^{*} = \lambda\, U\, h \left(1 - \frac{1}{2}\frac{y}{h}\right)$$

dividiendo los dos miembros por $V\,h$:

$$\boxed{\frac{M^{*}}{V\,h} = \lambda \frac{U}{V}\left(1 - \frac{1}{2}\frac{y}{h}\right)} \qquad \text{(V)}$$

Planteando la ecuación deformación (fig. 1):

$$\frac{x}{0{,}0035} = \frac{h - x}{\varepsilon_a} \rightarrow \varepsilon_a = 0{,}0035\,\frac{h - x}{x}$$

y como:

$$y = 0{,}8\,x \qquad \boxed{\varepsilon_a = 0{,}0035\left(\frac{0{,}8}{\frac{y}{h}} - 1\right)} \qquad \text{(VI)}$$

La ecuación (VI) nos permite, fijado un valor de $y/h$ obtener un valor de $\varepsilon_a$.

Entrando con el valor $\varepsilon_a$ en el diagrama real de cálculo del acero se obtiene $\sigma_{au}$ y, por tanto $\lambda = \sigma_{au}/\sigma^{*}{}_{a}$; conocidos $\lambda_e$ $y/h$ las fórmulas (IV) y (V) nos dan $U/V$ y $M/V\,h$. En los gráficos figuras 3 y 4 se han representado para aceros de límite elástico 42 y 50 kg/mm², los valores $U/V$ y $M/V\,h$ que se corresponden para distintos valores de $y/h$, para un acero de dureza natural ($\lambda = 1$ en las ecuaciones (IV) y (V)) y un estirado en frío.

El límite inferior de $y/h$ viene fijado por la condición de cuantía mínima marcada por la Instrucción EH-68.

$$\lambda\, U \geqq 0{,}04\, V; \quad \frac{U}{V} \geqq \frac{0{,}04}{\lambda}$$

teniendo en cuenta la (IV):

$$0{,}8\,\frac{1}{\lambda}\,\frac{y}{h} \geqq \frac{0{,}04}{\lambda}$$

o sea:

$$\frac{y}{h} \geqq 0{,}05$$



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# DIAGRAMA GENERAL PARA FLEXION SIMPLE

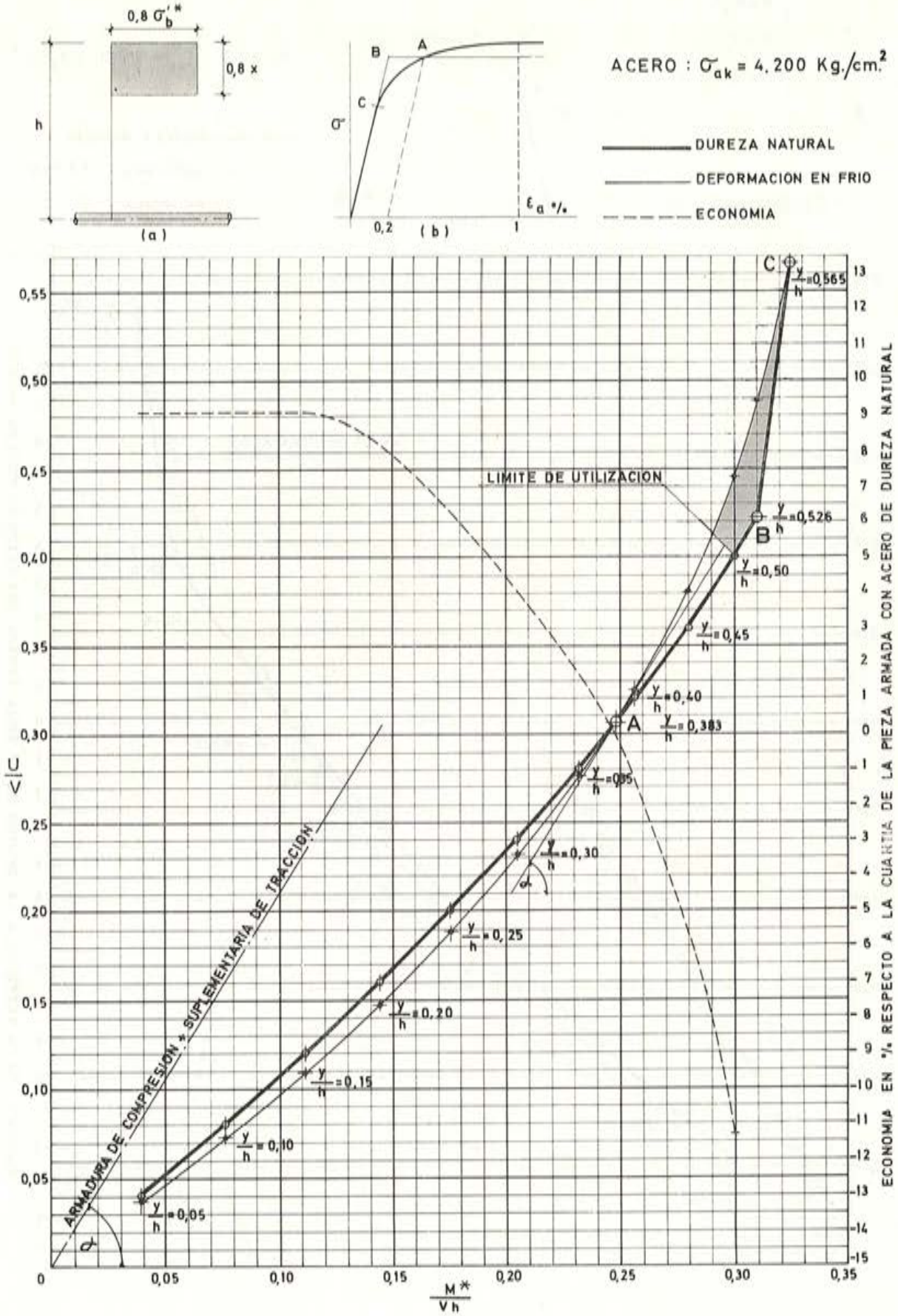



Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# DIAGRAMA GENERAL PARA FLEXION SIMPLE

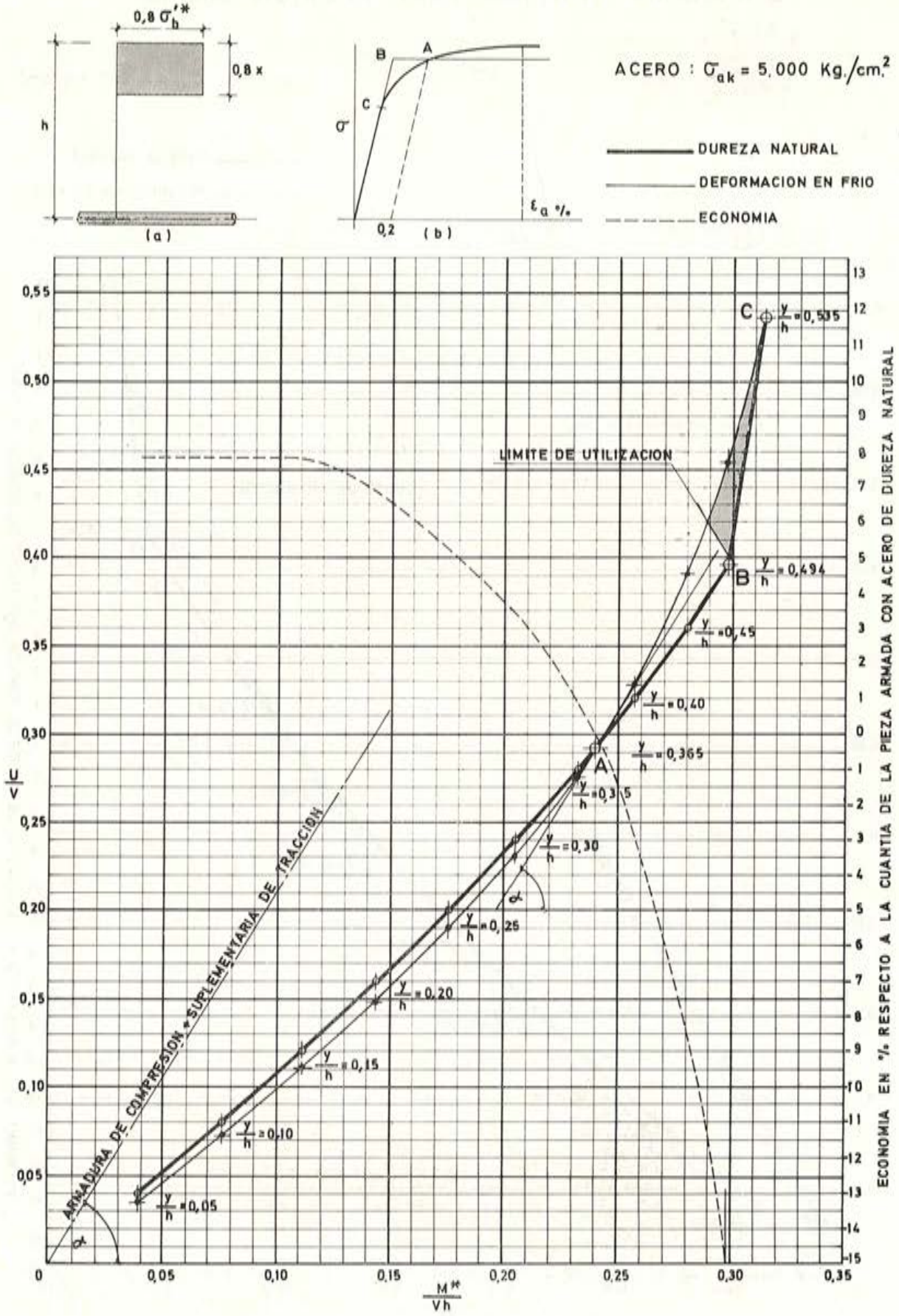



Figura 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

No existe una limitación superior de $y/h$ puesto que la Instrucción EH-68 no limita la cuantía superior; sin embargo, en los comentarios al artículo 33.2. Método simplificado del momento tope, en su apartado g dice: "Al objeto de disminuir las deformaciones lentas (apartado 44.2. de la Instrucción) se limita el cociente $y/h$ al valor 0,4, con lo que el momento absorbido por el hormigón disminuye". Esta condición es, en definitiva, una limitación de la cuantía, ya que teniendo en cuenta la fórmula (IV) referida al caso de momento tope:

$$\frac{y}{h} = \lambda \frac{U}{V}$$

para el caso de aceros de dureza natural ($\lambda = 1$):

$$\frac{y}{h} = \frac{U}{V} = 0{,}40$$

Para los estirados en frío:

En el caso de un acero 42: ($\lambda = 0{,}969$) $\quad \dfrac{U}{V} = \dfrac{0{,}40}{0{,}969} = 0{,}413$

Si el acero es un 50: ($\lambda = 0{,}95$) $\quad \dfrac{U}{V} = \dfrac{0{,}40}{0{,}95} = 0{,}421$

## 4. CONSIDERACIONES ECONOMICAS

Aparte de las limitaciones de carácter técnico recogidas en el apartado anterior, existen otras de índole económico que es interesante reseñar.

No conviene utilizar el acero a tensiones inferiores a su límite elástico, ya que resulta antieconómico. En general puede afirmarse, que ni siquiera conviene agotar la capacidad de una sección de hormigón en flexión, pues ello conduce a cuantías muy altas y casi siempre resulta más económico aumentar el canto de la pieza.

Por otro lado, el utilizar el acero con tensiones muy débiles en el agotamiento de la pieza, conduce a alargamientos muy pequeños de la armadura. En estas condiciones, el agotamiento podría presentarse sin suficiente fisuración de aviso.

El análisis de los gráficos 3 y 4 nos muestran cómo cuando nos movemos en un campo de cuantía comprendida entre la mínima admitida y la correspondiente al punto $A$ ($U/V = 0{,}306$ en el caso de acero de calidad 42 kg/mm² y $U/V = 0{,}292$ en el caso de acero de calidad 50), el dimensionamiento con acero deformado en frío supone una economía en peso respecto al efectuado con acero de dureza natural del mismo límite elástico. Ahora bien, para cuantías comprendidas entre la correspondiente al punto $A$ y el límite superior de utilización, empieza a ser más económico el de dureza natural. Obsérvese que en esta zona de cuantías de uso poco frecuente, el acero deformado en frío se está utilizando por debajo de su límite elástico (tramo $AC$ del diagrama tensiones deformaciones, ver dicho diagrama, figura *b*, gráficos 3 y 4), y ya hemos comentado anteriormente que esto es antieconómico y resulta más interesante, como veremos a continuación, colocar armadura de compresión.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

La curva de trazos expresa, referida a la escala de la derecha, la variación de la economía al variar la cuantía según se emplee uno u otro tipo de acero.

En el caso de dimensionar con armadura de compresión, y suponiendo que el brazo mecánico $h' = 0{,}95\ h$ (siendo $h$ el canto útil) el incremento del momento absorbido con dicha armadura será:

$$\Delta M^* = 0{,}95\ h\ \Delta U$$

es decir:

$$\Delta U = \frac{\Delta M^*}{0{,}95\ h}$$

pero teniendo en cuenta que la capacidad mecánica de la armadura suplementaria de tracción ha de ser también $\Delta U$, el incremento total de armadura es $\Delta U_T = 2\ \Delta U$.

luego:

$$\Delta U_T = \frac{2}{0{,}95\ h}\ \Delta M^*$$

de donde se sigue:

$$\Delta U_T = \frac{2{,}105}{h}\ \Delta M^*$$

$$\frac{\Delta M^*}{\Delta U_T} = \frac{h}{2{,}105}$$

multiplicando y dividiendo el primer miembro por $V\,h$ tenemos:

$$\frac{\dfrac{\Delta M^*}{V\,h}}{\dfrac{\Delta U_T}{V\,h}} = \frac{h}{2{,}105}$$

o sea:

$$\boxed{\frac{\Delta M^*}{V\,h} = \frac{1}{2{,}105} \cdot \frac{\Delta U_T}{V}} \qquad \text{(VII)}$$

Ecuación de la recta que representa la variación de la cuantía de la armadura de compresión, más la suplementaria de tracción. La tangente a la curva paralela a esta recta nos indica el punto a partir del cual es interesante disponer armadura de compresión.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

En el caso de aceros de dureza natural, la determinación de este punto es inmediata partiendo de la ecuación (V) puesta en la forma:

$$\frac{M^*}{V\,h} = \frac{U}{V}\left(1 - \frac{1}{2}\,\frac{1}{0{,}8}\,\frac{U}{V}\right)$$

en la que derivando respecto a $U/V$ obtenemos el coeficiente angular de la tangente a la curva en un punto:

$$\frac{d\,\dfrac{M^*}{V\,h}}{d\,\dfrac{U}{V}} = 1 - \frac{1}{0{,}8}\cdot\frac{U}{V}$$

imponiendo la condición de que esta tangente sea paralela a la recta dada en (VII), tenemos:

$$1 - \frac{1}{0{,}8}\cdot\frac{U}{V} = \frac{1}{2{,}105}$$

de donde:

$$\frac{U}{V} = 0{,}42 \quad \text{y} \quad \frac{M^*}{V\,h} = 0{,}31$$

coordenadas del punto de tangencia.

Como hemos visto anteriormente, la Instrucción EH-68 nos limita la cuantía superior al valor $U/V = 0{,}40$ lo que nos indica que, cuando se emplean aceros de dureza natural, en ningún caso es interesante disponer armadura de compresión antes de llegar al límite de utilización.

Es interesante observar, que aun cuando no existiera esta limitación de la cuantía recomendada por la Instrucción; en los aceros de calidad 42 y 50 kg/mm² no resultaría económico disponer armadura de compresión antes de llegar al punto $B$ del diagrama, figuras 3 y 4, es decir, el punto a partir del cual el acero deja de agotarse, puesto que en ambos casos la $U/V$ del punto $B$ es inferior a 0,42 que hemos visto corresponde al punto de tangencia. En el caso de un acero de calidad 24 kg/mm² el límite de agotamiento se produce para una cuantía $U/V = 0{,}494$; es decir, que resulta económicamente interesante disponer armadura de compresión a partir de la cuantía $U/V = 0{,}42$.

El problema es diferente cuando se trata de aceros deformados en frío. Si observamos los diagramas de las figuras 3 y 4, la tangente obtenida gráficamente, ya que como consecuencia de partir de un diagrama tensión-deformación definido por puntos la función está también definida por puntos y no nos es posible derivar, nos muestra que para el acero de calidad 42 kg/mm² es interesante disponer armadura de compresión a partir de la cuantía $U/V = 0{,}306$, aproximadamente, que es la que corresponde precisamente al punto $A$ a partir del cual el acero deja de agotarse; para el acero de calidad 50 kg/mm², la tangencia se produce, aproximadamente, para el valor $U/V = 0{,}312$ a partir del cual es interesante disponer armadura de compresión.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## 5. CONCLUSIONES

1. De lo expuesto anteriormente se deduce que la intercambiabilidad entre aceros de dureza natural y deformados en frío, por el sistema de capacidades mecánicas equivalentes, altera el coeficiente de seguridad, disminuyéndolo o aumentándolo según la cuantía con que esté armada la pieza. Más concretamente, para cuantías tales que $0{,}04 \leq U/V \leq 0{,}30$ (*) al pasar de un acero de dureza natural a otro deformado en frío, mejora el coeficiente de seguridad del acero, pudiendo llegar esta mejora a ser del orden del 9 u 8 por 100 (**) con un valor medio del orden del 6 ó 5 por 100 (**). Para cuantías $0{,}30 \leq U/V \leq 0{,}40$, al pasar de un acero de dureza natural a un deformado en frío, disminuye el coeficiente de seguridad, pudiendo llegar a valores del orden de 11 ó 15 por 100 con un valor medio del orden de 5 ó 7 por 100 (**).

2. Para las cuantías usuales, $0{,}04 \leq U/V \leq 0{,}30$, a igualdad de límite elástico, el empleo del acero deformado en frío supone un ahorro en peso, decreciente al crecer la cuantía con un valor medio del orden de 6 ó 5 por 100 (**).

3. Para cuantías altas, $0{,}30 \leq U/V \leq 0{,}40$, ocurre lo contrario, registrándose un ahorro en peso a favor de los aceros de dureza natural, creciente con la cuantía y con un valor medio del 5 ó 7 por 100 (**).

4. Para los aceros deformados en frío, desde un punto de vista estricto, resulta más económico disponer armadura de compresión a partir de la cuantía $U/V \approx 0{,}30$. Ahora bien, ha de tenerse en cuenta que esto obliga a colocar estribos a 15 veces el diámetro de la armadura comprimida; por lo cual, de no existir esta separación de estribos por otras razones, la pequeña economía obtenida al adoptar el criterio de emplear armadura de compresión en estos casos, podría anularse.

5. En definitiva, para el campo de cuantías normales en flexión $0{,}04 \leq U/V \leq 0{,}30$, un criterio para la selección económica de un acero, es comparar los cocientes:

$$\frac{C_n}{\sigma_{en}} \quad \text{y} \quad \frac{0{,}94\, C_f}{\sigma_{ef}}$$

donde $C_n$ y $C_f$ son los costes de los aceros de dureza natural y deformado en frío, respectivamente, y $\sigma_{en}$, $\sigma_{ef}$ sus límites elásticos nominales.

Para vigas con cuantías próximas a la máxima admisible $(0{,}30 \leq U/V \leq 0{,}40)$ el proceso se invierte y deben compararse los cocientes

$$\frac{0{,}93\, C_n}{\sigma_{en}} \quad \text{y} \quad \frac{C_f}{\sigma_{ef}}$$

(*) Tomamos un valor medio de la cuantía correspondiente al punto A del diagrama. El valor exacto es, para el acero de calidad 42 kg/mm², $U/V = 0{,}306$, y para el de calidad 50 kg/mm², $U/V = 0{,}292$.

(**) El primer valor corresponde a los aceros de calidad 42 kg/mm², el segundo a los de calidad 50 kg/mm².



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# la unión, mediante resinas epoxy, de elementos prefabricados de hormigón

***Resumen de la conferencia pronunciada por P. Kelterborn, Ing. Dipl. E.T.H., celebrada en el Instituto Eduardo Torroja el día 17 de noviembre de 1970.***

El empleo de resinas epoxy para unir elementos estructurales es muy conocido en cinco casos típicos (fig. 1):

— Unión de hormigón fresco con hormigón endurecido.

— Unión de hormigón fresco con planchas de acero.

— Unión de hormigón endurecido con hormigón endurecido.

— Unión de planchas de acero con hormigón endurecido.

— Anclaje de barras de acero en hormigón ya endurecido.

En vista de que estos procedimientos están en pleno desarrollo, el éxito práctico depende en gran manera de una estrecha colaboración entre todos los representantes:

Del proyecto (el calculista).

De la ejecución (el contratista).

Del control (la dirección de la obra).

En el campo de los elementos prefabricados, la técnica que se emplea más frecuentemente es la unión de hormigón endurecido con hormigón endurecido. Por esta razón, nos concentramos en este tema, tomando los tres puntos de observación citados en la figura 1 como base para analizar la situación actual.

## A) EL PROYECTO

1. Una observación a tener en cuenta por el calculista al empezar a relacionarse con este tema será el hecho de que la práctica se ha podido adelantar a la teoría, por los siguientes motivos:



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

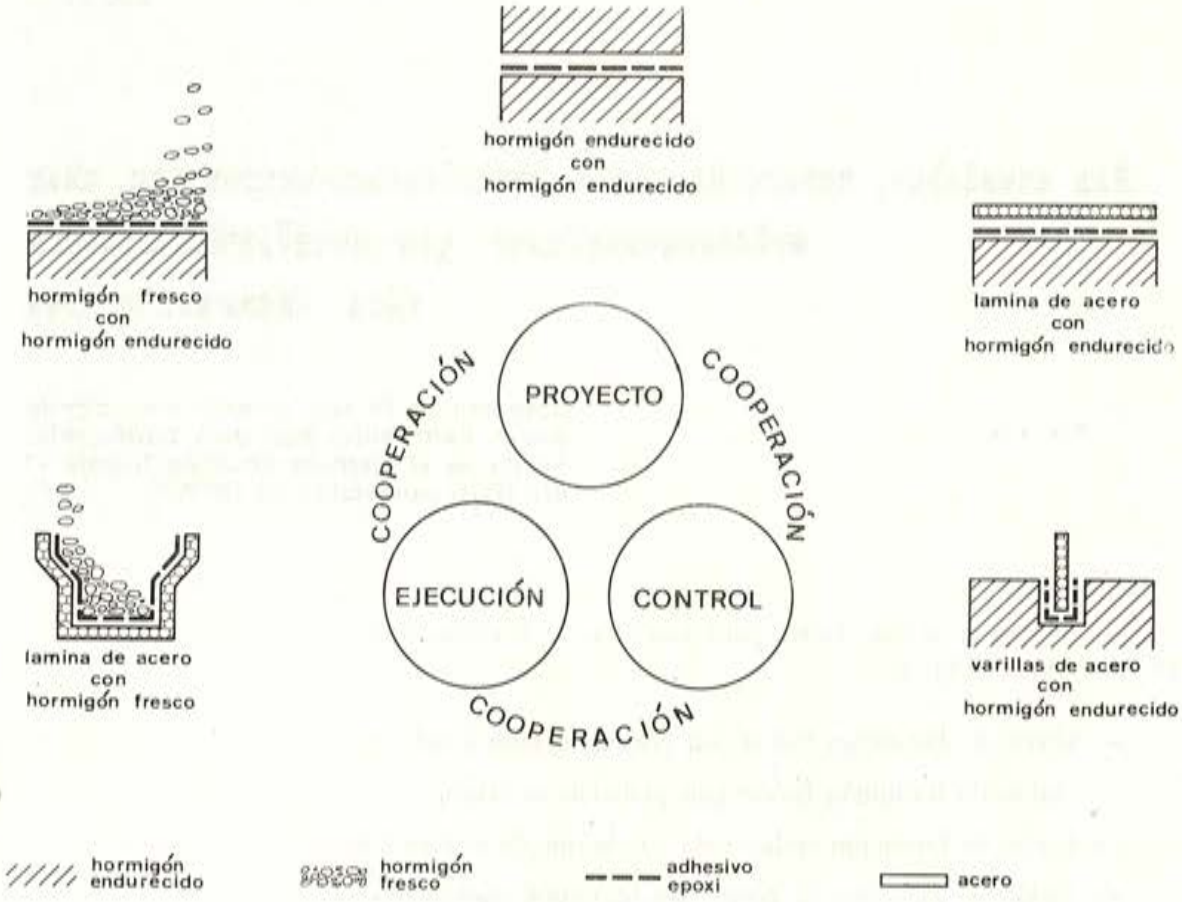



Fig. 1. — Los tres puntos de vista centrales y las distintas posibilidades de unir elementos estructurales por medio de resinas epoxy.

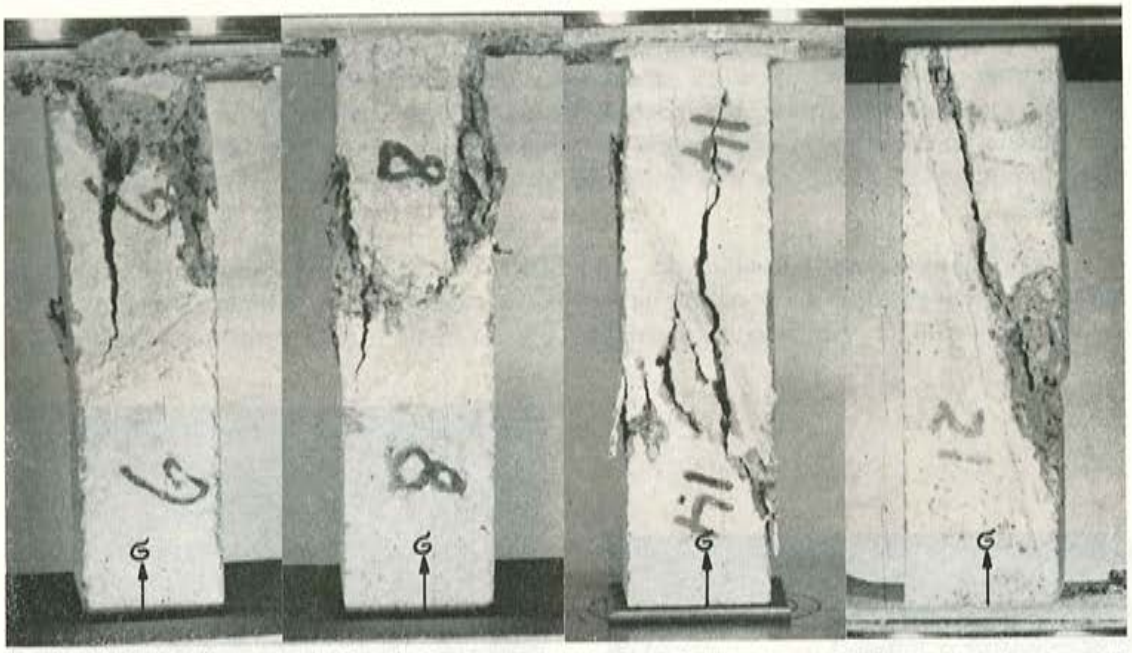
— Los productos a base de resinas epoxy son más resistentes que el hormigón prefabricado (fig. 2). Por consiguiente, las secciones críticas a calcular en las estructuras no se presentan en el material sintético, sino en las cercanías de los planos de unión. Normalmente estas zonas van sin refuerzos de acero y todo el esfuerzo ha de ser transmitido exclusivamente por el hormigón. El cálculo de resistencia en estos planos críticos del hormigón sin armar es un procedimiento clásico y no nos lleva a una nueva teoría.

— Las capas de la resina epoxy son muy finas en relación con la dimensión de las piezas de hormigón; por este motivo resultan también las deformaciones elásticas y plásticas de la resina extraordinariamente pequeñas en comparación con las deformaciones del hormigón. El cálculo de las deformaciones elásticas y plásticas del hormigón es también una teoría bien conocida.

2. La marcha general del cálculo en este tipo de proyectos se comprende fácilmente como una consecuencia lógica de los puntos antes citados: diseñar primeramente toda la estructura en su totalidad y después cortarlo en elementos prefabricados, de tal manera, que el emplazamiento de las zonas por unir sea tal, que sólo tengan que transmitirse esfuerzos de compresión y cortantes. Las construcciones modernas de madera son un buen



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025



| CX = 30° | 45° | 60° | 75° |
|---|---|---|---|
| $\sigma_{ruptura}$ = 250 Kg/cm² | 263 Kg/cm² | 247 Kg/cm² | 258 Kg/cm² |

Ensayo de cuatro prismas de 4 × 4 × 16 cm por cada ángulo. Espesor del pegamento: 1 mm.

Fig. 2. — Un ejemplo de ensayos a compresión. Se ve claramente que los adhesivos de epoxy demuestran un exceso de resistencia en rel ación con el mortero u hormigón.

ejemplo de este tipo de adherencia, y en el campo del hormigón prefabricado la combinación de pegamento y pretensado ofrece las más grandes posibilidades para el futuro desarrollo.

## B) LA EJECUCION

El contratista se ve ante la necesidad de lograr una unión eficaz a un costo mínimo. Lo que se requiere entonces es una gran cantidad de conocimientos prácticos (saber como) en la técnica del pegamento. Los puntos más importantes son:

1. El aspecto del equipo y de la organización. Antes de empezar el trabajo, el contratista debe preparar concienzudamente un buen:

— Sistema de dosificación.
— Equipo mecánico de mezclado.
— Método económico para la aplicación.
— Método para la colocación y para fijar el elemento prefabricado durante el tiempo de endurecimiento del adhesivo.
— Forma de proteger el lugar donde se efectúa la mezcla y el almacenamiento del material adhesivo, principalmente contra las influencias de la intemperie.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Una apreciación general es que en este aspecto el contratista no encuentra problemas fijos. Algunas dificultades iniciales disminuyen enseguida con buena voluntad y al tener más experiencia en el asunto. En cambio, lo que siempre queda como remanente es la preocupación en cuanto a la eliminación de fallos humanos se refiere. Es preferible reunir todo el movimiento, el montaje y la unión de los elementos prefabricados bajo una sola responsabilidad.

2. Otro punto importantísimo de "saber como" se refiere a la preparación de la superficie de hormigón que va a recibir la resina. Nos hemos acostumbrado a conocer la resistencia del hormigón por ensayos a compresión o a flexión. Esta resistencia vale para el

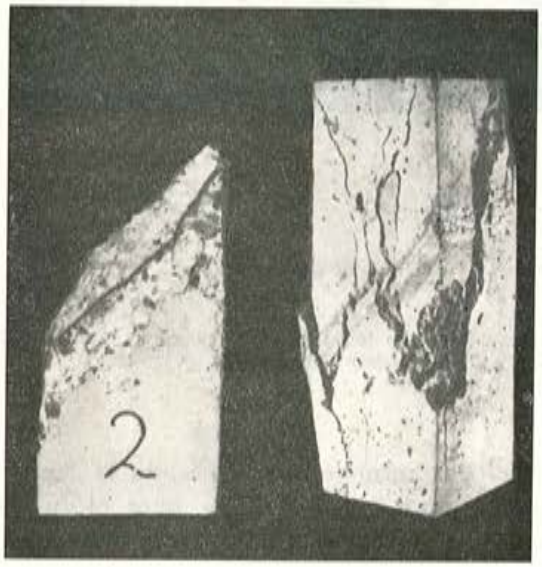



Fig. 3. — Ensayo de resistencia a compresión en probetas de 12 × 12 × 36 cm. pegadas diagonalmente (45º). Reproducción de una rotura normal a través del material y a lo largo de la unión en una parte de la superficie menos fuerte que el interior del hormigón.

Fig. 4. — Apreciación de una rotura en la capa superficial. Es típico el desprendimiento unilateral de los áridos de tamaños medianos y grandes.

interior del material. En cambio, y en cuanto a uniones superficiales se refiere, la resistencia aumenta desde la superficie hacia el interior. Numerosos ensayos han demostrado que la resistencia de la superficie puede diferir en mucho de la del interior del mismo cuerpo de hormigón. Las figuras 3 y 4 exponen un ejemplo visto del exterior, y las figuras 5, 6 y 7 exhiben cortes de sección a través de varios tipos de juntas en grandes diferencias en el tratamiento previo de la superficie pegada. Como conclusión práctica se puede decir que con los diversos métodos que seguidamente se indican se han logrado resistencias de la superficie iguales a la resistencia interna:

— Lijar con disco abrasivo o papel de lija.
— Raspar con cepillo metálico.
— Picado ligero.
— Chorro de arena.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

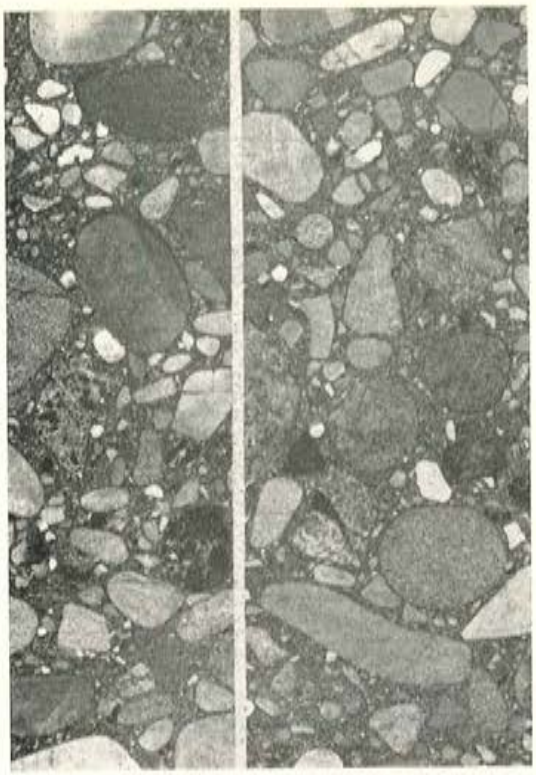


Fig. 5. — En esta reproducción fue cortado el hormigón con sierra de diamante y las dos superficies unidas mediante un adhesivo epoxy, teñido de blanco. Se nota que los áridos de todos los diámetros están participando directamente y la resistencia de estas superficies es siempre el 100 por 100 de la resistencia interna.

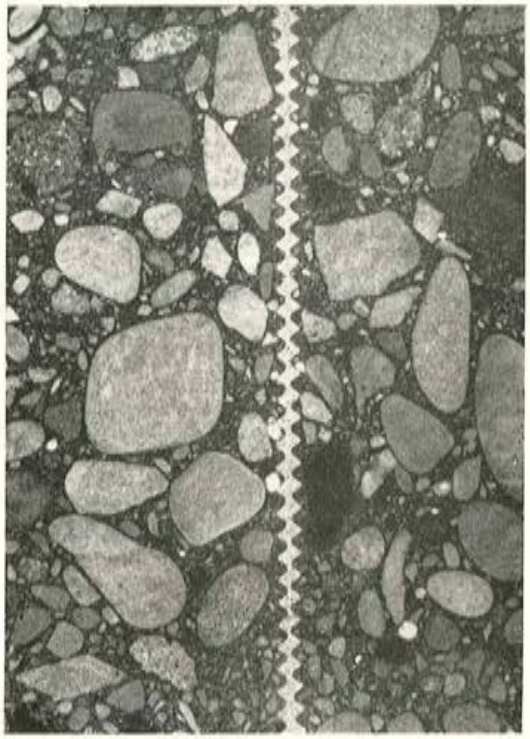


Fig. 6. — La misma unión, como en la figura 5, pero esta vez el hormigón ha sido colocado con cimbra estriada. En comparación con una superficie plana, en el presente caso el conjunto estructural de los áridos está cubierto de una capa de mortero de mayor espesor y menor resistencia. El estriado ha favorecido la prematura evaporación del agua en el hormigón fresco, así como la más rápida desintegración del hormigón envejecido y no ha aportado ninguna ventaja.

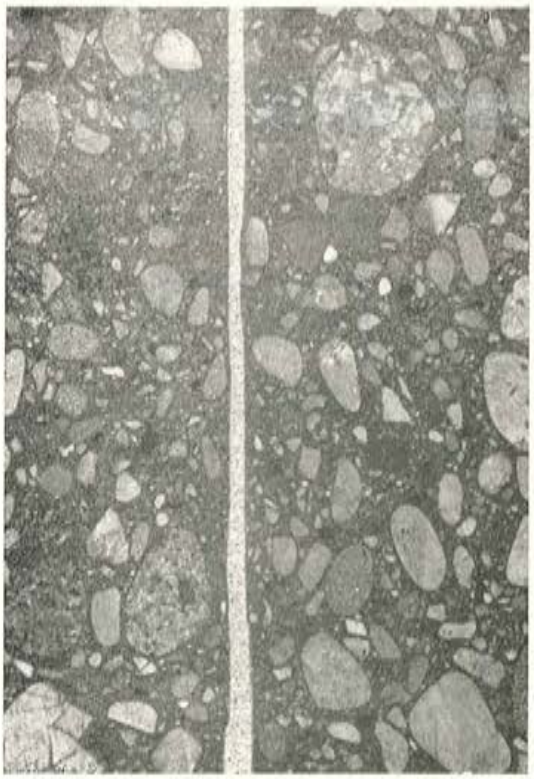


Fig. 7. — La misma unión como en las figuras 5 y 6, pero en superficies horizontales acabadas con llana metálica. La superficie del hormigón es inadecuada para uniones eficaces, ya que el agua ascendente, el enriquecimiento de lechada de cemento, las pérdidas debidas a la evaporación y a las tensiones de contracción han reducido la resistencia de parte de la superficie.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

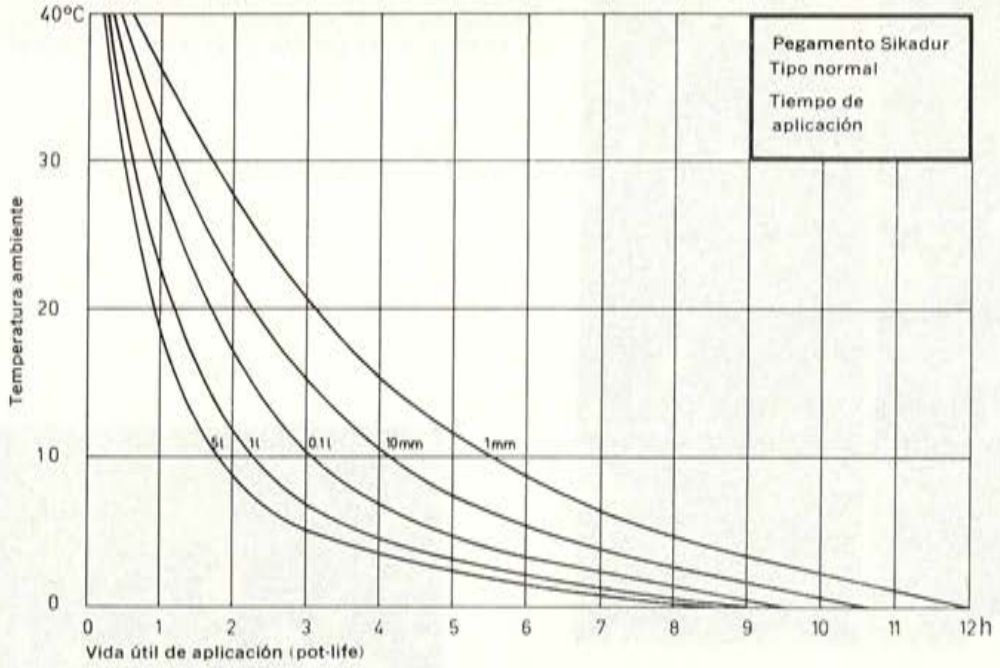



Fig. 8. — El tiempo de aplicación (potlife) depende de la temperatura ambiente y del volumen, así como del espesor de la capa aplicada.

Todos estos métodos tienen en común la eliminación física de la capa externa o el desprendimiento de todas las zonas débiles. Es obvio que las superficies de hormigón viejo, erosionadas o corroídas, así como las partes impregnadas de pinturas, aceites u otros elementos químicos, no pueden garantizar ninguna resistencia que sea suficiente. Lo mis-

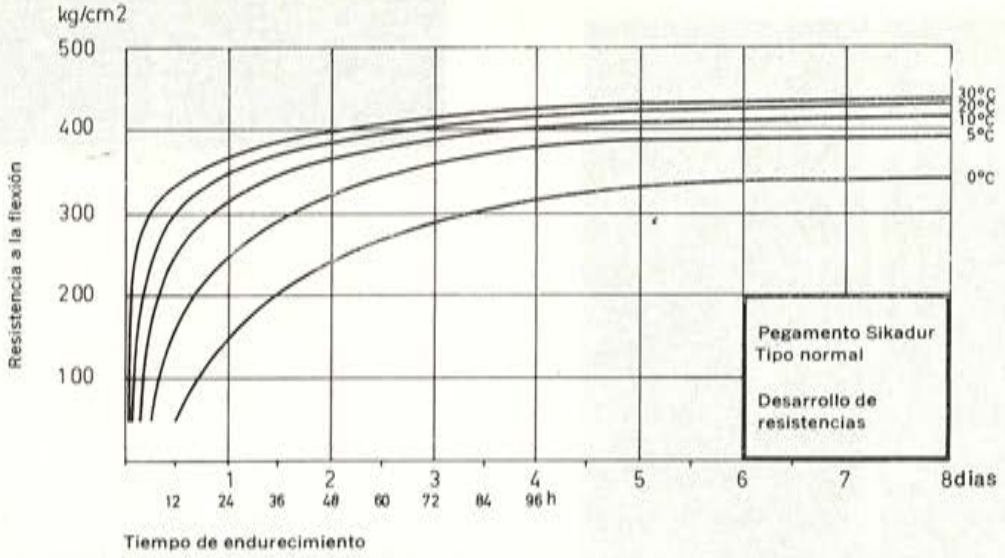



Fig. 9. — Las curvas muestran el desarrollo de la resistencia a flexión en relación con la temperatura ambiente y la del tiempo. Especialmente durante los tres primeros días, la influencia de la temperatura es considerable. La medición se ejecutó en prismas de 4 × 4 × 16 cm. La resistencia a compresión toma el mismo desarrollo que la resistencia a flexión. Con una temperatura de 20° C., y a los ocho días, la resistencia a compresión llega a valores de 685 Kg./cm.²



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

mo ocurre en cuanto se refiere a superficies con cemento quemado (soltando polvo), con árido visto y la superficie horizontal y libre durante el colado del elemento prefabricado.

3. El tercer punto es el perfecto conocimiento de las características importantes del producto adhesivo. Aparte de las instrucciones normales para el uso del ahesivo, como son saber la dosificación y el mezclado, el contratista debe conocer sobre todo el tiempo de aplicación (potlife) y el desarrollo de la resistencia. Un estudio de los dos ejemplos en figuras 8 y 9 demuestra claramente que un solo tiempo de aplicación y una sola resistencina final no describen un producto con la exactitud necesaria.

## C) EL CONTROL

Generalmente, la dirección de obra se ve enfrentada a la doble tarea de ejecutar ciertas funciones de control y a la vez a contribuir mediante una colaboración estrecha al éxito de la obra. Para tener éxito en esta tarea deberá por un lado tener un criterio amplio

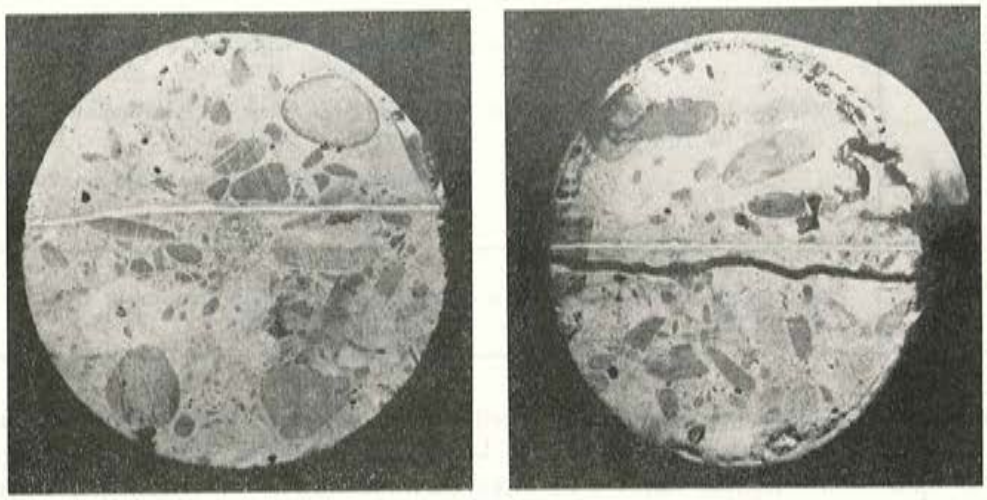


Fig. 10. — Aspecto visual de una probeta sacada con sonda en obra y prueba de rotura en laboratorio para el control de la resistencia en parte de la superficie.

en cuanto al tipo y costo del control, en relación con la importancia del pegamento en la obra. Por otro lado, deberá tener en cuenta todas las pruebas y tomas de muestras, como un medio adicional para tomar las correctas decisiones de día en día, durante la ejecución de los trabajos. No deben ser ni contribuciones a la investigación ni un alimento para los archivos, con el fin de poder comprobar en su momento la falta de responsabilidad de uno o de otro de los participantes.

A continuación se facilita una propuesta de la idea que pueda justificar estos requerimientos. Está basada en la clara determinación de la importancia de los pasos consecutivos a seguir y en un mínimo programa apropiado en cuanto a pruebas que se deben realizar. Al examinar estas propuestas vemos que quedan comprendidos en un solo sistema de control, tanto el material como el equipo y el personal de aplicación.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

| SISTEMA DE CONTROL | | |
|---|---|---|
| IMPORTANCIA | OBJETIVO DEL CONTROL | MÉTODOS DE CONTROL |
| GRANDE | Información básica para el proyecto y sobre el material.<br>Elección o comparación del material. | Ensayos del laboratorio, de acuerdo con un programa especialmente establecido para aproximarse a la realidad del problema. |
| | Control y manejo de la obra en proceso de ejecución y asesoramiento para la toma de decisiones. | Testigos sacados con sonda en la obra (fig 10).<br>Probetas sacadas de piezas de hormigón de obra, pegadas in situ.<br>Muestras del adhesivo puro, tomadas y elaboradas en obra. |
| MEDIANA | Elección o comparación del material.<br>Vigilancia y manejo de la obra en proceso de ejecución. | Pruebas de laboratorio, de acuerdo con un programa sencillo.<br>Probetas sacadas de hormigón de obra, pegadas in situ.<br>Muestras del adhesivo puro, tomadas y elaboradas en obra. |
| PEQUEÑA | Vigilancia de la obra en proceso de ejecución. | Muestras del adhesivo puro, tomadas y elaboradas en obra. |

Hemos tratado de trazar un número limitado de aspectos relacionados con la adherencia, correspondientes al estado actual de la investigación. Está claro que el futuro nos aportará rápidamente nuevos datos y conocimientos al respecto. Restará, sin embargo, la necesidad de una estrecha colaboración entre el proyecto, la ejecución y el control.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

notas de la F.I.P.

n. 30.

## VI CONGRESO DE LA F.I.P., 6-13 JUNIO 1970, PRAGA (CHECOSLOVAQUIA)

El VI Congreso de la F.I.P., celebrado en Praga durante los días 6 al 13 de junio de 1970, ha alcanzado una cifra récord de participantes; superior a los 2.300, contando los delegados y sus señoras.

El programa técnico del Congreso resultó realmente interesante. Los textos de todas las conferencias y de los informes de las distintas comisiones, se publicarán en su día en los "Proceedings" oficiales correspondientes.

Se confía en que podrán distribuirse a principios del año 1971. Existe una edición provisional, previa, de los siete informes presentados por las comisiones, que puede adquirirse al precio de dos libras, dirigiendo la petición a las oficinas de la F.I.P., en Londres. En los "Proceedings" se incluirán también los cuatro informes generales correspondientes a las comunicaciones técnicas individuales.

En la ceremonia de apertura, celebrada el domingo 7 de junio, el Presidente, profesor Franco Levi (Italia), hizo un completo y conciso resumen de los trabajos y realizaciones de la Federación durante los cuatro años transcurridos desde el Congreso anterior, el quinto, celebrado en París en 1966. El texto del discurso del profesor Levi se reproduce en estas mismas notas, más adelante.

En la reunión de la Asamblea general, el Dr. G. F. Janssonius (Holanda) fue elegido Presidente para los próximos cuatro años (hasta 1974), y el Sr. Ben C. Gerwick (Estados Unidos), Vicepresidente general para el mismo período. Al término de esta reunión de la Asamblea, se nombró, por unanimidad, Presidente honorario de la Federación al Profesor Levi.

Durante la ceremonia de clausura del Congreso, el nuevo Presidente, Dr. Janssonius, comentó el indiscutible éxito de las reuniones y se comprometió a dedicar su máximo esfuerzo y total colaboración al desempeño de la labor que, como Presidente, le corresponde realizar. El discurso del Dr. Janssonius se reproduce íntegramente más adelante.

Los preparativos para el VII Congreso, que se celebrará en Nueva York en 1974, van ya muy avanzados. El señor Gale Spowers, del Instituto del Hormigón Pretensado de Chicago, que es el encargado de la organización de dicho VII Congreso, estuvo en Praga para facilitar a los delegados y expositores un avance de información sobre los actos que se están programando. Prometió que, en breve plazo, se podrían dar detalles concretos sobre el espacio disponible para la exposición que habrá de celebrarse durante el Congreso.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## DISCURSO DEL PROFESOR LEVI DURANTE LA CEREMONIA DE APERTURA (DOMINGO, 7 DE JUNIO DE 1970)

"Señor Ministro, señor Alcalde, señoras y caballeros:

En nombre de la Asamblea general de la F.I.P., de los órganos de gobierno de esta Federación y en el mío propio, deseo expresar al Gobierno checo, representado aquí por su Ministro, Sr. Oldrich Czernik, a la ciudad de Praga en la persona de su Alcalde, señor Ludvik Czerny, al Comité checo organizador del Congreso y su Presidente, profesor Klimes, y a la delegación checoslovaca de la F.I.P., nuestro más sincero agradecimiento, por la cordialísima acogida que hemos tenido en esta espléndida ciudad, por la labor que han realizado para hacer posible la celebración de nuestro VI Congreso en Praga y, sobre todo, por la amistad y el afecto que nos han demostrado.

En particular, quisiera expresar a las autoridades checas cuánto hemos apreciado su enorme generosidad en la bienvenida dispensada a la F.I.P. Nos agrada especialmente que los gobernantes de un país que está tan en la primera línea del campo de la técnica, hayan sabido reconocer los esfuerzos que venimos realizando para contribuir al desarrollo del pretensado.

Conscientes de la responsabilidad que hemos contraído, debemos demostrar que somos dignos de la confianza que en nosotros han depositado. Por ello quisiéramos que el Congreso que ahora se inaugura sirviera para poner en evidencia todos los progresos realizados desde el Congreso anterior celebrado en París en 1966. Hemos puesto un especial cuidado en preparar un programa equilibrado que pudiera interesar a todos los grupos distintos de participantes: teóricos, investigadores, proyectistas y constructores. Así, durante las próximas sesiones, podréis escuchar, primeramente, ocho conferencias especiales presentadas por eminentes ingenieros. Estas conferencias serán:

— "Fatiga y rotura de las estructuras de la clase III", por el Prof. R. Baus.
— "Estructuras flotantes y sumergidas, en hormigón pretensado", por Ben C. Gerwick.
— "Estructuras mixtas metálicas y de hormigón pretensado", por Guyon.
— "Vigas de hormigón pretensado, de pared delgada", por Kristek.
— "Esfuerzo cortante y torsión en hormigón pretensado", por el Prof. Leonhardt.
— "Elementos triaxilmente pretensados", por el Prof. Mikhailov.
— "Hormigón pretensado sometido a temperaturas extremas", por el Prof. Milovanov, y
— "Cimentaciones en hormigón pretensado", por el Dr. Ostenfeld.

Todos ellos son temas de gran actualidad que ofrecen un prometedor futuro para el pretensado. A continuación se presentarán los informes sobre los trabajos realizados por las Comisiones técnicas de la F.I.P. La Comisión de "Aceros" tratará de los avances conseguidos en los métodos de fabricación y de los resultados obtenidos en los estudios sobre relajación y resistencia a la fatiga. Una parte del informe se dedicará a la presentación de las Normas para la homologación de los aceros y para la realización de los correspondientes ensayos. Dentro de esta Comisión existe una sección especial que se ocupa del problema de los anclajes. La Comisión sobre "Hormigones de muy alta resistencia" comentará los progresos que se han hecho, desde el Congreso de París, utilizando nuevos métodos de fabricación. La Comisión sobre "Hormigón ligero" informará sobre los últimos avances en la fabricación y empleo de los hormigones ligeros de alta calidad. La Co-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

misión de "Durabilidad" presentará una serie de resúmenes de trabajo que cubren todo el campo de los principales problemas que en la actualidad afectan a la conservación de las estructuras; además, esta Comisión ha preparado un importante informe en el que se recogen los resultados de una encuesta realizada a escala mundial sobre la conservación de las estructuras de hormigón pretensado, y que será sometido a la consideración de los señores congresistas. La Comisión que estudia la "Resistencia a las acciones sísmicas" presentará una serie de recomendaciones para el cálculo y construcción de estructuras pretensadas en zonas sísmicas. Lo mismo hará la Comisión sobre "Resistencia al fuego", la cual, de acuerdo con el C.E.B., ha extendido su campo de actividad, ocupándose también de las estructuras de hormigón armado ordinario. Finalmente, la Comisión de "Prefabricación" comentará los principales resultados obtenidos en sus estudios sobre juntas, endurecimiento acelerado, deformaciones durante el almacenamiento y tolerancias.

De primordial importancia puede calificarse la presentación, en este Congreso de Praga, de las "Recomendaciones para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado". Este documento, preparado en colaboración por el C.E.B. y la F.I.P., es el resultado de la labor realizada por las Comisiones técnicas de los dos organismos.

Los mismos principios establecidos por el C.E.B. en 1964 para el hormigón armado ordinario, han sido ahora puestos al día y ampliados para incluir también al hormigón pretensado. El innegable éxito alcanzado por las Recomendaciones de 1964 del C.E.B. y la propuesta de Recomendaciones para hormigón pretensado presentadas al Congreso de 1966, en París, en las cuales se basan las que ahora van a discutirse, nos permiten confiar en que los textos que serán distribuidos entre los delegados aquí presentes, contribuirán eficazmente al progreso de la técnica del hormigón y al perfeccionamiento de las Normas actualmente vigentes en los diferentes países.

Pero aún hay más cosas interesantes en este Congreso de Praga. Por primera vez se ha programado la presentación de comunicaciones técnicas individuales. Durante seis sesiones (dos para cada uno de los idiomas alemán, francés e inglés) se presentarán cerca de cien comunicaciones. Posteriormente, y en sesión plenaria, se hará un resumen de las contribuciones de mayor interés.

Por último, de acuerdo con la práctica ya establecida, se dedicarán tres sesiones plenarias a la descripción de las más importantes estructuras de hormigón pretensado construidas en todo el mundo desde 1966, agrupadas en tres categorías: puentes, edificios y otras estructuras. Por otra parte, los técnicos y proyectistas encontrarán en la Exposición de equipos de pretensado y en la proyección de las películas programadas, muchas cosas interesantes y notables.

Considero que con lo expuesto en este breve resumen bastará para demostrar que no en vano la F.I.P. ha convocado a estas reuniones a los técnicos del mundo entero. Todos cuantos participan en este Congreso pueden tener la seguridad de que, cuando regresen a sus respectivos países, llevarán consigo la más completa, actual e interesante información sobre la técnica del pretensado.

Una vez subrayadas las principales características del programa que hoy iniciamos, quisiera informarles sobre algunos de los acuerdos adoptados en estos últimos días por los organismos directivos de la F.I.P.

En primer lugar, es para mí un placer anunciarles que, esta mañana, la Asamblea general ha designado al Dr. Janssonius Presidente de la F.I.P. para el período 1970-1974.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Como todos ustedes saben, el Dr. Janssonius ha sido Vicepresidente general desde 1966, pero puede decirse que desde que se fundó la F.I.P. nunca ha dejado de contribuir, de muy diversas formas, al desarrollo de la Federación. Doctor por la Universidad de Delft, desde 1948 el Dr. Janssonius es Director de los Servicios Técnicos de la ciudad de Amsterdam. Como tal, presidió nuestro segundo Congreso, celebrado allí en 1955. Durante los últimos cuatro años me ha venido prestando todo su apoyo y colaboración en la realización de los trabajos que, como Presidente de la F.I.P., he tenido encomendados. Por ello, puedo asegurarles que conoce muy a fondo todos nuestros problemas y que el desarrollo y perfeccionamiento de nuestra Federación están asegurados bajo su dirección. Otra decisión importante ha sido el nombramiento para el cargo de Vicepresidente general de Mr. Ben C. Gerwick, miembro durante muchos años de nuestro Comité ejecutivo en representación de los Estados Unidos.

Las actividades de Mr. Gerwick en la construcción de grandes obras de todo tipo, en el empleo de la prefabricación en sus formas más avanzadas, en la utilización de los hormigones ligeros, en el estudio de nuevos métodos de pretensado especialmente para puentes y cimentaciones de obras marítimas, son bien conocidas de los ingenieros de todo el mundo. Su presencia en la directiva de la F.I.P. es, por consiguiente, una firme garantía para su desarrollo y progreso en el futuro.

Por su parte, el Consejo Administrativo de la F.I.P. ha adoptado la importante decisión de galardonar con determinadas medallas a un cierto número de ingenieros que se han distinguido, como autores de trabajos especialmente importantes, por su destacada contribución al desarrollo del pretensado, o por su actuación en beneficio de la F.I.P.

En consecuencia, la F.I.P. acordó conceder la Medalla Freyssinet en honor del primer Presidente de la Federación y uno de los pioneros del pretensado, a los Sres. Esquillan, Finsterwalder y Morandi.

Entre las innumerables obras realizadas por el Sr. Esquillan, doctor *honoris causa* de la Universidad de Stuttgart, sólo mencionaré un pequeño número de ellas, las cuales, sin embargo, constituyen destacados hitos en la historia del hormigón armado y del hormigón pretensado: el puente Roche Guyon, los hangares de Marignaye, el puente en la Voulte, el palacio del C.N.I.T., en París, y el estadio de Grenoble. Pero además de sus méritos como ingeniero constructor debe también mencionarse la vital labor realizada por el Sr. Esquillan en la redacción de las Recomendaciones del C.E.B. de 1964 y de las Recomendaciones C.E.B./F.I.P. presentadas a este Congreso.

Las obras del Dr. Finsterwalder constituyen pasos decisivos en el desarrollo de las dos técnicas que caracterizan el progreso del arte de la construcción en el siglo veinte: el pretensado y las estructuras laminares. Todo el mundo conoce las grandes láminas Zeiss Dywidag de los pabellones de los mercados de Frankfurt, Colonia y Hamburgo y las impresionantes aplicaciones del sistema Dywidag de pretensado en la construcción de los puentes de Worms y Bendorf. Lo mismo puede decirse de su reciente invención de un sistema constructivo para puentes tipo hongo y de las estructuras en "banda tesa". La medalla Freyssinet en el pecho del Dr. Finsterwalder vendrá a sumarse a muchas otras condecoraciones que le han sido otorgadas por diversos países de todo el mundo.

El Prof. Morandi, famoso por estructuras tan clásicas como el puente sobre el río Storm, en Africa del Sur, y el Fiumarella, en Calabria, ha dedicado todo su ingenio al proyecto y construcción de una impresionante serie de notables estructuras que han elevado el pretensado a nuevas cimas de perfección. Entre otras quisiera recordar el puente de Maracaibo, el viaducto de Polcevera, el puente en Wadi Korf y los hangares de Fiu-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

micino. Para él también, la Medalla Freyssinet viene a coronar una carrera de éxitos sin rival.

Es para mí también un gran placer anunciar que la directiva de la F.I.P. ha decidido conceder tres condecoraciones a ingenieros que han contribuido con notables aportaciones a la técnica y al progreso del pretensado. Estas condecoraciones, designadas con el nombre de "Medallas F.I.P.", han sido otorgadas a las siguientes personas:

Mr. Dudley Holt New, uno de los pioneros del pretensado en Inglaterra; cuya valiosa presencia se ha hecho notar en todos los Congresos de la F.I.P., en los cuales ha presentado siempre trabajos de la mayor importancia; miembro durante diez años del Comité ejecutivo; ocho años Presidente de la Comisión de Prefabricación; responsable de muchas importantes estructuras, tales como centrales de energía nuclear, hangares, cimentaciones pretensadas, elementos prefabricados y otras muchas.

La segunda Medalla F.I.P. ha correspondido a M. Pierre Xercavins, ingeniero de la S.T.U.P. y actualmente de la oficina de proyectos de "Europe Etudes". Es autor de un gran número de importantes proyectos, tales como el de las pistas pretensadas de Melsbroek, de la estructura de la central solar de Odeillo, de varios puentes en Orly, Mont Dauphin y otros muchos sitios. Miembro activo del Comité mixto F.I.P/C.E.B., tiene a su cargo el estudio de los problemas relacionados con el esfuerzo cortante, la fisuración y los aceros.

Y finalmente, el Prof. Branco Zezelj, de Yugoslavia. Profesor en la Facultad de Ingeniería Civil de Belgrado, investigador en el campo del hormigón, autor de varios importantes proyectos, tales como el del Pabellón Universal de la Feria de Belgrado, el del puente sobre el río Tisa, el de los hangares de Zadar, los de varios puentes para ferrocarril y carretera, etc. Es también miembro muy activo de la F.I.P.

La F.I.P. acordó también conceder el título de miembro honorario de la F.I.P. a cuatro personalidades cuyos elevados méritos técnicos y su dedicación a los trabajos de la Federación desea agradecer.

Estas son: el Prof. Cestelli Guidi, nuestro Secretario general y Tesorero Mr. Gooding, el Dr. Minetti y el Dr. Ostenfeld.

Los trabajos del Prof. Cestelli Guidi en el campo de la teoría del pretensado, las grandes obras que ha realizado, puentes, cubiertas laminares, edificios industriales, etc., lo destacan como un eminente ingeniero constructor y justifican por sí solas el premio que se le ha concedido. Pero el Prof. Cestelli Guidi ha realzado aún más su prestigio presidiendo y llevando a feliz término la labor encomendada al Comité mixto F.I.P./C.E.B., que ha hecho posible la edición "Praga 1970" de las Recomendaciones Internacionales, cuya importancia ya se ha subrayado anteriormente.

No puedo ofrecer mejores pruebas de los méritos de Mr. Gooding, Secretario general y Tesorero de la F.I.P. desde poco después de su fundación, que las que proporcionan el notable desarrollo de la propia Federación y el extraordinario éxito del actual Congreso. Permitidme, sin embargo, añadir que, habiéndole tenido a mi lado durante tantos años y, especialmente durante los meses que han precedido al Congreso, estoy en mejor situación que ninguno para asegurar que su dedicación, inteligencia, tacto y profundos conocimientos de las cuestiones técnicas, han sido realmente las bases de nuestro éxito. Y podéis creerme que los elementos que ha sido necesario acoplar ¡no siempre eran fáciles de persuadir!

El Dr. Minetti recibe su título de miembro honorario en el momento en que ha decidido, por su propia voluntad, abandonar el Comité ejecutivo de la F.I.P., después de



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

haber sido durante muchos años uno de sus más eficaces miembros. Por este motivo, una mezcla de alegría y sentimiento me embarga en el momento de anunciarles el nombramiento con el cual queremos rendir tributo a su gran talento como ingeniero constructor y a sus eminentes dotes de administrador y organizador.

La F.I.P. ha decidido también conceder el título de miembro honorario al Dr. Ostenfeld, Vicepresidente del grupo nacional danés durante muchos años, y Director de una importante firma de ingenieros consultores que ocupa uno de los primeros puestos entre las de mayor prestigio y que mayor confianza ofrecen para los proyectos relacionados con la técnica del pretensado. Por consiguiente, el Dr. Ostenfeld ha formado siempre parte de ese grupo de especialistas gracias a los cuales nuestra técnica ha ido introduciéndose y desarrollándose en tantos países.

Me he ocupado ya extensamente de la labor realizada por la F.I.P. desde 1966 y de los temas que podrán ustedes examinar y discutir durante los próximos días. Quisiera, para terminar, decir algunas palabras sobre nuestro programa para el futuro. Este programa, evidentemente, seguirá las directrices marcadas en nuestros Estatutos y que pueden resumirse en los puntos siguientes: promover el desarrollo de las teorías y de la práctica del pretensado en todos los campos y en todos los países del mundo; servir de medio de enlace entre los técnicos interesados en estos problemas y facilitarles la adecuada información. La experiencia adquirida nos demuestra que el actual sistema de Comité ejecutivo, Consejo administrativo y Comisiones técnicas resulta adecuado para atender las actuales necesidades. Por lo tanto, no parece preciso introducir ningún cambio importante en esta organización. Análogamente, el programa de reuniones adoptado durante los últimos años (un Congreso cada cuatro años, alternando con los de la A.I.P.C. y, en el intervalo, un Simposio sobre temas especiales) parece que ha sido aceptado con general satisfacción. Por otra parte, un aspecto de nuestros problemas que merece especial atención es el de nuestras relaciones con otros organismos técnicos internacionales. La F.I.P. es miembro del "Liaison Committee of International Engineering Associations" y, como tal, ha procurado siempre que su actuación se ajuste a las normas incluidas en el Reglamento de dicho Comité. Participa también en diversos Comités mixtos que se ocupan de determinados problemas especiales, como por ejemplo la durabilidad, habiendo obtenido provechosos beneficios de esta colaboración. Pero existen otros problemas. La colaboración con el C.E.B., que tan espléndidos resultados ha dado, debe ahora reorganizarse. El Comité mixto F.I.P./C.E.B. ha concluido su labor y, para sustituirlo, hemos propuesto la creación de una especie de Comité consultivo, formado con miembros del Comité ejecutivo de la F.I.P. y el Consejo administrativo del C.E.B. Este Comité sería el encargado de: fijar las directrices de actuación de ambos organismos, evitando así la duplicación de esfuerzos; coordinar las actividades de las distintas Comisiones técnicas y constituir otras nuevas cuando se estime necesario. Hace falta ver si este método de trabajo resulta adecuado para cubrir las necesidades que exija, no sólo el mantener al día las "Recomendaciones internacionales", sino también el ampliarlas para recoger las nuevas prescripciones que forzosamente será necesario preparar a medida que progrese la técnica.

Otra cuestión importante es la que se refiere a la preparación de "Manuales", con los que se pretende facilitar a los constructores toda la información necesaria para que puedan aplicar las prescripciones incluidas en las "Recomendaciones". El C.E.B. tiene el propósito de realizar este trabajo. En mi opinión, sería conveniente que la F.I.P. colaborase en el mismo y, para poder hacer esto, es necesario encontrar una fórmula de colaboración efectiva y flexible.

Finalmente, existe otro problema muy importante, que consiste en encontrar el modo



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

de mejorar los contactos entre la F.I.P. y los países situados lejos de Europa. En relación con este tema se hace necesario de nuevo idear soluciones adecuadas que permitan: mantener el actual sistema de vicepresidencias regionales; crear lo que podríamos llamar embajadores de la F.I.P. que recorriesen estos países dando conferencias sobre los progresos alcanzados por la Federación en la labor que tiene encomendada; promover las actividades locales, de todo tipo, conducentes a una mayor difusión de la técnica del pretensado y, por último, intensificar la distribución de los informes y comunicaciones técnicas de la F.I.P.

Como pueden ver, queda todavía mucho por hacer y estoy convencido de que, a mi sucesor, no le han de faltar energías para cubrir estas necesidades. Por mi parte, no he de regatear esfuerzos para ayudarle con todos los medios a mi alcance.

Permítanme concluir este informe expresando mi deseo de que, como resultado del esfuerzo conjunto de todos sus miembros y organismos directivos, la F.I.P. pueda continuar ostentando la misma capacidad de desarrollo en el futuro que hasta el presente.

Se ha acordado que, durante la celebración de este Congreso, actuaremos conjuntamente, como presidentes de la F.I.P., el Dr. Janssonius y yo."

## DISCURSO DEL DR. JANSSONIUS EN LA SESION DE CLAUSURA (13 DE JUNIO DE 1970)

"Señor Presidente del Congreso, señoras y señores:

Hemos llegado al final de un magnífico Congreso. En varios aspectos este Congreso ha ofrecido novedades; en otros ha seguido la misma línea de los anteriores.

Novedades han sido las ocho conferencias que se han pronunciado a lo largo de dos sesiones. Novedad ha sido también la presentación de contribuciones técnicas, en sesiones paralelas, sin traducción simultánea, y la del informe general sobre las mismas en sesión especial. La elevada calidad media de dichas contribuciones y el gran número de asistentes a las correspondientes sesiones ha sobrepasado las previsiones más optimistas.

Carácter especial ha tenido la presentación de las "Recomendaciones F.I.P./C.E.B. para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón" que marca una fecha histórica en la vida de ambas organizaciones.

Se continuaron celebrando las tres grandes sesiones dedicadas a la presentación de las realizaciones en hormigón pretensado más destacadas, agrupadas en los tres tipos siguientes de estructuras: puentes, edificios y otras estructuras. Creo que esta exhibición de nuevas realizaciones es totalmente única en el mundo. Les aseguro que estoy ya deseando conocer lo que se exhibirá en el próximo Congreso.

Finalmente, tuvimos la presentación del propio trabajo realizado por la F.I.P.: el informe de sus siete Comisiones técnicas. Se organizaron sesiones abiertas de dichas Comisiones, para discutir sus futuras actividades y repasar la labor hasta ahora desarrollada y, con plena satisfacción, puedo asegurar que, hasta el momento, la actuación de estas Comisiones constituye un verdadero éxito.

Muchas han sido las personas que han contribuido, con su excelente colaboración, al éxito de este Congreso. Todo se ha desarrollado sin ningún entorpecimiento ni dificultad, gracias a nuestros colegas checos. Solamente los que han participado en la preparación



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

de estas reuniones pueden darse cuenta de la enorme labor que supone el haber conseguido una organización tan cuidada en todos sus detalles. Varias han sido las colaboraciones necesarias para ello; citaremos especialmente las de los:

— Conferenciantes,
— Ponentes generales.
— Ponentes nacionales.
— Presidentes y vicepresidentes.
— Intérpretes (que han tenido que enfrentarse con una labor realmente difícil; parece imposible poder alcanzar en este campo un cierto grado de perfección).
— Secretarías, tanto de la organización checa como de la F.I.P.
— Encargados de la proyección de películas y diapositivas.
— Guías de las visitas.
— Organizadores del programa para las señoras.
— Personas que han atendido las distintas oficinas y los diferentes servicios (restaurantes, bares, tiendas).
— Expositores (los últimos citados, pero no los menos importantes).

Desearía citar nombres, pero como estoy seguro de que no podría mencionarlos a todos, voy solamente a hacer dos excepciones: una, para nuestros huéspedes checos, bajo la presidencia del Prof. Klimes, con el Dr. Tichy, Mme. Vasinova y muchos más; y la segunda, para nuestro Presidente honorario, el Prof. Franco Levi. Su labor ha sido difícil, complicada y, en ocasiones, muy delicada. Deseo agradecerles, de todo corazón, su excelente trabajo.

Se me ha pedido que dé a conocer la lista de los nombres de los miembros del Comité ejecutivo actual teniendo en cuenta que, últimamente, ha habido varios cambios. La relación es la siguiente:

Presidente: Dr. Janssonius (Holanda).
Vicepresidente general: Mr. Gerwick (Estados Unidos).
Presidente honorario: M. Guyon (Francia).
Otro Presidente honorario: Prof. Levi (Italia).
Secretario general y Tesorero: Mr. Gooding (Inglaterra).
Secretaria adjunta: Miss Sherwood (Inglaterra).
Secretario técnico: M. Crozier (Inglaterra).
Profesor Baus (Bélgica).
Mr. Bodhe (India).
M. Bonnome (Francia).
Prof. Brondum-Nielsen (Dinamarca).
Mr. Cavanagh (Australia).
Mr. Derrington (Inglaterra).
Dr. Inomata (Japón).
Prof. Klimes (Checoslovaquia).
Prof. K. V. Mikhailov (Rusia).
Mr. Mish (Alemania occidental).
Prof. Torroja (España).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Como recordarán, en la ceremonia de apertura, el Prof. Levi anunció que, durante la celebración del Congreso, actuaríamos conjuntamente, como presidentes, él y yo. Creo que ahora tienen ustedes derecho a que el nuevo presidente les exponga sus puntos de vista sobre la F.I.P. y su futura actuación.

El objetivo de la F.I.P. es contribuir a la realización de estructuras perfectas como medio para lograr la prosperidad de la Humanidad. A este respecto, la palabra "perfecta" significa: adecuada al uso a que se destina; resistente y duradera; ecónomica (tanto por su coste inicial como por los gastos de conservación); agradable desde el punto de vista estético; satisfactoria en su aspecto social.

La F.I.P. ha cumplido ya sus dieciocho años. Podemos comparar esta edad con la de los seres humanos. Desde tal punto de vista el Prof. Levi ha guiado a un mozalbete desde sus catorce a sus dieciocho años; este período corresponde a la pubertad. Mi labor será guiar a la F.I.P. desde sus dieciocho hasta sus veintidós años. Durante estos años, los adultos se encuentran en su edad revolucionaria.

Hay dos cosas que los padres deben dar a sus hijos. Primeramente, raíces que les aseguren una perfecta unión con su familia y su país. En segundo lugar, alas que les permitan ver las cosas con una amplia perspectiva mundial, con el fin de estimular su imaginación. Durante la presidencia del Prof. Levi concentramos nuestros esfuerzos, principalmente, en crear las raíces. A mí me corresponde reforzar las alas.

A este respecto, nos proponemos consolidar la renovación de la F.I.P. como una organización mundial:

— Por primera vez tenemos ahora un Vicepresidente general no europeo.
— El VII Congreso, de 1974, se celebrará en Nueva York.
— El Simposio técnico de 1972, sobre estructuras flotantes y sumergidas y sobre estructuras antisímsicas, se celebrará en Tbilissi, en la región del Cáucaso.
— El Instituto del Hormigón Pretensado (P.C.I.), de Estados Unidos, ha invitado al Comité Ejecutivo a que celebre en los Angeles su reunión correspondiente al año 1971.

El proyecto y construcción de estructuras exigen de los ingenieros imaginación. Si recordamos las tres sesiones dedicadas a la exhibición de estructuras destacadas, quedaremos convencidos de ello. Existen muchos hombres de gran talento entre los ingenieros dedicados a la técnica del hormigón. No tiene ningún mérito el que ya nació con talento. Lo tendrá si lo utiliza en beneficio de la sociedad.

Los individuos pueden progresar por sí mismos, pero, normalmente, necesitan ponerse en contacto con los demás. Estos contactos se logran por medio de las asociaciones nacionales. Pero a menudo ocurre que las necesidades individuales exceden de este nivel. Por ello, hace dieciocho años, se fundó la F.I.P.

Mirando las cosas desde este punto de vista, los objetivos y limitaciones de la F.I.P. aparecen perfectamente claros:

— El límite inferior es no interferir con lo que se puede hacer a nivel individual o nacional.
— El límite superior resulta menos definido, pues no debemos olvidarnos de que los árboles no pueden llegar al cielo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

No obstante el trabajo a escala internacional, como el que realiza la F.I.P., es increíblemente fructífero. Los participantes, frecuentemente, resultan capaces de llevar a cabo más y mejores trabajos que los que ellos mismos hubieran podido suponer. Les recordaré el cuento del niño que paseaba con su abuelo mientras soplaba el viento. El niño dijo: "Abuelo, el viento nos está empujando". "Sí, pequeño", contestó el abuelo, "es cierto". "Sin embargo — agregó el niño — no podemos ver al viento"; a lo que el abuelo respondió: "En efecto, así es".

Resulta muy provechoso poder confrontar nuestros puntos de vista, ideas y, algunas veces, prejuicios con los de los demás; pero no debemos nunca olvidar el proverbio chino que dice: "nadie puede sostener con una sola mano dos sandías". Existen algunas limitaciones:

1. El tiempo disponible: Todo el mundo tiene una Empresa, un Instituto donde ha de ganarse la vida.

2. El conocimiento de idiomas: El problema es de dominio general. Yo estoy orgulloso de que, en el seno de la F.I.P., los idiomas se utilicen exclusivamente como un medio para transmitir las ideas de las personas, y no los sentimientos nacionales.

3. La edad de los asociados: Los participantes en estos trabajos internacionales pertenecen, generalmente, a las pasadas generaciones; el período más creativo en la vida del hombre es, quizá, el comprendido entre los treinta y los cuarenta y cinco años; a este hecho debe prestársele una especial atención.

4. El dinero: No siempre resulta suficiente para cubrir todos los objetivos deseables; los viajes son caros; los fondos disponibles, generalmente, no son abundantes.

Partiendo de estos hechos, pueden deducirse algunas de las actuales y futuras actividades posibles:

*A.* Recopilación de la información disponible en los distintos países y la distribución de este material. ¿Cómo puede hacerse esto?

1. Congresos-publicaciones previas; memorias o "proceedings". Simposios-nuevos temas; nuevos conocimientos últimamente adquiridos.
2. Intercambio de publicaciones; documentación bibliográfica; informes especiales de la F.I.P., mejor que las *Notas de la F.I.P.* hasta ahora publicadas. *Nada* de revista de la F.I.P.; no existe, prácticamente, lugar para ella.
3. Comités para el estudio de problemas específicos del pretensado. Participación en Comités mixtos junto con otras organizaciones internacionales.
4. Las conferencias nacionales de excepcional calidad pueden repetirse en otros países, posiblemente traducidas al idioma corespondiente (es una idea personal).

*B.* Contactos con países lejanos. Se ha estudiado ya algo sobre la posibilidad de crear unos "embajadores de la F.I.P." para que visiten estos países y promocionen en ellos las ideas y actividades de la Federación. No se me oculta que esta labor no es nada fácil de realizar; pero también estoy plenamente convencido de que es absolutamente necesaria.

*C.* Durante ocho años ha existido una estrecha colaboración entre el Comité Europeo del Hormigón (C.E.B.) y la F.I.P., a través del Comité mixto F.I.P/C.E.B.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Con la presentación en este Congreso de las "Recomendaciones C.E.B.-F.I.P." esta fructífera colaboración ha terminado. Sin embargo, ambas organizaciones desean continuar sus contactos, si bien sea en forma más restringida. Un "Comité de presidentes" podría ser una fórmula adecuada para la discusión de los problemas comunes.

Además de la colaboración con el C.E.B., la F.I.P. mantiene contactos también, a través del "Comité de Liaison", con otros cinco organismos internacionales que trabajan en el campo de la construcción. Estos contactos resultan muy valiosos para nuestra Federación.

Todos estos asuntos son tema de estudio constante en las distintas reuniones del Consejo Administrativo y del Comité Ejecutivo de la F.I.P.

Finalmente, no debe olvidarse nunca el peligro que representa el intentar lograr siempre la perfección; sinceramente estimo que nuestro objetivo común puede ser: "llegar todo lo lejos que podamos y evitar la lucha por la perfección".

Y ahora, Sr. Presidente del Congreso:

Dentro de unos momentos cogeremos nuestros equipajes y tomaremos el avión, el tren o el auto. Praga empezará a ser entonces, para nosotros, un recuerdo, un bello recuerdo de una gente amable, de una vieja cultura, de una amistosa hospitalidad, de una elevada capacidad técnica; un recuerdo de la ciudad dorada; un recuerdo de unos entrañables amigos personales.

Y, sinceramente, espero que después del vacío que inevitablemente habrán de sentir todos ustedes durante las primeras semanas posteriores a la clausura del Congreso, llegarán al convencimiento de que todo lo que han hecho, todos sus esfuerzos, todos sus sacrificios, iban encaminados a un único propósito común: el mejor entendimiento entre todos los hombres.

## REVISION DE LOS PROGRAMAS Y DE LA LABOR REALIZADA POR LAS COMISIONES DE LA F.I.P.

**Por W. F. G. Crozier, Secretario Técnico.**

Durante los últimos tiempos se han efectuado varios cambios en la organización y en los temas encomendados a las Comisiones Técnicas de la F.I.P. En la actualidad existen ocho de estas Comisiones, una lista de las cuales, junto con los nombres de sus respectivos presidentes y los programas para los próximos cuatro años, hasta el Congreso de 1974 en Nueva York, se incluye a continuación.

A modo de introducción general, conviene comentar que cada Comisión está constituida por un cierto número de miembros, variable entre 12 y 20, nombrados por los respectivos grupos nacionales. Las reuniones se celebran, en general, una vez al año, aunque existen varias excepciones. La "Comisión sísmica", por ejemplo, prácticamente no ha tenido ninguna reunión formal, dada la enorme dispersión geográfica de sus miembros y, por lo tanto, la dificultad y elevado costo de los viajes. Como sus campos de actividad están repartidos por el Japón, Nueva Zelanda, algunas regiones europeas, la costa occidental de los Estados Unidos y alguna otra zona igualmente dispersa, se ha estimado más oportuno realizar todos los contactos por correspondencia solamente.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Sin embargo, para la preparación del Simposio sobre "Pretensado en zonas sísmicas", que habrá de celebrarse en Tbilissi (Rusia) en 1972, el trabajo de esta Comisión ha adquirido especial importancia y urgencia y se ha nombrado un Presidente adjunto (M. Despeyroux, de Francia), que estará en estrecho contacto con el Comité Ejecutivo y convocará reuniones parciales de los miembros de la Comisión, a base de pequeños grupos formados por los representantes de países geográficamente próximos, siempre que sea posible. Para ello, se aprovecharán las ocasiones en las que un cierto número de dichos miembros se encuentren juntos para participar en otras reuniones, como con frecuencia ocurre.

Análogamente, la Comisión sobre "Hormigones de muy alta resistencia" hace algunos años que no celebra más reuniones que la que tuvo lugar durante la sesión de apertura del VI Congreso de Praga. En estos momentos, el objetivo primordial de esta Comisión consiste en comprobar prácticamente las posibilidades de dichos hormigones, construyendo con ellos una estructura real para demostrar que su utilización resulta posible y económica.

## RESISTENCIA AL FUEGO

**Presidente: Prof. Dr. Ing. K. Kordina (Alemania occidental).**

Esta Comisión preparó, para el Congreso de Praga, un informe en el que se recogen las directrices para el cálculo de los elementos estructurales de hormigón pretensado que deban poseer una determinada resistencia al fuego. Unas directrices análogas han sido redactadas también para el hormigón armado ordinario y estos dos textos, refundidos, constituyen uno de los Apéndices a las nuevas "Recomendaciones Internacionales C.E.B.-F.I.P. para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón". Es propósito de la Comisión continuar, en el futuro, sus estudios e investigaciones con el fin de comprobar la adecuación de las normas propuestas. Los principales temas pendientes de confirmación son: la real aproximación de las curvas de temperaturas medias en los incendios, utilizadas para determinar la influencia de la carga total de incendio en el tiempo de resistencia al fuego; las características que deben tenerse en cuenta cuando se trata de juzgar si una estructura que ha sufrido un incendio sigue cumpliendo las condiciones que le son exigibles.

## HORMIGON LIGERO

**Presidente: Mr. A. Short (Inglaterra).**

Durante los últimos años, la Comisión ha dedicado la mayor parte de su tiempo a preparar los apartados correspondientes para su inclusión en las nuevas "Recomendaciones Internacionales C.E.B.-F.I.P. para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón", con el fin de que dichas Recomendaciones sean también aplicables a las estructuras construidas en hormigón ligero. Se redactaron también algunos capítulos especiales, como, por ejemplo, el relativo al pandeo.

En virtud del acuerdo concertado con la R.I.L.E.M. y el C.E.B., la Comisión de la F.I.P. concentrará sus esfuerzos en el estudio de los aspectos relativos a la aplicación de los hormigones ligeros (excepto los aireados) en las estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Los principales objetivos de esta Comisión son:

— Fomentar todo lo posible el desarrollo de los hormigones ligeros.
— Promover la aplicación práctica de los resultados obtenidos en la investigación.
— Estudiar cuáles son los principales problemas sobre los que deben concentrarse los futuros estudios e investigaciones en este campo.

Se ha iniciado una muy amplia encuesta para conocer los recursos, métodos de fabricación y procedimientos de utilización de los áridos ligeros en los distintos países, y se han recibido ya las primeras contestaciones. Los resultados de esta encuesta serán publicados posteriormente. Se tiene previsto que la próxima reunión de esta Comisión se celebre en Moscú, en octubre de 1970. En ella se tratará, especialmente, de los programas de investigación para el futuro.

## ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES DE MAQUINARIA

**Presidente: Dr. T. Hinckeldey (Alemania occidental).**

Esta Comisión ha sido constituida en fecha muy reciente y su primera reunión la celebró en Praga, en junio de 1970. Se estima que el empleo del pretensado en este tipo de estructuras tiene un amplio porvenir. El Presidente de la Comisión piensa mantener un estrecho contacto con las asociaciones de ingenieros industriales y mecánicos sobre este tema. Hasta el momento, no se les ha dado la suficiente importancia ni se han apreciado en su exacto valor algunos aspectos, tales como las ventajas que ofrece la aplicación del pretensado en la construcción de estructuras y cimentaciones de máquinas.

La Comisión piensa celebrar su próxima reunión en Londres, durante los días 12 y 13 de noviembre de 1970. Todavía es necesario que se nombren algunos miembros más para formar parte de esta Comisión.

## PREFABRICACION

**Presidente: Mr. K. G. Bernander (Suecia).**

Hace unos tres años se formó un grupo de trabajo, bajo la presidencia del profesor A. S. G. Bruggeling (Holanda), para el estudio de la "Filosofía del proyecto de estructuras prefabricadas".

Este Grupo redactó un informe para su presentación en el Congreso de Praga, en el que se resumen los diferentes criterios existentes en los distintos países en relación con el proyecto de estructuras prefabricadas para edificios de una sola planta.

La Comisión principal tiene todavía mucha labor pendiente en relación con problemas ya estudiados anteriormente, tales como: el curado acelerado; el pretensado conjunto de piezas prefabricadas; las uniones entre piezas; la deformación, durante el almacenamiento, de los elementos prefabricados, y las tolerancias. Como consecuencia de un interesante trabajo presentado en el Congreso de Praga, la Comisión ha iniciado también el estudio del pretensado triaxil como método para aumentar la resistencia y reducir la fisuración de las piezas. La próxima reunión de la Comisión tendrá lugar en Amsterdam, en enero de 1971.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

**Presidente: Prof. S. Ban (Japón).**

Esta Comisión preparó unas "Recomendaciones de cálculo" para su presentación en el VI Congreso de la F.I.P., en Praga, aplicables al proyecto de estructuras en regiones sísmicas. En dichas Recomendaciones se estudian: la clasificación de los daños previsibles, los requisitos que deben cumplir los cálculos, los diferentes estados límites y la ductilidad. Se han preparado también recomendaciones específicas para soportes y uniones.

Para el Simposio sobre "El pretensado en zonas sísmicas", que habrá de celebrarse en Tbilissi, en 1972, se han propuesto los cuatro temas siguientes:

1. Proyecto y cálculo de estructuras pretensadas resistentes a las acciones sísmicas. Normas.
2. Investigación sobre la resistencia de las estructuras pretensadas frente a las acciones sísmicas. Métodos de ensayo. Resultados experimentales.
3. Aplicación del hormigón pretensado en la construcción de estructuras antisísmicas: *a*) industriales; *b*) de edificación; *c*) obras públicas; *d*) hidráulicas.
4. Experiencias sobre el comportamiento frente a los terremotos de las estructuras pretensadas.

En su día se solicitará de los diversos grupos nacionales envíen comunicaciones sobre estos temas a los cuatro ponentes generales que oportunamente serán designados.

Como ya se ha indicado, esta Comisión ha tropezado con dificultades insuperables para celebrar sus reuniones. No obstante, un pequeño grupo de sus miembros europeos ha decidido celebrar algunas reuniones, con carácter informal, y mantener al día la información sobre los avances conseguidos en el campo de su actividad.

## ACEROS PARA PRETENSADO

**Presidente: Prof. A. S. G. Bruggeling (Holanda).**

Dentro de esta Comisión, e integrada por un cierto número de sus miembros y algunos otros especialistas, viene funcionando un Grupo de Trabajo sobre "Anclajes", bajo la presidencia del Dr. M. Birkenmaier (Suiza).

Esta Comisión ha tenido que trabajar muy intensamente durante la preparación de las nuevas "Recomendaciones internacionales para el cálculo y construcción de las estructuras de hormigón", ya que el tema de los aceros para pretensado es de la mayor importancia. En particular, se encargó de preparar los diagramas tensión-deformación de los aceros. Actualmente está realizando nuevos estudios sobre las pérdidas en los esfuerzos de pretensado.

Como parte del Informe presentado al Congreso de Praga, la Comisión preparó un importante trabajo titulado "Normas técnicas para el suministro y recepción de los aceros para armaduras de pretensado".



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Los planes de la Comisión, para el futuro, prevén una estrecha cooperación con el "Eurostress Information Service", recientemente constituido, para el estudio de temas, tales como la normalización de diámetros y calidades de los aceros para pretensado, la homologación de estos aceros y su control de calidad aplicando métodos estadísticos.

El Grupo de Trabajo sobre "Anclajes" se ha ocupado, especialmente, de preparar unas "Recomendaciones para la declaración de idoneidad y control de calidad de los sistemas de pretensado". Se redactaron y discutieron varios borradores de este documento, y se ha avanzado mucho en la redacción definitiva de las Recomendaciones relativas a los sistemas, tanto de pre como de postesado.

## HORMIGONES DE MUY ALTA RESISTENCIA

**Presidente: Mr. A. J. Harris (Inglaterra).**

Uno de los primeros acuerdos adoptados por la Comisión fue el de considerar como hormigones de muy alta resistencia solamente aquéllos cuya resistencia fuese igual o superior a los 1.000 kg/cm². En las "Notas de la F.I.P.", correspondientes a noviembre de 1967, se publicó un informe del Presidente de la Comisión, Mr. Harris, en el que se exponía la situación de los estudios y trabajos hasta entonces realizados. Este informe se completó posteriormente con una breve reseña de los avances últimamente logrados, presentada al Congreso de Praga.

Se han conseguido resistencias varias veces mayores que las ordinarias, fundamentalmente mediante la aplicación de los tres procedimientos siguientes: aumento de la cohesión, aumento de la compactación y producción de tensiones triaxiles. En la actualidad, según señala Mr. Harris en su informe de Praga: "Está plenamente demostrado que es posible alcanzar estas elevadas resistencias, utilizando los materiales y métodos de fabricación tradicionales". Comenta varios ejemplos en los que se han obtenido dichas resistencias, en probetas cúbicas, a los veintiocho días.

Además de continuar el estudio de cuantos avances se van logrando en relación con este tema, el Presidente de la Comisión dirige ahora sus esfuerzos a conseguir la colaboración necesaria para construir una estructura real utilizando los hormigones de muy alta resistencia que ya se fabrican.

## NUEVA COMISION FORMADA EN JUNIO DE 1970

El Comité Ejecutivo, en su reunión celebrada en Praga durante el VI Congreso de la F.I.P., decidió formar una nueva Comisión para el estudio de los diversos problemas relacionados con la "Construcción de estructuras de hormigón pretensado". Se confía en que esta nueva Comisión pueda quedar constituida durante los próximos meses y celebrar su primera reunión a principios de 1971. En su día, se darán nuevos detalles sobre el particular.

## ACEROS PARA ARMADURAS DE PRETENSADO

Dos de las principales Sesiones del VI Congreso de la F.I.P. se dedicaron a la presentación de los Informes redactados por los Presidentes de las diferentes Comisiones Técnicas de la F.I.P.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

El Prof. A. S. G. Bruggeling, como Presidente de la Comisión sobre "Aceros para armaduras de pretensado", hizo un resumen de la labor desarrollada por su Comisión, refiriéndose especialmente a los trabajos encaminados a la preparación de las "Especificaciones técnicas para el suministro y recepción de los aceros para pretensado".

Como quiera que en dicho informe se da una visión muy clara, tanto del objeto de las referidas "Especificaciones" como de su actual situación, a continuación se reproduce el texto del mismo para general conocimiento:

"En el artículo R. 11.20 de las Recomendaciones C.E.B.-F.I.P. se prescribe que sólo podrán utilizarse como armaduras del hormigón pretensado aquellos tipos de acero a los cuales se les haya concedido el documento de idoneidad por el organismo oficial correspondiente. Teniendo en cuenta esta prescripción, la Comisión sobre "Aceros para armaduras de pretensado" ha redactado las "Especificaciones técnicas para el suministro y recepción de los aceros para pretensado". Estas "Especificaciones" propugnan la creación, en cada país, de un organismo oficial encargado de conceder el documento de idoneidad a todos los tipos de aceros que, previos los oportunos ensayos, resulten adecuados para su utilización como armaduras de pretensado.

Los aceros que no posean este documento de idoneidad, en general, salvo en casos especiales y con carácter temporal, no deberán utilizarse para estos fines.

Se prevén dos sistemas principales de control:

*a*) Si el conjunto de la producción de acero para pretensado está bajo el control del organismo oficial, no es preciso realizar ensayos de recepción. El organismo oficial controlará todo el proceso de fabricación y comprobará que la interpretación estadística de todos los resultados obtenidos en dicho control está de acuerdo con lo prescrito en las Especificaciones.

*b*) Si no existe el control, por un organismo oficial, de la producción de acero para pretensado, será necesario realizar ensayos de recepción. Estos ensayos deberán efectuarse bajo la supervisión de los usuarios de dichos aceros. Los resultados se interpretarán estadísticamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Documentos de idoneidad (Agréments).

En el documento de idoneidad (Agrément) deberán hacerse constar los siguientes datos sobre los aceros:

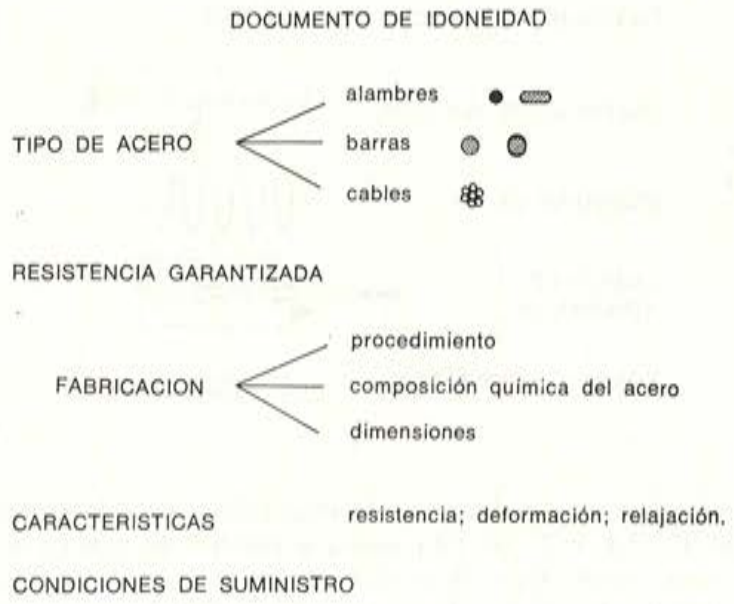
— Tipo de acero (alambre, barra o cable).
— Resistencia garantizada por el fabricante.
— Procedimiento de fabricación:

  Técnica de fabricación.
  Composición química.
  Dimensiones de los distintos tipos .

— Características:

  Resistencia.
  Diagrama tensión-deformación.
  Alargamientos.
  Relajación.

— Condiciones de suministro (cuando se estime necesario).




## ENSAYOS

Para obtener los datos fundamentales que es necesario incluir en el documento de idoneidad, es preciso efectuar diversos ensayos. Las normas para la realización de estos ensayos está redactándolas un comité mixto R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B., presidido por el profesor Wastlund. En la actualidad, dicho comité ha terminado ya la mayor parte de ellas. Faltan sólo las correspondientes a los ensayos de fatiga y corrosión.

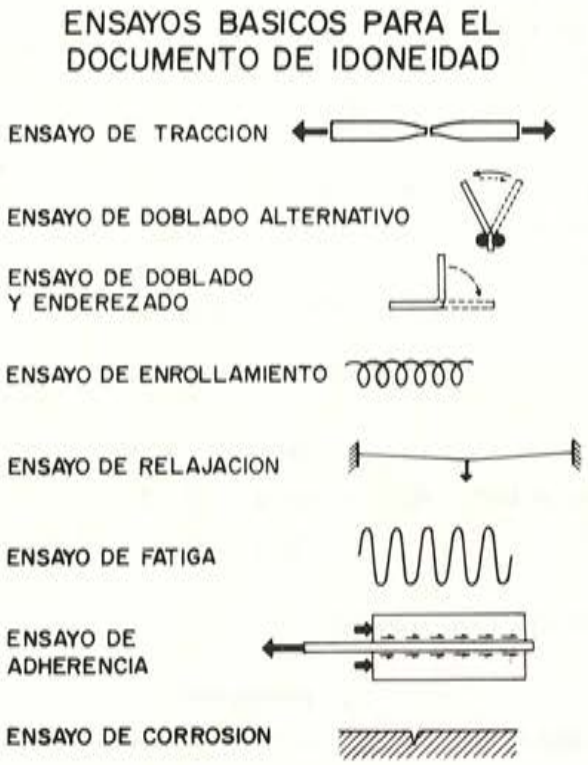
Los ensayos que se exigen y que deben realizarse sobre un número de probetas suficiente para poder efectuar una valoración estadística de los resultados, son los siguientes:

— Ensayo de tracción (obtención del diagrama tensión-deformación, con distintos límites de alargamiento).
— Ensayo de doblado alternativo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

— Ensayo de doblado y enderezado para barras.
— Ensayo de enrollamiento.
— Ensayo de relajación.
— Ensayo de fatiga.
— Ensayo de adherencia.
— Ensayo de corrosión.




Tiene gran importancia que el ensayo de relajación haya sido ya normalizado por el Comité R.I.L.E.M.-F.I.P.-C.E.B. De esta forma se pueden efectuar en un país los ensayos de relajación de unos determinados tipos de aceros y utilizar estos resultados para la concesión de su documento de idoneidad en otros países distintos.

## CORROSION

En los aceros para pretensado hay que tener en cuenta un aspecto especial, que es su susceptibilidad a la corrosión. Algunos podrían pensar que puesto que se han registrado roturas espontáneas de armaduras tesas, si bien, en un número muy limitado de casos convendría resolver el problema lo más rápidamente posible. Como Presidente de la Comisión de Aceros considero que tengo la obligación de ocuparme de este tema. Ya he dicho que han sido muy pocos los casos en que la corrosión bajo tensión o fragilización por hidrógeno del acero, ha ocasionado daños en las estructuras de hormigón pretensado. Pero además, aun en estos casos, es muy pequeño el porcentaje de aquéllos en los cuales ha sido la propia armadura la causante de la ruina. El estudio de 63 casos de ro-



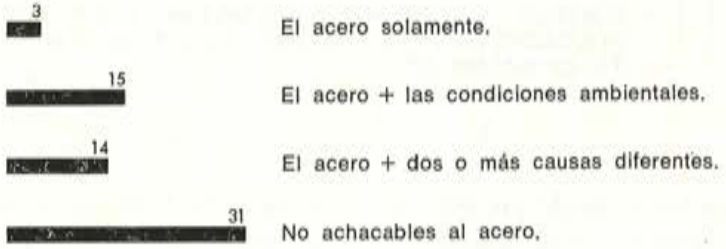
Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

tura registrados desde 1950 hasta la fecha actual, demuestra que en sólo tres de estos casos ha sido la armadura la causante del daño por haberse partido, bien como consecuencia del proceso de fabricación, o bien por insuficiente protección, debido a un recubrimiento defectuoso o a tratarse de cables no inyectados. En quince casos, los daños son achacables, conjuntamente, a la armadura y a las condiciones del medio ambiente, y en catorce casos, las causas responsables de los daños fueron el hormigón, el pretensado, la inyección o las condiciones ambientales.

En 31 casos no existen indicios de que el acero poseyese características tales que pudieran ser, siquiera parcialmente, la causa de su propia rotura, como consecuencia de una corrosión bajo tensión. Debe recordarse que cualquier acero puede llegar a partirse cuando se encuentra en una atmósfera agresiva y no está bien protegido. Por ello, resulta necesario ensayar los aceros para llegar a conocer su susceptibilidad a la corrosión.

ESTUDIO DE LAS CAUSAS DE LOS DAÑOS ORIGINADOS POR LA CORROSION BAJO TENSION

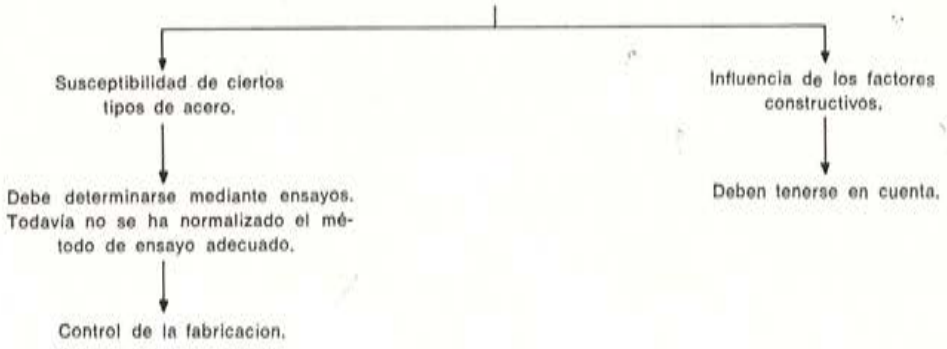
63 casos desde 1950 hasta ahora




En la actualidad, se está estudiando la manera de efectuar estos ensayos; pero no es nada fácil llegar a desarrollar un método de ensayo cuyos resultados sean representativos de lo que realmente ocurre en la práctica.

Debe además recordarse que los factores constructivos desempeñan un papel muy importante en este problema y que, por lo tanto, es imprescindible tenerlos en cuenta, ya que siendo el acero una de las partes de la estructura, estará expuesto a sufrir los daños ocasionados por dichos factores constructivos.

CORROSION DE LAS ARMADURAS DE PRETENSADO DE LAS ESTRUCTURAS

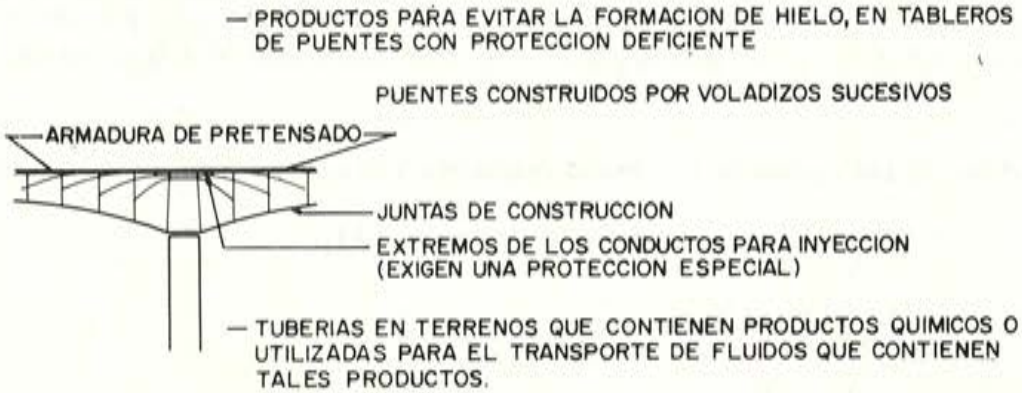





Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Por ejemplo, en invierno es muy común el empleo en puentes y viaductos de ciertos productos destinados a evitar la formación del hielo, y estos productos contienen generalmente iones cloro. Cuando la superficie del tablero no es perfectamente impermeable, los iones cloro pueden llegar al hormigón y originar daños. En el caso de que puedan penetrar en el mortero o lechada de inyección, a través de las fisuras de retracción, no será al acero, sino al tipo de construcción y a la deficiente protección del hormigón del tablero a quien debe hacerse responsable de los daños.

## FACTORES CONSTRUCTIVOS




El mismo problema puede presentarse en el caso de tuberías de hormigón pretensado en terrenos agresivos, o utilizadas para el transporte de fluidos que contengan productos químicos, si la protección es inadecuada.

Traducido por:
RAFAEL PIÑEIRO.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

# nota de la asociación técnica española del pretensado

## intercambio de publicaciones

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

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido al español.

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

### Publicaciones enviadas por "The Institution of Engineers", de la India.

Revista: *Journal of the Institution of Engineers*, vol. 49, núm. 5, enero 1969.

1. "Informe general sobre postes de hormigón pretensado", por S. Dmitriev.

   Sinopsis: Se hace una recopilación de los métodos de cálculo, técnicas de fabricación y procedimientos de puesta en obra de los postes de hormigón pretensado, normalmente utilizados en Checoslovaquia, Alemania Oriental y Occidental, Noruega, Polonia, Rusia y Suiza.

2. "Informe general sobre pilotes de hormigón pretensado", por Ben C. Gerwick.

   Sinopsis: Se comentan las características técnicas más destacadas de los pilotes de hormigón pretensado, las cuales, junto con la economía que representa su fabricación industrializada, han permitido que dichos elementos alcancen una gran difusión en los últimos años. Se incluye una lista de 55 referencias bibliográficas, agrupadas por temas (durabilidad, cálculo, fabricación, instalaciones, elementos especiales, etc.).

3. "Informe general sobre tuberías de hormigón pretensado", por F. W. Williamson.

   Sinopsis: Se hace un resumen de nueve comunicaciones relativas a las características generales de las tuberías de hormigón pretensado. De la información contenida en dichos trabajos se deduce que las tuberías pueden clasificarse en cilíndricas y no cilíndricas, siendo las primeramente citadas las más utilizadas en América del Norte, especialmente en los Estados Unidos.

### Publicaciones enviadas por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

Separata de la Revista IMCYC, vol. 6, núm. 36, enero-febrero 1969.

4. "Aplicación del concreto ligero en la construcción de un viaducto", por A. J. Chr. Dekker.

   Sinopsis: Dentro de las obras de infraestructura del área de Rotterdam, se construyeron dos puentes, uno en el lago Brielse y otro, que se une a éste, en el canal Hartel. En la nueva ca-



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

rretera que enlaza estos puentes con la autopista Europoort se decidió construir un viaducto, para el cual se empleó hormigón ligero. En este artículo se hace una descripción de dicho viaducto y se explican las razones que aconsejaron utilizar el hormigón ligero.

## Publicaciones enviadas por el Grupo Sudafricano para el Desarrollo del Hormigón Pretensado.

Revista: *Prestress,* vol. 18, septiembre 1968.

5. "La seguridad durante las operaciones de pretensado", anónimo.

Sinopsis: El propósito de este artículo es dar algunos consejos sobre las precauciones que deben adoptarse para que el tesado de las armaduras se realice en las mejores condiciones de seguridad.

Revista: *Prestress,* vol. 18, diciembre 1968.

6. "Deformaciones lentas del hormigón", por C. W. Wolhuter.

Sinopsis: En el presente artículo se hace un estudio muy completo de las deformaciones lentas o fluencia del hormigón y de los efectos que este fenómeno origina, tanto en las estructuras de hormigón armado como en las de hormigón pretensado. Se estudia primero la fluencia bajo tensiones pequeñas, y después bajo tensiones elevadas. Se incluyen los datos necesarios para poder valorar las deformaciones por fluencia y, finalmente, se propone un método que permite valorar los efectos de dicho fenómeno en las estructuras de hormigón armado y hormigón pretensado.

Revista: *Prestress,* vol. 18, marzo 1969.

7. "Métodos para la construcción de puentes de gran luz", por F. Leonhardt.

Sinopsis: Se reproduce en este trabajo el texto de la conferencia pronunciada por el Profesor Leonhardt en el "Grupo Sudafricano para el desarrollo del hormigón pretensado", con ocasión de su congreso anual celebrado en octubre de 1968. Después de enumerar los principales métodos utilizados en la construcción de puentes de gran luz, se discuten las ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos.

8. "Pérdidas en el esfuerzo de pretensado debidas al curado a altas temperaturas", por P. W. Keene.

Sinopsis: Se propugnan unas fórmulas para valorar las pérdidas en el esfuerzo de pretensado durante la operación del curado a elevada temperatura, deducidas de una serie de trabajos experimentales. Se indica que los principales factores que influyen en este fenómeno son la velocidad de aumento de la temperatura durante el curado y el coeficiente de dilatación térmica del hormigón. En las conclusiones se señala que por cada 10º de aumento en la temperatura, el incremento en las pérdidas de pretensado es de un 2 por 100, aproximadamente.

## Publicaciones enviadas por la Asociación Rusa del Hormigón Pretensado, Rusia.

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* número 6 de 1970.

9. "La construcción de grandes losas, a dos aguas, tipo 2 T, en hormigón pretensado, con árido ligero", por A. A. Kassoumov y otros (en ruso).

10. "Estudio de canales prefabricados y pretensados, de pequeño espesor, para la construcción de acueductos de gran luz", por A. A. Haidoukow y otros (en ruso).

11. "Fabricación de placas de revestimiento, pretensadas mediante armaduras de trazado poligonal", por J. Lissitsov e I. Ivantchev (en ruso).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* número 7 de 1970.

12. "Estudio de la resistencia a la corrosión de los hormigones ligeros", por Y. M. Soukhoroukov y V. G. Hitrov (en ruso).

13. "Cálculo de la abertura de fisuras en los elementos sometidos a flexión con armaduras no tesas", por A. I. Jitomirsky y A. A. Makarevitch (en ruso).

14. "Influencia del estado de tensiones sobre la corrosión del hormigón ligero en ambientes gaseosos agresivos", por V. M. Moskvine y V. G. Nersessian (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* número 8 de 1970.

15. "Construcción de un silo experimental para granos, a base de anillos prefabricados de hormigón pretensado", por P. I. Ignatov y Z. N. Sorokine (en ruso).

16. "Método para la fabricación de anillos pretensados, destinados a la construcción de silos", por I. A. Arefiev y otros (en ruso).

17. "Pérdidas de pretensado en las armaduras, debidas a la retracción y fluencia del hormigón fabricado con árido ligero", por Y. I. Mechkaouskas (en ruso).

18. "Estudio del comportamiento de elementos de hormigón, con zuncho pretensado, sometidos a compresión excéntrica", por V. B. Kafka (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 9 de 1970.

19. "La retracción en los hormigones de alta resistencia", por E. N. Scherbakov (en ruso).

20. "Estudios experimentales sobre las deformaciones lentas del hormigón y diversos problemas relativos a la teoría de la fluencia", por S. V. Alesandrovsky (en ruso).

21. "Recomendaciones sobre el cálculo de la fluencia y de la retracción en estructuras de hormigón armado", por I. E. Prokopovitch (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 10 de 1970.

22. "Procedimiento para aumentar la resistencia a la fisuración de los elementos del hormigón pretensado", por A. V. Satalkine (en ruso).

23. "Estudio de los métodos para el control de la tensión de las armaduras en puentes de hormigón", por N. F. Makhnovsky (en ruso).

24. "Construcción de un dispositivo para el anclaje de un haz de 24 alambres de 5 mm. de diámetro", por N. N. Kovalev (en ruso).

25. "Determinación de la curvatura de los elementos fisurados, de hormigón pretensado, sometidos a flexión y a compresión excéntrica", por A. Y. Rosenblum (en ruso).

26. "Efecto del pretensado sobre la deformación de los elementos de hormigón sometidos a flexión", por B. P. Tchaika (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 11 de 1970.

27. "Cálculo de las deformaciones térmicas en las estructuras construidas a base de elementos prefabricados", por I. Haiutine (en ruso).

28. "El comportamiento de las zonas extremas, próximas a los apoyos, de las vigas y cerchas pretensadas", por L. Izotov (en ruso).

29. "Sobre el anclaje de las armaduras pretensadas en las zonas de apoyo de las vigas de hormigón", por N. Tsapko (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 12 de 1970.

30. "Experiencia sobre el control inmediato de la calidad del hormigón por métodos radioeléctricos", por V. Dokoutchaiev (en ruso).



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

31. "Laboratorio móvil radiofísico, para el control de la calidad del hormigón por métodos no destructivos", por V. Klimov (en ruso).

32. "Control de la calidad de los elementos de hormigón, por el método de las vibraciones", por A. Dourassov y otros (en ruso).

33. "La resistencia del hormigón según su proceso de endurecimiento", por Y. Haiutine y E. Kozlov (en ruso).

34. "Los hormigones de alta resistencia en Inglaterra", por L. J. Pèro (en ruso).

## Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association", Japón.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 12, núm. 4, julio 1970.

35. "Cálculo de las estructuras de hormigón pretensado por el método de la analogía eléctrica", por A. Watanabe y otros.

Sinopsis: El cálculo de las estructuras hiperestáticas de hormigón pretensado resulta bastante complicado dado que las reacciones hiperestáticas originadas por el esfuerzo de pretensado sólo pueden determinarse una vez conocido el trazado real de los cables. Ello obliga a tener que recurrir al método de las aproximaciones sucesivas. El esfuerzo de pretensado puede considerarse equivalente a un sistema de fuerzas exteriores constituido por: *a*) esfuerzos concentrados en los anclajes; *b*) esfuerzos debidos a la curvatura y cambios de dirección de las armaduras, y *c*) esfuerzos tangenciales originados por el rozamiento y la adherencia.

Estas cargas pueden valorarse por los mismos métodos aplicables a las cargas externas, tanto en las estructuras isostáticas como en las hiperestáticas.

Los autores tratan de encontrar un circuito eléctrico equivalente a algunos tipos de vigas de hormigón pretensado, hiperestáticas, y el presente artículo se refiere, únicamente, al estudio de las bases fundamentales del método propuesto.

36. "Ensayo de placas para tableros de puentes de hormigón pretensado", por *Prestressed and Concrete Association* (en japonés).

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados sobre placas para tableros de puentes de hormigón pretensado, con el fin de determinar su resistencia a la rotura.

37. "Ensayo de carga de un modelo de losa para puente de hormigón pretensado", por T. Ishikawa y otros (en japonés).

Sinopsis: En los puentes pretensados de pequeña luz se utilizan, muy frecuentemente, estructuras constituidas por una serie de vigas, cuyas cabezas superiores se enlazan y completan mediante una losa de hormigón.

En el presente artículo se describen los resultados de los ensayos efectuados con el fin de estudiar la distribución de cargas, entre las distintas vigas y en la losa, en dirección transversal.

38. "Influencia de las armaduras ordinarias, no tesas, sobre el comportamiento de las vigas de hormigón pretensado", por Y. Matano (en japonés).

Sinopsis: En este artículo se estudia el efecto de las armaduras ordinarias, no tesas, colocadas en la zona de tracción de las vigas de hormigón pretensado sometidas a flexión. Se comentan los resultados obtenidos en una serie de trabajos experimentales realizados sobre el particular. En ellos se estudia también el diferente aspecto del proceso de fisuración y la distancia media entre fisuras, en función del tipo de barras ordinarias utilizadas (barras lisas, corrugadas, etc.). Por último, se propone una fórmula empírica para el cálculo de la rigidez a flexión de las vigas pretensadas y con armadura ordinaria, y se demuestra la buena concordancia de los resultados experimentales con los deducidos mediante la citada fórmula.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

39. "Características físicas de los alambres y cables *estabilizados*", por A. Doi y otros (en japonés).

Sinopsis: Se describen los resultados obtenidos en una serie muy completa de ensayos realizados con alambres y cables *estabilizados*.
Este tipo de alambres presenta mejor relajación, tanto a la temperatura normal como a elevadas temperaturas; una buena resistencia a fatiga; mayor ductilidad, y, en general, igual resistencia a la corrosión. Se deduce que estos aceros estabilizados son más ventajosos que los normales, para ser empleados en la construcción de piezas y estructuras de hormigón pretensado sometidas a elevadas temperaturas, bien durante su curado o durante su vida de servicio.

40. "Comportamiento de la estructura prefabricada y pretensada, de un edificio de 8 plantas, para viviendas", por S. Okamoto.

Sinopsis: Se describen los resultados de los ensayos realizados sobre una estructura de 4 plantas construida a escala natural y sometida a la acción simulada de cargas sísmicas. Estos ensayos se realizaron para reunir la necesaria información sobre el comportamiento a rotura y a fisuración, bajo cargas sísmicas, de las estructuras prefabricadas y pretensadas, de 8 plan tas, para viviendas, propuestas por el Instituto de Investigación de la Edificación.

41. "Cálculo y construcción de un edificio destinado a las Oficinas de la Prefectura de Tochigi", por M. Yamaga y otros (en japonés).

Sinopsis: En este artículo, continuación del publicado con el mismo título en el vol. 11, número 5 de esta Revista, se incluyen los principales detalles sobre la construcción de 2.500 toneladas de piezas de hormigón pretensado, utilizadas en la construcción de dicho edificio.

42. "Condiciones para la utilización de los computadores electrónicos en el cálculo de puentes de hormigón pretensado y problemas que presenta la aplicación de este método", por S. Hosaka (en japonés).

Sinopsis: Se trata de demostrar las ventajas que ofrece el empleo de los computadores electrónicos en el cálculo de puentes de hormigón pretensado. Se explica cómo deben utilizarse y el método que debe seguirse para evitar los problemas que presenta su utilización.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 12, núm. 5, septiembre 1970.

43. "VI Congreso de la F.I.P.", por S. Inomata (en japonés).

Sinopsis: Se presenta un informe sobre el VI Congreso Internacional de la F.I.P. celebrado en Praga, del 6 al 13 de junio de 1970.

44. "Cálculo y construcción del puente Konoshima", por K. Fukada y T. Wakasa (en japonés).

Sinopsis: Este puente, construido en la ciudad de Kasaoka, ha sido proyectado a base de dovelas prefabricadas de hormigón pretensado. En el presente artículo, se indican los principales detalles relativos a su cálculo y construcción.

45. "Construcción de puentes de hormigón pretensado en la autopista Daini Shimmei", por K. Takenaka y otros (en japonés).

Sinopsis: Se estudian las superestructuras de los puentes de hormigón pretensado construidos en la autopista Daini Shimmei. Uno de estos puentes fue construido in situ y su estructura es una viga continua de dos tramos, de sección en cajón. Otros trece son puentes de vigas isostáticas. Otro está constituido por vigas T; otro es un puente-losa y, finalmente, el último está formado por una simple viga isostática, de sección en cajón.
Teniendo en cuenta que estos puentes debían estar terminados para la "EXPO-70, tuvieron que construirse en un plazo de sólo once meses. Por ello, fue preciso recurrir a procesos de ejecución muy estudiados y al empleo de mucha maquinaria auxiliar.

46. "El puente Asahigawa. Carretera New Sanyo", por T. Nakamura y S. Masunaga (en japonés).

Sinopsis: Se describe el proyecto y construcción del puente de Asahigawa. La longitud de esta obra es de 250 m. y consta de 5 tramos continuos. Se construyó por el método Dywidag.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Institute", Estados Unidos.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 15, núm. 1, febrero de 1970.

57. "Vigas de hormigón pretensado y con armaduras ordinarias", por A. F. SHAIKH y D. E. BRANSON.

Sinopsis: Se estudia el efecto producido por las armaduras ordinarias en el comportamiento de las vigas de hormigón pretensado. Se considera su influencia en: la contraflecha, las pérdidas de pretensado, la fisuración y las flechas. Los resultados teóricos obtenidos se comparan con los registrados en el estudio del comportamiento de 12 vigas de hormigón pretensado, simplemente apoyadas, 10 de las cuales iban provistas de armadura ordinaria.

58. "Tensiones admisibles en el hormigón pretensado", por el Comité del P.C.I. sobre tensiones admisibles en el cálculo del hormigón pretensado.

Sinopsis: Se había observado que, de acuerdo con las prescripciones de la antigua norma A.C.I. 318-63, se hacía difícil, en muchos casos, conseguir las condiciones óptimas de utilización en las piezas de hormigón pretensado. Como consecuencia, se constituyó un Comité para el estudio de las tensiones máximas que debían aceptarse en la redacción de los proyectos de elementos pretensados sometidos a flexión. Al término de su trabajo, dicho Comité ha presentado una propuesta para la variación de los valores de las tensiones admisibles, propuesta que ha sido recogida en la nueva versión de dicha norma (publicada en el A.C.I. Journal, febrero 1970). En el presente artículo se indican las razones que justifican las variaciones propuestas.

59. "Paneles de hormigón pretensado para la construcción de pavimentos", por E. R. HARGETT.

Sinopsis: El pavimento descrito en este artículo está constituido por paneles prefabricados, de hormigón pretensado, recubiertos con hormigón asfáltico. De esta forma se consigue aprovechar las mejores características de ambos materiales. El empleo de estos paneles prefabricados elimina los problemas que, en general, se presentan en los pavimentos pretensados, tales como la retracción y las pérdidas de pretensado originadas por el rozamiento con la base.

60. "Requisitos que deben exigirse a las armaduras de pretensado dispuestas por el exterior de las piezas", por K. B. BONDY.

Sinopsis: Se hace un detenido estudio de las prescripciones contenidas en las normas vigentes en relación con las armaduras dispuestas por el exterior de las piezas y de su comportamiento real en las estructuras. Se señalan aquellos puntos de las normas que deben ser objeto de revisión.

61. "Disposición de las armaduras en las estructuras de las cubas para reactores nucleares", por T. D. LIN.

Sinopsis: Se estudia el complejo problema de la elección del trazado de las armaduras en las cubiertas de las cubas para reactores nucleares y se dan algunas normas con el fin de: reducir la interferencia de estas armaduras con las dispuestas en las paredes de la cuba, y dejar el máximo espacio para los anclajes. Se proponen unas ecuaciones generales que resuelven el problema para cuatro trazados distintos de armaduras.

Revista: *PCI tems*, vol. 16, núm. 9, septiembre de 1970.

62. "Edificios financieros (bancos, cajas de ahorro, etc.)", anónimo.

Revista: *PCI tems*, vol. 16, núm. 10, octubre de 1970.

63. "Almacenes", anónimo.

## Publicaciones enviadas por el "New Zealand Prestressed Concrete Institute", Nueva Zelanda.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 13, núm. 2, febrero de 1969.

64. "Investigaciones realizadas en la Portland Cement Association, de Nueva Zelanda, como contribución al perfeccionamiento de la tecnología del cemento y del hormigón, 1.ª parte", por J. H. WALKER.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Sinopsis: Se hace una reseña de los diferentes trabajos de investigación llevados a cabo en los Laboratorios de la Portland Cement Association de Nueva Zelanda, como contribución al perfeccionamiento de la tecnología del cemento y del hormigón. Se estudia especialmente la influencia de los aditivos en las reacciones experimentadas por el cemento en los momentos iniciales de su fraguado.

Revista: *NZ Concrete Construction,* vol. 13, núm. 3, marzo 1969.

65. "Bancadas de pretensado, para usos múltiples", anónimo.

Sinopsis: Se describe un tipo de bancada para el pretensado de elementos de hormigón, adaptable a diversas aplicaciones. Las características fundamentales de dicha bancada estriban en el tipo de anclaje utilizado (sistema BBRV) y en el sistema de puesta en tensión.

66. "Investigaciones realizadas en la Portland Cement Association, de Nueva Zelanda, como contribución al perfeccionamiento de la tecnología del cemento y del hormigón, 2.ª parte", por J. H. Walker.

Sinopsis: En este artículo, que es continuación del publicado con el mismo título en el número anterior de esta Revista, se continúa la descripción de los principales trabajos realizados por la P.C.A. de Nueva Zelanda. Entre ellos destacan los relativos a: cimentaciones, paramentos vistos de hormigón en edificios, hormigón ligero.

67. "Equivalencia entre las unidades del sistema métrico y las del sistema inglés, utilizadas para definir las armaduras", anónimo.

Sinopsis: En este trabajo se presentan unas tablas que permiten establecer, directamente, la equivalencia entre las unidades métricas y las del sistema imperial de medidas, utilizadas para designar las armaduras del hormigón.

Revista: *NZ Concrete Construction,* vol. 13, núm. 4, abril 1969.

68. "Premios otorgados por la Sociedad del Hormigón", anónimo.

Sinopsis: Se describen brevemente las obras realizadas durante el año 1967 a las cuales han sido concedidos, en el año 1968, los premios establecidos por la Sociedad del Hormigón. Se comentan las razones en las cuales se ha fundamentado la decisión del jurado, en cada uno de los casos. Las obras descritas son: Primer premio. Autopista de Mancunian, en Mánchester; menciones especiales. Oficina central para la Empresa Berry Wiggins & Co. Ltd., Rochester, Kent, y residencia para estudiantes en la Universidad de East Anglia, Norfolk.

Revista: *NZ Concrete Construction,* vol. 13, núm. 5, mayo de 1969.

69. "Cercas construidas a base de elementos prefabricados de hormigón", anónimo.

Sinopsis: Se comentan las principales ventajas que ofrece el empleo de cercas construidas a base de elementos prefabricados de hormigón. Entre ellas destacan su economía, facilidad de colocación, suficiente resistencia y gran duración. En el presente artículo se indican las principales características de estos tipos de cercas, estudiándose especialmente aquellos ejemplos en los cuales se ha conseguido un aspecto estético muy agradable.

Revista: *NZ Concrete Construction,* vol 13, núm. 6, junio 1969.

70. "La investigación del hormigón. Su situación actual en Nueva Zelanda", anónimo.

Sinopsis: Después de una exposición de tipo general sobre las necesidades que debe cubrir la investigación relativa a la industria del hormigón, se pasa revista al estado actual de la situación, a este respecto, en Nueva Zelanda. Se comentan las dificultades que presenta el desarrollo de un programa completo adecuado y se proponen las soluciones que podrían adoptarse, destacándose especialmente el interés que ofrece el establecer una estrecha colaboración entre los programas estatales y los desarrollados en la Universidad.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 13, núm. 7, julio de 1969.

71. "Elementos prefabricados de hormigón, utilizados en la construcción de edificios", anónimo.

Sinopsis: Se comenta que el empleo de elementos prefabricados de hormigón se está extendiendo cada día más en la edificación, dadas las garantías que ofrece su construcción en fábrica, aparte de otras ventajas. Se incluye también la descripción de las características esenciales de algunos de los tipos de piezas de hormigón armado o pretensado utilizados en la construcción de forjados y cubiertas.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 13, núm. 8, agosto de 1969.

72. "La torre de Kuwait. Depósito elevado", anónimo.

Sinopsis: Dentro del nuevo sistema de distribución de aguas para Kuwait, se incluyen tres esbeltas estructuras de hormigón, que constituyen lo que se llama "la torre de Kuwait". Están situadas en la costa del golfo de Arabia y han sido proyectadas por la empresa sueca Vattenbyggnadsbyran (VBB). La estructura principal de la torre de Kuwait se eleva 182 metros por encima del nivel del mar y soporta dos esferas de hormigón pretensado. La inferior, con un diámetro de 32 metros y una altura de 75 metros, contiene un depósito para 4.500 metros cúbicos de agua. Encima del depósito se situará un restaurant y un jardín interior. La esfera superior, de menores dimensiones, tiene 18 metros de diámetro y en ella se dispondrá una cafetería giratoria y una plataforma panorámica situada a la altura de 120 metros.
La segunda torre, de 142 metros de altura, soportará una esfera de 26 metros de diámetro, destinada a depósito de agua, con una capacidad también de 4.500 metros cúbicos.
La tercera torre, de 108 metros de altura, es cónica y en ella irán dispuestos los sistemas de iluminación del conjunto.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 13, núm. 9, septiembre de 1969.

73. "Asociación para el empleo del ferrocemento en obras marítimas", anónimo.

Sinopsis: Dado el notable incremento del volumen de embarcaciones construidas en la última década con ferrocemento, se ha creado, en Nueva Zelanda, una Asociación cuyos principales fines son: Realizar trabajos de investigación para incrementar las aplicaciones de dicho material, recoger y difundir información sobre el tema, investigar sobre sus características, llevar un fichero de las obras realizadas con ferrocemento y establecer una asesoría técnica para ayuda de los que, sin poseer los necesarios conocimientos, deseen utilizar este material.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 13, núm. 10, octubre de 1969.

74. "Método de ensayo para determinar la limpieza del árido grueso", anónimo.

Sinopsis: Se describe un método de ensayo para determinar las impurezas contenidas en el árido grueso, dándose detalles sobre los aparatos que deben utilizarse, la forma de realizar los ensayos y los resultados que deben obtenerse.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 13, núm. 11, noviembre de 1969.

75. "Método de ensayo para determinar la resistencia de los áridos frente a los agentes atmos féricos", anónimo.

Sinopsis: Se describe un método de ensayo acelerado, de laboratorio, que permite determinar el comportamiento de los áridos frente al frío, al calor, la humedad y la sequedad, así como frente a la acción combinada de dichos agentes atmosféricos.

## Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Development Group", Inglaterra.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 78, julio-septiembre de 1968.

76. "Pasarelas para peatones, en Kent", anónimo.

Sinopsis: En los últimos años se han construido 11 pasos elevados para peatones, sobre distintas carreteras, en Kent. Todos estos pasos, varios de los cuales se han construido en hormigón pretensado, son de tipo distinto.
En el artículo se indican las principales características de cada uno de ellos.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 79, octubre-diciembre de 1968.

77. "El puente Kirkstead", anónimo.

Sinopsis: Este puente se construyó a base de elementos prefabricados de hormigón y consta de un tramo central de 34 metros, dos laterales de 14 metros y otros quince tramos de 15 metros. La longitud total del puente es de 287 metros. Las vigas utilizadas son de sección en cajón, pretensadas longitudinalmente. Las pilas son de hormigón armado. Se utilizaron elementos prefabricados para reducir el costo de la obra.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 80, enero-marzo de 1969.

78. "Los puentes de la autopista Aston-Sheffield-Leeds", anónimo.

Sinopsis: Se indican las principales características de los 19 puentes construidos en la autopista Aston-Sheffield-Leeds, con el fin de resolver diversos problemas de cruces de carreteras, pasos para peatones y pasos sobre el ferrocarril. La mayor parte de estos puentes son de hormigón pretensado.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 81, abril-junio de 1969.

79. "Puentes pretensados en Grecia y Austria", anónimo.

Sinopsis: En el presente artículo se describen las características fundamentales de los puentes de Megdowa, en Grecia, y de Mauthstadt, en Austria. La superestructura de ambos puentes está constituida por vigas de hormigón pretensado de canto variable. Han sido construidos por el sistema Dywidag.

80. "El Metro de Rotterdam", anónimo.

Sinopsis: En el presente artículo se hace una descripción general de las obras realizadas para el Metro de Rotterdam. Dichas obras consisten en dos túneles; uno, bajo el casco urbano de la ciudad, y otro, bajo el río Mosa, y en un tramo elevado de 3 kilómetros de longitud. Los túneles van revestidos con piezas prefabricadas de hormigón, y el tramo elevado se construyó a base de vigas, de sección en I, pretensadas. Las pilas, construidas in situ, son también de hormigón pretensado.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 82, julio-septiembre de 1969.

81. "La casa del profesor Lin, en California",anónimo.

Sinopsis: Como es sabido, el profesor Lin es uno de los técnicos más destacados de los Estados Unidos, dedicados al hormigón pretensado. Su casa, situada en la bahía de San Francisco. California, a 270 metros sobre el nivel del mar, ofrece algunas interesantes aplicaciones de la técnica del pretensado. Entre ellas destaca la losa pretensada, de 18 cm de espesor, que constituye el forjado de un gran salón. Las dimensiones de esta losa son de 8,5 $\times$ 11 metros. En el presente artículo se describe dicha losa, así como las principales características del resto de la estructura.

82. "Pasarelas para peatones en Inglaterra y Australia", anónimo.

Sipnosis: Se describen varias pasarelas para peatones construidas en Inglaterra y Australia. La primera es una pasarela sobre el Canal Regents, en el Parque Zoológico de Londres. Se trata de una estructura de hormigón armado, construida in situ, con una luz central de 25 metros, entre apoyos.

La segunda es una pasarela de hormigón pretensado que cruza el río Barwon, en Geelong, Australia. Recuerda alguna de las obras del profesor Morandi. Una de sus características, poco corriente, es que sirve al mismo tiempo como pasarela para peatones y para soportar una tubería de alcantarillado, que va embebida en la viga principal de hormigón pretensado tal tablero. La luz del tramo central es de 82 metros y lleva dos tramos laterales de 55 metros cada uno. La viga principal pretensada es de sección trapecial y lleva incorporado un orificio de un metro, aproximadamente, de diámetro para el paso de la tubería.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

La tercera y última de las pasarelas descritas es de hormigón ligero pretensado y ha sido construida, recientemente, en el campus de la Universidad de Newcastle, en Australia. Tiene 4 tramos iguales de 15 metros de luz, que describen, en un plano vertical, una curva de 450 metros de radio. Cada tramo está constituido por dos vigas, de hormigón ligero, de sección en L, cuyos brazos superiores constituyen los parapetos del puente.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 83, octubre-diciembre de 1969.

83. "El viaducto de Chillón", anónimo.

Sipnosis: Este viaducto, construido para dar paso a la autopista Lausana-Simplon (N-9), por debajo del castillo de Chillon, sobre el lago de Ginebra, constituye una obra realmente importante. Consiste en dos viaductos paralelos, cada uno de 2 kilómetros de longitud y 13 metros de anchura. Ambos viaductos son independientes, y uno de ellos, ligeramente más alto que el otro.

El tablero se apoya sobre pilas, cuya altura varía entre 3 y 42,5 metros. Las luces de los tramos varían entre los 90 y los 103 metros.

El tablero está formado por vigas huecas, prefabricadas, de hormigón pretensado, que constituyen una estructura contínua.

# VII congreso internacional de la industria de prefabricados de hormigón (B. I. B. M. - 72).

Durante el mes de mayo del próximo año 1972 se celebrará, en Barcelona, el VII Congreso Internacional del Hormigón Prefabricado.

Este Congreso, como los seis anteriores, está promovido por el Bureau International du Béton Manufacturé (B.I.B.M.), con sede en Bruselas, que cada tres años confía a una de sus Asociaciones-miembro la organización de un Congreso Internacional. El VII Congreso está siendo organizado por el miembro español del B.I.B.M.: la Asociación Técnica de Derivados del Cemento (A.T.D.C.).

Los seis Congresos precedentes (Bruselas, Wiesbaden, Estocolmo, París, Londres y Amsterdam) resultaron acontecimientos muy destacados en el mundo de la industria del hormigón. El próximo, en Barcelona, congregará a más de un millar de científicos, industriales, técnicos y empresarios de Europa y América, que durante una semana estudiarán y discutirán las más significativas tendencias y realizaciones de la industria del hormigón prefabricado y su aplicación a toda clase de construcciones.

En él se discutirán las cuatro Ponencias generales, que han sido encargadas a reconocidos especialistas de diversos países, que versarán sobre temas de tanta actualidad como son los siguientes:

España: "Hormigones polimerizados".
Francia: "La estética en la prefabricación".
Inglaterra: "Endurecimiento acelerado del hormigón".
Alemania: "Moldes para la prefabricación".

También se han previsto sesiones especiales para comunicaciones técnicas de tema libre, que permitirán a todos los asistentes aportar al Congreso el resultado de sus investigaciones, experiencias y realizaciones sobre cualquiera de los numerosos aspectos de esta industria en pleno desarrollo.

Se invita a todos los interesados a la presentación de comunicaciones técnicas sobre cualquier tema, para lo cual deberán dirigirse a la Secretaría de B.I.B.M.-72, calle de Balmes, 163, Barcelona-8, antes del primero de junio del presente año, acompañando un resumen de unas trescientas cincuenta palabras de la comunicación que piensan presentar.

Paralelamente a las sesiones técnicas y científicas, funcionará, durante la celebración del Congreso, una exposición monográfica de productos, maquinaria y medios auxiliares relativos a la industria del hormigón prefabricado.

Todo ello en el marco del Palacio de Congresos y el recinto de la Feria de Muestras de Barcelona.



Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025

## MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **"Miembro Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de **"Miembro Protector"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

**CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A.** — Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
**CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.** — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
**ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).** — Apartado 553. La Coruña.
**FORJADOS DOMO.** — General Mola, 31. Madrid1.
**INTEMAC, S. A.** — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
**MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.** — Apartado 34. Benicarló (Castellón).
**NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.** — P.º de Pereda, 32. Santander.
**PACADAR, S. A.** — Castelló, 48. Madrid-1.
**PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS.** — Comandante Zorita, 2. Madrid-20.
**PROCEDIMIENTOS BARREDO.** — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
**PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.** — General Perón, 20. Madrid-20.
**S. A. ECHEVARRIA.** — Apartado 46. Bilbao-8.
**S.A.E. BBR.** — Rosellón, 229. Barcelona-8.
**SICOP, S. A.** — Princesa, 24. Madrid-8.
**TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.** — Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

## Nuevos miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

En la sesión del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto Eduardo Torroja, celebrada el día 22 de abril del presente año 1970, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por el Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas.

En este sentido, el Consejo hizo constar el especial interés y cariño con que acoge los deseos de dicho Departamento en la seguridad del positivo beneficio que reportará toda acción encaminada a fortalecer las relaciones entre ambas instituciones.

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder al Departamento citado, a todos los efectos de colaboración a que pueda dar lugar, el título de miembro correspondiente del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

## son instituciones miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

***La Pontificia Universidad Católica de Chile.***
***La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia).***
***El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).***
***La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú.***
***La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.***
***La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).***
***La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).***
***El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).***
***El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires.***
***La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia.***
***La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco, México.***
***El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas.***

Documento descargado de www.e-ache.com el 07/12/2025