

**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**

4801

hormigón y acero

aplicaciones de hormigón pretensado

77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA»
DE INVESTIGACION TECNICA
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES
CIENTIFICAS - MADRID

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y **a**cero
últimas noticias de hormigón pretensado

n. **77**

octubre - noviembre - diciembre 1965

i.e.t.c.c.

instituto Eduardo torroja

DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

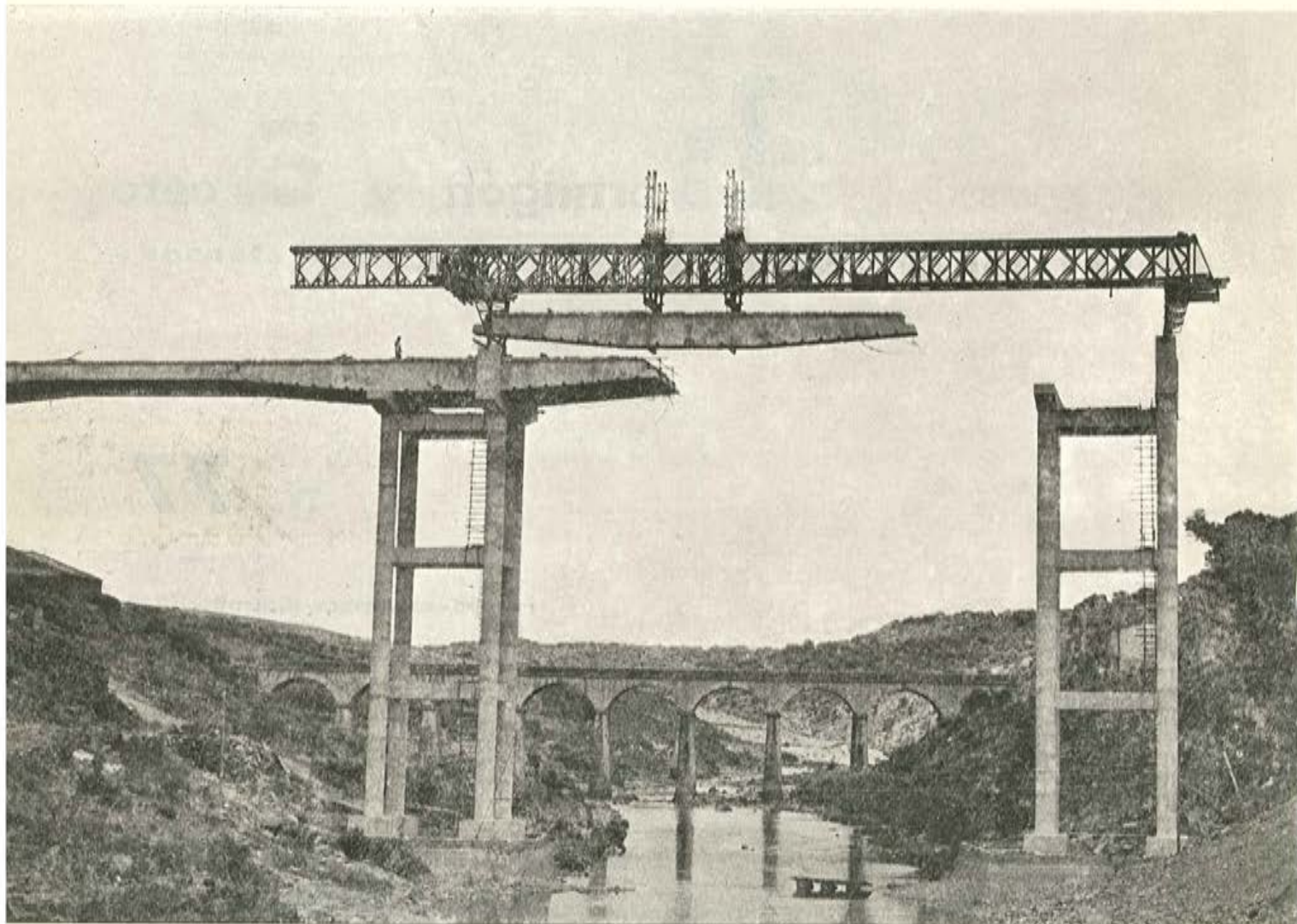
PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito legal. M. 853.1958

procedimientos **Barredo**

*postesado con alambres y cables trenzados
prefabricación en piezas de grandes elementos postesados*

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



*puente de Ahigal, Hidroeléctrica Española; montaje
de tramos en ménsula;
postesado con cables \varnothing 12 mm*

**asociación española
del hormigón pretensado**

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

En este número se termina la publicación de la serie fotográfica correspondiente a las estructuras más importantes de hormigón pretensado, presentadas en el IV Congreso de la F. I. P. celebrado en Nápoles en 1962.

hormigón y acero n. 77

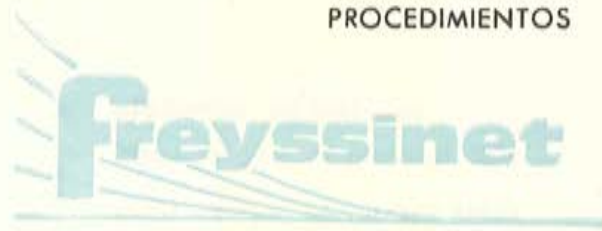
últimas noticias de hormigón pretensado

índice

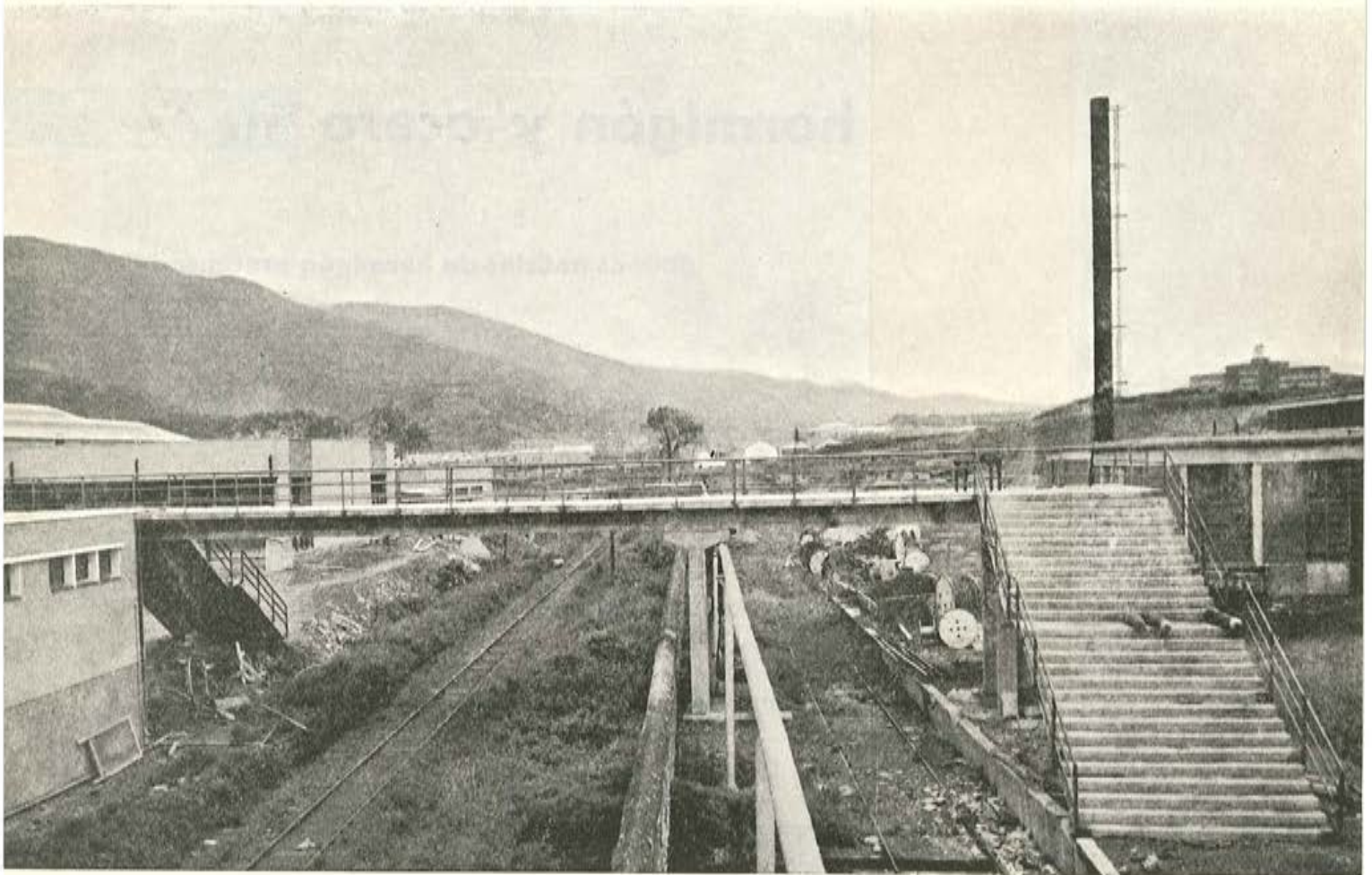
	<u>Págs.</u>
457-2-9 Cálculo en rotura del hormigón pretensado M. P. Moenaert.	5
457-8-27 Alambres de pretensado. Efecto de la corrosión durante el almacenamien- to en obra E. Dehan y F. Fontaine.	25
→ 457-9-13 Cálculo de apoyos constituidos por placas de material elástico Charles Rejcha.	33
457-7-3 Propuesta para la determinación de las longitudes prácticas de anclaje, a partir de las tensiones límites de la adherencia deducidas del "beam test". R. Baus.	57
• 591-5-9 Firmes de hormigón pretensado J. L. Escario y Núñez del Pino.	73
• 591-5-10 Experiencia española en firmes de hormigón pretensado. Enseñanzas ex- traídas de la construcción del tramo experimental en la carretera N-II... E. Balaguer Camthuis.	83

**estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión
e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas
de apoyo en neopreno
gatos planos, etc.**

PROCEDIMIENTOS



DE HORMIGON PRETENSADO



Pasarela de peatones en Bilbao. Constructor: AYNCO, S. A. - Bilbao

STUP SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAÎTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 TEL. 23 97 97 - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: Cea Bermúdez, 14 - 3.º Dto. 3 - Teléfono 253 49 01

457 - 2 - 9

FIP-CEB

cálculo en rotura del hormigón pretensado

trabajos del Comité Mixto FIP-CEB

**Conferencia pronunciada por
M. P. MOENAERT
en el Hotel Ravenstein, Bruselas,
el 11 de diciembre de 1963**

Tomado de la Publicación A.B.E.M., Bulletin n.º 24, recibido a través del servicio de intercambio de publicaciones establecido por la F.I.P. entre los distintos grupos nacionales afiliados a la Federación.

contribución al cálculo del hormigón pretensado por el método de los estados límites

notaciones

- A_1 = Area de la sección de armadura ordinaria en tracción.
 A = Area de la sección de armadura ordinaria en compresión.
 A_p = Area de la sección de armadura ordinaria de pretensado.
 R'_{cil} = Resistencia del hormigón en probeta cilíndrica.
 σ'_{bk} = Resistencia característica del hormigón.
 $\sigma_b'^*$ = Resistencia de cálculo del hormigón.
 σ_{ak} = Resistencia característica de las armaduras ordinarias.
 $\sigma_a'^*$ = Resistencia de cálculo de las armaduras ordinarias en compresión.
 σ_{at}^* = Resistencia de cálculo de las armaduras ordinarias en tracción.
 γ_s = Coeficiente de mayoración de las solicitaciones.
 γ_m = Coeficiente de minoración de las resistencias.
 γ_a = Coeficiente de minoración de la resistencia de las armaduras ordinarias.
 γ_b = Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
 γ_p = Coeficiente de minoración o de mayoración del esfuerzo de pretensado.

Introducción

El Comité Mixto está formado por miembros de la "Fédération Internationale de la Précontrainte" (F. I. P.) y del "Comité Européen du Béton" (C. E. B.). Se creó este Comité con el fin de coordinar los trabajos de ambos organismos y estudiar la forma de aplicar al hormigón pretensado —dentro de lo posible— las "Recomendaciones Prácticas" publicadas recientemente por el C. E. B.

A lo largo de las reuniones del Comité Mixto, celebradas después de la reunión inaugural en Nápoles (junio de 1962), han sido adoptadas ya algunas decisiones, especialmente en lo que se refiere a la comprobación de las secciones en los estados de servicio, que es el tema encomendado a la Comisión III, cuyo ponente es el autor del presente trabajo.

La comprobación en los estados de servicio se realiza basándose, principalmente, en el cálculo de las solicitaciones longitudinales, es decir, momentos flectores y esfuerzos normales.

En relación con estas solicitaciones, se han adoptado las siguientes conclusiones:

- 1.º La comprobación bajo las cargas máximas se realizará, siguiendo los principios establecidos por el C. E. B. de acuerdo con los métodos de cálculo en rotura.
- 2.º Se comprobará la fisuración según criterios que dependen del tipo de estructuras de que se trate.

El establecimiento de los distintos grupos según los cuales habrán de clasificarse, a estos efectos, las estructuras se hará por la comisión encargada de redactar los principios fundamentales de cálculo.

3.º Se comprobará la seguridad del elemento de hormigón pretensado en todas las fases de la construcción. Esta comprobación es especialmente importante en las piezas de hormigón pretensado, ya que en ellas las solicitaciones máximas no son, necesariamente, las más peligrosas.

Por último, en lo que respecta a la seguridad, se ha decidido adoptar los criterios probabilistas que han sido admitidos por el C. E. B.

En este artículo se trata, principalmente, del cálculo en rotura del hormigón pretensado bajo las solicitaciones máximas.

cálculo en rotura

a) Criterio para la determinación de la solicitación de rotura:

Es conveniente recordar los criterios para la determinación de la solicitación de rotura de una sección de hormigón armado, según las Recomendaciones del C. E. B.

1.º El diagrama de deformaciones es rectilíneo hasta rotura, es decir, las deformaciones de una fibra cualquiera son siempre proporcionales a su distancia a la fibra neutra (fig. 1).

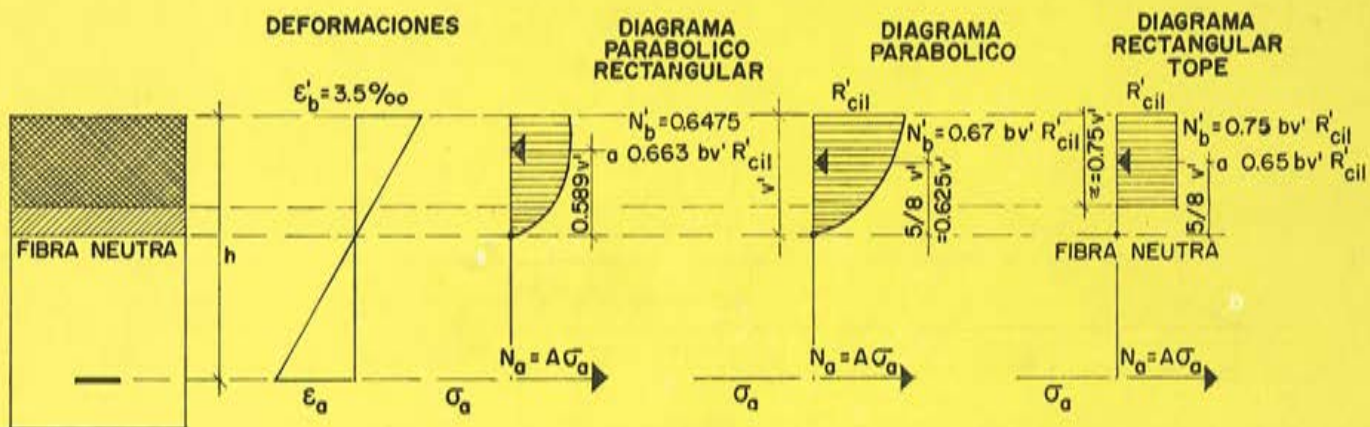


Fig. 1.— σ_a se deduce del valor de ϵ_a por medio del diagrama tensiones-deformaciones del acero.

2.º La deformación del hormigón comprimido, en el momento de la rotura, es de 3,5 ‰ (0,0035).

3.º El diagrama de distribución de tensiones en la zona comprimida del hormigón es uno de los tres admitidos por el C. E. B., es decir:

a) una parábola cuyo vértice corresponde a la fibra más comprimida, en la cual la tensión es igual a R'_{cil} ;

b) una parábola seguida por un rectángulo, de acuerdo con la definición del profesor Rüschi;

c) un rectángulo, de base igual a R'_{cil} y altura igual al 0,75 de la zona comprimida.

En este último caso, el momento de las tensiones de compresión con relación a la armadura en tracción o menos comprimida está limitado al valor $K \cdot bh^2 \cdot R'_{cil}$, donde K varía desde 0,375 a 0,325, según la calidad del hormigón.

4.º Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.

b) *Cálculo de la sollicitación de rotura en el hormigón pretensado:*

Contrariamente a lo que ocurre con el hormigón armado, en el pretensado no se parte de un estado tensional nulo para el cálculo de las tensiones originadas por las sollicitaciones máximas. Es necesario considerar previamente el estado tensional creado por el esfuerzo de pretensado, teniendo en cuenta todas las pérdidas ocasionadas por el relajamiento del acero, los rozamientos, el deslizamiento de las armaduras en los anclajes, la retracción, la fluencia, etc.

A este estado de referencia corresponde una deformación de la sección (indicada en la fig. 2 con línea de trazos) y un alargamiento de la armadura de pretensado igual a ϵ_{ap} al

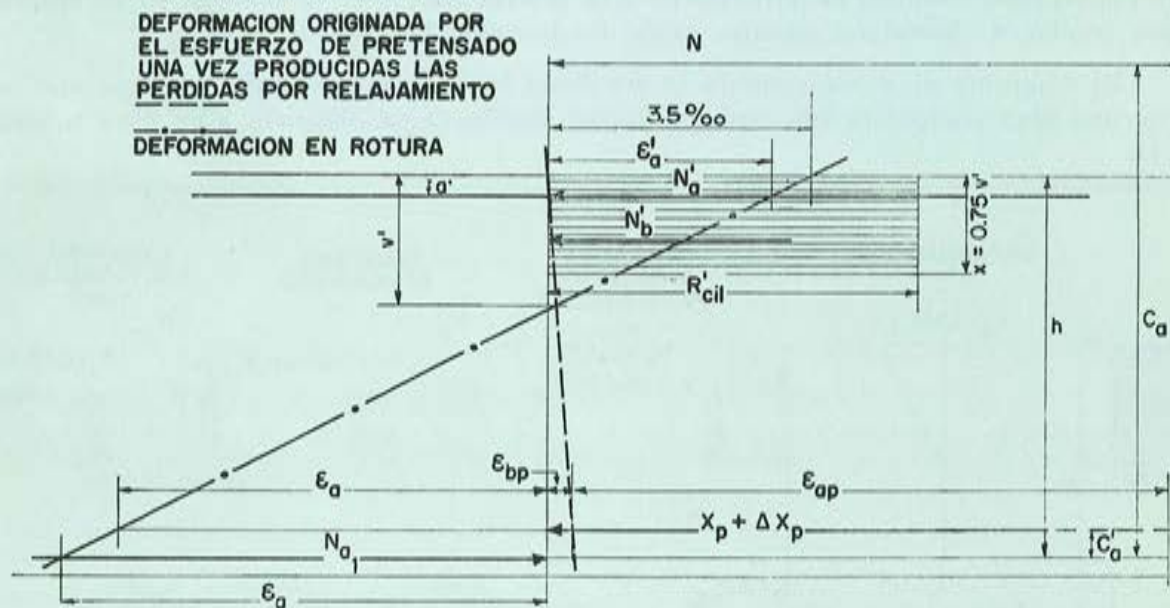


Fig. 2.

que corresponde una tensión $\sigma_{\epsilon_{ap}}$ (fig. 3). Al incrementar las cargas hasta rotura el diagrama presenta las características siguientes:

- 1.º El diagrama es rectilíneo.
- 2.º La deformación del hormigón en el momento de la rotura es igual al 3,5 % (0,0035).

Las deformaciones de las armaduras ordinarias, ϵ'_a y ϵ_{a1} , son proporcionales a su distancia a la fibra neutra. Por otra parte, el acero de pretensado ha sufrido un alargamiento suplementario, $\epsilon_{hp} + \epsilon_a$. Sin embargo, ϵ_{hp} es pequeño y se puede despreciar.

3.º Las ecuaciones que se indican a continuación se han obtenido adoptando, para la distribución de tensiones en la zona comprimida del hormigón, el diagrama rectangular propuesto por el C. E. B., si bien es posible admitir, asimismo, cualquiera de los otros dos diagramas establecidos por dicho organismo.

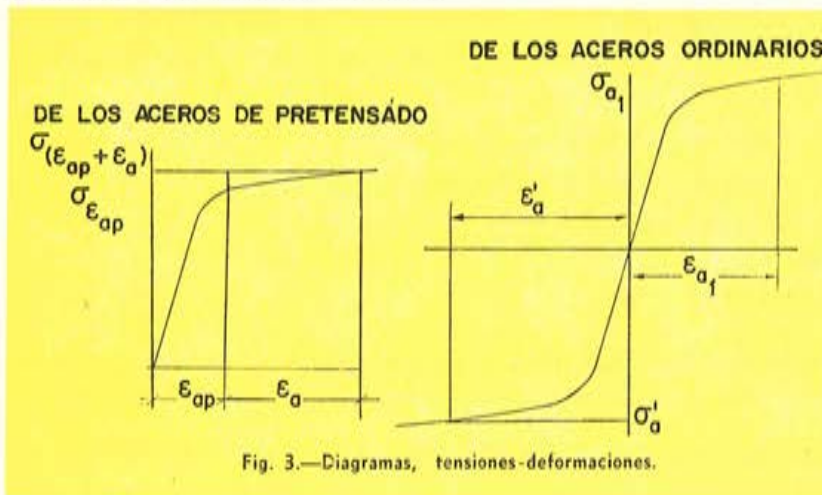


Fig. 3.—Diagramas, tensiones-deformaciones.

La posición de la fibra neutra de deformaciones se halla imponiendo el equilibrio de todas las fuerzas, tanto interiores como exteriores, que actúan sobre la sección.

$$N'_b + N'_a - N_{a1} = N + X_p + \Delta X_p \quad [1]$$

$$N'_b \left(h - \frac{x}{2} \right) + N'_a (h - a') = N_{a1} + (X_p + \Delta X_p) c'_a \quad [2]$$

donde:

$$N'_b = x \cdot b \cdot R'_{cb}$$

$$N_{a1} = (\text{armadura ordinaria en tracción}) = A_1 \cdot \sigma_{a1}$$

$$N'_a = (\text{armadura ordinaria en compresión}) = A' \cdot \sigma'_a$$

Los valores de σ_{a1} y σ'_a se determinan a partir del diagrama de tensiones-deformaciones del acero ordinario, entrando con la deformación correspondiente (fig. 3).

$X_p = A_p \cdot \sigma_{\epsilon_{ap}}$, como ya se dijo, es el esfuerzo final de pretensado una vez producidas todas las pérdidas. $\sigma_{\epsilon_{ap}}$ es la tensión correspondiente a la deformación ϵ_{ap} (fig. 3).

$$X_p + \Delta X_p = A_p \cdot \sigma_{(\epsilon_{ap} + \epsilon_a)}$$

La tensión $\sigma_{(\epsilon_{ap} + \epsilon_a)}$ es la que corresponde a una deformación $\epsilon_{ap} + \epsilon_a$ y su valor se obtiene a partir de la figura 3, como en los casos anteriores.

Variando la posición del diagrama de deformaciones, manteniendo fija la deformación máxima del 3,5 %, se puede obtener, por tanteos, la igualdad de fuerzas expresadas por la ecuación [1].

La ecuación [2] proporciona, entonces, la sollicitación de rotura. Cuando el esfuerzo normal sea nulo, y sólo actúe un momento flector, se tomará: $N = 0$ y $N_{ca} = M$.

Las consideraciones anteriores representan la aplicación de los principios del C. E. B. al hormigón pretensado.

Pero si bien estos principios estaban justificados por la experimentación para el hormigón armado, era indispensable asegurarse de su validez para el hormigón pretensado. Esta comprobación se ha realizado partiendo de los datos correspondientes a las series de ensayos a rotura por flexión, de vigas de hormigón pretensado, disponibles. Estas series estaban constituidas por:

- 6 ensayos de Ostenfeld y Johnson
- 24 ensayos de Billet y Appleton
- 73 ensayos de Warwaruk, Sozen y Siess

TOTAL.... 103 ensayos

Como ya se indicó anteriormente, el cálculo del momento de rotura puede hacerse por tanteos. Sin embargo, este método no proporciona resultados muy exactos.

Se han adoptado, pues, otros métodos aplicables a las secciones de tipo corriente como son las de las piezas cuyos ensayos se han citado más arriba.

En efecto, todas las secciones son rectangulares; las armaduras están constituidas, o bien por un cable de pretensado sin armaduras ordinarias, o bien por un cable pretensado y armaduras ordinarias en la zona sometida a tracción bajo el momento de rotura.

En estos casos sencillos se pueden utilizar los métodos siguientes:

Considerando primero el caso de que sólo exista armadura de pretensado, se pueden determinar gráficamente las condiciones de rotura mediante un método general aplicable al hormigón armado, pretensado o no, e incluso al hormigón armado con aceros sin escalón de relajamiento.

En este caso sencillo las ecuaciones son las siguientes (fig. 4):

$$A_p \cdot \sigma_{(\epsilon_{ap} + \epsilon_a)} = b \cdot x \cdot R'_{cll} \quad [3]$$

por otra parte:

$$\frac{\frac{x}{0,75}}{h} = \frac{3,5 \text{‰}}{3,5 \text{‰} + \epsilon_a} \quad [4]$$

$$x = \frac{0,75 \times 3,5 \text{‰}}{3,5 \text{‰} + \epsilon_a} h$$

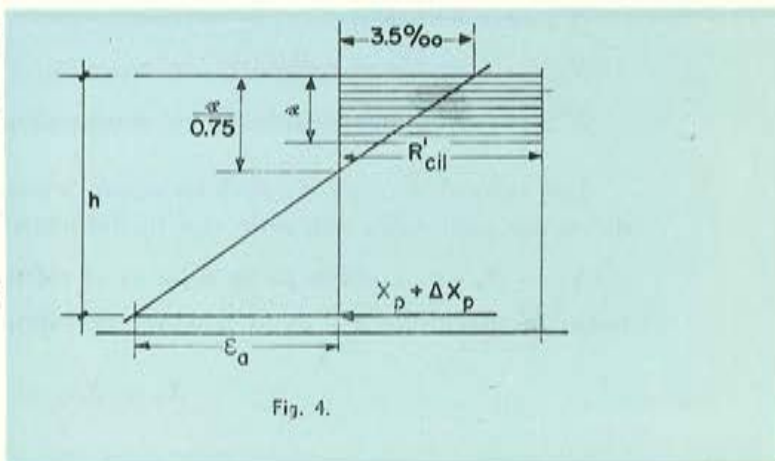


Fig. 4.

de donde:

$$\sigma_{(\varepsilon_{ap} + \varepsilon_a)} = \frac{0,75 \cdot 3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + \varepsilon_a} \cdot \frac{R'_{cil}}{\bar{\omega}} \quad [5]$$

siendo:

$$\bar{\omega} = \frac{A_p}{bh}$$

La solución gráfica consiste en trazar las curvas $\sigma_{(\varepsilon_{ap} + \varepsilon_a)}$ deducidas de la ecuación [5], sobre el diagrama de tensiones-deformaciones del acero de pretensado, trasladadas en la magnitud ε_{ap} (fig. 5).

La intersección de estas curvas con el diagrama proporciona los valores de ε_a y $\sigma_{(\varepsilon_{ap} + \varepsilon_a)}$. Se puede trazar toda una familia de curvas para los distintos valores de

$$\frac{0,75 \cdot 3,5\text{‰}}{3,5\text{‰} + \varepsilon_a} \cdot \frac{R'_{cil}}{\bar{\omega}}$$

El momento de rotura viene dado por la expresión:

$$M_r = \sigma_{(\varepsilon_{ap} + \varepsilon_a)} \cdot A_p \cdot h \left[1 - \frac{0,75 \cdot 3,5\text{‰}}{2(3,5\text{‰} + \varepsilon_a)} \right]$$

Sin embargo, este momento no puede exceder de un valor determinado (valor tope), que corresponde a la rotura por agotamiento del hormigón. De esta cuestión se tratará más adelante.

Las fórmulas anteriores suponen una adherencia perfecta entre el cable de pretensado y el hormigón que le rodea como ocurre, por ejemplo, en el caso de un conducto bien inyectado.

Pero también el método gráfico puede aplicarse a los casos en que los cables sean exteriores a las piezas de hormigón.

Para ello es necesario conocer la relación entre las deformaciones del cable y del hormigón. Si el cable está anclado únicamente en sus dos extremos, se admite que la deformación es uniforme a todo lo largo del mismo.

Igualando las deformaciones del hormigón y del acero, en el caso de una viga simplemente apoyada, con dos cargas concentradas iguales (fig. 6), que es el tipo de carga utilizado en todos los ensayos considerados en este estudio, resulta:

$$\varepsilon_b \cdot l_1 + \frac{\varepsilon_b}{2} (l - l_1) = \varepsilon_a \cdot l$$

También se han estudiado algunos resultados de ensayos sobre vigas de hormigón pretensado, con armaduras ordinarias en la zona de tracción.

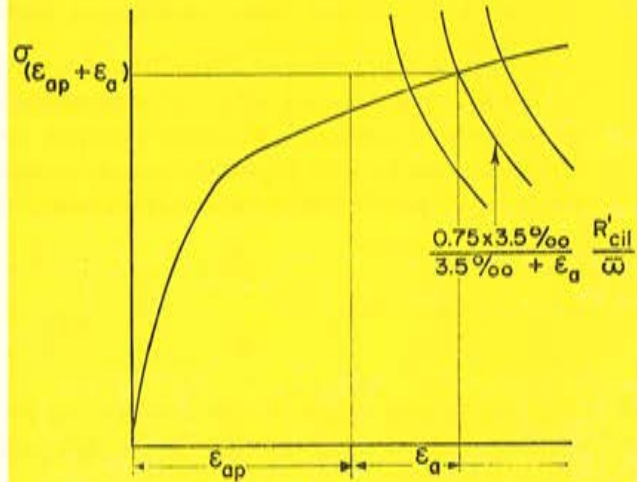


Fig. 5.

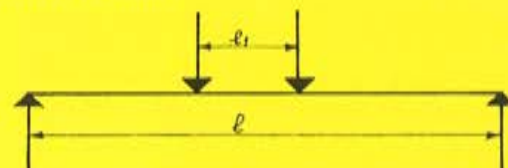


Fig. 6.

En este caso, es fácil modificar las ecuaciones precedentes, admitiendo que, en el momento de la rotura estas armaduras ordinarias trabajan a su límite elástico, σ_{ae} .

El señor Guyon en el curso que desarrolla en el "Centre des Hautes Etudes de la Construction", expone una serie de consideraciones que le llevan a la conclusión de que las armaduras ordinarias alcanzan siempre su límite elástico en el momento de la rotura. De cualquier modo, esta hipótesis está de acuerdo con los resultados de los ensayos y, en consecuencia, se pueden utilizar las ecuaciones simplificadas siguientes:

$$A_p \cdot \sigma_{(\varepsilon_{ap} + \varepsilon_a)} = b \cdot x \cdot R'_{ct} - A_1 \cdot \sigma_{ae}$$

$$\sigma_{(\varepsilon_{ap} + \varepsilon_a)} = \frac{0,75 \cdot 3,5^{0/100}}{3,5^{0/100} + \varepsilon_a} \frac{R'_{ct}}{\omega} - \frac{A_1}{A_p} \sigma_{ae}$$

Esta última expresión es la ecuación de las curvas cuya intersección con el diagrama de tensiones-deformaciones del acero proporciona los valores de $\sigma_{(\varepsilon_{ap} + \varepsilon_a)}$ y de ε_a .

Se han comparado con estas distintas fórmulas los resultados de los ensayos siguientes:

- 65 ensayos de vigas, armadas solamente con un cable de pretensado, anclado por adherencia al hormigón;
- 26 ensayos de vigas, armadas con un cable de pretensado, no adherido al hormigón, y fijado mediante dispositivos especiales de anclaje en sus extremos;
- 12 ensayos de vigas, armadas con un cable de pretensado, no anclado por adherencia, y además redondos ordinarios en la zona de tracción.

Han sido muy pocos los ensayos en los que el momento de rotura, calculado en la forma indicada, ha sido superior al momento límite fijado por las prescripciones del C. E. B., es decir, que en muy pocos casos las vigas ensayadas estaban armadas con exceso.

Unicamente fueron: 4 en la primera serie.

3 en la segunda serie.

2 en la tercera serie.

Estos casos no aparecen en los cuadros que a continuación se incluyen, sino en el cuadro IV.

Por lo que respecta al conjunto de los ensayos, merece destacarse que abarca un campo muy vasto, que cubre amplios intervalos de variación de los principales parámetros, como puede comprobarse en los cuadros siguientes:

CUADRO I

Cálculo en rotura de vigas de hormigón pretensado, de acuerdo con los principios establecidos por el C. E. B. Caso de rotura por agotamiento del acero.

VIGAS CON CABLE DE PRETENSADO ANCLADO POR ADHERENCIA

Autores	Vigas	h (cm)	b (cm)	A _p (cm ²)	$\bar{\omega}$ (%)	R' cell (kg/cm ²)	σ_{ae} (kg/mm ²)	Pret. (kg/mm ²)	M _e (m . kg)	M _m (m . kg)	$\frac{M_c}{M_m}$	
Ostenfeld y Johnson.	1A	40	30	2,36	0,197	475	133	90	12.900	12.300	1,05	
	1B	"	"	"	"	"	137	"	13.800	13.100	1,05	
	2A	"	"	"	"	548	133	"	14.900	14.900	1,00	
	2B	"	"	"	"	"	137	"	15.600	15.600	1,00	
	3A	"	"	"	"	494	133	"	13.100	19.500	0,91	
	3B	"	"	"	"	"	137	"	13.900	15.000	0,93	
Billet y Appleton.	B ₂	24,2	15,6	0,750	0,198	382	148	84	2.840	3.030	0,94	
	B ₃	24,4	15,2	0,370	0,101	264	148	"	1.490	1.570	0,95	
	B ₄	23,3	15,5	1,500	0,413	242	148	"	4.500	4.590	0,980	
	B ₅	23,7	15,5	1,61	0,437	397	153	"	5.550	5.660	0,98	
	B ₆	20,6	15,4	2,20	0,695	206	153	"	4.950	5.190	0,95	
	B ₇	20,5	15,55	3,02	0,940	416	153	84	7.700	7.320	1,05	
	B ₈	23,4	15,4	1,51	0,418	445	147	15	4.000	4.860	1,01	
	B ₉	22,9	15,4	0,38	0,107	248	147	15	1.370	1.350	1,02	
	B ₁₀	23,4	15,4	1,51	0,419	276	147	15	4.600	4.800	0,96	
	B ₁₁	20,7	15,3	2,06	0,650	264	147	15	4.400	4.890	0,90	
	Billet y Appleton.	B ₁₂	20,3	15,25	2,83	0,91	264	147	15	4.800	5.410	0,89
B ₁₃		23,7	15,3	1,51	0,418	403	147	112	5.050	4.910	1,02	
B ₁₄		22,9	15,3	0,38	0,108	234	147	112	1.390	1.440	0,96	
B ₁₅		23,1	15,2	1,51	0,429	322	147	112	4.650	4.670	1,00	
B ₁₆		21	15,25	2,08	0,647	288	147	112	5.370	5.320	1,01	
B ₁₇		21	15,4	2,82	0,873	437	147	112	7.450	7.300	1,02	
B ₁₈		23,0	15,45	1,01	0,284	463	154	84	3.700	3.510	1,05	
B ₁₉		23,2	15,40	2,01	0,561	537	154	84	6.750	6.820	0,99	
B ₂₀		20,8	15,3	3,02	0,943	577	154	"	8.430	8.150	1,03	
B ₂₁		21,0	15,4	2,41	0,746	432	154	"	6.760	6.820	0,99	
B ₂₂		20,3	15,4	2,0	0,641	237	153	"	4.630	5.110	0,90	
B ₂₃		21,4	15,4	3,02	0,920	323	153	"	7.150	7.150	1,00	
Warwaruk, Sozen y Siess.		O. B. 14.030	22,9	15,5	0,381	0,107	248	146	13,3	1.390	1.270	1,09
		066	23,4	15,5	1,510	0,418	444	"	13,4	5.000	4.700	0,94
	107	23,4	15,5	1,510	0,418	275	"	14,5	4.570	4.780	0,96	
	157	21,1	15,5	2,840	0,870	388	"	14,5	6.590	5.800	1,12	
	175	20,7	15,2	2,081	0,656	264	"	14,8	4.390	4.550	0,96	
	244	20,3	15,2	2,870	0,916	264	"	14,2	4.700	5.120	0,92	
	O. B. 24.061	20,5	15,5	0,562	0,177	203	139	70	1.750	1.800	0,97	
	168	20,9	15,5	1,870	0,579	242	139	70	4.450	4.460	1,00	
	189	20,5	15,7	2,615	0,815	300	100	70	4.980	5.000	1,00	
	190	20,1	15,7	1,500	0,475	175	100	70	2.800	3.110	0,90	
	Warwaruk, Sozen y Siess.	O. B. 34.027	24,4	15,2	0,374	0,101	267	145	84	1.492	1.570	0,95
037		24,2	15,7	0,175	0,198	380	145	82	2.940	2.980	0,99	
043		23,0	15,5	1,01	0,284	461	153	83	3.700	3.480	1,06	
071		23,7	15,2	1,84	0,510	504	166	84	6.950	6.450	0,93	
073		23,6	15,5	1,01	0,278	268	153	83	3.500	3.240	1,08	
074		23,2	15,5	2,01	0,561	534	153	81	6.750	6.830	0,99	
076		23,2	15,2	1,50	0,424	385	145	76	4.850	5.110	0,95	
O. B. 34.077		23,7	15,5	1,605	0,438	395	81	81	5.490	5.560	0,98	
115		20,8	15,2	3,01	0,943	573	81	81	8.490	8.140	1,04	
120		23,3	15,5	1,49	0,413	260	76	76	4.460	4.490	0,99	
122		20,9	15,5	2,40	0,746	428	81	81	6.720	6.650	1,01	
159		20,5	15,5	3,01	0,942	413	81	81	7.700	7.450	1,03	
196		20,35	15,5	2,00	0,641	228	81	81	4.780	4.990	0,97	
200		21,20	15,5	3,01	0,920	321	81	81	7.460	6.780	1,10	
236		20,60	15,5	2,21	0,695	206	81	81	4.950	4.890	1,01	
O. B. 44.032		22,85	15,2	0,38	0,108	232	105	105	1.385	1.410	0,98	
073		23,60	15,2	1,51	0,418	399	105	105	5.020	4.910	1,02	
094		23,0	15,2	1,51	0,429	320	105	105	4.710	4.700	1,00	
140		21,0	15,5	2,83	0,873	436	105	105	7.530	7.310	1,03	
158		21,1	15,2	2,075	0,647	286	105	105	5.330	5.320	1,00	
R. B. 34.031		23,1	15,2	0,059	0,166	368	80	80	2.350	2.280	1,03	
093		23,0	15,7	1,36	0,369	278	80	80	4.480	4.170	1,07	
126		23,05	15,5	2,34	0,658	365	80	80	7.200	6.660	1,08	

CUADRO II

VIGAS CON CABLE DE PRETENSADO ANCLADO MEDIANTE DISPOSITIVOS ESPECIALES

Autores	Vigas	h (cm)	b (cm)	A _p (cm ²)	$\bar{\omega}$ (%)	A _i (cm ²)	σ_{ae} (kg/mm ²)	R' _{el} (kg/cm ²)	Pret. (kg/mm ²)	M _e (m . kg)	M _m (m . kg)	$\frac{M_e}{M_m}$
Warwaruk, Sozen y Siess.	O. U. 33.087	18,55	15,25	0,96	0,34	—	—	273	85,0	2.360	1.970	1,19
	O. U. 33.252	18,85	15,25	2,31	0,805	—	—	225	85,0	4.140	3.840	1,08
	O. U. 34.033	19,9	15,25	0,555	0,183	—	—	393	85,0	1.570	1.575	1,0
	34.038	17,70	15,25	0,78	0,288	—	—	533	83,0	2.130	1.810	1,18
	34.056	18,25	15,25	0,923	0,348	—	—	441	87,0	2.470	2.240	1,10
	O. U. 34.076	19,0	15,25	1,11	0,382	—	—	353	86,0	2.900	2.350	1,23
	082	21,4	15,2	1,13	0,346	—	—	297	89,0	3.300	2.900	1,14
	149	21,0	15,5	2,22	0,685	—	—	323	85,0	5.760	5.150	1,12
	193	21,2	15,75	2,58	0,782	—	—	286	83,5	5.760	5.250	1,10
	238	19,5	15,75	1,55	0,505	—	—	149	83,5	2.960	2.720	1,09
	244	19,4	15,0	1,85	0,624	—	—	180	83,5	3.260	2.960	1,10
	288	18,9	15,5	2,34	0,797	—	—	195	78,0	3.800	3.660	1,04
	O. U. 35.097	19,20	15,25	0,96	0,33	—	—	239	85,0	2.160	1.880	1,15
	35.255	19,80	15,25	2,31	0,774	—	—	217	85,0	4.230	3.400	1,24
	36.024	19,9	15,25	0,545	0,184	—	—	535	86,0	1.640	1.580	1,04
	36.065	20,8	15,0	1,11	0,355	—	—	386	87,0	3.220	2.920	1,10
	36.100	21,2	15,25	1,30	0,401	—	—	283	88,5	3.500	3.200	1,09
	36.157	19,3	15,7	1,16	0,384	—	—	172	84,0	2.560	2.260	1,13
	36.159	18,6	15,50	2,12	0,743	—	—	328	83,0	4.470	4.180	1,06
	36.183	18,6	15,25	1,85	0,65	—	—	250	85,0	3.650	3.650	1,00
	36.231	19,15	15,25	2,40	0,82	—	—	250	84,0	4.040	4.350	0,93
	36.232	19,25	15,25	1,48	0,509	—	—	154	85,0	2.620	2.620	1,00

CUADRO III

VIGAS CON ARMADURAS ORDINARIAS EN TRACCION

Autores	Vigas	h (cm)	b (cm)	A _p (cm ²)	$\bar{\omega}$ (%)	A _i (cm ²)	σ_{ae} (kg/mm ²)	R' _{el} (kg/cm ²)	Pret. (kg/mm ²)	M _e (m . kg)	M _m (m . kg)	$\frac{M_e}{M_m}$
Warwaruk, Sozen y Siess.	O. S. 33.092	18,40	15,25	0,96	0,343	1,41	33,9	262	86,5	3.280	3.000	1,06
	32.238	19,2	15,28	2,30	0,793	"	33,5	235	86,0	5.030	4.560	1,10
	34.042	18,50	15,25	0,58	0,207	"	33,5	347	83,0	2.615	2.810	0,93
	34.095	18,00	15,25	1,16	0,425	"	34,7	315	83,0	3.950	3.840	1,03
	34.138	19,6	15,25	1,94	0,646	"	34,0	330	86,0	4.950	4.450	1,11
	34.151	17,90	15,25	2,06	0,711	"	34,8	332	82,5	5.120	4.500	1,14
	34.152	18,20	15,25	1,35	0,493	"	33,3	229	84,5	3.490	3.600	0,97
	34.155	19,20	15,25	2,33	0,789	"	33,6	360	82,5	5.800	5.200	1,12
	O. S. 35.099	18,8	15,25	0,96	0,332	"	33,7	248	84,0	3.170	2.880	1,10
	35.246	19,85	15,25	2,30	0,765	"	33,4	220	86,5	4.880	4.500	1,08

La cuantía de las armaduras de pretensado ha variado entre 0,1 % y 0,95 %; la resistencia del hormigón en probeta cilíndrica, entre 577 kg/cm² y 89 kg/cm²; el límite elástico convencional de los aceros de pretensado, entre 153 y 100 kg/mm², y el esfuerzo de pretensado, después de producidas las pérdidas por fluencia, entre 13,3 y 112 kg/mm².

Sin embargo, las dimensiones exteriores de las vigas eran todas de 20 a 25 cm por 15 cm y, excepcionalmente, de 40 por 30 centímetros.

Los momentos de rotura oscilaron entre 1.500 y 15.000 m/kg.

El análisis de los resultados de los ensayos ha demostrado que, para las roturas por insuficiencia de acero, los momentos calculados son muy parecidos a los medidos en los ensayos.

En los casos de cables anclados por adherencia, la dispersión es prácticamente despreciable, como indica el histograma de frecuencias de la figura 7; como puede verse, el 92 % de los resultados está comprendido entre 0,9 y 1,1.

En los ensayos en los que el cable de pretensado no estaba anclado por adherencia, la media de los resultados fue también muy próxima a la unidad, pero la dispersión fue mucho mayor que en el caso anterior; esto parece indicar que el valor adoptado para la relación entre las deformaciones del hormigón y del cable no siempre fue el adecuado.

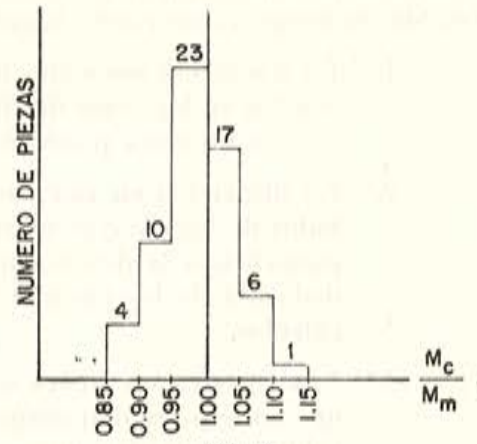


Fig. 7.

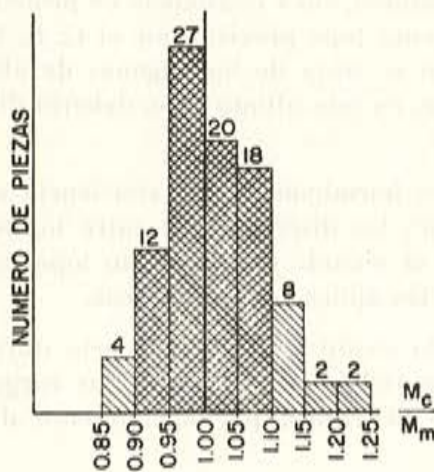


Fig. 8.

Por lo que respecta a los ensayos de vigas con armaduras ordinarias en la zona de tracción, la media fue, igualmente, muy próxima a 1 y la dispersión muy pequeña.

Para el conjunto de los ensayos, el 83 % de los resultados se colocan en el intervalo entre 0,9 y 1,1 (fig. 8). Los resultados más dispersos corresponden a los ensayos de vigas con cable de pretensado no anclado por adherencia.

A continuación, se hace un estudio de los ensayos de rotura a los que es aplicable la limitación de la teoría del momento tope. Estos ensayos son los que se relacionan en el cuadro IV.

CUADRO IV

Tipo de viga	Autores	N.º	$\bar{\omega}$	R'_{eff}	Relación:
					$\frac{M \text{ calculado}}{M \text{ medido}}$
Cable anclado por adherencia	Billet y Appleton.	B. 8	0,95	232	0,81
		B. 26	0,44	89	0,76
	Warwaruk, Sozen y Siess.	O. B. 34.290	0,95	230	0,835
		O. B. 34.346	0,44	89	0,76
Cable no anclado por adherencia	Warwaruk, Sozen y Siess.	O. U. 34.354	0,695	137	0,965
		O. U. 36.350	0,573	115	0,83
		O. U. 36.460	0,704	107	0,70
Cable no anclado por adherencia Armadura ordinaria	Warwaruk, Sozen y Siess.	O. S. 34.282	0,940	233	1,0
		O. S. 34.369	0,724	137	0,75

En ellos, la concordancia de los valores experimentales con los calculados es mucho peor. Sin embargo, es necesario hacer notar que:

- 1.º La teoría del momento tope no pretende, en absoluto, proporcionar resultados exactos en los casos de rotura por agotamiento del hormigón, sino simplemente indicar un valor prudente del que no conviene pasar.
- 2.º La dispersión en este campo es muy importante, como lo prueban los resultados de los ensayos sobre piezas de hormigón armado. Esto es debido, principalmente, a la diferencia entre la resistencia real del hormigón en la viga y la deducida de los ensayos sobre probetas cilíndricas, que es la adoptada en los cálculos.
- 3.º Las vigas en las cuales se alcanza el momento tope son, en realidad, aquellas que no se presentan normalmente en la práctica, ya que para ello es preciso, o bien que tengan una cuantía excesiva de armadura de pretensado (del orden del 1 %), o bien que estén construidas con un hormigón de calidad muy deficiente.
- 4.º Es sabido que para los hormigones de baja calidad, cuya resistencia en probeta cilíndrica es inferior a 200 kg/cm², el momento tope previsto por el C. E. B. resulta bajo, pero no ocurre lo mismo cuando se trata de hormigones de alta calidad. Por ello algunos técnicos opinan que, en este último caso, debería disminuirse el valor del momento tope (*).

Sin embargo, debe hacerse notar que para hormigones cuya resistencia en probeta cilíndrica es superior a los 200 kg/m², las discrepancias entre los resultados experimentales y los obtenidos por el método del momento tope son muy pequeños y totalmente aceptables para las aplicaciones prácticas.

- 5.º En los ensayos considerados se han utilizado siempre cargas de corta duración y, por tanto, los resultados obtenidos no reflejan el efecto de las cargas mantenidas, que es importante en los casos de rotura por agotamiento del hormigón.

Por todas estas razones, ha parecido oportuno conservar el límite previsto por el C. E. B. con la denominación de momento tope, a pesar de que, en ciertos casos, dicho límite pueda parecer excesivo. Por otra parte, la disminución del momento tope sería, solamente, una medida de prudencia que apenas si tendría aplicación práctica.

Si bien desde el punto de vista estrictamente estadístico el centenar de ensayos efectuados no puede estimarse como un número muy grande, resulta suficiente, sin embargo, para poder afirmar que los principios del C. E. B. son perfectamente aplicables al cálculo en rotura del hormigón pretensado. Por otra parte, esta conclusión era previsible, ya que el hormigón pretensado, una vez fisurado, no difiere esencialmente en su comportamiento del hormigón armado; no obstante, se hacía necesario confirmarlo experimentalmente.

(*) N. DEL T.—En la fecha en que está redactado este artículo (1963), efectivamente el C. E. B. había fijado un valor constante para el momento tope. No obstante, posteriormente, y a la vista de los resultados experimentales obtenidos, se acordó adoptar para dicho momento un valor variable con la calidad del hormigón. Y así aparece en las "Recomendaciones Prácticas Unificadas" publicadas en 1964 por el C. E. B.

c) *Cálculo de las solicitaciones admisibles.*

Una vez confirmado que los principios del C. E. B. son aplicables al cálculo en rotura del hormigón pretensado, como se ha demostrado en el apartado anterior, se pueden aplicar también dichos principios al cálculo de las solicitaciones admisibles.

Es sabido que, de acuerdo con los criterios probabilistas de la seguridad, el C. E. B. introduce dos clases de coeficientes de seguridad. Uno de mayoración de las solicitaciones máximas y otro de minoración de las resistencias características de los materiales. Este último coeficiente se puede aplicar de dos formas distintas:

- dividiendo la resistencia característica por el coeficiente de minoración correspondiente al material de que se trate.

Por ejemplo:

$$\frac{\sigma'_{bk}}{\gamma_b} = \sigma'_b \quad (\text{Tensión de cálculo})$$

(El valor de la resistencia característica de un material es el que corresponde a la probabilidad de obtener un 5 % de resultados inferiores al mismo en una serie de ensayos cuyos resultados se distribuyen según una ley estadística normal.)

- sustituyendo el diagrama tensiones-deformaciones del material por otro que tenga en cuenta la minoración deseada. Por ejemplo, para los aceros, se reemplazará la curva tensiones-deformaciones por el diagrama de tensiones de cálculo disminuyendo las ordenadas, paralelamente a la recta de Hooke, en la relación γ_a (el valor medio de γ_a es: $\gamma_a = 1,15$) (fig. 9).

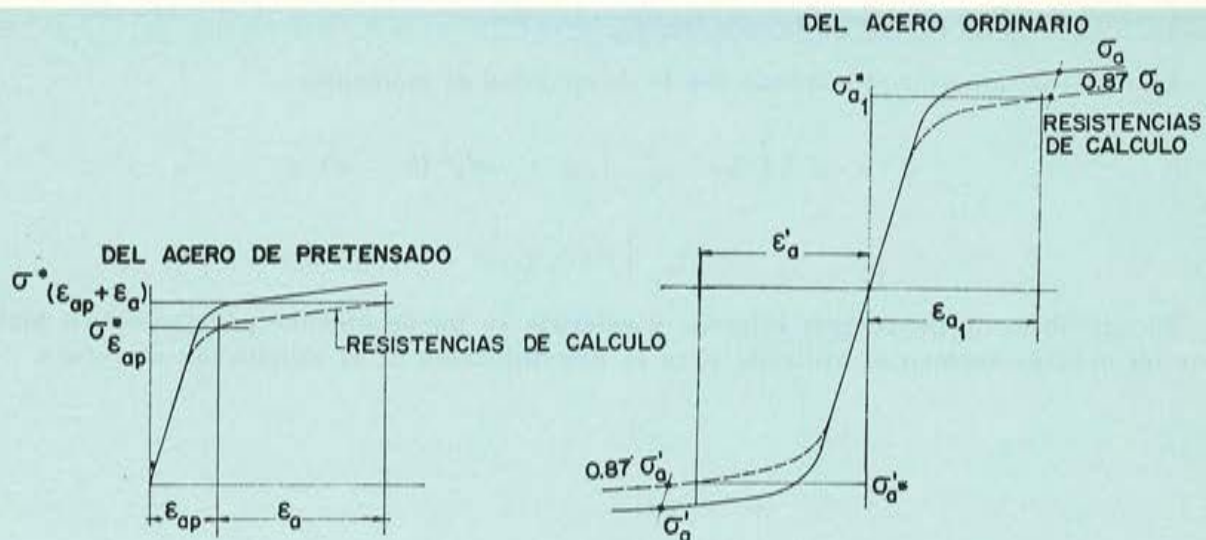


Fig. 9.—Diagramas de cálculo.

Las solicitaciones exteriores multiplicadas por los coeficientes de mayoración correspondientes se denominan solicitaciones de cálculo. Las resistencias características divididas por los coeficientes de minoración se denominan resistencias de cálculo.

Es necesario que exista equilibrio entre las solicitaciones de cálculo y las resistencias de cálculo.

Es frecuente, cuando se trata de piezas de hormigón pretensado, que el efecto de las sobrecargas sea favorable; en este caso se debe adoptar un coeficiente multiplicador menor que 1.

Del mismo modo, el esfuerzo de pretensado será favorable, en general, en el caso de las solicitaciones máximas, por lo que también dicho esfuerzo debe entonces multiplicarse por un coeficiente inferior a 1.

Se admite que la armadura de pretensado realiza dos funciones sucesivas:

- a) crea el esfuerzo de pretensado,
- b) una vez adherida al hormigón, colabora, como una armadura normal, a la resistencia de la pieza.

El esfuerzo de pretensado, X_p , se considera como un esfuerzo exterior. Para obtener la sollicitación de cálculo de este esfuerzo, se le multiplica por γ_p .

Por lo que respecta a su actuación como armadura normal, la resistencia característica del cable se divide por el coeficiente de minoración, γ_{ap} , para obtener la tensión de cálculo.

La ecuación que refleja el equilibrio de fuerzas resulta, pues:

$$\gamma_s \cdot N + \gamma_p \cdot X_p = b \cdot x \cdot \sigma'_b{}^* + A' \cdot \sigma'_a{}^* - A_1 \cdot \sigma_{a_1}{}^* - A_p \left[\sigma^*_{(\epsilon_{ap} + \epsilon_a)} - \sigma^*_{\epsilon_{ap}} \right]$$

Las tensiones de cálculo, $\sigma^*_{(\epsilon_{ap} + \epsilon_a)}$ y $\sigma^*_{\epsilon_{ap}}$, se deducen del diagrama de cálculo del acero de pretensado, es decir, de su diagrama tensiones-deformaciones minorado, paralelamente a la recta de Hooke, en la relación γ_{ap} .

La ecuación anterior se combina con la de igualdad de momentos:

$$b \cdot x \cdot \sigma'_b{}^* \left(h - \frac{x}{2} \right) + A' \cdot \sigma'_b{}^* (h - a') + A_p \left[\sigma^*_{(\epsilon_{ap} + \epsilon_a)} - \sigma^*_{\epsilon_{ap}} \right] c'_a = \gamma_s \cdot N \cdot c_a + \gamma_p \cdot X_p \cdot c_a$$

El equilibrio de las fuerzas internas y externas se puede obtener por tanteos, o bien por un método análogo al utilizado para la determinación de la sollicitación de rotura.

nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

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

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

Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association".

Revista: *Prestressing*, vol. 6, núm. 5, octubre 1964.

1. Resistencia del hormigón pretensado en las cabezas de anclaje.
2. Pavimento experimental de hormigón pretensado en la autopista de Mei-Shin.
3. Comportamiento de algunas estructuras de hormigón pretensado durante el terremoto de Niigata.

Revista: *Prestressing*, vol. 6, núm. 6, diciembre 1964.

4. Proyecto y construcción del puente Nakagawa.
5. Proyecto y construcción del puente Yagiyama.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Institute" de Estados Unidos.

Revista *P.C.I. Journal*, vol. 9, núm. 6, diciembre 1964.

6. Pilotes de hormigón pretensado de gran capacidad de carga para cimentaciones profundas.
7. Influencia de las cargas de larga duración sobre vigas de hormigón pretensado.

Revista: *P.C.I. Journal*, vol. 10, núm. 1, febrero 1965.

8. Puentes europeos de grandes luces, de hormigón pretensado.
9. Presas de hormigón pretensado.

Revista: *P.C.I. Tems*, vol. 10, núm. 12, diciembre 1964.

10. Estadios de hormigón pretensado.

Revista: *P.C.I. Tems*, vol. 11, núm. 1, enero 1965.

11. Hormigón prefabricado.

Publicaciones enviadas por el "Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto".

Revista: *IMCYC*, vol. 2, núm. 11, noviembre 1964.

12. Índice de resistencias y control de calidad (Suplemento).
13. Las técnicas modernas de pretensado y prefabricación de piezas pretensadas.
14. Revisión de métodos para el cálculo de flechas en piezas de hormigón.

Publicaciones enviadas por la "Asociación rusa del hormigón pretensado".

Revista: *Hormigón y Hormigón armado*, diciembre 1964.

15. Propiedades mecánicas de las piezas de gran sección armadas con fibra de vidrio.
16. Influencia de la cuantía de armaduras en las propiedades del hormigón sometido a tracción.

Revista: *Hormigón y Hormigón armado*, enero 1965.

17. La utilización del hormigón pretensado en estructuras resistentes a los terremotos.
18. Métodos aproximados para el cálculo de piezas de hormigón armado sometidas a flexión esviada.

Publicaciones enviadas por la "Arab Road Association" de Egipto.

Revista: *Arab roads*, octubre 1964.

Arab roads, enero 1965.

Arab roads, febrero 1965.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Development Group" de Gran Bretaña.

19. Secciones normalizadas de vigas para puentes de hormigón pretensado (Folleto).
20. Bibliografía sobre hormigón pretensado (500 fichas).

Publicaciones enviadas por la "Cement and Concrete Association" de Gran Bretaña.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 16, núm. 49, diciembre 1964.

21. Hormigón armado con fibra de vidrio.
22. Nuevo método para determinar la resistencia a tracción de la pasta de cemento mediante centrifugación.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 63, octubre-diciembre 1964.

Revista: *Library Translation*, núm. 117, octubre 1964.

23. Método ruso para el cálculo en rotura del hormigón pretensado.

Publicaciones enviadas por la "Verkoopdssociatie Nederlands Cement".

Revista: *Cement*, núm. 1, enero 1965.

24. Cimientos del edificio de la nueva terminal del aeropuerto de Schiphol.

Revista: *Cement*, núm. 2, febrero 1965.

25. Algunos problemas relacionados con las carreteras francesas de hormigón.
26. Conceptos clásicos y modernos sobre la composición del hormigón.

Publicaciones enviadas por la "Association Scientifique de la Précontrainte" de Francia.

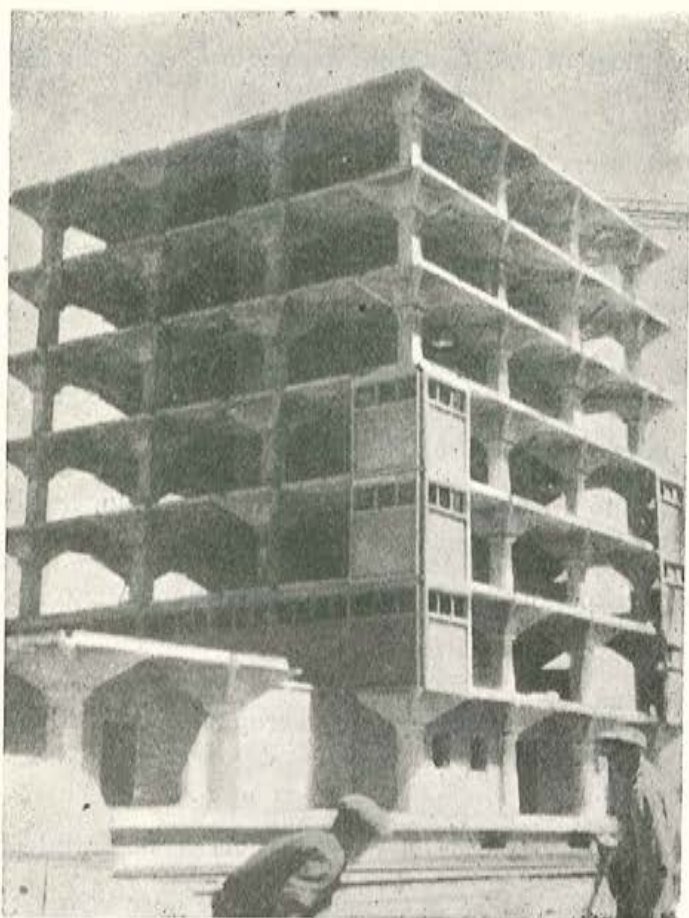
Revista: *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, número 204, diciembre 1964.

27. Reconstrucción del puente de Choisy le Roi (suplemento).
28. Normas técnicas para la recepción de cables trenzados, de acero de alta resistencia, para hormigón pretensado.

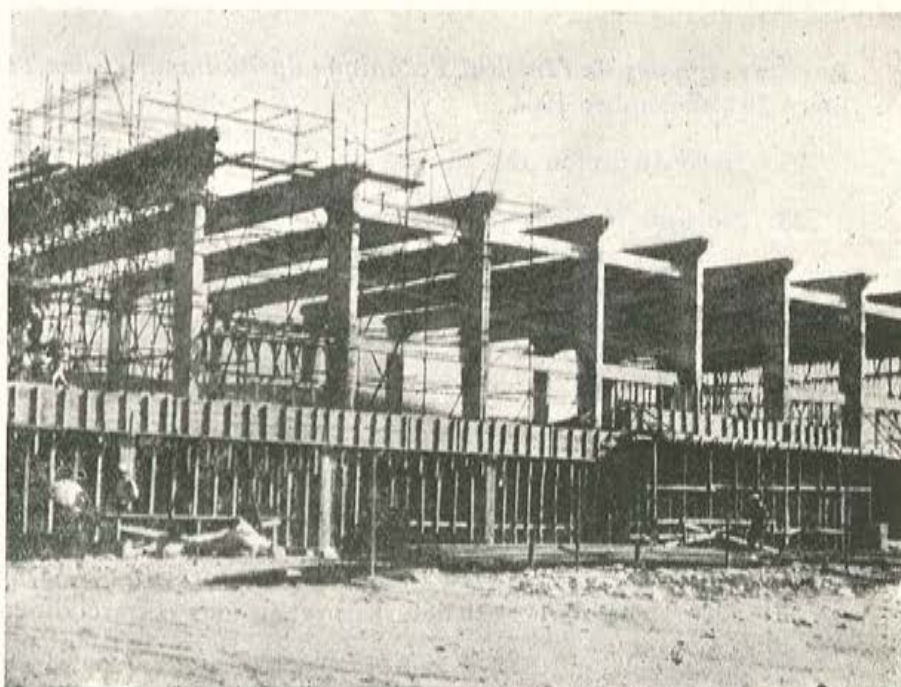
Publicaciones enviadas por la "Associazione Nazionale Italiana Cemento Armato Precompresso".

Revista: Suplemento extraordinario al núm. 10 de octubre 1964, de la Revista *L'Industria Italiana del Cemento*.

29. Estudios y realizaciones en el campo de las estructuras parcialmente pretensadas.
30. Fisuración de las estructuras pretensadas o parcialmente pretensadas.
31. Contribución teórico-experimental al estudio de las estructuras parcialmente pretensadas.



Edificio industrial, de varias plantas, en Wrocław, Polonia. En todo el edificio se ha utilizado la prefabricación en gran escala. Los forjados de las plantas van pretensados en dos direcciones.

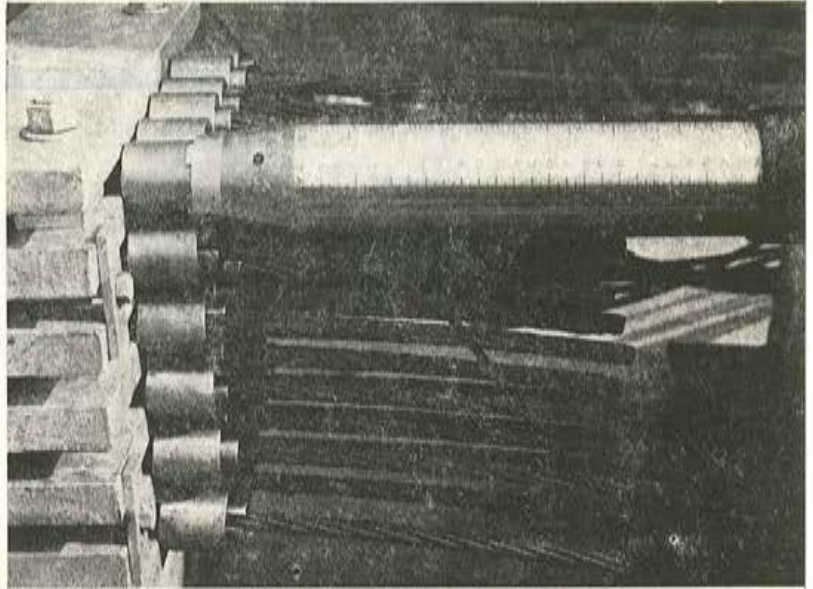


Almacén de frutas, en Saida, Líbano. La cubierta tiene 30 metros de luz.

CCL

sistemas para pretensar y postensar

*Puente de 20 m en Palau de
Plegamars (Barcelona)*



anclajes

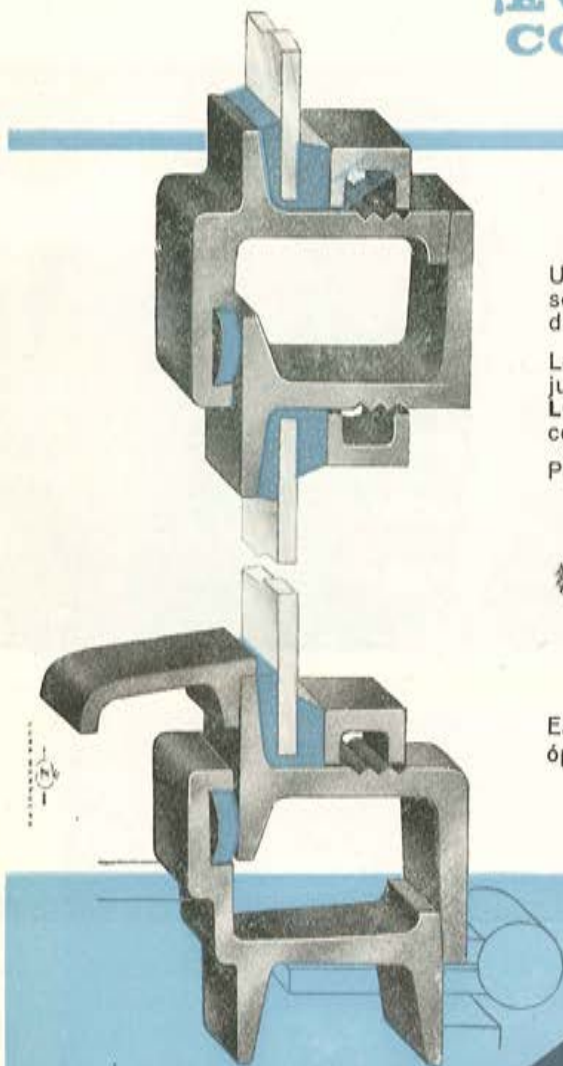
gatos

bombas
de
inyección

accesorios

Centro de Trabajos Técnicos, S. L.
Valencia, 308 - Telf. 215 57 85 - Barcelona-9
Santiago Bernabéu, 2 - Tel. 26144 73 - Madrid-16

¡EVITE COMPLICACIONES!



Utilice carpintería metálica con perfiles estancos, solo así evitará la entrada de aire y agua a través de sus puertas y ventanas.

Los perfiles de acero laminado, calibrados y con junta de goma sintética de "LAMINOIRS DE LONGTAIN" son los únicos que le solucionarán con seguridad este problema.

Pida presupuesto sin compromiso alguno a:



CERRAJERIA FOLCRÁ, S.A.

c/. de La Línea Eléctrica, s/n. - Tel. 231 72 01
ESPLUGAS DE LLOBREGAT - BARCELONA

Estamos en condiciones de ofrecerle una calidad óptima a un precio muy asequible.



alambres de pretensado. efecto de la corrosión durante el almacenamiento en obra

E. DEHAN y F. FONTAINE

Tomado de «Annales des Travaux Publics de Belgique», marzo 1964

Los alambres de pretensado, fabricados en Bélgica, son productos trefilados o al menos calibrados por medio de un trefilado ligero; la superficie de los mismos es muy regular y las tolerancias respecto al diámetro nominal son francamente pequeñas.

Dado que durante el proceso de tesado la sollicitación de los alambres es del orden del 80-85 % de su carga de rotura —e incluso algo más en los codos, en el caso de que el trazado de la armadura sea poligonal—, parece lógico adoptar las medidas necesarias para evitar daños durante el almacenamiento del material antes de su colocación en obra.

Por desgracia, en la mayor parte de las obras, los rollos de alambre se almacenan sin tomar precauciones para impedir su corrosión.

Las normas oficiales obligan a desechar aquellos rollos en los que la corrosión haya llegado a picar el alambre; pero las dificultades de abastecimiento y la necesidad de cumplir los plazos fijados para la ejecución y entrada en servicio de la obra, hacen que, en algunos casos, se omita el cumplimiento de este requisito.

Se ha llevado a cabo una investigación sobre los alambres de alta resistencia fabricados en Bélgica, manteniéndolos expuestos a la intemperie durante un tiempo bastante largo, con objeto de estudiar la influencia que ello puede tener sobre el estado superficial del material y, por consiguiente, sobre sus características mecánicas.

No se considera en este artículo la corrosión bajo tensión, que ha ocasionado la ruina de muchas estructuras y que provoca la rotura del alambre, incluso sin que haya alteraciones superficiales; dicho fenómeno está aún poco estudiado.

descripción de los ensayos

Las muestras, formadas por rollos de 2,5 m de diámetro, han estado expuestas a la intemperie en diferentes puntos del país.

Los rollos se colocaron sobre unos soportes tubulares de acero, con una altura sobre el suelo superior a un metro, para evitar la posible formación de manchas bajo la acción de

la materia orgánica del terreno. Con objeto de impedir la corrosión galvánica se dispusieron separadores aislantes entre las distintas espiras de cada rollo, entre los distintos rollos y entre éstos y el soporte metálico.

Con estas precauciones, la única acción posible era la de los agentes atmosféricos; la corrosión fue más o menos intensa, según el lugar donde se ha llevado a cabo el ensayo.

Con el fin de obtener una mayor información, los lugares elegidos (para dejar los rollos expuestos a los agentes atmosféricos) se distribuyeron por todo el país, y fueron los siguientes:

- en OSTENDE, con atmósfera marina (Esclusa Sas Slykens, lejos del mar),
- en BALGERHOEKE, con atmósfera sulfhídrica (emanaciones de un río en las cercanías de un desagadero),
- en HAREN, en ambiente químico (Fábricas de Marly),
- en LIEJA, en atmósfera industrial (Cubierta de la Universidad en Val Benoît),
- en EUPEN, en atmósfera rural muy pura (Presa del Vesdre).

Las muestras de los alambres procedían de las cuatro industrias de trefilado existentes en Bélgica y eran de diversos tipos, con diámetros de 5, 7 y 9 milímetros.

Debe hacerse notar que los rollos se dejaron tal como se habían recibido, o sea, cubiertos del lubricante del trefilado, o de la capa de óxido formada a lo largo del proceso de envejecimiento o de martempering.

No se escogió esta amplia gama de alambres para establecer comparaciones entre los diferentes productos, sino para asegurarse de que no había un tipo especialmente sensible a la corrosión.

Los ensayos se hicieron después de 3, 5 y 9 meses de exposición a la intemperie.

Además del examen del estado superficial, se procedió, en cada caso, a diversos ensayos mecánicos, según las posibilidades de los laboratorios disponibles:

- ensayo de tracción (carga de rotura R_m — alargamiento de rotura AR 7,2 — Estricción),
- ensayo de torsión simple,
- ensayo de torsión alterna,
- ensayo de doblado sobre mandril de 2,5 d (d = diámetro alambre),
- ensayo de plegado alterno (circular 525/4),
- ensayo de tracción sobre alambre mantenido con una desviación de 10°.

Los rollos de alambre destinados a estos ensayos se situaron en los diversos lugares elegidos, en junio de 1960.

resultados

1. - Estado superficial

Es difícil emitir un juicio definitivo en relación con el estado superficial. Por ello, se ha preferido intentar establecer comparaciones entre el estado de las diversas muestras. Mediante un microscopio binocular se efectuó el examen de los distintos alambres, después de haberlos limpiado de óxido por inmersión en un baño de ácido sulfúrico que contenía un producto para limitar el ataque del ácido. Se comprobó la eficacia de dicho producto mediante ensayos en alambres no corroídos.

Después de un período de exposición de tres meses, que es, aproximadamente, lo que viene a durar, por término medio, el almacenamiento en obra, todas las muestras quedaron corroídas y con la superficie picada.

La corrosión fue variable de unas probetas a otras; se puede, a grosso modo, indicar que el porcentaje de superficie picada por la corrosión es, en valores medios, del orden de:

- 20 a 40 en EUPEN,
- 20 a 60 en OSTENDE,
- 30 a 60 en HAREN,
- 50 a 80 en LIEJA,
- 70 a 90 en BALGERHOEKE.

En algunos alambres la corrosión se distribuía de un modo uniforme; en otros, se presentaba concentrada en zonas longitudinales, quedando entre ellas, a veces, bandas intactas.

Los alambres procedentes de una de las fábricas suministradoras resultaron menos atacados que los de las demás, en una relación del orden de 1 a 3.

El alambre tratado por martempering, aunque con fuertes corrosiones, no resultó más dañado que otros alambres, patentados, trefilados y envejecidos.

Por otra parte, se comprobó que no era posible establecer una clasificación de los alambres en relación a su resistencia a la corrosión, que fuera válida para todos los lugares elegidos para la realización de estos ensayos. Los resultados varían de unos sitios a otros, y sólo, como ya se ha indicado, los alambres procedentes de una de las fábricas resultaron siempre más resistentes a la corrosión que los demás.

Los ambientes de los diversos lugares de ensayo presentaban una agresividad peculiar. A lo largo del tiempo, la corrosión se va desarrollando en superficie y en profundidad.

En las figuras 1, 2 y 3 puede verse cómo fue aumentando, para un mismo alambre, el efecto de la corrosión después de 3, 5 y 9 meses de exposición a la intemperie en Balgerhoeke.

Aun después de 9 meses de exposición, todavía era fácil apreciar el diferente grado de agresividad de las distintas estaciones de ensayo.

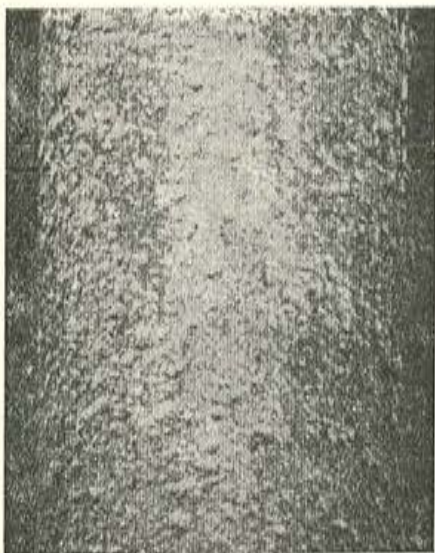


Fig. 1.—Balgerhoeke (tres meses).
Alambre A.

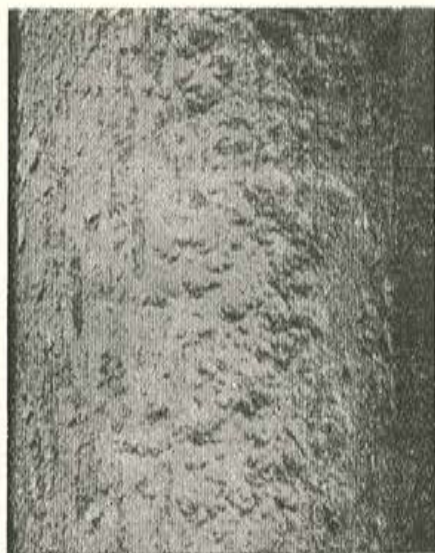


Fig. 2.—Balgerhoeke (cinco meses).
Alambre A.

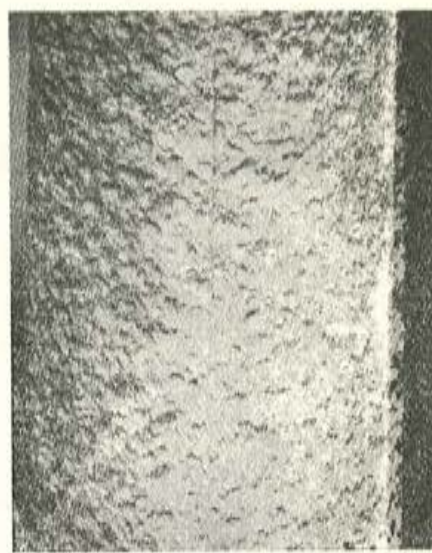


Fig. 3.—Balgerhoeke (nueve meses).
Alambre A.

En una misma estación, el ataque es diferente, según el tipo de alambre, tanto en aspecto como en importancia (figs. 4 y 5).

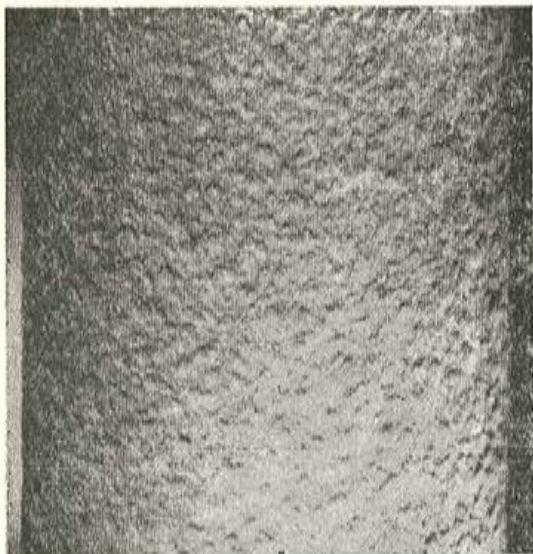


Fig. 4.—Balgerhoeke (nueve meses).
Alambre E.



Fig. 5.—Balgerhoeke (nueve meses).
Alambre F.

El examen del estado superficial de los alambres revela, finalmente, que la corrosión, e incluso el picado de la superficie, se inicia rápidamente, aun en las atmósferas más puras.

2.- Características mecánicas

OBSERVACIONES GENERALES

Cada ensayo se hizo sobre dos muestras idénticas, tomadas de un mismo alambre, la una a continuación de la otra. Los resultados que se comentan representan la media de los dos valores obtenidos.

Resultaría muy gravoso presentar aquí todos los resultados; por ello únicamente se darán las conclusiones que de los mismos se deducen.

2.1. Resistencia a tracción

La carga de rotura apenas resulta afectada por la corrosión superficial:

- tras los períodos de 3, 5 y 9 meses, los valores medios de las pérdidas de resistencia fueron, respectivamente, 1,6 %, 2,4 % y 3,4 %;
- sin embargo, algunos de los alambres objeto del ensayo alcanzaron pérdidas de hasta 4,5 %, 5,3 % y 7 % tras estos tres períodos de almacenamiento.

En los diagramas de la figura 6 se indican las pérdidas medias de resistencia, registradas en cada estación de ensayo, en función del tiempo durante el cual se ha mantenido expuesto el alambre a la intemperie.

2.2. Alargamiento de rotura-estricción

El análisis de los resultados evidencia, que ni el alargamiento de rotura ni la estricción medida después de la rotura permiten establecer ninguna conclusión sobre el correspondiente estado superficial del alambre.

2.3. Ensayos de plegado alterno

El ensayo de plegado alterno, unido al de tracción, es el generalmente empleado para la comprobación de la calidad de los alambres. La influencia del estado superficial producido por la corrosión, en el comportamiento de los alambres sometidos al ensayo de plegado alterno, es muy importante.

De todas las experiencias realizadas en las diversas estaciones de ensayo se deduce que, después de 3, 5 y 9 meses, los valores medios de las pérdidas ascienden, respectivamente, al 35 %, 45 % y 50 %; para estos mismos períodos, en algunos alambres se registraron pérdidas del 45 %, 60 % y 70 %, respectivamente.

En los diagramas de la figura 7 se aprecia la evolución de las pérdidas, en función del tiempo durante el cual se han mantenido los alambres almacenados a la intemperie.

2.4. Torsión simple

El estado superficial de los alambres influye también claramente en los resultados de los ensayos a torsión simple.

Las pérdidas medias, después de transcurridos 3, 5 y 9 meses son, respectivamente, 25 %,

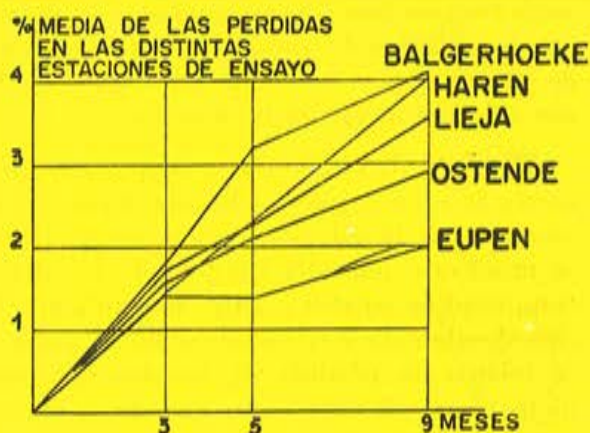


Fig. 6.—Pérdidas en la resistencia a tracción: Rm.

35 % y 50 %. Para estos mismos periodos, en varios alambres se registraron pérdidas variables del 40 al 70 %, 50 al 80 % y 60 al 90 % respectivamente.

En los diagramas de la figura 8 se indica la evolución de las pérdidas medias, en función del periodo de almacenamiento.

2.5. Doblado

El ensayo de doblado sobre mandril de 2,5 d , resulta poco representativo por ser excesivamente poco severo. Doblando el alambre, afectado por la corrosión, sobre mandril de diámetro igual a d (siendo d el diámetro del alambre), se rompe en la mayoría de los casos, mientras que el alambre sano soporta fácilmente dicho ensayo.

2.6. Torsión alterna

El ensayo de torsión alterna no suministró ninguna información aprovechable, ya que los resultados fueron excesivamente dispares; parece ser que la técnica operatoria que se utilizó no era la adecuada.

2.7. Ensayo de tracción no axial

A la vista de los resultados obtenidos en otros ensayos precedentes análogos, se decidió realizar ensayos de tracción no axial, disponiendo los alambres formando un ángulo de 10° con relación al eje de la máquina.

El efecto de la corrosión, después de cinco meses de estar expuestos los alambres a la intemperie en la estación de ensayo de Haren, se manifestó por una pérdida de resistencia comprendida entre 0 y 2,5 %, dependiendo del tipo de alambre ensayado; en dicho valor no se incluye la pérdida de resistencia ocasionada en el alambre sano cuando se ensaya a tracción no axial y que oscila entre el 5,5 y el 10 %.

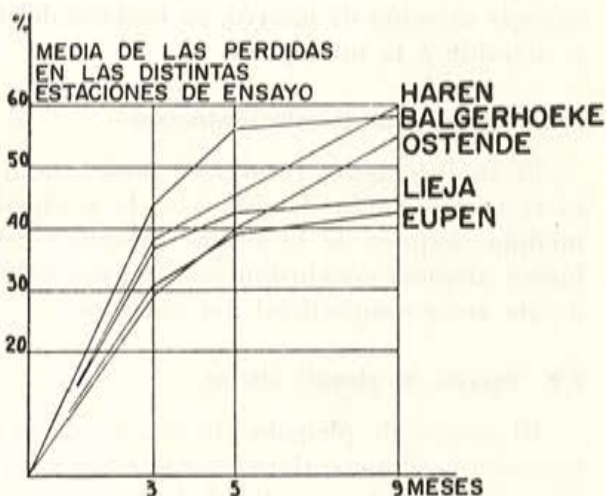


Fig. 7.—Pérdidas de resistencia registradas en los ensayos de plegado alterno

3. - Información complementaria

Con esta investigación sólo se pretendía determinar la importancia de las pérdidas ocasionadas por efecto de la corrosión atmosférica; no obstante, de los resultados obtenidos ha sido posible extraer alguna información complementaria.

3.1. Agresividad del ambiente en las distintas estaciones de ensayo

Según los diagramas de las figuras 6 a 8, basados en la media de los valores obtenidos para los diferentes tipos de alambre, las estaciones de ensayo se clasifican, por orden creciente de agresividad, como sigue:

EUPEN, OSTENDE, LIEJA, HAREN, BALGERHOEKE

La diferencia entre las estaciones de LIEJA y OSTENDE es prácticamente despreciable.

Los resultados obtenidos en la estación de OSTENDE muestran una regularidad, refle-

jada en los diagramas, que hace suponer que su estado atmosférico es muy estable, o bien que los ciclos de variación son de corto período.

Por el contrario, en las demás estaciones hay una discontinuidad en los períodos de actividad, que se manifiesta por las detenciones y recuperaciones sucesivas del proceso de corrosión.

3.2. Estudio comparativo sobre el comportamiento de los diversos tipos de alambre

Es evidente que el número de ensayos realizados resulta insuficiente para poder deducir conclusiones de validez general.

Sin embargo, parece demostrado que las pérdidas de resistencia y la reducción en el número de plegados alternos necesarios para alcanzar la rotura siguen una ley similar, que difiere de la correspondiente a las pérdidas medidas en el ensayo de torsión.

El estado del material, según que haya sufrido o no un envejecimiento acelerado, no parece tener influencia alguna en los resultados de estos ensayos; el alambre sometido a martempering no es el más sensible a la corrosión.

conclusión

La investigación realizada tenía por objeto obtener información sobre el efecto que el almacenamiento al aire libre de los alambres de pretensado puede tener en las propiedades de dichos materiales.

Se comprobó que a los 3 meses de estar expuestos a la intemperie, todos los alambres estaban dañados.

La resistencia a la tracción, sin embargo, sólo disminuyó ligeramente por efecto de la corrosión; después de varios meses de estar expuestos los alambres a la intemperie, las pérdidas de resistencia no excedieron del 7 %.

El ensayo de tracción no axial no dio valores más desfavorables.

Pero no se debe deducir de todo ello, que la corrosión no es perjudicial y que no es necesario adoptar las debidas precauciones para evitarla. Según se ha indicado, el comportamiento de los alambres en los ensayos de plegado alterno resulta fuertemente influenciado, en sentido desfavorable, por el grado de corrosión.

Conviene igualmente tener en cuenta que las condiciones de almacenamiento, adoptadas en esta investigación, son mucho más favorables para la conservación de los alambres que las habitualmente existentes en obra, en donde los rollos se disponen amontonados, en contacto con el suelo y sometidos a la acción de materias orgánicas en descomposición.

La prudencia aconseja no autorizar la puesta en obra de alambres atacados por la corrosión, a no ser que el número de plegados alternos que sean capaces de soportar no resulte inferior a los 2/3 del que resiste el alambre sano; y, en cualquier caso, el valor de la resistencia a tracción de los alambres no podrá ser inferior al mínimo que aparezca garantizado por el fabricante para el tipo de que se trate.

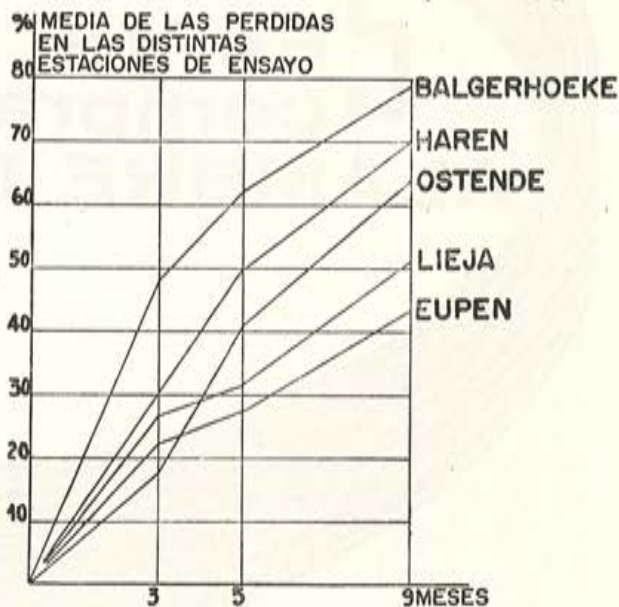
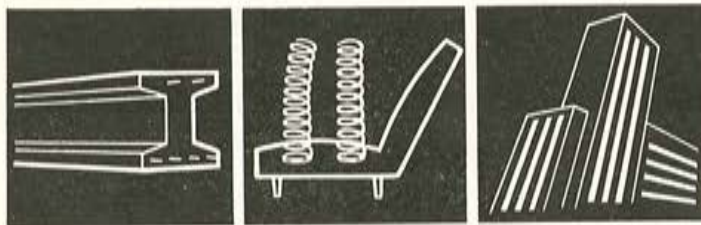


Fig. 8.—Pérdidas en la resistencia a torsión.



¿Es Vd.
comprador de
ALAMBRE DE ACERO?



ELIJA VD. EL QUE REUNA LOS MAS ELEVADOS INDICES DE RESISTENCIA A LA

- TORSION
- FLEXION Y
- TRACCION

Estas son las principales propiedades del **ALAMBRE DE ACERO** que le ofrece

INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE ACERO DE LA MAXIMA GARANTIA PARA

- ▶ VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO
- ▶ INDUSTRIAS DE MUELLES



INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE HIERRO Y ACERO

RIBERA DE DEUSTO, 1 (Camino de la Paz) TELEFONO, 350680 - BILBAO
PORTAL DE GAMARRA, 48 (Zona Industrial) TELEFONO, 5903 - VITORIA

SOLICITE MAS AMPLIA INFORMACION



cálculo de apoyos constituidos por placas de material elástico

CHARLES REJCHA

Tomado del: P. C. I. Journal, octubre 1964

VER. HOR. ACBIZO 80-81

introducción

El objeto de este artículo es la descripción del cálculo de los apoyos elásticos, es decir, de apoyos constituidos por placas de material elástico.

Estos apoyos (fig. 1) han sido utilizados con notable éxito en los últimos diez años. En la actualidad, se usan con profusión en Estados Unidos, Canadá y otros países europeos y americanos. Adecuadamente dimensionados, ofrecen, por su simplicidad y por no necesitar ningún cuidado especial para su conservación, una solución ideal e ingeniosa para el apoyo de vigas en puentes o de determinados elementos en edificación. Por otra parte, pueden ser utilizados en estructuras, tanto de acero como de hormigón armado o pretensado.

Los apoyos elásticos pueden absorber los siguientes tipos de sollicitación (fig. 2):

1. Fuerzas verticales.
2. Fuerzas o corrimientos horizontales en cualquier dirección.
3. Giros en cualquier dirección.
4. Cualquier tipo de sollicitación que sea combinación de los anteriores.

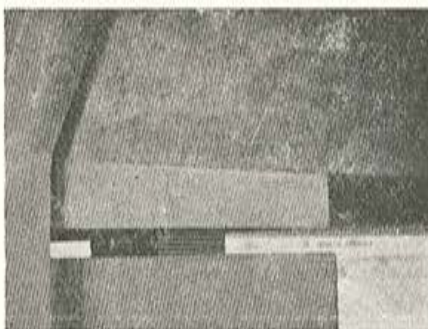


Fig. 1.—Apoyos constituidos por placas de material elástico.

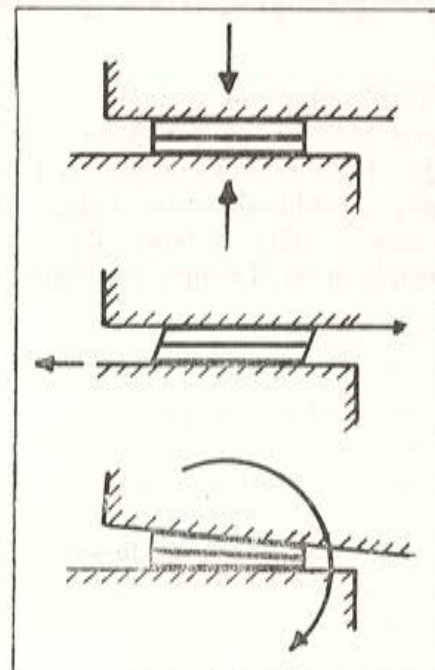


Fig. 2.—Diferentes tipos de sollicitación.

En el caso de una viga simplemente apoyada (fig. 3), se puede utilizar una "almohadilla" en cada extremo de la pieza. La ventaja de esta solución es que la fuerza horizontal que actúa sobre la viga, debida, por ejemplo, a la acción de frenado de los vehículos —en el caso de una viga de puente—, se reparte por igual entre los dos apoyos.

Normalmente, no es necesario anclar las "almohadillas" al resto de la estructura, pues la fuerza horizontal máxima que actúa sobre ellas es pequeña en relación con el valor mínimo de la reacción vertical. El deslizamiento entre las distintas capas de la "almohadilla" y entre ésta y las distintas partes de la estructura con las que está en contacto, se halla impedido por el rozamiento entre ambos materiales.

En el caso, poco frecuente, de que las fuerzas horizontales sean grandes en comparación con la reacción vertical mínima, es posible anclar el apoyo. El anclaje se puede realizar por medio de un perno, que, saliendo del soporte, atraviese la "almohadilla" y penetre en un agujero dispuesto a tal efecto en la viga. Este tipo de solución se utiliza con frecuencia cuando se desea articular la pieza en un extremo y dejarla simplemente apoyada en el otro.

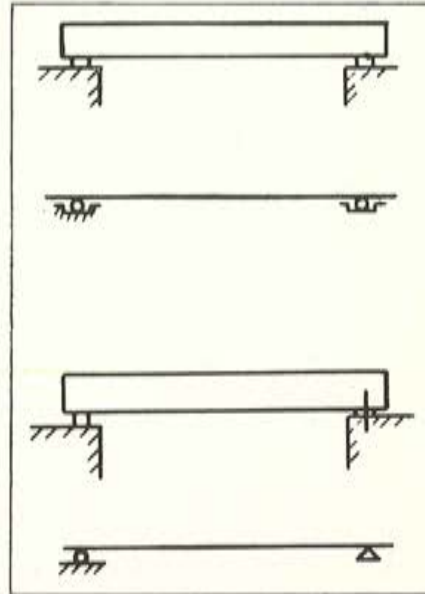


Fig. 3.—Dos tipos fundamentales de sustentación de vigas.

apoyos planos y laminados

El término "apoyo elástico plano" se utiliza cuando se trata de una "almohadilla" de apoyo, homogénea, de caucho o neopreno. En cambio, se designa por "apoyo elástico laminado" cuando está compuesto por varias capas de caucho o neopreno, de 1 a 2 cm de espesor, aproximadamente, unidas a unas placas metálicas. La diferencia entre ambos tipos de apoyo —plano y laminado— se comprende mejor estudiando las tensiones cortantes que se originan en el neopreno cuando actúa una carga vertical.

Bajo la acción de una carga vertical, los bordes del apoyo elástico se abomban hacia el exterior proporcionalmente a la intensidad de la carga.

Al abombarse se originan unas tensiones cortantes en el material elástico, cuyo valor máximo se presenta en el centro del lado mayor del apoyo. A título informativo se indica, que la tensión cortante máxima que se produce en un apoyo plano de neopreno, de $8'' \times 10'' \times 1''$ ($20 \times 25 \times 2,5$ cm), sometido a una presión vertical de 800 psi (56 kg/cm^2), es de 450 psi ($31,6 \text{ kg/cm}^2$). Este valor es superior a la tensión normalmente admisible, que es de 300 psi (21 kg/cm^2), como se verá más adelante al tratar de las "Recomendaciones para el Cálculo".

También es necesario considerar las condiciones de contacto entre el apoyo elástico y el soporte o la viga, en los puntos donde se produce la tensión cortante máxima. En la fi-

Figura 4 se representa esquemáticamente la acción de la presión vertical sobre el apoyo y el comportamiento de los apoyos elásticos planos, así como de algunos tipos de apoyos laminados. En estos puntos de tensión cortante máxima, la fuerza vertical puede no ser suficiente para impedir el deslizamiento en un apoyo plano. En los laminados, el problema es distinto, ya que en ellos los bordes se abomban menos, debido, por una parte, al pequeño espesor que tienen las distintas capas de material elástico y, por otra, a la adherencia entre éste y las placas metálicas, lo que da lugar a una mayor resistencia al deslizamiento. Se comprende que cuanto mayor sea el número de placas metálicas intercaladas, menos se abomban los bordes y menores son las tensiones cortantes.

Por estas razones, los apoyos elásticos planos sólo deben ser utilizados para presiones verticales pequeñas y con espesores reducidos, pues de esta forma se limitan las deformaciones horizontales. Cuando las presiones vertica-

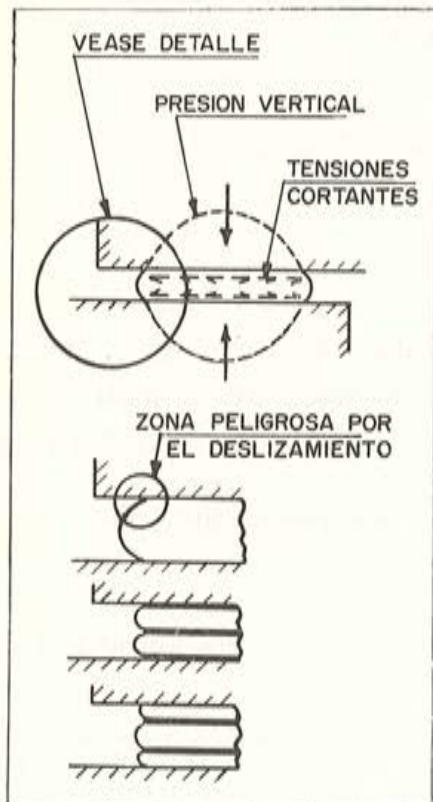


Fig. 4.—Efecto de la combadura.

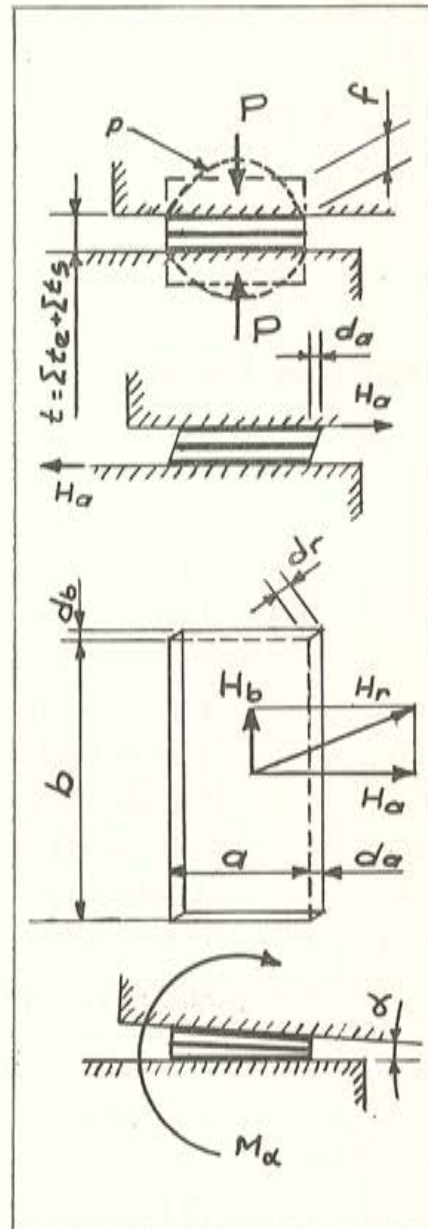


Fig. 5.—Notación.

les sean grandes y, por tanto, se prevean deformaciones horizontales importantes, se hace necesaria la utilización de apoyos laminados.

fórmulas de cálculo

A continuación, se indican las fórmulas básicas para el cálculo de los apoyos elásticos laminados. El cálculo se debe realizar para una sola capa elástica. En el caso en que existan

varias capas de diferente espesor, el cálculo se efectuará considerando cada capa por separado.

Los apoyos planos se pueden calcular también con las fórmulas que se indican más adelante, considerándolos como si se tratase de apoyos laminados de una sola capa elástica.

Al final de este artículo se discute la teoría en la que se basan las fórmulas de cálculo que a continuación se incluyen:

notación (ver fig. 5)

a	Longitud del lado paralelo a la viga (en planta) (in).
b	Longitud del lado perpendicular a la viga (en planta) (in).
A	Area: $a \times b$ (in ²).
t_e	Espesor de una capa elástica (in).
Σt_e	Espesor total del material elástico del apoyo (in).
t_s	Espesor de una placa metálica de refuerzo (in).
Σt_s	Espesor total de las placas metálicas que constituyen el apoyo (in).
t	Espesor total del apoyo: $\Sigma t_e + \Sigma t_s$ (in).
Δt_e	Acortamiento de una capa elástica, en dirección vertical (in).
Δt	Acortamiento total, en dirección vertical.
P, P_{\max}, P_{\min}	Cargas verticales (lb).
f, f_{\max}, f_{\min}	Tensiones medias verticales = $\frac{P}{A}$ (psi).
p, p_{\max}, p_{\min}	Tensiones reales verticales (psi).
d_a, d_b, d_r	Corrimientos horizontales (in).
H_a, H_b, H_r	Fuerzas horizontales (lb).
α	Giro total alrededor del eje perpendicular a la viga (rad).
α_e	Giro correspondiente a una sola capa elástica = $\alpha t_e / \Sigma t_e$ (rad).
β, β_e	Igual que α y α_e , pero con relación a un eje perpendicular al del caso anterior (rad).
M_{α_e}	Momento debido al giro α_e de una sola capa elástica (lb — in).
M_{α}	Momento debido al giro total α (lb — in).
M_{β_e}, M_{β}	Igual que M_{α_e} y M_{α} pero con relación a un eje perpendicular al del caso anterior (lb — in).
G	Módulo de elasticidad cortante (o simplemente, módulo a cortante) del apoyo elástico, para cargas y deformaciones de corta duración (psi).
G'	Módulo de elasticidad cortante (o simplemente, módulo a cortante) del apoyo elástico, para cargas y deformaciones permanentes (psi).

V_p, V_{II}, V_x Tensiones cortantes (psi).

C_p, C_x, C_t, C_{st} Coeficientes que dependen de la relación b/a (adimensionales).

tensión cortante producida por la actuación de una carga vertical

Cuando los bordes de la capa elástica se abomban se originan unas tensiones cortantes, V_p , cuyo valor máximo está localizado en el centro del lado mayor del apoyo, en el borde de las superficies de contacto con las placas metálicas. Su expresión es:

$$V_p = C_p \frac{t_e}{a} f \quad (\text{psi})$$

donde C_p es un coeficiente de forma que depende de la relación b/a . Los valores de este coeficiente se pueden obtener a partir de la figura 14.

La tensión cortante, en el borde de la capa elástica en el punto medio del lado menor, es:

$$V'_p = C'_p \frac{t_e}{b} f \quad (\text{psi})$$

donde C'_p es un coeficiente de forma que depende de la relación a/b .

La variación del valor de la tensión cortante a lo largo de los bordes, se indica esquemáticamente en la figura 6. Esta tensión cortante se anula en las esquinas.

Bajo el efecto combinado de una carga vertical y un corrimiento horizontal se produce una ligera redistribución de las tensiones verticales, P (fig. 7). Por el contrario, este efecto combinado produce una reducción del área efectiva de apoyo. Sin embargo, esta reducción resulta normalmente despreciable.

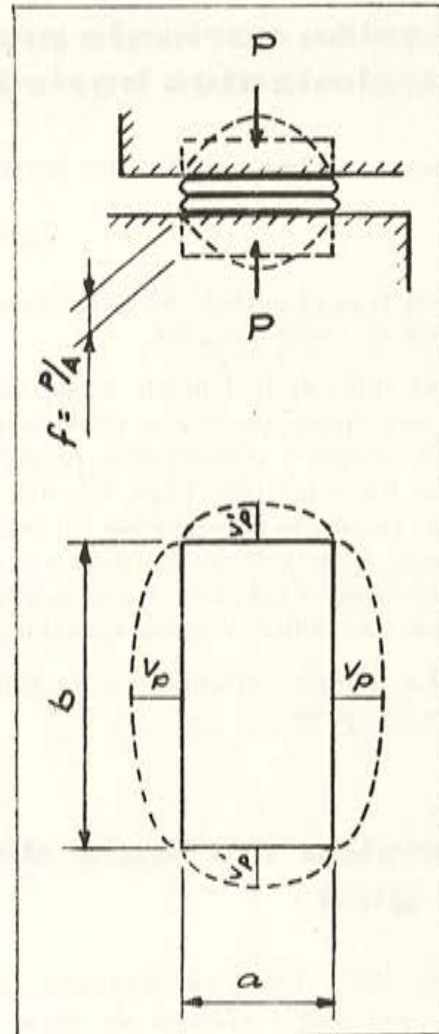


Fig. 6.—Tensiones producidas por la carga vertical P .

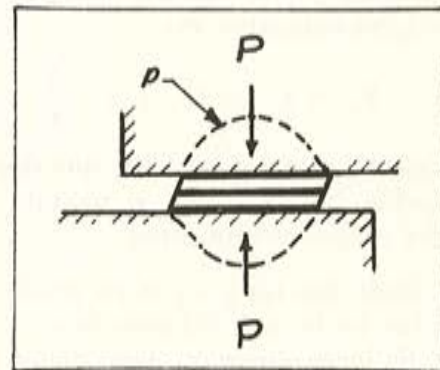


Fig. 7.—Redistribución de las tensiones verticales en el caso de carga combinada.

tensión cortante producida por fuerzas y corrimientos horizontales

Las fuerzas y corrimientos horizontales están relacionados por la ley de Hooke (fig. 8):

$$V_H = \frac{H}{A} = G \frac{d}{\Sigma l_e} \quad (\text{psi})$$

donde G es el módulo de elasticidad cortante (*) para corrimientos, d , o fuerzas, H , reversibles y de corta duración.

El valor de G depende de las características del apoyo elástico y de la temperatura. Para fuerzas y corrimientos permanentes, se toma un valor más bajo, G' , con objeto de tener en cuenta la relajación del material. Los valores de G y G' los garantiza el fabricante de los apoyos elásticos. En la figura 15 se indican sus valores medios aproximados.

La tensión cortante, V_H , es uniforme en todo el apoyo.

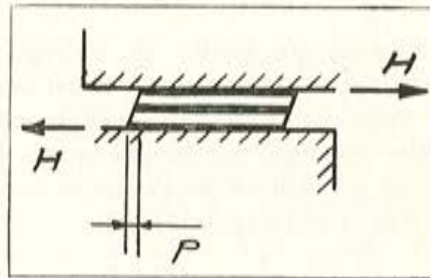


Fig. 8.—Corrimiento horizontal.

tensión cortante debida al giro

El giro relativo entre las dos caras extremas del apoyo elástico da lugar a que se abomben los bordes originándose unas tensiones cortantes, V_a .

El valor máximo de V_a se produce en las superficies de contacto del apoyo con la viga o soporte y en el punto indicado en la figura 9. Su expresión es:

$$V_a = C_a \times G' \times \alpha_e \frac{a^2}{l_e^2} \quad (\text{psi})$$

donde C_a es un coeficiente que depende de la relación b/a , y G' es el módulo a cortante para cargas permanentes.

Dado que los giros están producidos, en su mayor parte, por deformaciones y movimientos de larga duración, tales como el no para-

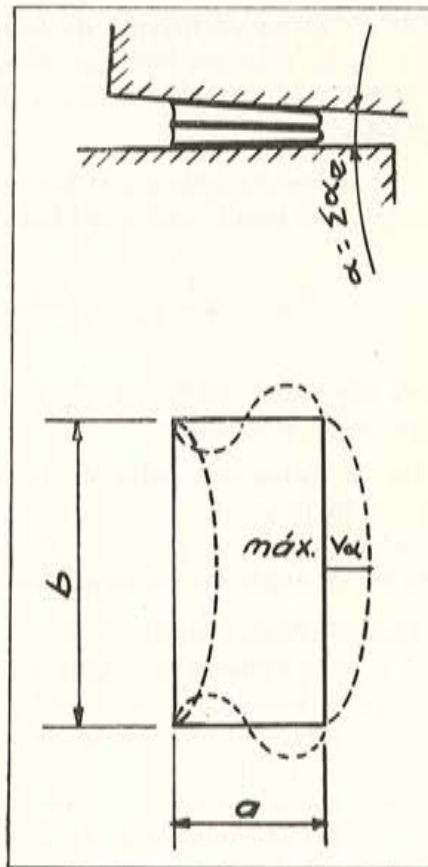


Fig. 9.—Tensiones producidas por el giro α .

(*) En lo sucesivo, se denominará a esta magnitud: módulo a cortante.

lamiento de las superficies de apoyo, o bien la flecha de la viga bajo carga permanente, debe utilizarse el módulo G' . En los casos en que sea necesario considerar los giros producidos por cargas de corta duración se puede usar la fórmula anterior sustituyendo G' por G .

Los valores de C_x , G y G' vienen dados en las figuras 14 y 15.

momento correspondiente a un giro

La fórmula siguiente da el momento que se transmite al soporte en el caso de una sola capa elástica (fig. 10):

$$M_x = C_M \times G' \times \alpha_e \frac{a^5 \times b}{e} \quad (\text{lb} - \text{in})$$

Eliminando α_e entre esta expresión y la anterior, se obtiene:

$$V_x = \frac{C_x}{C_M} M_{x_e} \frac{t_e}{a^3 b} \quad (\text{psi})$$

donde C_M es un coeficiente que depende de la relación b/a . Los valores de C_M se pueden tomar de la figura 14.

El momento total que se transmite al soporte en el caso de varias capas elásticas cuando todas ellas son del mismo espesor es:

$$M_x = \Sigma M_{x_e}$$

NOTA.—En el caso en que las capas elásticas sean de espesores diferentes, los giros de cada una de las capas son, asimismo, diferentes.

acortamiento vertical y tensiones de compresión producidas por la actuación de una carga vertical

La disminución del espesor de una capa elástica producida por una carga vertical es (fig. 11):

$$\Delta t_e = C_t \frac{f}{G} \frac{t_e^3}{a^2} \quad (\text{in})$$

donde C_t es un coeficiente que depende de la relación b/a y cuyos valores se pueden obtener de la figura 14.

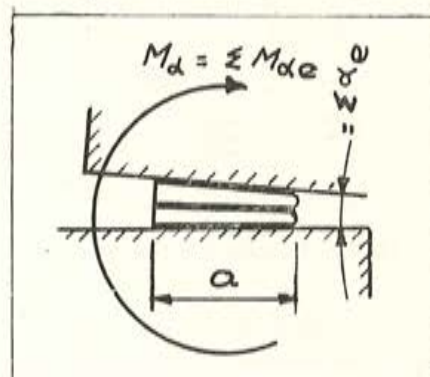


Fig. 10.—Momento correspondiente al giro.

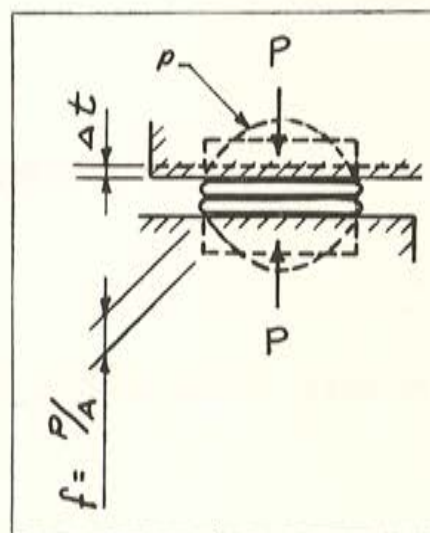


Fig. 11.—Acortamiento producido por la carga vertical.

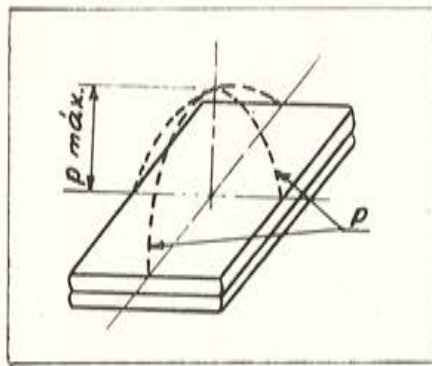


Fig. 12.—Variación de la tensión vertical.

La tensión de compresión en el apoyo elástico varía desde cero en los bordes hasta un valor máximo en el centro del apoyo (fig. 12). Por ejemplo, en un apoyo donde $b/a = \infty$, la tensión vertical máxima de compresión, p , es $1,5 P/A$. En un apoyo donde $b/a = 2$, la tensión máxima es $1,99 P/A$.

Debe hacerse notar que debido a los corrimientos horizontales se producirá una disminución adicional del espesor; sin embargo, esta disminución es, generalmente, despreciable.

placas metálicas

La tensión de tracción en las placas metálicas es directamente proporcional a la tensión de compresión de la capa elástica:

$$\text{Tensión en la placa superior} = 0,5 \times p \frac{t_e}{t_s}$$

$$\text{Tensión en la placa media} = p \frac{t_e}{t_s}$$

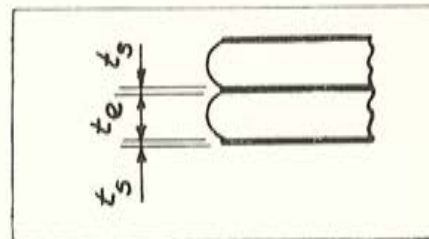


Fig. 13.—Influencia de la placa metálica.

recomendaciones para el cálculo

A continuación se incluye un resumen de las recomendaciones de cálculo, seguido de una breve discusión de cada una de las diferentes prescripciones:

RESUMEN DE RECOMENDACIONES

$$\begin{array}{ll} a \geq 4 \Sigma t_e & b \geq 4 \Sigma t_e \\ a \geq 10 d_{a \max} & b \geq 10 d_{b \max} \\ \Sigma t_e \geq d_{r \max} & \end{array}$$

ner de la figura 14. En el caso en que $b/a < 1$, se determinará el coeficiente C_t correspondiente a la relación a/b y se sustituirá a por b en la fórmula anterior.

La disminución total de espesor del apoyo será:

$$\Delta t = \Sigma \Delta t_e \quad (\text{in})$$

En estas fórmulas no se ha considerado el "asiento" inicial debido a las irregularidades de las superficies de apoyo. Este asiento inicial suele variar entre 0,01 y 0,04 Σt_e .

$$f_{\max} \leq 1.000 \text{ psi (70 kg/cm}^2\text{)}$$

$$V_{P \max} + V_{\alpha} \leq 300 \text{ psi (21 kg/cm}^2\text{)}$$

$$V_{P \min} \geq V_{\alpha}$$

$$V_{Hr} \leq 100 \text{ psi (7 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\frac{H_{r \max}}{P_{\min}} \leq 0,2 \text{ para vigas de hormigón}$$

$$\frac{H_{r \max}}{P_{\min}} \leq 0,1 \text{ para vigas de acero}$$

$$d_r \text{ (originado por el efecto de frenado o del viento)} \leq 3/16'' \text{ (5 mm)}$$

$$\Delta t \text{ (originada por la carga vertical)} \leq 0,15 \text{ t}$$

$$\alpha \text{ (giro originado por el no paralelismo de las superficies de apoyo y la flecha de la viga)} \geq 0,01 \text{ rad.}$$

NOTA.— $H_{r \max}$ es la resultante de todas las fuerzas y reacciones exteriores originadas por los corrimientos.

A continuación se expone un breve comentario sobre los criterios que deben seguirse en el cálculo:

1. El contacto entre el apoyo elástico y los dos elementos estructurales que une ha de ser lo más perfecto posible a todo lo largo de ambas superficies del apoyo.
2. El apoyo elástico ha de estar bien nivelado siempre que sea posible. En el caso en que se coloque con una ligera pendiente, es necesario tener en cuenta este hecho en los cálculos de los corrimientos y fuerzas horizontales.
3. Conviene reducir lo más posible el área y el espesor de apoyo.
4. Cuando se trate de apoyos de vigas prefabricadas de hormigón o vigas de acero, hay que contar con un giro mínimo de 0,01 radián alrededor del eje perpendicular al de la

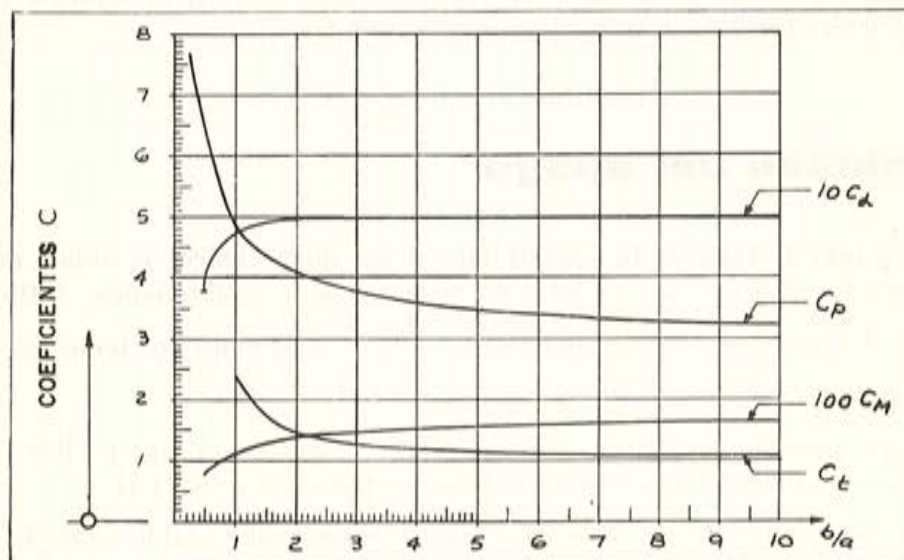


Fig. 14.—Valores de los coeficientes.

viga, para compensar la posibilidad de que las superficies del apoyo no sean perfectamente paralelas y también, en menor grado, la flecha de la viga.

5. Conviene reducir al mínimo el valor de α (dimensión del apoyo paralelo a la directriz de la viga).

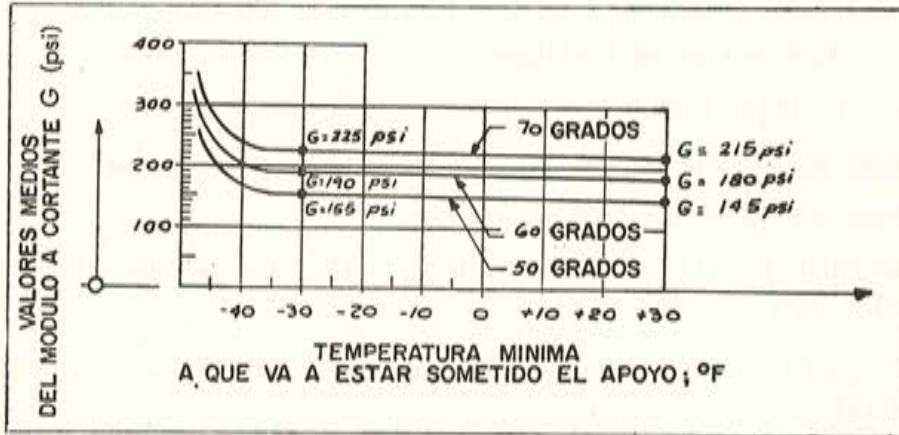


Fig. 15.—Valores aproximados del módulo a cortante.

6. En el caso de apoyos laminados constituidos por capas elásticas de espesor inferior a los 2 cm, la dureza del material elástico debe ser la necesaria para disminuir la fuerza horizontal y el peligro de deslizamiento. Dicha dureza debe ser tanto mayor cuanto mayor sea el espesor de la capa elástica.

7. Para que la duración del apoyo sea la mayor posible, se deben dimensionar de tal forma que no deslicen, ni estén solicitados a tracción. Con el mismo fin deberá comprobarse el estado de los bordes en los apoyos planos o de la capa superior de aquellos apoyos que queden completamente encerrados.

Para los proyectos que se rijan por las "AASHO Standard Specification" actuales, deberán corregirse algunos de los datos anteriormente indicados, especialmente los relativos al valor de f_{max} y a la dureza del material elástico. Más adelante, al estudiar las máximas tensiones verticales medias, se volverá a tratar este tema.

dimensiones del apoyo

Desde el punto de vista de la estabilidad existen unos valores mínimos de a y b (ver fig. 5), que son función del espesor total del apoyo y de los corrimientos d . Bajo las cargas de servicio, el mayor ángulo de distorsión $\frac{d_r \max}{\sum t_c}$ originado por todos los corrimientos y reacciones exteriores no será superior a 45° .

En la mayor parte de los casos, es recomendable disminuir lo más posible el valor de a , con objeto de minimizar las tensiones originadas por el giro de la viga.

Estas recomendaciones no deben considerarse como reglas rígidas, sino más bien como criterios útiles para simplificar los cálculos y que, por tanto, no tienen por qué ser aplicados, necesariamente, en casos especiales.

valor máximo de la tensión vertical media

El valor de f_{\max} (fig. 16) está limitado más bien por la tensión admisible en el soporte que por la del apoyo elástico. La variable que influye fundamentalmente en la capacidad resistente del apoyo elástico es la tensión cortante.

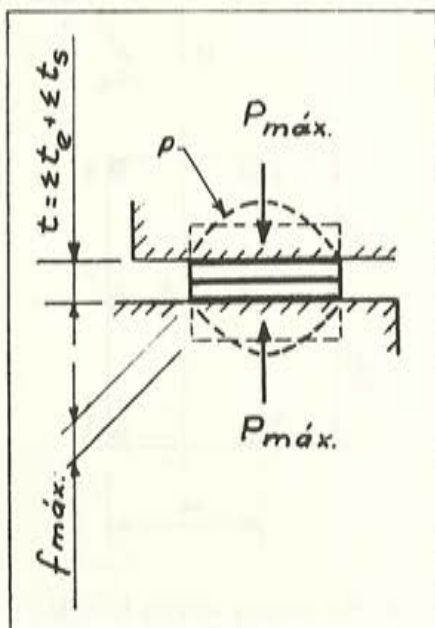


Fig. 16.—Tensiones verticales.

razones prácticas, pues de esta forma se puede determinar, con rapidez, el área necesaria de apoyo. Para esta tensión, se pueden utilizar capas elásticas de 1/2" (12 mm) de espesor que son las más corrientes. De todas formas, no hay inconveniente en superar los 1.000 psi de tensión (70 kg/cm²), siempre que se utilicen capas elásticas de menor espesor.

En el artículo 1.6.47 de las "AASHTO Standard Specification" (8.ª edición) se dan algunos datos muy útiles para el cálculo de apoyos elásticos. Sin embargo, parece que estas normas se refieren más bien a los apoyos planos que a los laminados. La luz de la viga se limita a 80 ft (24 m) y la máxima tensión vertical media a 800 psi (56 kg/cm²).

Cuanto mayor es la dureza del material utilizado en el apoyo elástico, menor resulta el acortamiento vertical y mayor la rigidez del apoyo frente a las fuerzas horizontales. Como consecuencia, los corrimientos de la viga darán lugar a importantes esfuerzos horizontales, con un mayor peligro de que se produzcan deslizamientos.

tensión cortante máxima

La mayor parte de los apoyos elásticos tienen una relación $b/a > 1$ y están sometidos a un giro, α , alrededor del eje perpendicular a la viga.

Es aconsejable utilizar valores elevados de f_{\max} para reducir el área del apoyo. Esta reducción de área, a su vez, produce una disminución del esfuerzo horizontal originado por los corrimientos horizontales, aumentando, de esta forma, el coeficiente de seguridad al deslizamiento.

Las fuerzas horizontales se pueden disminuir, asimismo, aumentando el espesor total del apoyo, $\sum t_e$. Sin embargo, no es conveniente adoptar este procedimiento, ya que da lugar a un aumento de los corrimientos originados por las fuerzas horizontales de viento, frenado, etc., lo cual no es deseable.

Algunos proyectistas adoptan para f_{\max} el valor de 1.700 psi (120 kg/cm²), e, incluso, en algunos casos especiales se ha llegado a los 3.500 psi (250 kg/cm²).

Sin embargo, se recomienda utilizar un valor de f_{\max} igual a 1.000 psi (70 kg/cm²), por

Los valores de las tensiones cortantes originadas por la carga vertical y el giro, en los diferentes puntos indicados en la figura 17, son los siguientes:

Punto 1: $V_1 = V_P + V_\alpha$

Punto 2: $V_2 = V_P - V_\alpha$

Punto 3: $V_3 = 0$

donde V_P y V_α designan las tensiones cortantes originadas por la carga vertical, P , y el giro, α , respectivamente.

La tensión máxima se produce, pues, en el punto 1 y no debe ser superior a 300 psi (21 kg/cm²).

$$V_{P \max} + V_\alpha \leq 300 \text{ psi (21 kg/cm}^2\text{)}$$

Por otra parte es necesario comprobar también el punto 2. La tensión originada por la carga vertical mínima debe ser superior a la debida al giro ($V_{P \min} \geq V_\alpha$). Esta condición evita que las distintas capas elásticas del apoyo se abran como una baraja de naipes, o bien, si esto no es posible por la adherencia entre el apoyo y la viga, que el apoyo trabaje a tracción.

En el caso en que $b/a < 1$, la tensión cortante máxima se produce en las inmediaciones de los puntos indicados en la figura 18. Sin embargo, en la práctica, suele ser suficiente la comprobación de las tensiones en los puntos 11 y 12.

Se recomienda que la tensión cortante máxima admisible, originada por las fuerzas y corrimientos horizontales no exceda de 100 psi (7 kg/cm²), $V_{Hr} \leq 100 \text{ psi (7 kg/cm}^2\text{)}$. Esta tensión se considera uniformemente distribuida en toda la superficie de apoyo ($V_{Hr} = H_r/A$).

seguridad frente al deslizamiento

Es necesario comprobar que, en el caso más desfavorable, es decir, bajo la carga vertical mínima, la máxima fuerza horizontal no produce el desplazamiento del apoyo.

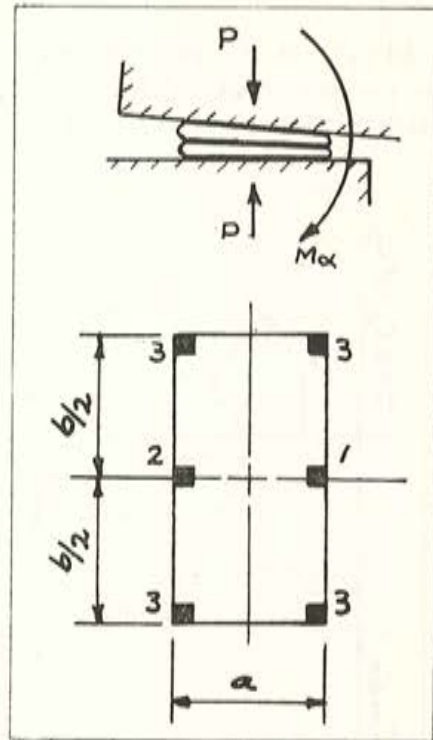


Fig. 17.—Tensiones cortantes ($a < b$).

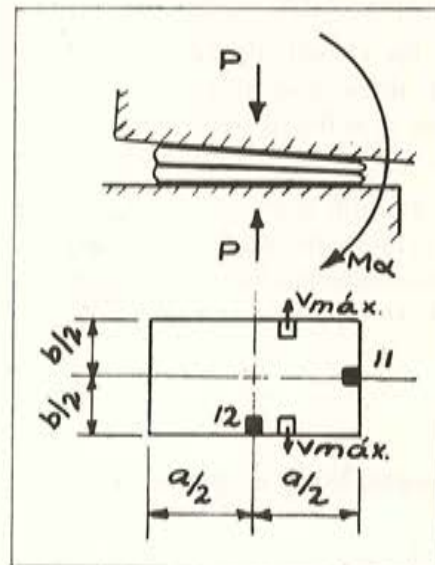


Fig. 18.—Tensiones cortantes ($a > b$).

A continuación se indican los valores aconsejables de los coeficientes de rozamiento $H_r \text{ max}/P \text{ min}$ bajo las cargas de servicio (fig. 20):

Apoyos bajo vigas de hormigón: 0,2.

Apoyos bajo vigas de acero: 0,1.

En los casos en que la fuerza vertical no sea suficiente para evitar el deslizamiento, es necesario tomar precauciones especiales, tales como poner unas placas de borde, utilizar pasadores para anclar el apoyo, etc.

Los coeficientes de rozamiento dados anteriormente deben ser considerados como valores medios, ya que varían sensiblemente según el tipo de apoyo y las características de las piezas que éste enlaza (viga y soporte).

El deslizamiento del apoyo debido a los esfuerzos horizontales originados por las variaciones térmicas, la retracción o la fluencia de la viga no suele ser peligroso para la estructura. Sin embargo, es recomendable impedir tales "reajustes del apoyo" para evitar la fatiga y asegurar la durabilidad del apoyo.

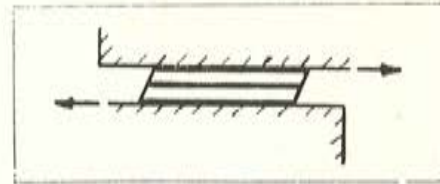


Fig. 19.—Deformación correspondiente a la tensión cortante V_{Hr} .

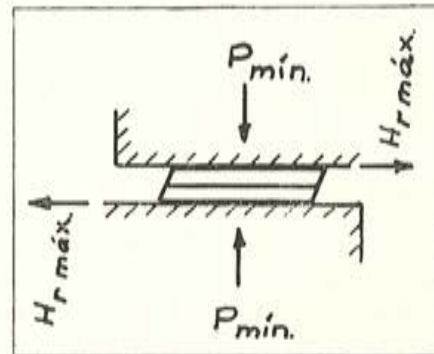


Fig. 20.—Condición límite de deslizamiento.

corrimientos horizontales originados por el efecto de frenado y la acción del viento

Las fuerzas exteriores horizontales, tales como las originadas por el efecto de frenado o la acción del viento, originan corrimientos en las vigas. Se recomienda limitar estos corrimientos a $3/16''$ (5 mm) (fig. 21). Esta condición limita, por otra parte, el espesor del apoyo.

acortamiento vertical

El acortamiento vertical debido a la actuación de las cargas verticales no debe ser superior al 15 % del espesor total del apoyo (AASHO Standard Specification). En el caso de apoyos laminados, con capas de espesor superior a $0,75''$ (2 cm), la condición anterior carece prácticamente de importancia.

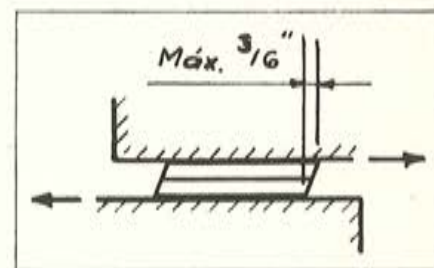


Fig. 21.—Corrimiento máximo admisible debido al viento y al efecto de frenado.

placas

Los apoyos laminados suelen llevar las placas metálicas adheridas al material elástico. Se han utilizado diferentes tipos y espesores de placas: de acero dulce, de acero inoxidable, de aluminio, etc., y espesores de 1 mm, 3 mm, etc.

resistencia al esfuerzo cortante del apoyo elástico

Es necesario tener en cuenta los factores siguientes:

1. Duración de la fuerza horizontal que origina el corrimiento.

En el caso de fuerzas permanentes, se produce una relajación importante. Por tanto, se debe tomar un módulo a cortante reducido del orden de $G' = 0,5 G$. Este valor de G' se debe utilizar cuando se estudien los efectos de la retracción y fluencia de las vigas de hormigón, del acortamiento vertical originado por las cargas permanentes, etc.

Para fuerzas de corta duración, tales como las producidas por el viento, frenado, reacciones debidas a la sobrecarga, etc., se tomará el valor total de G . Si las fuerzas tienen una duración muy corta (caso de vibraciones), se puede aumentar el valor de G .

2. Edad del material elástico.

El valor de G aumenta con el tiempo. Por tanto, los valores que para G se adopten deben tener en cuenta este efecto.

3. Efectos de las bajas temperaturas.

El valor de G aumenta al disminuir la temperatura. En los cálculos en que se consideren variaciones de temperatura será, pues, necesario tomar un valor medio apropiado, dentro del intervalo probable de variación de la temperatura, y siempre inferior al correspondiente a la temperatura mínima.

Los distintos valores de G , de los que se ha tratado, son datos que suele facilitar el fabricante del material elástico de los apoyos. En la figura 15 se dan algunos valores aproximados. El módulo a cortante, G , suele ser aproximadamente igual a $1/3$ del módulo de elasticidad, E , a tracción pura.

Las consideraciones expuestas limitan la precisión de los cálculos de apoyos elásticos.

ejemplo de cálculo

A continuación se expone, como ejemplo, el cálculo del apoyo de una viga de puente simplemente apoyada. Asimismo, en este ejemplo puede verse cuáles son los datos necesarios para abordar el cálculo (*).

(*) Tratándose de un ejemplo explicativo del proceso de cálculo no se ha considerado necesario pasar a unidades métricas las unidades originales inglesas.

Anchura de la viga 22"

Distancia del centro del soporte al extremo de la viga 8"

Los apoyos están al mismo nivel.

Las fuerzas y corrimientos en el apoyo son los siguientes:

Fuerzas verticales $P_{\max} = 98$ kips

$P_{\min} = 58$ kips

Máxima tensión media admisible $f_{\max} = 1.000$ psi

Reacciones horizontales máximas:

Longitudinales: Frenado $H_a = 2,0$ kips

Transversales: Viento $H_b = 2,5$ kips

Corrimientos horizontales máximos previstos de corta duración (temperatura):

Longitudinal $d_a = \pm 0,30'$

Transversal $d_b = \pm 0,10'$

Corrimientos horizontales máximos previstos permanentes (retracción y fluencia del hormigón). Acortamientos:

Longitudinal $d_a = -0,23''$

Transversal $d_b = -0,08''$

Valor máximo del giro ocasionado por la flexión de la viga y el efecto de la falta de paralelismo de las superficies de apoyo:

Alrededor del eje perpendicular a la viga $\alpha = 0,01$ rad.

Alrededor del eje paralelo a la viga $\beta = 0$

Módulos a cortante del material elástico del apoyo:

Para cargas de corta duración $G = 155$ psi

Para cargas permanentes $G' = 78$ psi

CARACTERISTICAS DEL APOYO

Apoyos laminados de neopreno. Espesor de una capa: 0,5"; compuesta por 0,425" de neopreno y dos placas metálicas de 0,037".

Primer tanteo.—Se eligen apoyos de $6 \times 18''$ compuestos por dos capas de 0,5".

Area: $A = 6 \times 18 = 108$ in²

Relación: $b/a = 18/6 = 3$

Máxima tensión media:

$$f_{\max} = \frac{98.000}{108} = 910 \text{ psi} < 1.000 \text{ psi}; \quad \text{por tanto, vale.}$$

Los valores de los coeficientes adimensionales se toman de la figura 14; para $b/a = 3$,

$$C_p = 3,75$$

$$C_x = 0,50$$

$$C_t = 1,25$$

$$C_M = 0,015$$

FUERZAS HORIZONTALES

$$H_a = 2,0 + 155 \frac{0,30 \times 108}{2 \times 0,425} + 78 \frac{0,23 \times 108}{2 \times 0,425} = 10,2 \text{ kips}$$

$$H_b = 2,5 + 155 \frac{0,10 \times 108}{2 \times 0,425} + 78 \frac{0,08 \times 108}{2 \times 0,425} = 5,27 \text{ kips}$$

$$H_r = \sqrt{(10,2)^2 + (5,27)^2} = 11,5 \text{ kips}$$

TENSIONES CORTANTES

$$V_{p \max} = 3,75 \frac{0,425}{6} 910 = 242 \text{ psi}$$

$$V_{p \min} = 3,75 \frac{0,425}{6} \frac{58.000}{108} = 142 \text{ psi}$$

$$V_a = 0,50 \times 78 \frac{0,01}{2} \frac{6^2}{0,425^2} = 39 \text{ psi}$$

$$V_{Hr} = \frac{11.500}{108} = 107 \text{ psi} > 100 \text{ psi}$$

El apoyo elegido no es apropiado al caso en estudio, ya que V_{Hr} es superior a 100 psi.

Segundo tanteo.—Apoyos de $6 \times 18''$ compuestos por 3 capas de $0,5''$.

Los valores del área, relación b/a , f_{\max} y coeficientes adimensionales son los mismos que en el caso anterior.

FUERZAS HORIZONTALES

$$H_a = 2,0 + 155 \frac{0,30 \times 108}{3 \times 0,425} + 78 \frac{0,23 \times 108}{3 \times 0,425} = 7,45 \text{ kips}$$

$$H_b = 2,5 + 155 \frac{0,10 \times 108}{3 \times 0,425} + 78 \frac{0,08 \times 108}{3 \times 0,425} = 4,35 \text{ kips}$$

$$H_r = \sqrt{7,45^2 + 4,35^2} = 8,65 \text{ kips}$$

TENSIONES CORTANTES

$$\left. \begin{aligned} V_{P \max} &= 242 \text{ psi} \\ V_{P \min} &= 142 \text{ psi} \end{aligned} \right\} \text{Valores del caso anterior.}$$

$$V_a = 0,50 \times 78 \frac{0,01}{3} \frac{6^3}{0,425^3} = 26 \text{ psi}$$

$$V_{Hr} = \frac{8.650}{108} = 80 \text{ psi}$$

$$V_{P \max} + V_a = 242 + 26 = 268 \text{ psi} < 300; \text{ luego, vale.}$$

$$V_{P \min} = 142 \text{ psi} > 26; \text{ luego, vale.}$$

$$V_{Hr} = 80 \text{ psi} < 100; \text{ luego, vale.}$$

COEFICIENTE DE ROZAMIENTO

$$\frac{H_{r \max}}{P_{\min}} = \frac{8,65}{58,0} = 0,149 < 0,20; \text{ luego, vale.}$$

CORRIMIENTOS HORIZONTALES

$$d_b \text{ (viento)} = \frac{H \times \Sigma t_e}{A \times G} = \frac{2.500 \times 3 \times 0,425}{108 \times 155} = 0,19'' \simeq 3/16''; \text{ luego, vale.}$$

$$d_a \text{ (total)} = \frac{2.000 \times 3 \times 0,425}{108 \times 155} + 0,30 + 0,23 = 0,68''$$

$$d_b \text{ (total)} = \frac{2.500 \times 3 \times 0,425}{108 \times 155} + 0,10 + 0,08 = 0,37''$$

$$d_r \text{ (total)} = \sqrt{0,68^2 + 0,37^2} = 0,77''$$

$$\Sigma t_e = 3 \times 0,425 = 1,275'' > 0,77''; \text{ luego, vale.}$$

ACORTAMIENTO VERTICAL

Debido a la carga permanente:

$$\Delta t_e = 1,25 \frac{58.000 \times 0,425^3}{108 \times 78 \times 6^2} = 0,018''$$

Debido a las sobrecargas:

$$\Delta t_e = 1,25 \frac{98.000 - 58.000}{108 \times 155} \frac{0,425^3}{6^2} = 0,006''$$

Total: 0,024''.

El acortamiento total del apoyo debido a la carga vertical, contando además con un asiento probable del 2 % es, pues:

$$3 \times 0,024 + 0,02 \times 3 \times 0,425 = 0,097'' < 0,15 \times 1,50; \text{ luego, vale.}$$

MOMENTO CORRESPONDIENTE AL GIRO

$$M_{\alpha_e} = 0,015 \times 78 \frac{0,01 \times 6^5 \times 18}{3 \times 0,425^3} = 7.200 \text{ lb} \times \text{in}$$

$$M_{\alpha_e} = M_{\alpha} = 7.200 \text{ lb} \times \text{in} = 600 \text{ lb} \times \text{ft}$$

El apoyo resulta, por lo tanto, adecuado.

teoría de cálculo

Las fórmulas de cálculo, anteriormente expuestas, están basadas en una teoría aproximada, que ha sido comprobada por numerosos ensayos.

A continuación se expone la teoría de cálculo, así como la deducción de las fórmulas utilizadas para la comprobación de los apoyos elásticos.

ECUACIONES FUNDAMENTALES

Supóngase un origen, O , y un triedro de referencia, X, Y, Z , en una capa elástica, como indica la figura 22.

Las hipótesis de cálculo son las siguientes:

1. Los puntos situados en una línea vertical cuando el apoyo está descargado se defor-

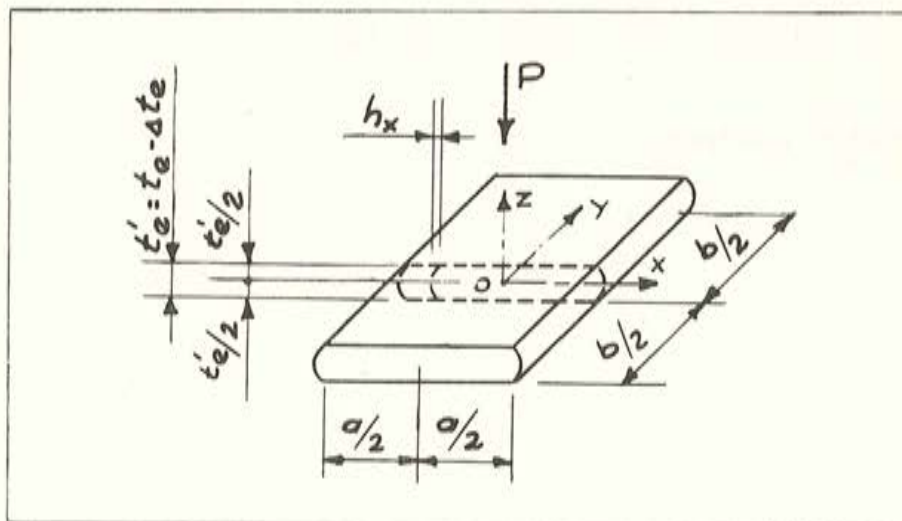


Fig. 22.—Deformación de una capa bajo carga vertical.

man, bajo la acción de una carga vertical, colocándose según una parábola de segundo grado cuyas proyecciones se denominan h_x y h_y .

2. Las tensiones normales se consideran iguales en todas direcciones (como si se tratase de una presión hidrostática) y son constantes a lo largo de la parábola de segundo grado definida en el párrafo anterior.

Es decir:

$$p_x = p_y = p_z = p$$

3. El apoyo elástico es incompresible.

NOTA.—En ciertos casos algunas de las fórmulas deben modificarse para tener en cuenta el acortamiento vertical Δl_e . Sin embargo, en los apoyos laminados, la influencia del acortamiento vertical es despreciable y no es necesario proceder a dicha modificación.

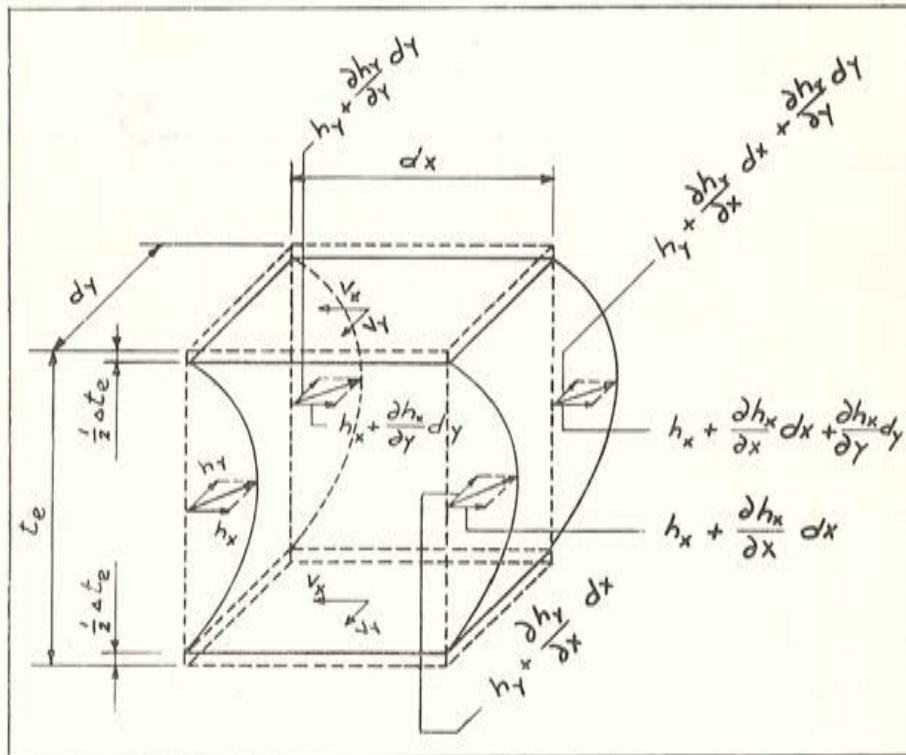


Fig. 23.—Deformación del cubo elemental bajo carga vertical.

Supóngase un paralelepípedo elástico rectangular, de base dx , dy y altura t_e (fig. 23).

Por medio de la ley de Hooke y de las propiedades de la parábola, se obtienen las tensiones cortantes en función de las proyecciones horizontales y verticales de la parábola:

$$V_x = G \frac{2h_x}{l_e/2} \approx G \frac{4h_x}{l_e}$$

$$V_y = G \frac{4h_y}{l_e} \approx G \frac{4h_y}{l_e}$$

Imponiendo el equilibrio de fuerzas según la dirección OX (fig. 23), se obtiene:

$$\frac{\partial p}{\partial x} dx \cdot dy \cdot t_e = - 2V_x \cdot dx \cdot dy$$

$$\frac{\partial p}{\partial x} = - \frac{2V_x}{t_e} = - 8h_x \frac{G}{t_e^2} \quad [1]$$

y según la dirección OY

$$\frac{\partial p}{\partial y} dy \cdot dx \cdot t_e = - 2V_y \cdot dx \cdot dy$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = - 8h_y \frac{G}{t_e^2} \quad [2]$$

El área del elemento deformado en el punto medio del espesor es, pues:

$$dx \cdot dy \left(1 + \frac{\partial h_x}{\partial x} + \frac{\partial h_y}{\partial y} \right)$$

De acuerdo con la tercera hipótesis de cálculo, el volumen del paralelepípedo, antes de deformarse, ha de ser igual al del elemento deformado, cuyo espesor es $t_e - \Delta t_e$. Utilizando la fórmula del prismaoide, resulta:

$$t_e \cdot dx \cdot dy = \frac{t_e - \Delta t_e}{6} \left[2dx \cdot dy + 4dx \cdot dy \left(1 + \frac{\partial h_x}{\partial x} + \frac{\partial h_y}{\partial y} \right) \right]$$

Simplificando:

$$\frac{\partial h_x}{\partial x} + \frac{\partial h_y}{\partial y} = \frac{3 \Delta t_e}{2(t_e - \Delta t_e)} \approx \frac{3}{2} \frac{\Delta t_e}{t_e} \quad [3]$$

Sustituyendo en [3] las ecuaciones [1] y [2], resulta la ecuación fundamental:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \frac{12 \cdot G \cdot \Delta t_e}{t_e^3} \quad [4]$$

CARGA VERTICAL

Bajo la acción de una carga vertical, se produce una disminución de espesor, que es constante en toda el área y la tensión p es igual a cero en los bordes (fig. 24).

La ecuación [4] se puede resolver por medio de series de Fourier.

La tensión vertical en el punto x, y viene dada, pues, por la fórmula:

$$p = C_p \frac{a^2 \cdot G \cdot \Delta t_e}{t_e^3}$$

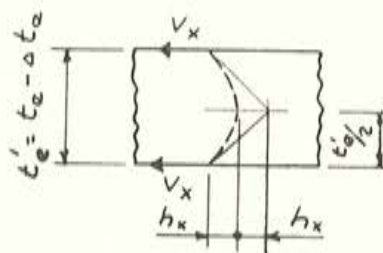


Fig. 24.—Deformación de una capa bajo carga vertical.

donde :

$$C_p = \frac{48}{\pi^3} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^3} (-1)^{\frac{n-1}{2}} \left(1 - \frac{\cos h \frac{n\pi y}{a}}{\cos h \frac{n\pi b}{2a}} \right) \cos \frac{n\pi x}{a}$$

El acortamiento vertical se puede obtener de la fórmula anterior, despejando Δt_e y calculando la tensión vertical media:

$$\Delta t_e = C_t \frac{f}{G} \frac{t_e^3}{a^2}$$

donde:

$$C_t = \frac{\pi^4}{96 \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left(1 - \frac{2}{n\pi} \frac{a}{b} \operatorname{tg} h \frac{n\pi b}{2a} \right)}$$

La tensión cortante V_x , en el punto x, y , se obtiene a partir de la ecuación de la tensión vertical, sustituyendo p en:

$$V_x = - \frac{\partial p}{\partial x} \frac{t_e}{2}$$

de donde:

$$V_{Px} = C_{Px} \frac{a \cdot G \cdot \Delta t_e}{t_e^2}$$

siendo:

$$C_{Px} = \frac{24}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} (-1)^{\frac{n-1}{2}} \left(1 - \frac{\cos h \frac{n\pi y}{a}}{\cos h \frac{n\pi b}{2a}} \right) \operatorname{sen} \frac{n\pi x}{a}$$

La tensión cortante máxima se produce en el borde, en el punto central del lado mayor, b , y su valor es:

$$V_{P \max} = C_P \frac{t_e}{a} f$$

donde:

$$C_P = \frac{\pi^2 \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^2} \left(1 - \frac{1}{\cos h \frac{n\pi b}{2a}} \right)}{4 \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left(1 - \frac{2a}{n\pi b} \operatorname{tg} h \frac{n\pi b}{2a} \right)}$$

GIRO

El acortamiento Δt_e es función de x (fig. 25):

$$\Delta t_e = \alpha_e \cdot x$$

Sustituyendo en la ecuación [4], resulta:

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = - \frac{12 \cdot G \cdot \alpha}{t_e^3} x$$

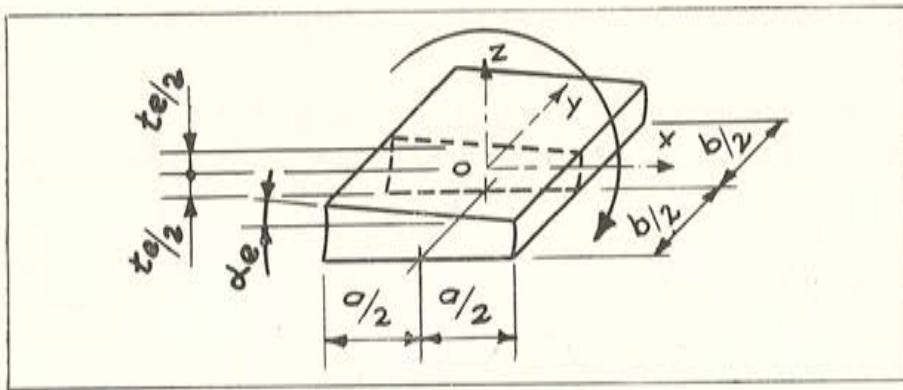


Fig. 25.—Deformación de una capa por efecto del giro.

A partir de esta ecuación y teniendo en cuenta que $V_x = -\frac{\partial p}{\partial x} \frac{t_e}{2}$ se puede obtener el valor de la tensión cortante máxima, que actúa en el borde, en el centro del lado mayor y cuyo valor es:

$$V_{\alpha \max} = C_{\alpha} \cdot G' \cdot \alpha_e \frac{a^2}{t_e^2}$$

donde:

$$C_{\alpha} = \frac{3}{\pi^2} \left(\sum_{n=1,2,3}^{\infty} \frac{1}{n^2} - \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \frac{1}{\cos h \frac{n\pi b}{a}} \right)$$

La tensión cortante a lo largo del borde $y = \frac{b}{2}$ es:

$$V_{\alpha x} = C_{\alpha x} \cdot G' \cdot \alpha_e \frac{a^2}{t_e^2}$$

donde:

$$C_{\alpha x} = \frac{3}{\pi^2} \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \frac{(-1)^n}{n^2} \operatorname{sen} \frac{2n\pi x}{a} \operatorname{tg} h \frac{n\pi b}{a}$$

El valor del momento es pues:

$$M_{\alpha} = C_M \cdot G' \cdot \alpha_e \frac{a^3 \cdot b}{t_e^3}$$

donde:

$$C_M = \frac{3}{2\pi^4} \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left(1 - \frac{a \cdot \operatorname{tg} h \frac{n\pi b}{a}}{n\pi b} \right)$$

ENSAYOS

La teoría que se ha desarrollado en este artículo ha sido comprobada por numerosos ensayos y esta clase de apoyos, utilizada en diversos tipos de obras, especialmente puentes, se encuentra prestando servicio, desde hace varios años, con resultados totalmente satisfactorios.

nersid

UN NUEVO ALIADO



ACERO CORRUGADO DE ALTA RESISTENCIA Y FUERTE ADHERENCIA

Es un servicio de TORRAS H.C.
Torras Herrería y Construcciones, S. A.
Ronda San Pedro, 74 BARCELONA-10 Teléf. 221.15.00

ECONOMIA DE COSTE

Gracias a su alta resistencia y por tanto al menor empleo de material, puede reducirse considerablemente el coste. Además en virtud de la economía en peso, se puede lograr un ahorro considerable en los gastos de transporte, alrededor de un 45% sobre el acero ordinario.

NERSID es utilizado con éxito desde hace años en las más avanzadas construcciones europeas.



TORRAS H.C.

en colaboración con

SIDELOR



PARA ARMAR HORMIGON

MALLAS ELECTROSOLDADAS
EN ALAMBRE DE ACERO DE
ALTA RESISTENCIA

mallazo RIOSOLD

mallazo
RIOSOLD

DIMENSIONES

	(normales)	(máximas)
EN TEMPANOS	6 x 2.20 m. (1)	8 x 2.60 m.
EN ROLLOS	50 x 2.20 m. (1)	50 x 2.60 m.

(1) En los tipos en que la separación entre alambres longitudinales sea de 150 mm., las dimensiones normales son 6 x 2.30 y 50 x 2.30 m.

VENTAJAS

- Economía de un 45 % en peso de acero
- Ahorro de un 90 % en jornales de colocación
- Reducción de un 40 % del tiempo de construcción
- Gran seguridad y elevada resistencia
- Fácil vigilancia y comprobación en obra

TEJIDOS METALICOS, ALAMBRES Y DERIVADOS

RIVIERE

SOCIEDAD ANÓNIMA

El mallazo tiene las máximas ventajas cuando se requieren armaduras apretadas con poco diámetro de las varillas (sobrepeso y muchos jornales para el ligado de los hierros redondos) y, en general, para todos aquellos casos en que la colocación de las armaduras ordinarias es particularmente engorrosa (cubiertas con vertientes inclinadas, bóvedas, depósitos cilíndricos, etc.)

MADRID
Calle Prado, 4

BARCELONA
Rda. San Pedro, 58

PAMPLONA
Av. San Jorge, 26-28

ALAMBRE DE ACERO LISO Y GRABADO PARA
HORMIGON PRETENSADO

∅ en mm. 2'50, 3'-, 3'50, 4'-
Resistencia = 160/180 Kgs./mm²

ARPOH

propuesta para la determinación de las longitudes prácticas de anclaje, a partir de las tensiones límites de adherencia deducidas del «beam test»

(barras de alta adherencia, de acero semiduro)

R. BAUS *Dr. Ing. Chef de Travaux, de la Universidad de Lieja*

Texto de la comunicación presentada a la Reunión del Comité Europeo del Hormigón, celebrada en Ankara (Turquía), en septiembre de 1964.

Agradecemos al Autor la autorización que nos ha concedido para publicar en nuestra Revista la traducción de este interesante trabajo

1 introducción

Entre los diversos tipos de ensayo utilizados para determinar la tensión límite de adherencia, en el "beam test" es en el que las barras ensayadas se encuentran en condiciones más semejantes a las de su utilización habitual en las piezas sometidas a flexión (figs. 1 y 2).

Los ensayos de adherencia deben permitir, no sólo comparar los diferentes perfiles de las barras de alta adherencia, sino, especialmente, determinar las longitudes prácticas de anclaje que, en cada caso, deben adoptarse.

Es, por consiguiente, muy importante que los valores experimentales de las tensiones límites de adherencia, τ_r , se determinen mediante ensayos realizados de tal modo que la sollicitación sobre el hormigón que rodea la barra sea lo más parecida posible a su sollicitación habitual más desfavorable (hormigón en tracción).

Excepto en el "beam test", en la mayor parte de los ensayos la sollicitación sobre el hormigón difiere más o menos de su sollicitación normal. En particular, en los ensayos de arrancamiento (pull-out), la reacción del marco de apoyo introduce en la probeta un efecto bóveda que comprime el hormigón contra la barra, aumentando así, artificialmente, el valor de τ_r .

Estos ensayos pueden ser útiles para comparar entre sí los diferentes tipos de barras, pero la utilización de sus resultados para la determinación de las longitudes prácticas de anclaje conduciría, en numerosos casos, a valores inseguros. Por esta razón, el estudio que a continuación se expone se realiza tomando exclusivamente como base los datos obtenidos en el "beam test".

Este ensayo, que aparece esquematizado en la figura 2, permite, gracias a una rótula metálica, determinar de un modo preciso la fuerza F que actúa en la barra, a partir del valor P , conocido, de la carga. Unos manguitos de material plástico sirven para fijar de un modo exacto las longitudes de adherencia. La fabricación de las probetas (cuyas dimensiones aumentan con el diámetro d de las barras) y la realización de los ensayos en el laboratorio no presentan ninguna dificultad. Este tipo de ensayo se viene efectuando normalmente, desde hace ya bastantes años, en el laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja.

En los extremos de la barra se fijan unos aparatos de medida que sirven para determinar los deslizamientos, " g ", entre la barra y el hormigón, en función de la carga, P , o de la fuerza, F . Si los deslizamientos no se producen simultáneamente en las dos partes de la probeta, a partir de un solo ensayo pueden obtenerse dos resultados.

En la figura 3, aparece esquematizado el aspecto general de los diagramas esfuerzos-deslizamientos correspondientes a las barras de alta adherencia.

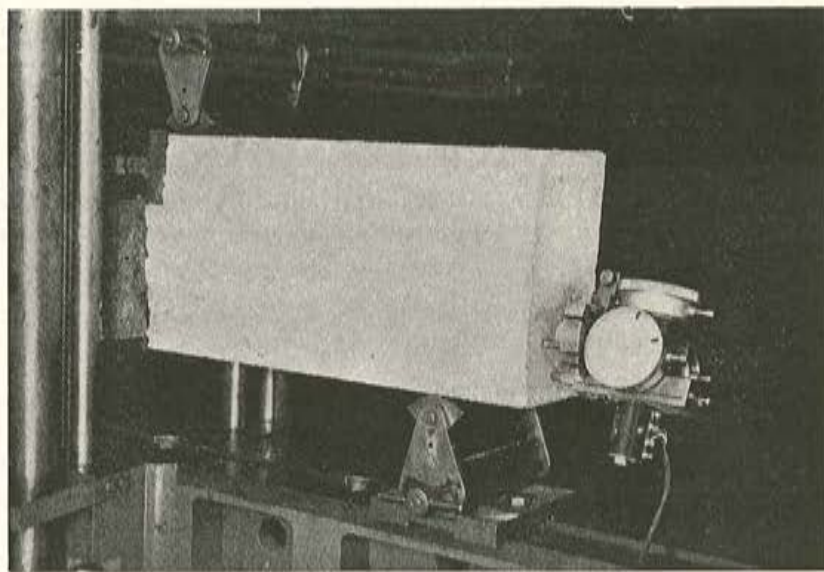
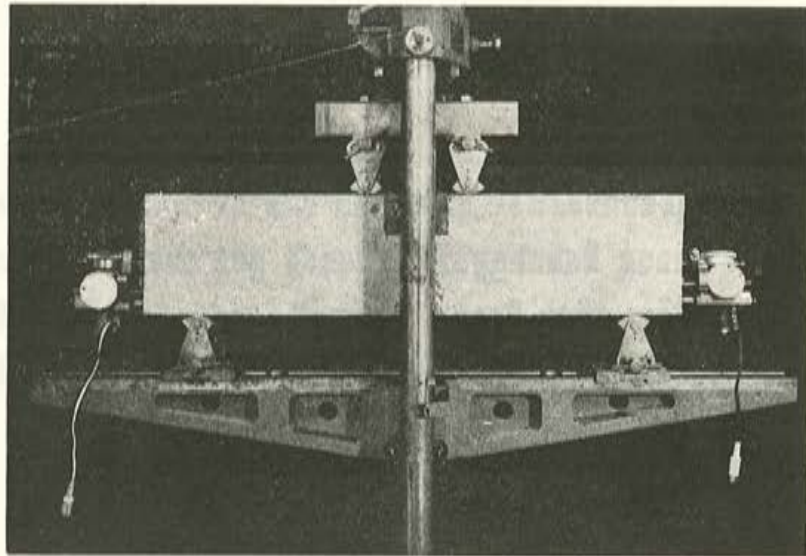


Fig. 1

BEAM - TEST

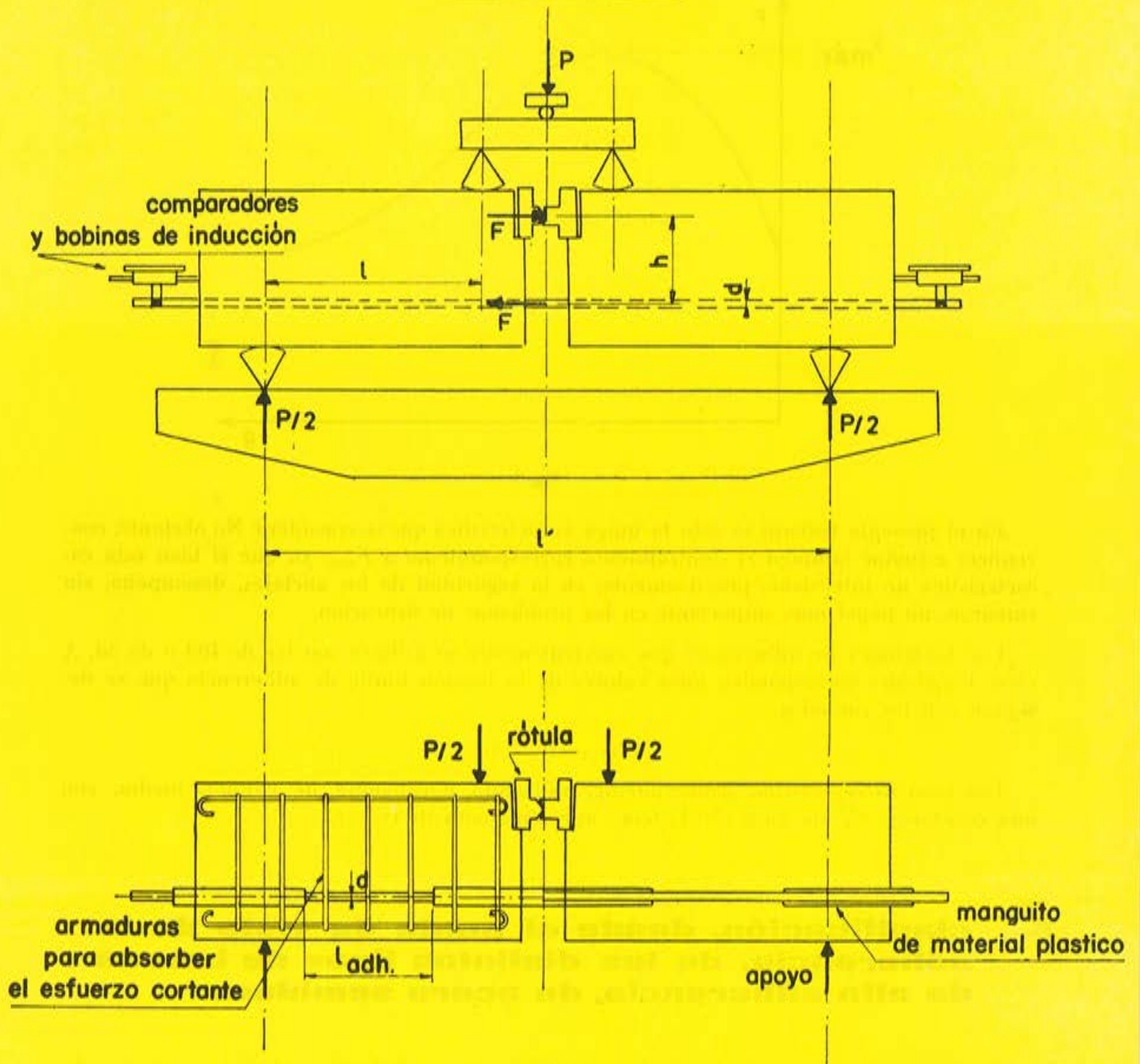


Fig. 2

De estos diagramas se deduce el esfuerzo máximo F_{max} alcanzado durante el ensayo y el valor medio de la tensión límite de adherencia:

$$\tau_r = \frac{F_{max}}{\pi d l_{adh}} \quad [1]$$

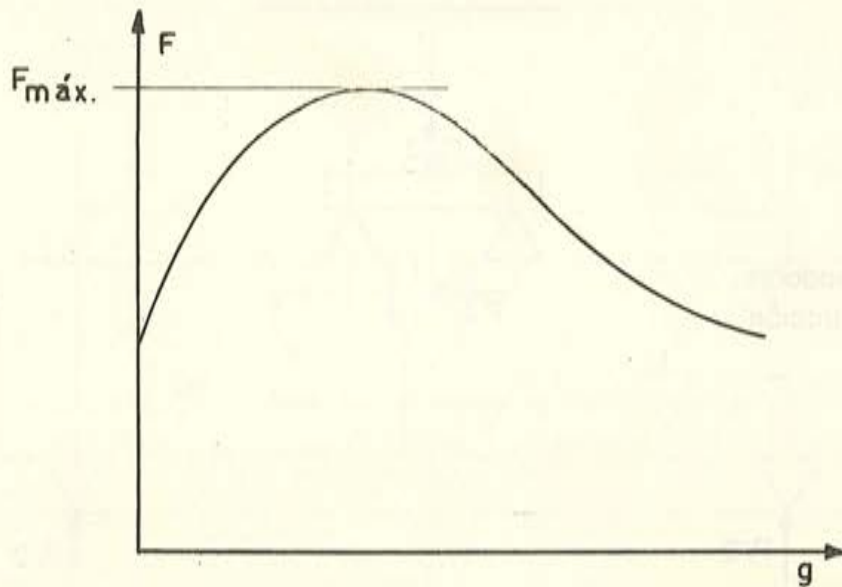


Fig. 3

En el presente trabajo es ésta la única característica que se considera. No obstante, convendría estudiar también el deslizamiento correspondiente a $F_{máx.}$, ya que si bien esta característica no interviene, prácticamente, en la seguridad de los anclajes, desempeña, sin embargo, un papel muy importante en los problemas de fisuración.

Las longitudes de adherencia que corrientemente se utilizan son las de $10d$ ó de $5d$. A estas longitudes corresponden unos valores de la tensión límite de adherencia que se designan con los símbolos:

$$\tau_{r,10d} \quad \text{y} \quad \tau_{r,5d}$$

Los ensayos se realizan, generalmente, utilizando hormigones de calidad media, con una resistencia σ'_{br} de unos 250 kg/cm^2 , aproximadamente ($\tau_{r,250}$).

2 clasificación, desde el punto de vista de la adherencia, de los distintos tipos de barras de alta adherencia, de acero semiduro

Del conjunto de ensayos efectuados en la Universidad de Lieja, se deduce que la tensión límite de adherencia depende, principalmente, de los siguientes factores:

- 1.º del tipo de perfil de las barras;
- 2.º del diámetro, para una longitud de adherencia dada:

$$l_{adh} = n \cdot d \quad (\text{con } n = \text{constante});$$
- 3.º de la longitud de adherencia, es decir, en realidad, del valor de n ;
- 4.º de la calidad del hormigón.

Al realizar los ensayos de adherencia como, en cada ensayo, se utilizan barras de un tipo de perfil dado y de un diámetro determinado dentro de este tipo, automáticamente se hacen intervenir en los resultados las dos primeras variables incluidas en la anterior relación de factores que influyen en el fenómeno de adherencia.

La influencia de los factores 3.º y 4.º se estudiará más adelante.

Experimentalmente se comprueba que:

- para un mismo tipo de perfil, para un hormigón dado y para una longitud de adherencia igual a $n \cdot d$, con $n =$ constante, los valores de τ_r disminuyen cuando el diámetro de las barras aumenta (fig. 4);
- para un hormigón dado y para una longitud de adherencia igual a $n \cdot d$, con $n =$ constante, los valores de τ_r varían mucho con el tipo de perfil de la barra de alta adherencia (fig. 4).

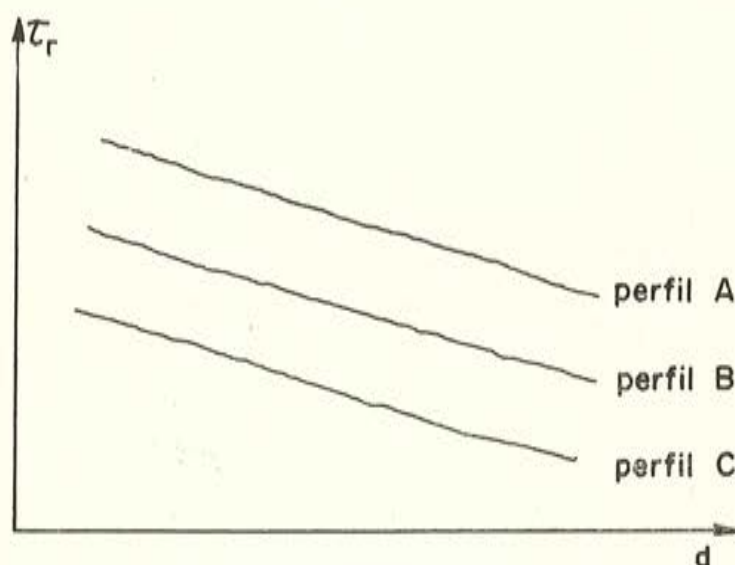


Fig. 4

Los puntos experimentales señalados en la figura 5, representan, cada uno, la media de los resultados obtenidos en varios ensayos efectuados sobre barras de diferentes perfiles y de diferentes diámetros. Esta figura demuestra que los valores de τ_r ($=\tau_{r,5d,250}$ ó $\tau_{r,10d,250}$) oscilan entre 70 kg/cm^2 y más de 150 kg/cm^2 , para hormigones con una resistencia de 250 kg/cm^2 , aproximadamente, y longitudes de adherencia iguales a $10d$ ó $5d$.

Dadas las fuertes dispersiones observadas, resultaría inadmisibles asignar el mismo valor de τ_r a todas las barras de alta adherencia. Parece, por el contrario, conveniente dividir la escala de posibles valores de τ_r en una serie de clases o categorías distintas, más o menos amplias, y catalogar las distintas barras, por lo que a su adherencia se refiere, de acuerdo con la categoría en la que queden incluidos los valores experimentales de τ_r . La división en seis clases representada en la figura 5 es arbitraria y se da, únicamente, a título de ejemplo. Podría adoptarse cualquier otra división.

Con el fin de quedar siempre del lado de la seguridad, conviene adoptar como valor de τ_r , característico del conjunto de barras comprendido dentro de una categoría determina-

$\sigma_{a,r}$ (kg/cm ²)	$\tau_r = \tau_{r,5d,250}$ (kg/cm ²)	puntos experimentales (σ'_{cil} de aproximadamente 250 kg/cm ²)			CLASES
		$d \leq 12\text{mm}$	$12\text{mm} < d \leq 22\text{mm}$	$d > 22\text{mm}$	
3000	150	•			clase 6
Beam-test $l_{adh.} = 5d$ $\sigma_{a,r} = 20 \tau_{r,5d,250}$		•	•		clase 5
2500	125	•	•		
5000	125	•	•		clase 4
4000	100	•	•	•	
Beam-test $l_{adh.} = 10d$ $\sigma_{a,r} = 40 \tau_{r,10d,250}$		•	•	•	clase 3
3500	87,5	•	•	•	clase 2
3000	75	•		•	
2400	60		•		clase 1

Fig. 6.

da, el valor mínimo correspondiente a dicha categoría (por ejemplo, 100 kg/cm² para la clase 4).

La tensión normal $\sigma_{n,r}$ a la que se encuentra sometida la barra ensayada en el momento en que se agota la adherencia (F_{max}), puede expresarse en función de τ_r .

Haciendo $l_{adh} = n \cdot d$, resulta:

$$\sigma_{n,r} = \frac{F_{max}}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{4 \tau_r}{d} l_{adh} = \frac{4 \tau_r n \cdot d}{d} = 4n \tau_r \quad [2]$$

En la figura 5, se indican también los valores de $\sigma_{n,r}$ correspondientes a los límites de cada una de las clases anteriormente definidas.

3 determinación de las longitudes prácticas de anclaje

De acuerdo con las "Recomendaciones Prácticas" del Comité Europeo del Hormigón, las longitudes prácticas de anclaje se obtienen expresando que el valor de cálculo de la tensión límite de adherencia, τ_r^* , se alcanza en el momento en que la armadura se encuentra sometida a su tensión normal de cálculo, σ_a^* (fig. 6):

$$\left. \begin{aligned} F &= \sigma_a^* \frac{\pi d^2}{4} \\ F &= \tau_r^* \pi \cdot d \cdot l_{ancl} \end{aligned} \right\} l_{ancl} = \frac{d}{4} \frac{\sigma_a^*}{\tau_r^*} \quad [3]$$

$$\begin{aligned} \sigma_a^* &= \frac{\sigma_{ak}}{\gamma_a} = \frac{\sigma_{ak}}{1,15} \\ \tau_r^* &= 1,35 \sigma_b^* \end{aligned}$$

siendo:

σ_{ak} = límite elástico característico del acero;

σ_b^* = resistencia de cálculo del hormigón en tracción.

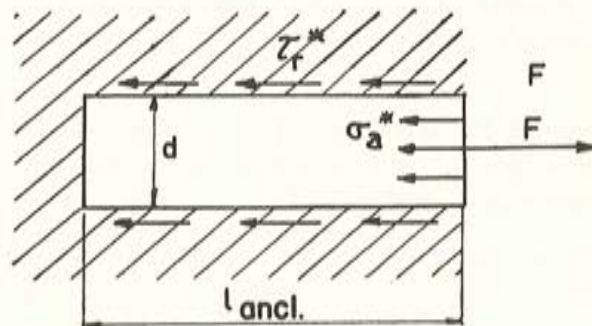


Fig. 6

Teniendo presente las importantes variaciones de τ_r con el tipo y el diámetro de las barras, no es posible definir τ_r^* en función, únicamente, de la resistencia en tracción del hormigón, como proponen las "Recomendaciones Prácticas" del C.E.B.

Por el contrario, conviene definir τ_r^* partiendo de los resultados obtenidos en los ensayos de adherencia:

$$\tau_r^* = \frac{\tau_{r,pr}}{1,50}$$

Teniendo en cuenta que en el valor de τ_r intervienen, simultáneamente, las características del acero y las del hormigón, parece prudente, cuando se trata de fijar el valor de τ_r^* adoptar el coeficiente $\gamma_b = 1,50$ correspondiente al hormigón.

El valor característico de la tensión límite de adherencia correspondiente a la longitud práctica de anclaje, $\tau_{r,pr}$, depende de la resistencia del hormigón y de la longitud de anclaje. Para poder determinar dicho valor a partir de ensayos normalizados efectuados utilizando hormigones de resistencia σ'_{br} igual a 250 kg/cm² y longitudes de adherencia iguales a 10d ó a 5d, es necesario establecer previamente las relaciones:

$$\tau_{r,pr} = f(\tau_{r,10d,250}) \quad \text{y} \quad \tau_{r,pr} = f(\tau_{r,5d,250}) \quad [4]$$

La determinación de estas relaciones exige conocer:

- 1.º) la ley que define las variaciones de τ_r en función de σ'_{br} ;
- 2.º) la ley que define las variaciones de τ_r en función de l_{adh} .

Debe hacerse notar que en la determinación de las longitudes prácticas de anclaje a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de adherencia, no se tiene en cuenta el peligro de hendimiento longitudinal del recubrimiento de hormigón. Si este hendimiento se produjese podría verse comprometida la seguridad del elemento. A los efectos del estudio desarrollado en el presente artículo, se supone que la cuantía de armadura transversal es suficiente para evitar el hendimiento de la zona de anclaje.

En el "beam test" normalizado, desde luego, la armadura transversal utilizada garantiza que no habrá de producirse el hendimiento longitudinal de la probeta.

El estudio de la influencia de la cuantía de armaduras transversales en el valor de τ_r es objeto de ensayos actualmente en curso.

En estos ensayos, las probetas van armadas, longitudinalmente, con una o dos barras, de las cuales se conoce la característica dada por el ensayo normalizado, por ejemplo, $\tau_{r,10d,250}$.

Haciendo variar la cuantía de armaduras transversales se obtienen diagramas, tales como el esquematizado en la figura 7, que permiten determinar la cuantía mínima de armadura transversal necesaria para poder contar, con seguridad, con el valor de $\tau_{r,10d,250}$.

Si en la práctica no se alcanza esta cuantía mínima, será necesario disminuir, en la medida adecuada, los valores de $\tau_{r,10d,250}$, basándose para ello en diagramas análogos al de la figura 7.

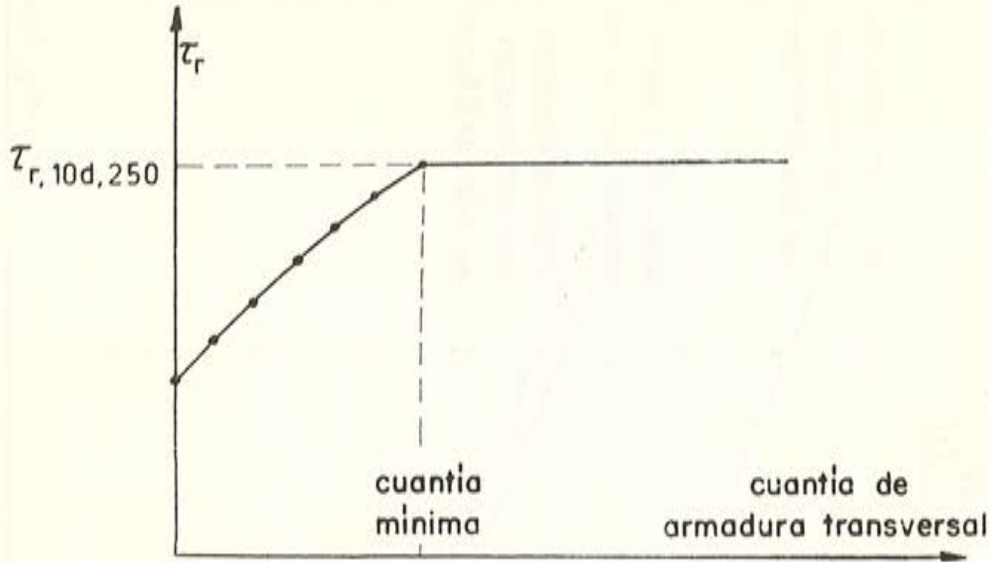


Fig. 7

a) Variación de τ_r en función de la calidad del hormigón (σ'_{br}).

En los ensayos hasta ahora realizados se han empleado barras de 14 y 22 mm de diámetro, de un determinado tipo de perfil y de acero endurecido por deformación en frío, y barras de 22 mm de diámetro, de otro tipo de perfil y acero de dureza natural.

Para los hormigones se utilizaron diversas dosificaciones con el fin de que los valores de σ'_{br} cubriesen la zona comprendida entre los 120 y los 400 kg/cm².

En la figura 8 se recogen los datos obtenidos, tomando como ejes coordenados τ_r y σ'_{br} . Se comprueba que la variación de τ_r en función de σ'_{br} puede representarse, en cada uno de los tres casos, con suficiente aproximación, mediante una recta.

Las tres rectas obtenidas son sensiblemente paralelas con un coeficiente angular "a" próximo a 0,2.

Tomando como referencia los valores de τ_r correspondientes a una resistencia en el hormigón de 250 kg/cm² ($\tau_{r,250}$) se deduce, como ecuación de estas rectas:

$$\tau_r = a (\sigma'_{br} - 250) + \tau_{r,250} \quad [5]$$

con $a = 0,2$.

El número de ensayos efectuados resulta insuficiente para poder deducir conclusiones definitivas sobre la variación de τ_r en función de σ'_{br} y extrapolar los resultados obtenidos afirmando que dicha variación puede representarse, con suficiente aproximación, para todos los perfiles de barras, mediante rectas paralelas.

No obstante, y en tanto no se disponga de un mayor número de resultados, puede admitirse esta conclusión provisionalmente.

b) Variación de τ_r en función de la longitud de adherencia (l_{adh}).

Para un diámetro y un tipo de perfil dados, la tensión límite de adherencia disminuye a medida que la longitud de adherencia aumenta.

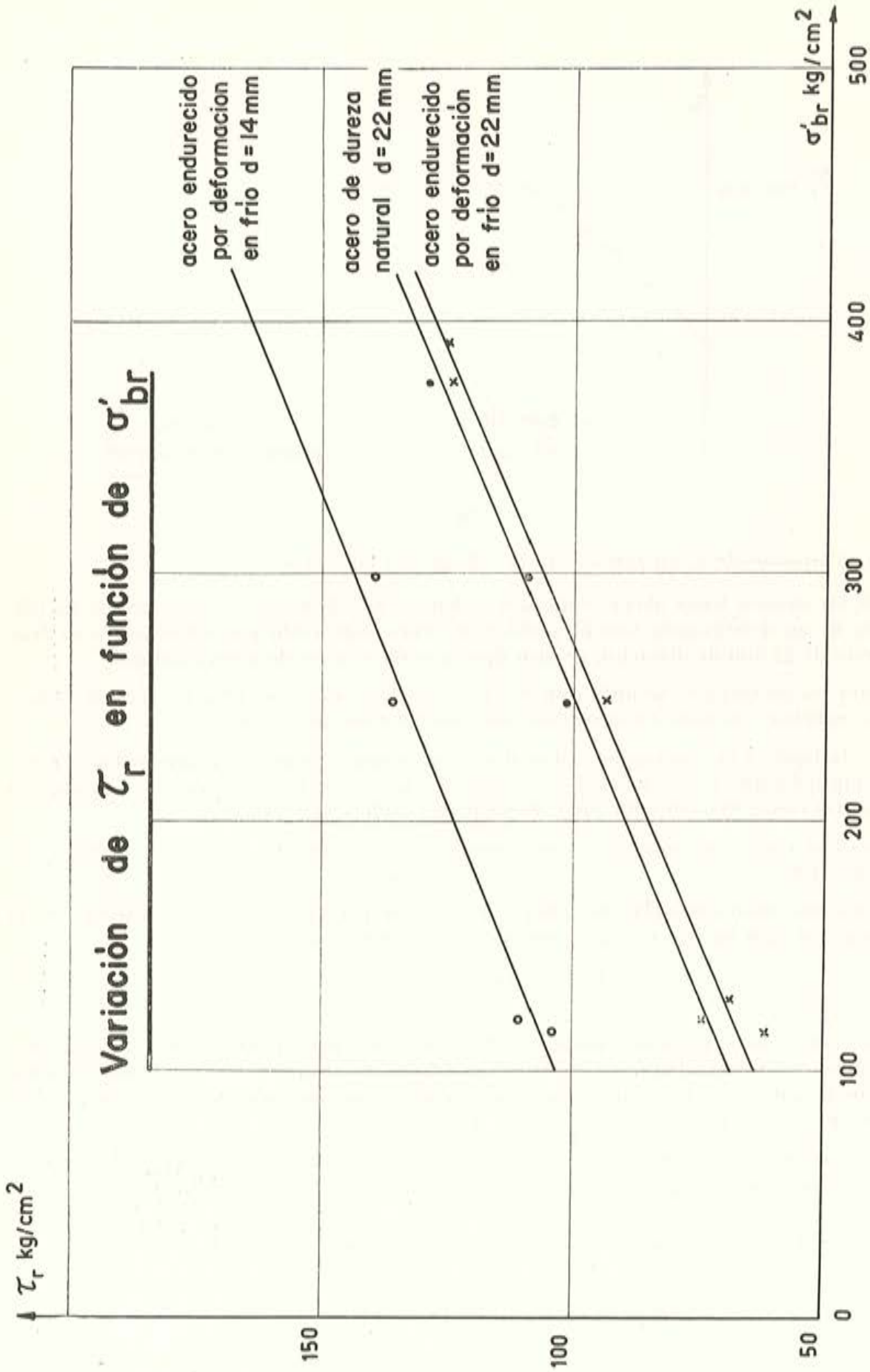


Fig. 8

Las longitudes prácticas adoptadas para los anclajes son, en general, mayores que las normalizadas de 10d y 5d adoptadas en el "beam test".

Los valores de $\tau_{r,pr}$ correspondientes a las longitudes prácticas de anclaje serán, por consiguiente, menores que las tensiones $\tau_{r,10d}$ y $\tau_{r,5d}$ obtenidas en dicho ensayo.

Para simplificar, se designa por:

$$K_{5d} = \frac{\tau_{r,pr}}{\tau_{r,5d}} = \frac{\tau_{r,pr,250}}{\tau_{r,5d,250}} \quad [6]$$

$$K_{10d} = \frac{\tau_{r,pr}}{\tau_{r,10d}} = \frac{\tau_{r,pr,250}}{\tau_{r,10d,250}}$$

Se comprueba experimentalmente que las variaciones de τ_r en función de l_{adh} tienden hacia una asíntota horizontal, para valores de l_{adh} del orden de 15 a 20d, es decir, para valores de l_{adh} inferiores o del mismo orden de magnitud que las longitudes prácticas de anclaje.

Se puede admitir, por tanto, que los valores de $\tau_{r,pr}$ coinciden con las ordenadas de dichas asíntotas.

Para barras de los mismos tipos indicados anteriormente en el apartado a), se han efectuado varios "beam test" utilizando una sola calidad de hormigón, de 250 kg/cm² de resistencia, y diversas longitudes de adherencia.

Las variaciones de τ_r en función de l_{adh} se representan en la figura 9. Los valores de K_{5d} y K_{10d} deducidos experimentalmente son los que se indican en el siguiente cuadro:

CUADRO I

	$K_{5d} = \frac{\tau_{r,pr}}{\tau_{r,5d}}$	$K_{10d} = \frac{\tau_{r,pr}}{\tau_{r,10d}}$
Acero endurecido por deformación en frío; $d = 14$ mm	0,56	0,71
Acero endurecido por deformación en frío; $d = 22$ mm	0,47	0,70
Acero de dureza natural; $d = 22$ mm.	0,50	0,72

Se pueden, por consiguiente, admitir, con suficiente aproximación, para los tres tipos de barras los valores:

$$K_{5d} = 0,50 \quad \text{y} \quad K_{10d} = 0,7$$

Estos valores tienen sólo un carácter provisional y se hace necesario confirmarlos mediante nuevos ensayos ulteriores.

- c) *Expresión de la longitud de anclaje en función de los resultados obtenidos en el "beam test" ($\tau_{r,5d,250}$ y $\tau_{r,10d,250}$).*

De las relaciones [4] y teniendo en cuenta las expresiones [5] y [6], se deduce:

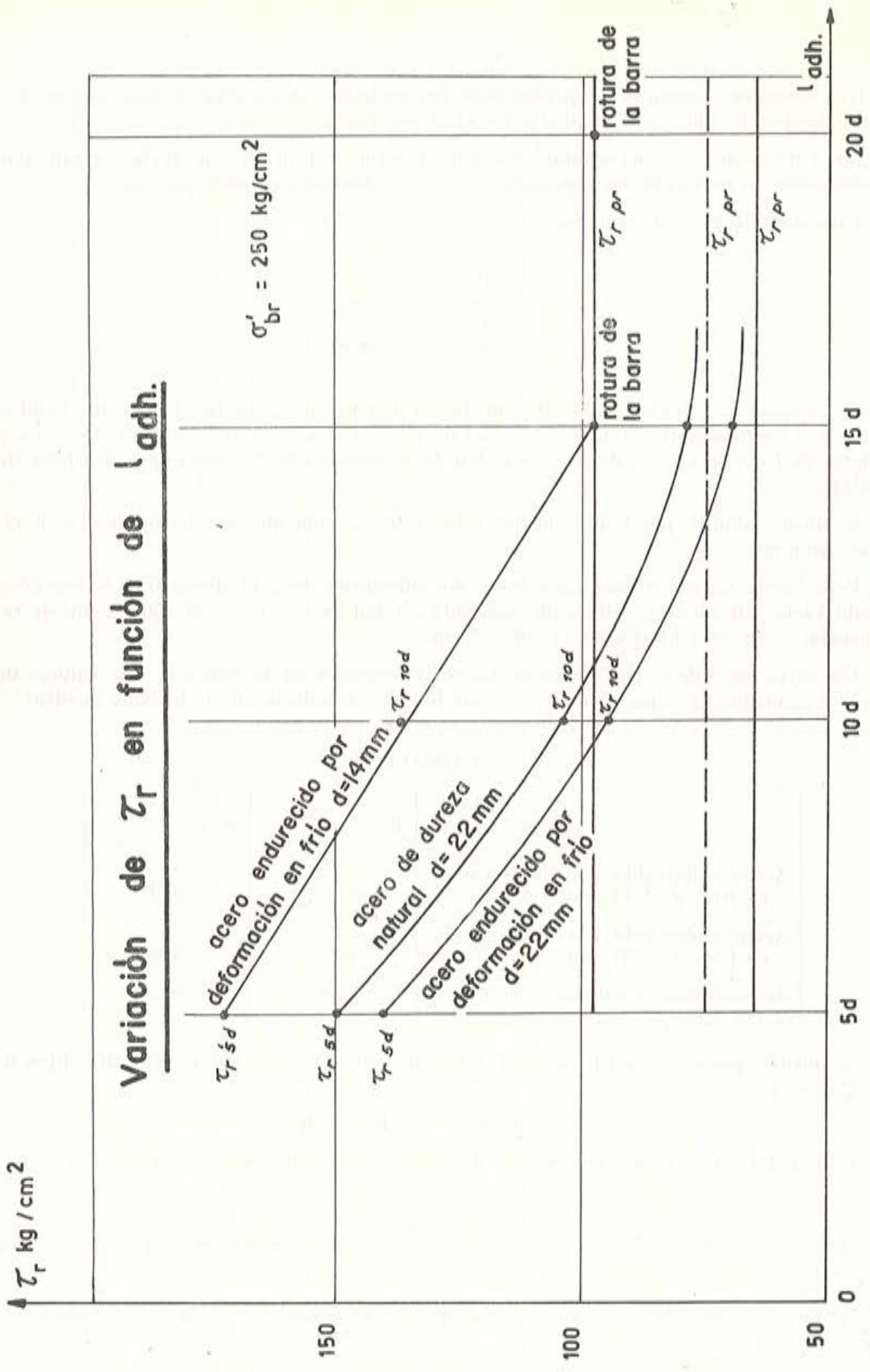


Fig. 9

$$\tau_{r,pr} = a (\sigma'_{br} - 250) + \tau_{r,pr,250}$$

$$\tau_{r,pr,250} = K_{5d} \cdot \tau_{r,5d,250}$$

$$\tau_{r,pr,250} = K_{10d} \cdot \tau_{r,10d,250}$$

y, por lo tanto:

$$\tau_{r,pr} = a (\sigma'_{br} - 250) + K_{5d} \cdot \tau_{r,5d,250}$$

$$\tau_{r,pr} = a (\sigma'_{br} - 250) + K_{10d} \cdot \tau_{r,10d,250}$$

Las expresiones de $\tau_{r,pr}$ pueden ponerse en la siguiente forma definitiva:

	$\tau_{r,pr} = \tau_{r,5d,250} \frac{1}{C_{5d}}$	
	$\tau_{r,pr} = \tau_{r,10d,250} \frac{1}{C_{10d}}$	
siendo:		[7]
	$C_{5d} = \frac{\tau_{r,5d,250}}{a(\sigma'_{br} - 250) + K_{5d} \cdot \tau_{r,5d,250}}$	
	$C_{10d} = \frac{\tau_{r,10d,250}}{a(\sigma'_{br} - 250) + K_{10d} \cdot \tau_{r,10d,250}}$	

Las expresiones [7] permiten determinar la tensión límite de adherencia $\tau_{r,pr}$ que sirve para calcular la longitud de anclaje, en función de la resistencia σ'_{br} del hormigón y de los resultados $\tau_{r,5d,250}$ y $\tau_{r,10d,250}$ obtenidos en el "beam test", utilizando hormigones de 250 kilogramos/cm² de resistencia y longitudes de adherencia de 5d y 10d.

Los valores experimentales, provisionales, que permiten calcular estas expresiones son los siguientes:

$$a = 0,2 \quad K_{5d} = 0,5 \quad K_{10d} = 0,7$$

Recordando que las longitudes de anclaje vienen dadas por la fórmula

$$l_{anel} = \frac{d}{4} \frac{\sigma_a^*}{\tau_r^*}$$

y siendo

$$\tau_r^* = \frac{\tau_{r,pr}}{1,50}$$

se obtiene:

$$l_{anel} = \frac{1,5}{4} d \frac{\sigma_a^*}{\tau_{r,pr}}$$

y, en virtud de [7] se deduce, finalmente:

	$l_{anel} = 0,375 \cdot d \cdot C_{5d} \frac{\sigma_a^*}{\tau_{r,5d,250}}$	
	$l_{anel} = 0,375 \cdot d \cdot C_{10d} \frac{\sigma_a^*}{\tau_{r,10d,250}}$	[8]

4 ejemplo de cálculo

Admitiendo que los aceros semiduros utilizados tienen un límite elástico característico igual a 4.000 kg/cm², se obtiene:

$$\sigma_a^* = \frac{4.000}{1,15} = 3.480 \text{ kg/cm}^2$$

En este caso, las expresiones [8] resultan:

$$l_{\text{ancl}} = 1.305 \cdot d \cdot C_{5d} \frac{1}{\tau_{r,5d,250}}$$

$$l_{\text{ancl}} = 1.305 \cdot d \cdot C_{10d} \frac{1}{\tau_{r,10d,250}}$$

Adoptando como valores de $\tau_{r,5d,250}$ y de $\tau_{r,10d,250}$, los límites inferiores de las seis categorías definidas en el punto 2 de este artículo y que son los que aparecen en la segunda columna del cuadro II que más adelante se incluye, se obtienen las expresiones de l_{ancl} dadas en la tercera columna del mismo cuadro.

Si se calculan los valores numéricos de C_{5d} y de C_{10d} para hormigones de 250 kg/cm² y 350 kg/cm² de resistencia, se deducen las longitudes de anclaje que figuran en las columnas cuarta y quinta, respectivamente, del cuadro que sigue:

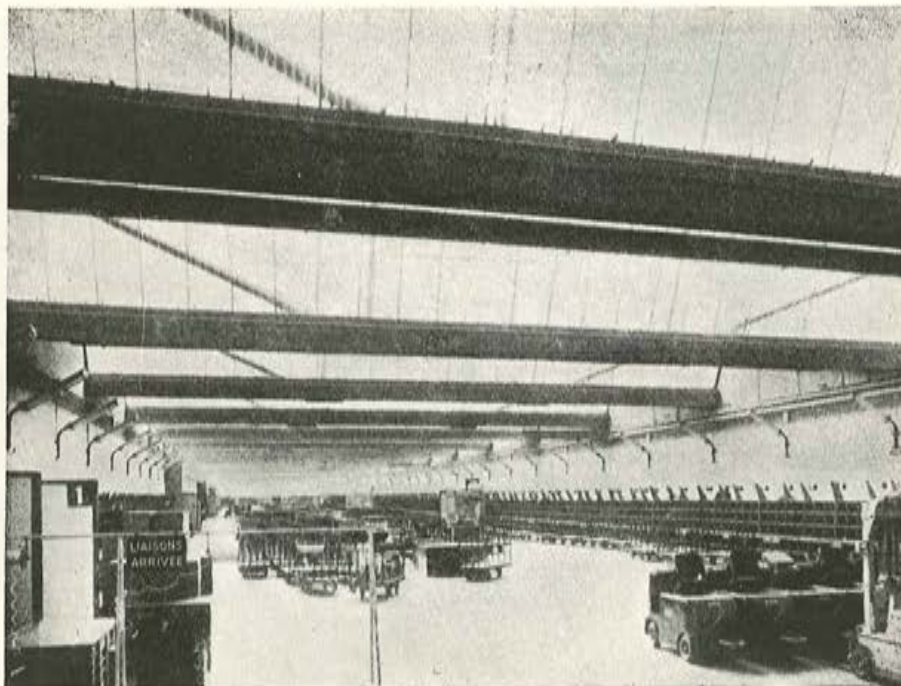
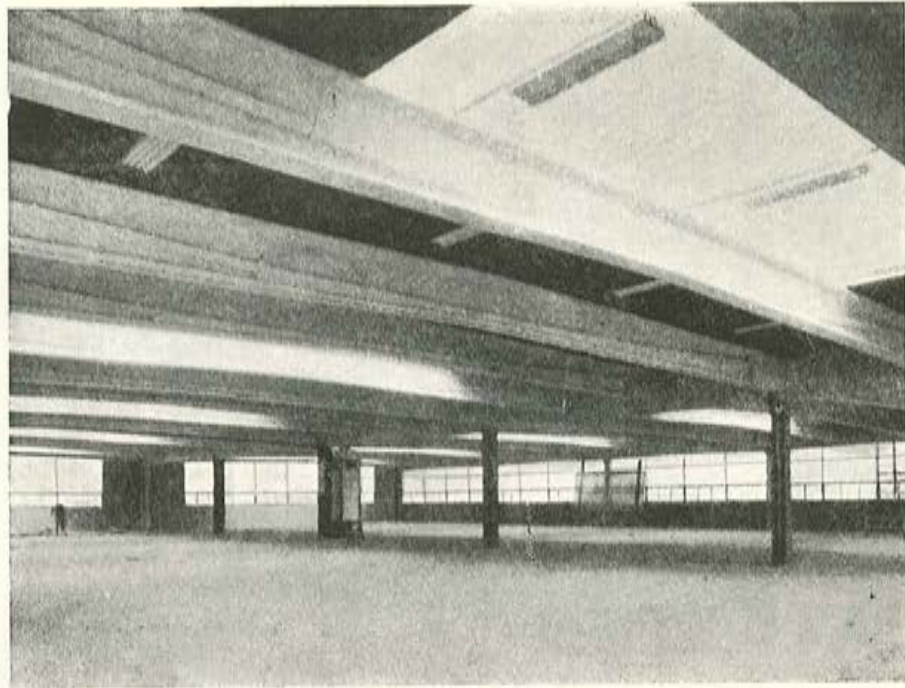
CUADRO II

Clases	$\tau_{r,10d,250}$ $\tau_{r,5d,250}$ (kg/cm ²)	l_{ancl}	$\sigma'_{br} =$ $= 250 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_{br} =$ $= 350 \text{ kg/cm}^2$
Clase 1	$\tau_{r,10d,250} = 60$	$l_{\text{ancl}} = 22 \cdot d \cdot C_{10d}$	$l_{\text{ancl}} = 30,5d$	$l_{\text{ancl}} = 21d$
Clase 2	" = 75	" = 17,5 "	" = 24,5d	" = 18d
Clase 3	" = 87,5	" = 15 "	" = 21d	" = 16d
Clase 4	" = 100	" = 13 "	" = 18d	" = 14,5d
Clase 5	$\tau_{r,5d,250} = 125$	" = 10,5 · d · C _{5d}	" = 21d	" = 16d
Clase 6	" = 150	" = 8,5 "	" = 17,5d	" = 14d

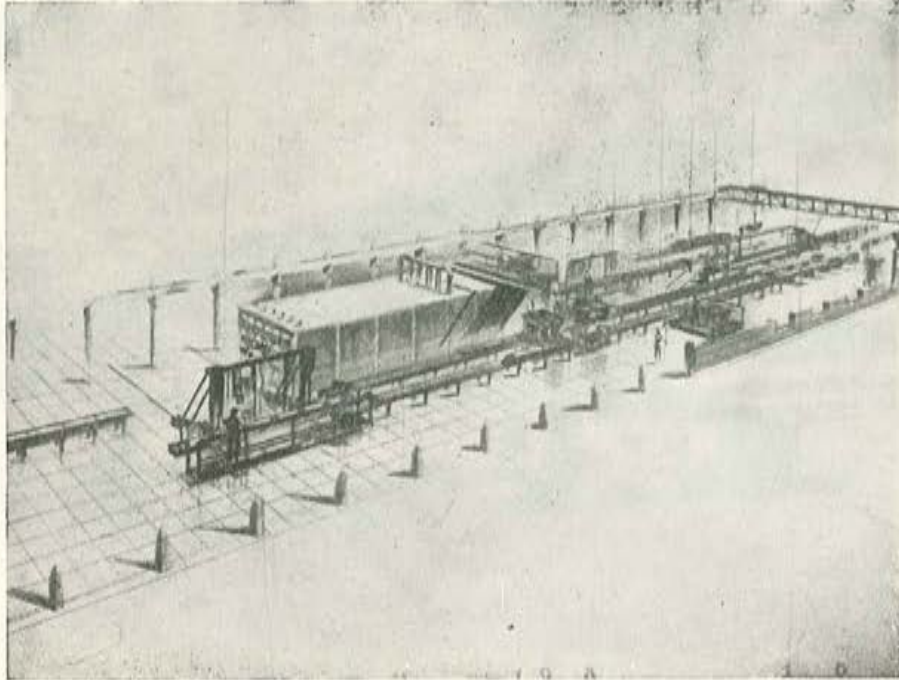
Se comprueba que las longitudes de anclaje de las barras de la clase 3 son iguales a las de la clase 5. Análogamente, las longitudes de anclaje de las barras de la clase 4 son prácticamente iguales a las de las barras de la clase 6.

Por consiguiente, resultan inútiles los ensayos de las clases 5 y 6 efectuados con una longitud de adherencia de 5d. Es decir, que es suficiente mantener las cuatro primeras clases y normalizar el "beam test" adoptando como única longitud de adherencia la de 10d.

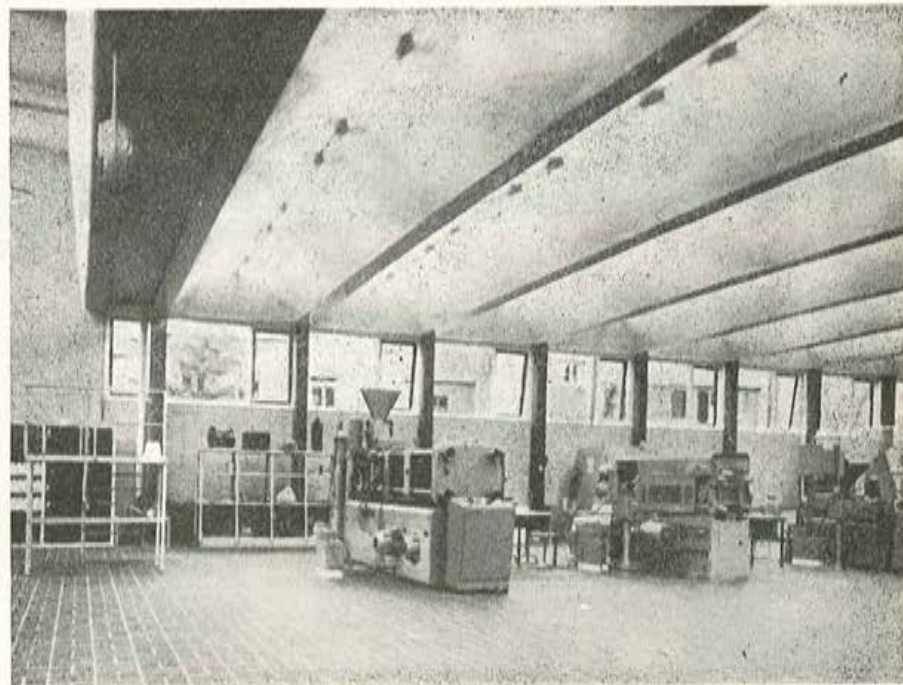
La fábrica Billman, en San Quintin, Francia. Tiene cubierta plana sobre vigas continuas, de 18 metros de luz, pretensadas mediante cables exteriores. La continuidad de las vigas se consigue utilizando barras pretensadas.



Edificio del "Paris Press", en la Villette, Francia. En él se ha utilizado ampliamente el pretensado, con lo cual se ha conseguido una cubierta de 22 metros de luz libre.



Sistema de fabricación de traviesas pretensadas, para ferrocarril, en Hungría. Utilizando el sistema esquematizado en la figura, se pueden fabricar cinco traviesas simultáneamente. Las piezas, una vez moldeadas, se trasladan mediante bancos móviles a las cámaras de curado, de gran capacidad.



Cubierta de un edificio industrial en Zeist, Holanda. Se trata de una cubierta plegada de 20 metros de luz. Cada elemento tiene 2,5 metros de anchura. Todos ellos son de hormigón pretensado.

firmes de hormigón pretensado

Conferencia pronunciada por el Ilmo. Sr. D. José Luis Escario y Núñez del Pino, Director del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, en el Instituto Eduardo Torroja, el día 28 de enero de 1965, dentro del ciclo organizado por la A.E.H.P.

Los firmes de hormigón hidráulico tienen un origen muy antiguo. Aparecieron en Inglaterra en 1865, y en Estados Unidos se empezaron a emplear en 1894. A principios de siglo, ambos países, Inglaterra y Estados Unidos, construyeron gran número de kilómetros de firmes de hormigón. Los resultados fueron desconcertantemente desiguales. Realizados al parecer en forma idéntica, unos daban resultado excelente, mientras que otros se agrietaban y destruían con vertiginosa rapidez. Era que, realmente, se desconocía, en el fondo, las propiedades del hormigón hidráulico en relación con su empleo en firmes.

Los fenómenos de retracción y los efectos de temperatura, sensibles en otras estructuras de hormigón y que en ellas se pueden tener en cuenta, calcular y combatir debidamente, no se consideraban en forma adecuada en los firmes de hormigón. Por otra parte, las dosificaciones de los hormigones se hacían en forma imperfecta y todo ello era causa de que, al parecer sin razón, hubiese éxitos y fracasos en los diferentes firmes construidos.

En los últimos veinte años, los progresos que ha tenido la técnica en los firmes de hormigón hidráulico, han sido muy grandes debidos al conocimiento más a fondo de las características de la estructura en sí. Pero el firme de hormigón tiene causas de destrucción que podemos denominar independientes del tráfico, difíciles de evitar: las grietas producidas por retracción del fraguado, efectos de temperatura y combado, originan las dilataciones y contracciones. Las grietas que en su masa aparecen, al principio finas y casi no perceptibles, son el origen de la ruina del firme al aumentar en dimensión por los repetidos esfuerzos de dilataciones y contracciones, y por la penetración de materias extrañas a través de las mismas, del agua, y consecuente formación de hielo. Por ello, no es de extrañar que, cuando después de la guerra mundial aparecen las primeras estructuras de hormigón pretensado, en las cuales prácticamente desaparecen o se reducen considerablemente las tracciones, por compresión que se da artificialmente a la estructura, los técnicos de firmes dirijan su mirada a esta técnica, con la esperanza de que fuera un progreso fundamental en los de hormigón; el principio de la compresión del hormigón de las losas del firme, resultaba muy atractivo; la anulación o reducción de los esfuerzos de tracción podía dar a estos revestimientos una duración prácticamente indefinida.

Y así, el inventor de la técnica del hormigón pretensado, M. Freyssinet, decía: "Si se producen en una losa paralelamente a su superficie, y en dos direcciones ortogonales, compresiones de un valor superior a las tracciones que pueden presentarse en ella, cualquiera que sea su causa, la losa no se fisurará jamás, y aunque esfuerzos accidentales más violentos pudieran provocar una fisuración, ésta desaparecerá al desaparecer las causas, sin que sea posible percibirla, si está limitada a la cara de contacto con el suelo". Y M. Freyssinet opinaba que era posible llegar a losas sin juntas de 400 m de longitud, y que "al disminuir el

número de juntas sería posible económicamente extremar hasta el máximo las precauciones de las que se construyesen". La disminución del espesor reduciría las cargas de combado y la losa comprimida resultaría más elástica que la corriente. "Las deformaciones máximas son reversibles, y pueden llegar sin peligro a 20 veces las de una losa sin armar, y a 20 n veces las de una losa n veces más gruesa".

Las ventajas enumeradas por M. Freyssinet, y que hemos transcrito anteriormente, son evidentes. Lo único que hacía falta era lograr la compresión precisa del hormigón, en una estructura muy distinta, por sus características fundamentales, a las corrientemente empleadas en las obras de arte. Hay que tener en cuenta que el firme tiene una gran superficie en relación con su espesor, y por ello los efectos de temperatura, retracción y combado, son mucho más importantes que en una estructura normal; en éstas es posible, por otra parte, emplear dispositivos técnicos que absorban los efectos antes indicados de los agentes climáticos; en la estructura del firme de hormigón, aunque se dispongan las juntas de contracción y los pasadores, se puede paliar el mal, pero no evitarlo. Por ello, los técnicos se hicieron al principio grandes ilusiones, en relación con la revolución que podría producir la técnica del pretensado en los firmes de hormigón; pero los progresos han sido mucho menores que los obtenidos en la construcción normal; en esta última, han sido espectaculares; rápidamente se han vencido una serie de dificultades que al principio se presentaban, y no solamente en las estructuras prefabricadas, sino en las estructuras construidas *in situ*, se ha llegado a dominar la técnica, puede decirse de una manera total.

En los firmes de hormigón pretensado no ha sido así. Lo que hasta ahora se ha hecho, como veremos más adelante, no son más que simplemente ensayos, empleando diferentes sistemas de compresión, con objeto de salvar las dificultades que la aplicación de los métodos corrientes presenta para los firmes de hormigón. En primer lugar, en éstos no es posible efectuar la prefabricación de las losas; presenta indudables dificultades, pues aunque puedan construirse losas prefabricadas, éstas, en la práctica, tienen que ser de muy pequeña dimensión para que puedan ser fácilmente transportadas, y colocarlas en condiciones de sustentación suficientemente homogéneas y estables, sobre la base preparada, es muy difícil.

La construcción *in situ* tampoco es sencilla; en los primeros ensayos se empezó a emplear el método de precompresión o poscompresión por medio de alambres, sistema análogo al utilizado en las estructuras normales. Esto es factible, aun con dificultades, en el caso de que se trate de tramos rectos, pero cuando, como sucede en la carretera, hay curvas en planta y cambios de rasante en perfil, el empleo de la compresión por medio de alambres presenta dificultades que no es sencillo salvar. Los primeros ensayos de firmes de hormigón pretensado por esta razón se realizaron en pistas de aeropuertos, en las cuales la traza es horizontal y recta.

Las pistas de Argel y Maison-Blanche y de Orly, entre otras, llevan bastantes años en servicio con resultados satisfactorios. En los comienzos de aplicación de esta técnica, para la construcción de firmes, hubo un grave error. Fiados única y exclusivamente por las características resistentes de la estructura del firme, se creyó era posible llegar a espesores pequeñísimos, del orden de los 8 cm.

En los primeros contactos que tuvimos con los colegas extranjeros, en relación con este procedimiento, especialmente con los franceses que han sido los pioneros de esta técnica en Europa, señalamos nuestras dudas con respecto a la aplicabilidad a los firmes de espesores tan reducidos, sencillamente por una dificultad de construcción; por otra parte, el error relativo de espesor podía ser muy grande y, por consiguiente, las consecuencias en la

estructura resistente eran de relativa importancia; además, en estas estructuras existe el peligro del pandeo que, naturalmente, se aumenta en proporción considerable cuando el espesor es reducido. La ventaja desde el punto de vista económico de reducir espesores, no es real en la práctica.

El postensado con alambres entubados, que en estructuras normales es tan útil, tiene para firmes el inconveniente de que, por el pequeño espesor de la losa, los tubos se acusan en grietas longitudinales. De todas maneras, por las razones ya indicadas, el sistema no era aplicable a carreteras, y por ello se empezó a estudiar la posibilidad de dar la compresión por métodos distintos de los clásicos empleados en las estructuras normales. La placa, si se dispone de macizos donde apoyarse, es posible empujarla para lograr la compresión por sistemas externos, cuando ha llegado a un cierto punto el fraguado. Esta compresión externa puede ser con dos tipos de elementos: dando una carga fija de compresión en el elemento empleado para ello, o bien uno elástico y que mantenga una carga de compresión de la losa sensiblemente uniforme en el tiempo. Me explicaré; nosotros tenemos un gato plano cualquiera, tipo Freyssinet, por ejemplo, con el cual damos una carga constante, determinada; ocurrirá que las cargas efectivas de compresión en la losa, variarán al variar las condiciones externas de temperatura y la fluencia del hormigón. Tendremos en el elemento compresor una carga fija, pero en el material, una carga variable. Este es el sistema que llamamos de compresión externa fija. En él, la carga exterior es una determi-

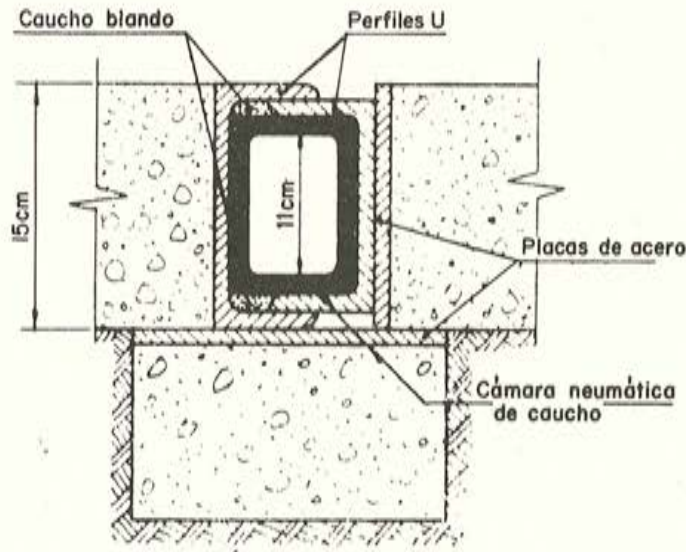


Fig. 1.—Junta neumática.

nada, pero las que en el hormigón se producen varían de acuerdo con los agentes exteriores y con la edad y naturaleza del hormigón; en condiciones exteriores determinadas, puede haber tracciones o compresiones excesivas.

Podemos utilizar otro sistema distinto; disponer una junta que nos dé la compresión de manera elástica, como un muelle, que nos permita mantener en forma más constante la compresión real del firme; este sistema es lo que denominamos pretensado externo móvil o elástico. En él, el elemento de compresión se concibe puede ser proyectado de tal manera que las cargas reales de compresión en el hormigón varíen entre límites mucho menores que los existentes en el caso de la compresión fija.

El pretensado transversal, para evitar las grietas longitudinales del borde o del centro de la calzada, se hace siempre con cables o alambres colocados transversalmente, y que quedan anclados en las caras o bordes laterales. Aunque la técnica es idéntica a la del pretensado longitudinal con alambres, resulta su ejecución engorrosa por ser grande el número de alambres a tesar y fijar. En la práctica no se realiza el pretensado transversal para losas de espesores mayores de 12 cm. Las cargas de trabajo en las losas pueden calcularse aplicando las teorías de todos conocidas de Westergaard, con sus fórmulas más o menos modificadas por la experiencia.

Las losas de hormigón pretensado se calculan en forma tal, que la compresión anule o reduzca a límites admisibles las cargas de tracción originadas por el tráfico y los agentes exteriores. Sus espesores son mucho menores y las losas, más flexibles, se adaptan mejor al cimiento. Hoy no se utilizan firmes de espesores menores de 12 a 15 cm. Con losas de 15 cm, además de no ser preciso el pretensado transversal, los efectos de pandeo no son, normalmente, de temer.

La gran longitud de las losas sin juntas, hace que sea preciso considerar atentamente los efectos producidos en ellas por la temperatura y la humedad. La superficie que presentan es muy grande en relación con su volumen y, por ello, son estructuras muy sensibles a estos agentes exteriores. Las variaciones de temperatura en relación con las existentes en el momento de pretensado, es evidente que pueden dar lugar a un aumento excesivo de las cargas de compresión con peligro de pandeo o incluso superiores a las que el hormigón pueda soportar, o a la anulación de la compresión con la aparición de tracciones que, fácilmente, por los reducidos espesores de las losas, en relación con las de hormigón normal, pueden superar las que sean capaces de resistir.

Hay que considerar muy atentamente las variaciones máximas de temperatura en relación con la existente en el momento del pretensado; ello obliga a hormigonar en épocas de temperatura media. Las temperaturas que hemos de tener en cuenta a estos efectos son las del hormigón, algo distintas de las del ambiente. En las medidas hechas para el estudio del tramo de ensayo, en Madrid, se ha podido comprobar, por ejemplo, que en verano la temperatura media de las losas del hormigón era 5° C superior a la de la atmósfera; en la losa varía con la profundidad. La tensión a una profundidad z es, según la ley de Navier-Stockes:

$$\sigma_t = -\frac{\lambda E \theta_z}{1-\nu} + \frac{\lambda E}{e(1-\nu)} \int_0^e \theta_z dz + \frac{12\left(\frac{e}{2} - z\right)}{e^3(1-\nu)} \lambda E \int_0^e \left(\frac{e}{2} - z\right) z p^2 \theta \quad [1]$$

en esta expresión:

λ , coeficiente de dilatación lineal;

E , coeficiente de elasticidad;

z , profundidad;

θ_z , temperatura de la losa a la profundidad z ;

e , espesor total de la losa;

ν , coeficiente de Poisson.

Factor común de esta expresión, que da la carga de trabajo, es el producto $\lambda \cdot E$ de los coeficientes de dilatación lineal y de elasticidad del hormigón. El coeficiente de elasticidad E varía no sólo con la calidad del hormigón, sino también con la velocidad de aplicación de la carga, que en este caso es la variación térmica; será distinto y, por tanto, distinto también el producto $\lambda \cdot E$ según las variaciones de temperatura sean rápidas o lentas.

El valor de λ , coeficiente de dilatación del hormigón, vale aproximadamente:

- 12×10^{-6} para árido silíceo;
- 10×10^{-6} para árido porfídico;
- 8×10^{-6} para árido calizo.

La utilización de un árido calizo puede disminuir en 1/3 el valor de $\lambda \cdot E$.

De las medidas experimentales hechas en diferentes tramos existentes, se ha llegado a:

$\lambda \cdot E = 4 \text{ kg/cm}^2$, por grado centígrado, para variaciones diarias (rápidas).

$\lambda \cdot E = 1,8 \text{ kg/cm}^2$, por grado centígrado, para variaciones anuales (lentas).

El valor de θ_z temperatura a una profundidad z de la losa, en un instante t , es una función sinusoidal dependiente del tiempo t y vale:

$$\theta_z = \theta_0 e^{-\mu z} \operatorname{sen} \left(\frac{2\pi}{T} t - \mu z \right)$$

siendo T el período considerado de oscilación térmica (24 horas); μ vale $\frac{1}{\varphi} \frac{\pi}{T}$, valor que depende de las características térmicas del hormigón (conductividad y calor específico) y que puede considerarse varía de 0,04 a 0,06 cm^{-1} ; θ_0 es la amplitud del ciclo de temperatura en la superficie del firme.

Para determinar las cargas producidas por el gradiente térmico, se emplea también, en vez de la fórmula [1] la de THOMLINSON,

$$\sigma_t = \frac{\lambda E \theta_0}{1 - \nu} K \quad [2]$$

donde $K = z\mu$.

Compresión mínima que debe darse a la losa.—La compresión C que debe darse a la losa será la precisa para que en el momento más desfavorable —temperatura mínima en la losa— no haya tracciones, es decir, que deberá verificarse:

$$\sigma_v + \sigma_t - C \leq \frac{R}{n}$$

siendo R la resistencia admisible a tracción del hormigón, y n el coeficiente de seguridad; se suele tomar para $\frac{R}{n}$ de 40 a 50 kg/cm^2 ; el valor de la compresión deberá ser:

$$C = \sigma_v + \sigma_t - \frac{R}{n}$$

Rozamiento entre la losa y el cemento.—Es fuerza que se opone al movimiento de la losa y, por tanto, disminuye el esfuerzo de compresión; hay, por tanto, interés en reducirla logrando que la losa pueda moverse sobre su lecho de apoyo lo más libremente posible. Para ello, se interpone entre el cemento y la losa una capa de arena fina y un papel Kraft, productos plásticos, etc.; el coeficiente de rozamiento se puede suponer oscila entre 1 y 0,5; el rozamiento en los primeros desplazamientos de la losa puede llegar a tomar el valor 1,5; después de varias repeticiones, baja apreciablemente, alcanzando un valor mínimo; a los efectos de cálculo en condiciones normales puede tomarse un valor de 0,75 a 0,60; de todas maneras las pérdidas de compresión por efecto del rozamiento que, como es lógico, dependen de la longitud de la losa, pueden llegar para losas largas de 200 m a 20 kg/cm².

Fenómenos higrométricos.—Se ha comprobado que en losas pretensadas con sistema fijo, la compresión aumenta cuando hay periodos de lluvia después de una gran sequía, por la absorción rápida de agua por el hormigón; pero el fenómeno, complicado, no se ha estudiado debidamente; por otra parte, el aumento de compresión medido no es grande, y tiene poca importancia real.

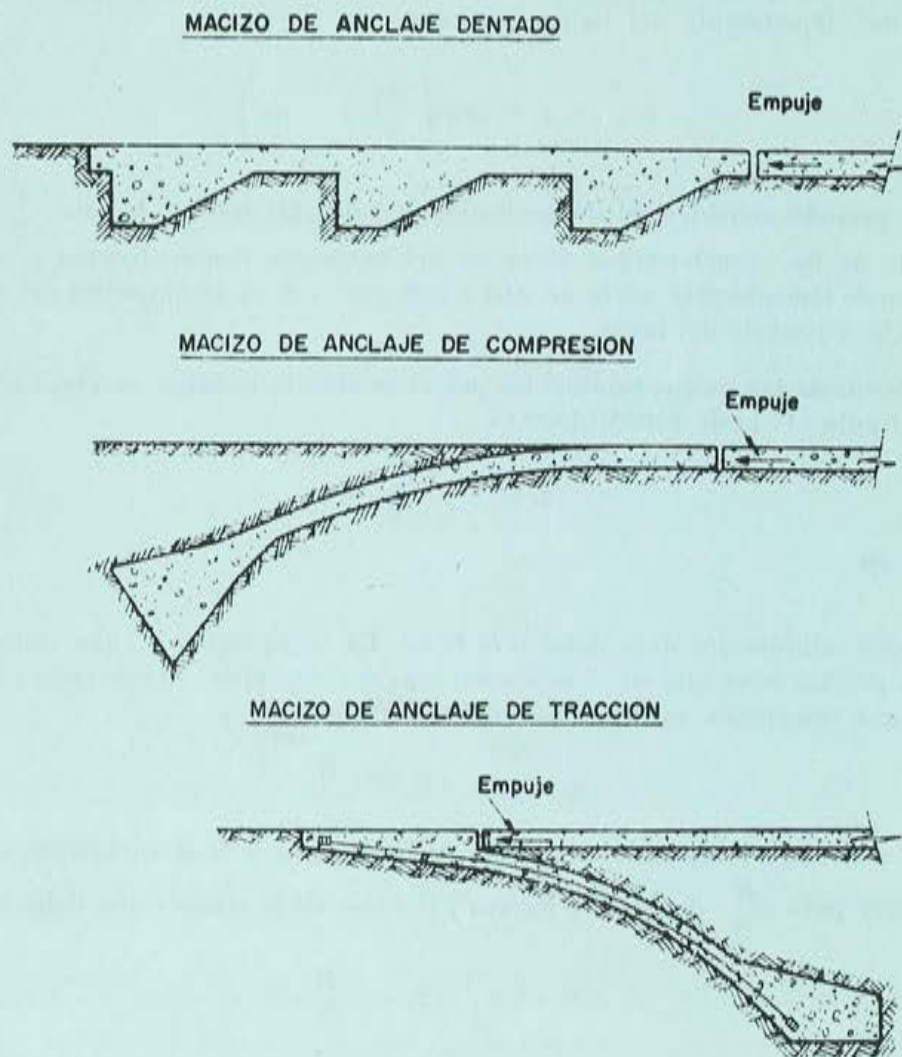


Fig. 2.—Empotramiento.

Pérdida por relajación o fluencia.—Existe una pérdida por relajación tensional del hormigón, que tarda un cierto tiempo en alcanzar su equilibrio, normalmente dos años; el acortamiento es del orden de 4×10^{-4} . Durante dos años habrá que estar actuando cada cierto tiempo sobre los elementos de compresión, si ésta es regulable, para mantener su valor en el límite admisible.

Pandeo de las losas.—El pequeño espesor de las losas y un aumento importante de la compresión, normalmente causado por una elevación de temperatura, puede ser causa del pandeo de la losa; ésta, levantándose en una zona determinada se puede llegar a romper; el fenómeno es similar al pandeo normal de una pieza, pero no idéntico, pues las condiciones de la losa y de una columna, por ejemplo, son totalmente distintas.

El aumento de compresión, con los espesores hoy día normales en las losas, no es determinante del pandeo; es precisa una causa exterior accidental que descentre la fuerza de compresión; esta acción se la denomina de "cebado" del pandeo. No existe la menor duda que es más fácil se presente el pandeo cuanto menor es el espesor de la losa, pues la pieza es más esbelta y un descentramiento absoluto igual tendrá un valor relativo, que en definitiva es el que cuenta, más grande. Para los espesores hoy normales, mayores de 12 cm, el peligro de pandeo es pequeño.

La forma de calcular la posibilidad de pandeo depende de la hipótesis supuesta de causa exterior. R. Lovi llegó a determinar la carga crítica para que exista posibilidad de pandeo, en una losa continua que venía dada por la fórmula:

$$\sigma_c = 2,147 f^{2/11} \cdot \gamma^{6/11} \cdot e^{6/11} \cdot E^{5/11}$$

donde:

f = coeficiente de rozamiento entre la losa y el suelo;

γ = peso específico del hormigón de la losa;

e = espesor de la losa

E = módulo de elasticidad del hormigón;

pero además de llegar a σ_c , es preciso que haya el "cebado" para que el pandeo se produzca. El tema ha sido puesto al día y ampliado en la publicación número 15 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo por C. Kraemer: "Pandeo de losas pretensadas en pavimentos de hormigón".

Los casos más peligrosos son los de excentricidad en el extremo de la losa; las tensiones críticas son en el caso primero:

$$\sigma_c = 0,218 e \sqrt{\frac{\gamma E}{e_x}}$$

y en el segundo:

$$\sigma_c = 0,483 e \sqrt{\frac{\gamma E}{e_x}} ;$$

para igual excentricidad e_x , el segundo valor es más del doble del primero.

En el caso de una curva vertical, a primera vista peligroso, no lo es en la realidad; el radio de la curva vertical había de ser menor que 600 m, cifra que se excede normalmente con amplitud en los trazados modernos.

El tema es del máximo interés. El problema que la construcción plantea, es el tipo de juntas. Hemos visto las dificultades que tiene la precompresión con alambres. La compresión con el sistema de gatos fijos, tiene el inconveniente de que es preciso continuar dando la compresión durante un cierto tiempo, mientras exista fluencia en el hormigón que hace que las cargas efectivas de compresión en las losas baje con el tiempo, y entonces, normalmente, es preciso volver a dar compresión para mantenerla, para que las tracciones en la losa no excedan de las admisibles. Si los climas son muy extremos, es decir, con diferencias de temperatura muy importantes, indudablemente puede presentarse, si las losas son de pequeño espesor, el pandeo. Por otra parte, dar las compresiones en puntos fijos con los gatos, presenta inconvenientes de los cuales ya os hablará en la charla siguiente mi compañero Enrique Balaguer.

La junta elástica es muy atractiva. Indudablemente, con ella el problema teórico queda resuelto. Ahora bien, hace falta tener una junta elástica que funcione sin averías, pues si por un sistema u otro se da una compresión que asegure la no aparición de tracciones y que se mantenga dentro de límites admisibles, se habrá dado un paso trascendental para la solución del problema de los firmes rígidos. Por eso, aun corriendo el albur de todo ensa-

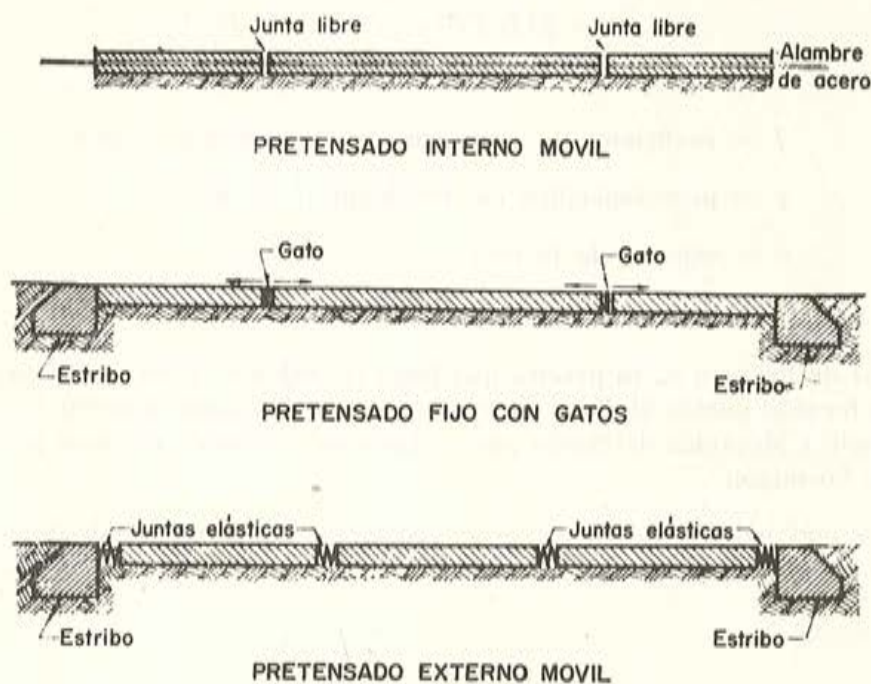


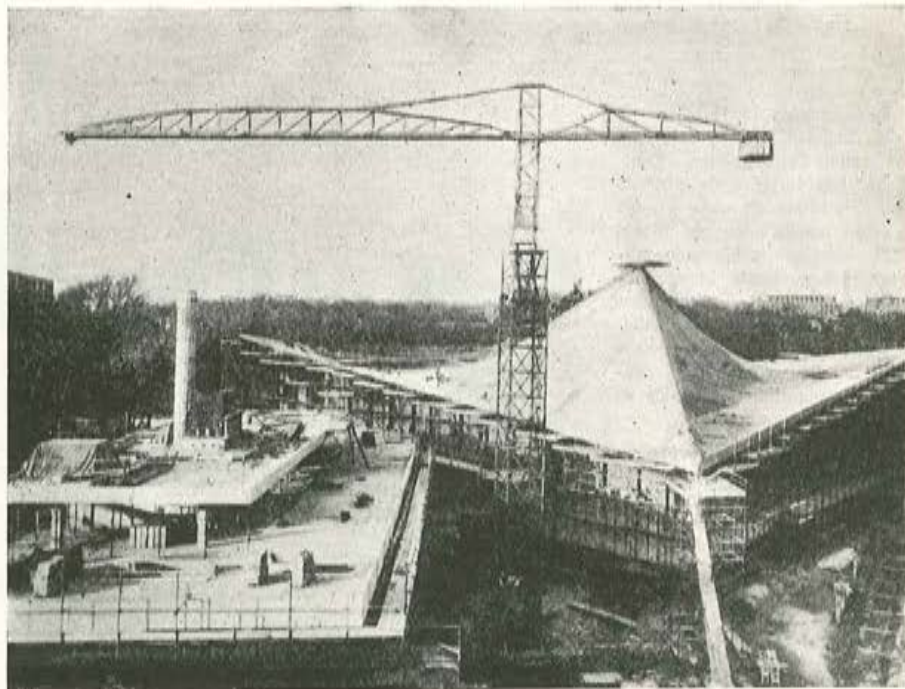
Fig. 3.—Tipos de juntas.

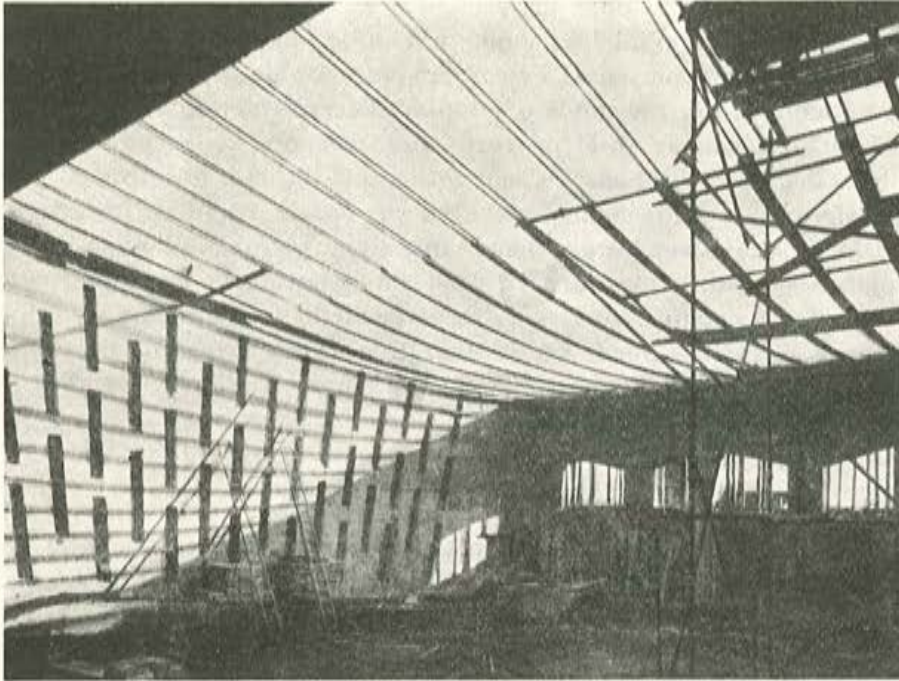
yo, el que no se aventura no progresa, hemos realizado en el tramo de ensayo de firmes N-II, a partir de la glorieta de Eisenhower, uno de pretensado de 2.360 m de longitud, en el cual se han ensayado los distintos sistemas, de los cuales hemos hablado antes: pretensado interno con alambres, pretensado externo fijo y pretensado externo con juntas elásticas.

Más de uno ha criticado el que nos hayamos arriesgado a efectuar este ensayo. Es una técnica nueva, dicen, que tiene riesgos indudables y que, por lo tanto, debíamos haber esperado nosotros, país pobre, a tener la experiencia extranjera que nos pudiera dar un máximo de seguridad en las soluciones que fuéramos a adoptar. Efectivamente, sabíamos que se corría un riesgo, y así se hizo constar en el proyecto, pero creímos aconsejable correrlo, y el Ministerio, percatado del interés del ensayo, estuvo de acuerdo con nosotros. El hormigón pretensado en carretera está, como hemos visto, en sus comienzos; pero es una solución apasionante. Si se llegan a resolver los problemas que tiene planteados, unos graves, otros relativamente pequeños —nosotros, en nuestra modesta experiencia de unos meses, hemos resuelto algunos de ellos y estamos en vías de resolver otros—, la solución de firmes de hormigón pretensado para carreteras puede ser la definitiva de los firmes de hormigón. Hasta ahora no se ha llegado a una solución satisfactoria. Estamos estudiando diversas posibilidades, y espero que en alguna de ellas encontremos soluciones para intentar, por lo menos, contribuir a la resolución de este problema. Todo comienzo de una nueva técnica es difícil, pero hay que tener voluntad para ir resolviendo las dificultades.

Yo estoy convencido de que los obstáculos que se oponen a la solución de hormigón pretensado se pueden vencer y, por ello, intentamos contribuir modestamente al avance de esta técnica. Nuestra reducida experiencia de menos de un año, muestra que con tesón y paciencia, y la ayuda entusiasta de un equipo de colaboradores, para los cuales quiero rendir desde aquí el homenaje que merecen, las dificultades, algunas grandes, se han ido venciendo.

El Instituto de la Commonwealth, en Londres, Inglaterra. La lámina central, pretensada, en forma de parabolóide hiperbólico, mide en planta 28 metros de lado y su espesor es de sólo 8 centímetros en el centro y 18 centímetros en los bordes. Los delgados nervios de 12,7 centímetros por 45 centímetros que refuerzan las zonas cóncavas exteriormente están constituidos por elementos prefabricados de hormigón, pretensados conjuntamente.

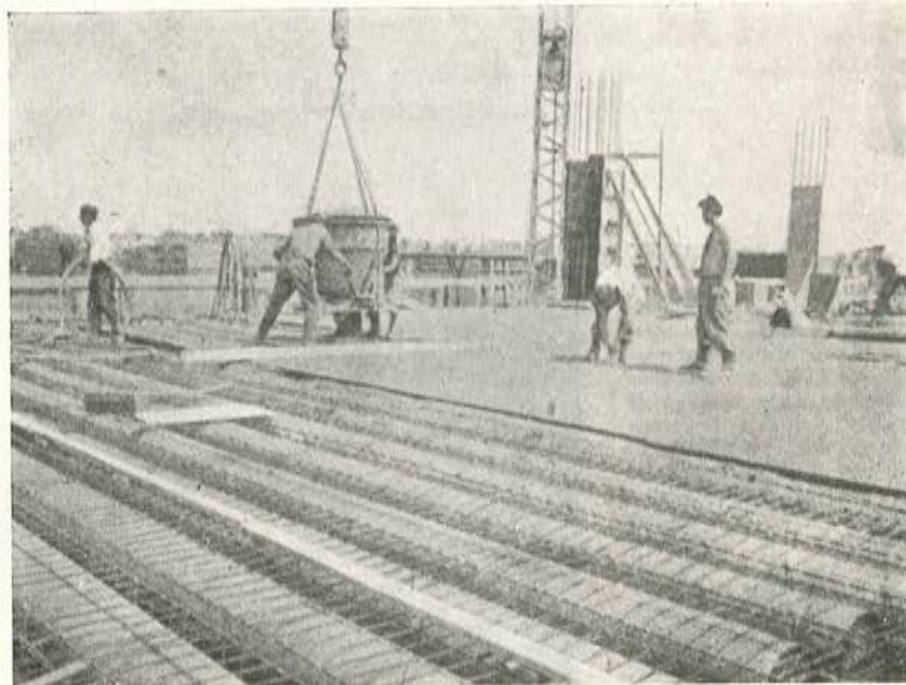




Iglesia de Santa María Goretti, en Viena-Kagran, Austria. La cubierta colgante de esta iglesia tiene, en planta, forma trapezoidal y mide 33,5 metros de longitud, siendo su anchura variable de 18 a 27 metros. Los cables de pretensado se anclaron, provisionalmente, a las placas extremas. Los elementos prefabricados de hormigón que constituyen las vigas de la cubierta llevan dos ranuras por las cuales pasan los cables de pretensado. Una vez enhebrados todos los elementos de cada viga se tesaron los cables, quedando así formadas las vigas de cubierta, la cual se completó con placas también prefabricadas. En la construcción de la cubierta no hubo necesidad de utilizar cimbra ni encofrados.

Edificio para las oficinas de la Compañía St-Gobain, en Levallois-Perret, París, Francia. Los forjados de piso de este edificio de siete plantas están constituidos por placas de hormigón pretensado, aligeradas mediante huecos dejados en el interior de tubos de cartón que quedan embebidos en el espesor de la placa. En estos tubos, además, se enfilan los cables de pretensado.

La aplicación del pretensado ha permitido reducir el espesor de los forjados y lograr luces superiores a las que hubiese sido posible alcanzar con el hormigón armado. Además, con el pretensado se pudieron suprimir casi totalmente las juntas y simplificar considerablemente el encofrado.



experiencia española en firmes de hormigón pretensado

enseñanzas extraídas de la construcción del tramo experimental en la carretera N-II

Conferencia pronunciada por D. Enrique Balaguer Camthuis, Ingeniero Jefe de la Sección de Pavimentos del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, en el Instituto Eduardo Torroja, el día 28 enero de 1965, dentro del ciclo organizado por la A.E.H.P.

Como acaba de indicar el señor Escario, en el tramo experimental de la carretera Nacional de Madrid a Barcelona (fig. 1), se ha dedicado una longitud importante a los firmes de hormigón pretensado. Los sistemas construidos y ensayados son tres: pretensado interno con cables por adherencia, pretensado externo móvil con juntas neumáticas y pretensado externo sistema fijo.

El módulo de longitud de las losas, común a los tres sistemas, es de 125 m, existiendo medias losas de 62,50 metros en los sistemas de pretensado externo. La anchura de las losas es de 7 m y su espesor de 12 y 15 cm. Normalmente las losas de 12 cm van pretensadas transversalmente con alambres de acero de alta resistencia y anclajes de extremidad. Las losas de 15 cm no llevan pretensado transversal, al igual que una media losa de 12 centímetros.



Fig. 1.

La longitud total del tramo, cuyas losas miden 2.250 m, se completa con los necesarios estribos para absorber los empujes desarrollados o tesar los cables del sistema de pretensado interno.

Las losas apoyan sobre una sub-base arenosa, de 35 cm de espesor, tipo S-6 de las vigentes especificaciones de la Dirección General de Carreteras, compactada al 100 % de la densidad máxima del ensayo Proctor Normal y con C.B.R. entre 40 y 70 según ensayos.

Con objeto de disminuir el coeficiente de rozamiento entre las losas y su cimiento, que es causa de una disminución longitudinal de la compresión que se introduce, se estableció sobre la sub-base una capa de arena seleccionada de 3 cm de espesor. Sobre ella se colocaba, en general, papel Kraft, y excepcionalmente lámina de polietileno.

El suelo de la explanada está en esta zona constituido fundamentalmente por suelos: SM y SM-SC de la clasificación U.S.C.S. en el tramo de pretensado interno; SM-SC, CL y ML-CL en el de pretensado externo móvil; y SM-SC, SC y MH en el de pretensado externo fijo. Los suelos MH corresponden a un desmonte de 250 m de longitud existente en el tramo de pretensado externo sistema fijo. Las densidades máximas Proctor y los C.B.R. correspondientes, oscilan en los diferentes tramos entre los límites que se señalan a continuación: tramo primero, 1,75 a 1,93 y 5 a 10; tramo segundo, 1,77 a 1,97 y 4 a 15; tramo tercero, 1,48 a 1,84 y 3,5 a 6,6.

El hormigón se estudió y dosificó, previamente a la construcción, en el Laboratorio del Transporte. En el tramo existen firmes de hormigón tradicional, además de los firmes de hormigón pretensado. Para los primeros se utilizaron grava, gravilla y arena rodadas del río Jarama. En el hormigón pretensado se conservó la arena silicea y se sustituyeron la grava y gravilla rodadas por otras procedentes del machaqueo de roca caliza, tratando así de conseguir un hormigón de bajo coeficiente de dilatación, extremo éste, como es sabido, de suma importancia en este tipo de firmes. La dosificación de cemento se estableció en 350 kilogramos de P-350, y la relación agua/cemento en 0,45. Se consiguió en probetas fabricadas en obra y curadas en ella una resistencia característica de 272 kg/cm² (57 probetas).

Este hormigón tiene en la actualidad, después del paso de 2.500.000 vehículos, un coeficiente de rozamiento longitudinal muy satisfactorio, superior al del hormigón con áridos rodados.

La dosificación y fabricación del hormigón se llevó a cabo en una planta JHONSON semi-automática (fig. 2). Una báscula pesaba los áridos acumulativamente y otra pesaba el cemento. El agua se dosificaba automáticamente y la mezcla se amasaba en una hormigonera de eje vertical de capacidad aproximada de 1 m³. La producción media fue de 25 m³/h.

El hormigón se transportaba en camiones-volquete normales, no observándose segregación por la consistencia seca de la mezcla.

El tren de hormigonado (figs. 3 y 4) constaba de una máquina extensora Vibro-Werken, una terminadora transversal vi-

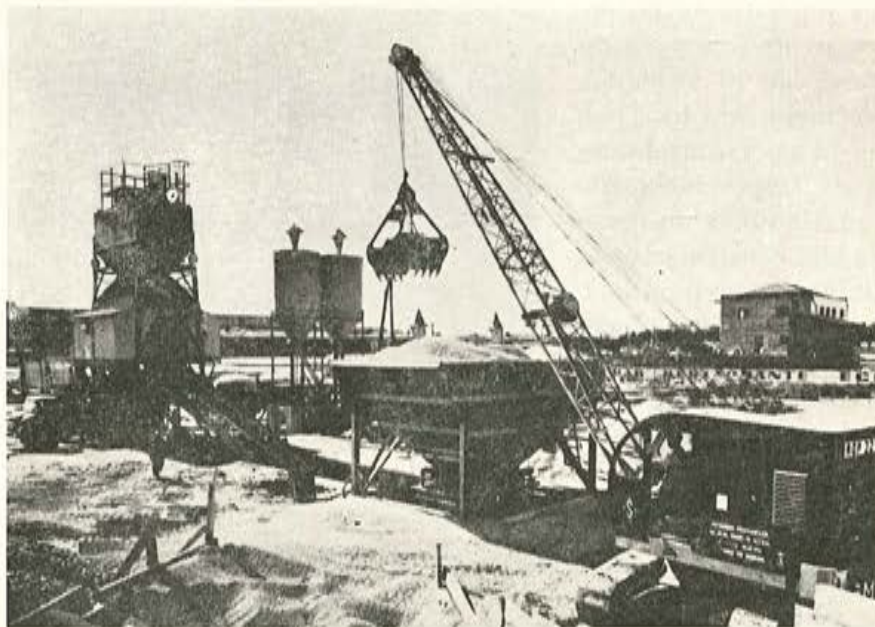


Fig. 2.

brante Vibro-Werken, una terminadora transversal sin vibración Blaw-Knox y una terminadora longitudinal Koehring. A pesar de la consistencia seca del hormigón, la puesta en obra no ofreció dificultades.

ESQUEMA DE EQUIPO DE TERMINACION DE PAVIMENTO DE HORMIGON

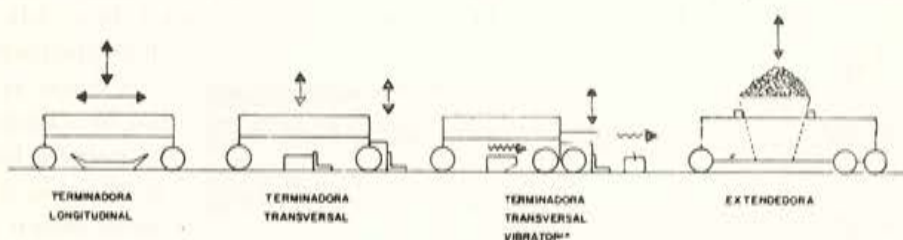


Fig. 3.

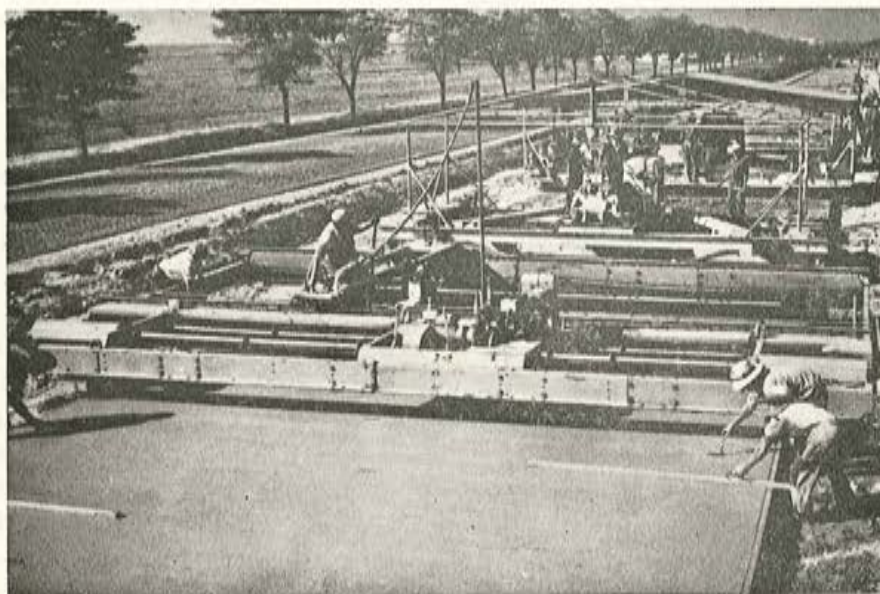


Fig. 4.

El curado del hormigón se realizaba colocando sobre él una doble capa de arpillera saturada de agua durante 24 ó 48 h, pasado este plazo se regaba la superficie del hormigón, se colocaba una lámina de polietileno y sobre ella una capa de arena de 3 a 5 cm de espesor.

Los estribos del tramo se construyeron en el otoño de 1962 y las losas de los firmes pretensados quedaron terminadas en septiembre y octubre de 1963. Estos firmes se abrieron al tráfico en abril de 1964.

La construcción de las losas se inició con el sistema fijo de pretensado externo.

Este sistema, limitado por dos estribos de extremidad capaces de absorber empujes de 1.500 t, está dividido en dos tramos de distinto espesor, 12 y 15 cm, separados entre sí por un estribo diferencial. Su longitud total es de 829,43 m, de los cuales 750 m corresponden a las losas pretensadas. A cada espesor corresponden dos medias losas de extremidad de 62,50 m

y dos losas de 125 m. Las losas de 12 cm van con pretensado transversal de 6 kg/cm² mediante 1 \varnothing 5 mm cada 0,25 metros.

El pretensado longitudinal se ha introducido utilizando gatos planos Freyssinet. En las juntas activas del sistema de 15 cm se realizó colocando en serie tres gatos de 1,20 m de longitud y en las de 12 cm mediante cuatro de 0,80 m. Las activaciones consisten, como es sabido, en inyectar agua a presión. En nuestro caso se ha llegado hasta 150 kg/cm². La abertura que se consigue en la junta se mantiene intercalando unos calzos entre los gatos.



Fig. 5.

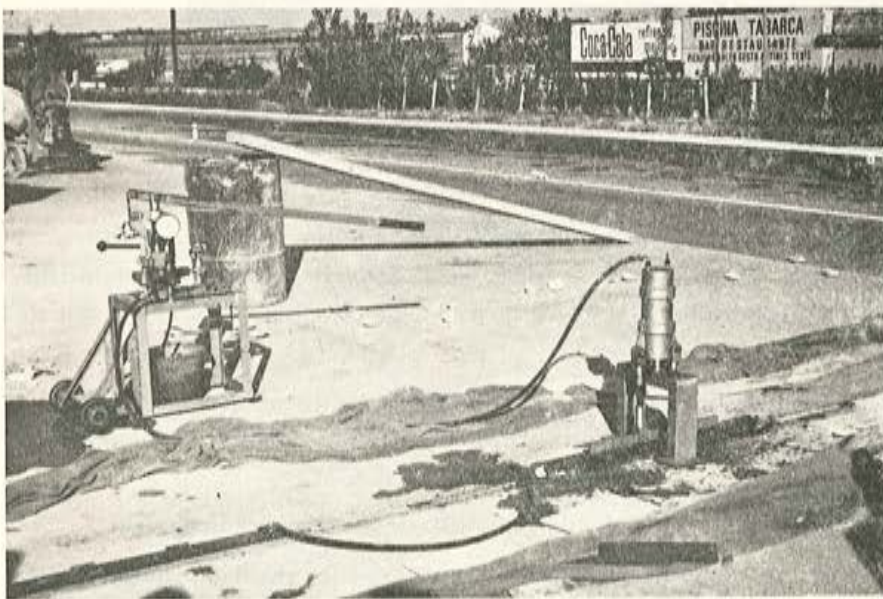


Fig. 6.

Posteriormente se retiran éstos, se hormigona, se retiran los calzos y vuelve a hormigonarse (figs. 5, 6 y 7). Los gatos tienen un espesor total de 25 mm y pueden alcanzar 40 ó 45 milímetros. Su recorrido es, pues, muy limitado, pero pueden ser recuperados y regenerados.

Cada día se hormigonaba una o dos losas y esa madrugada se comenzaba la primera activación. El pretensado longitudinal provisional de que se dotó al tramo se logró mediante sucesivas activaciones en las madrugadas siguientes hasta abrir cada junta de 3 a 4 cm. No se consideró necesario dar la compresión definitiva para soportar el tráfico aquel invierno, pues quedaba por construir gran parte del tramo. En febrero de 1964 se dio la activación definitiva hormigonando las juntas activas y quedando el pavimento preparado para soportar el tráfico. El comportamiento de este firme en la primavera y verano de

1964 fue muy satisfactorio. Al aumentar la temperatura la compresión longitudinal aumentó también. A principios de septiembre a compresión había disminuido peligrosamente por fluencia del hormigón. Sin embargo, no pudo desviarse el tráfico por estar reforzándose en aquel momento la carretera actual. El tramo se encontró durante las madrugadas y primeras horas de los días de septiembre sin compresión y soportando todo el tráfico de la carretera de Madrid a Barcelona. A consecuencia de ello empezaron a aparecer grietas transversales que llegaron a alcanzar el número de 40 antes de poder desviar el tráfico a finales de septiembre (figs. 8 y 9). En la primera decena de octubre se realizó la necesaria activación.



Fig. 7.

Las anteriores activaciones habían originado múltiples problemas, entre los que se pueden citar: lesiones y roturas en el hormigón en las proximidades de las juntas como consecuencia de concentraciones de esfuerzos (fig. 10), dificultad de extracción de gatos, falta de idoneidad de los calzos metálicos que se utilizaban, etc. Las roturas de determinadas zonas del hormigón se fueron reparando, a medida que se producían o detectaban, con mortero y hormigones de resina epoxy (fig. 11). Pero el estado de algunas de las juntas era francamente alarmante, por plastificación del hormigón, lesiones de borde, etc. Por ello, en cuatro de las seis juntas existentes se decidió eliminar el hormigón en una faja de 0,70 metros y hormigonar de nuevo protegiendo los bordes con U metálicas en las que se había previsto el correspondiente dispositivo antipandeo. Se utilizaron calzos de chapas de fibrocemento de 1 centímetro de espesor y metálicas más delga-

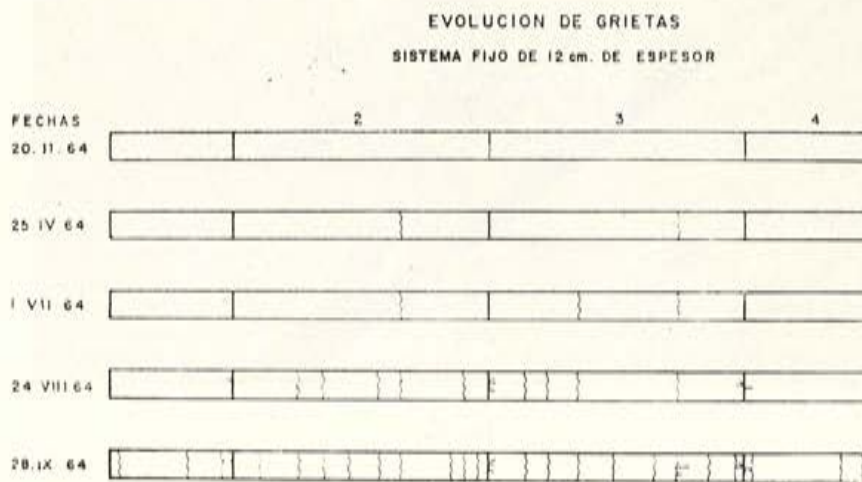


Fig. 8.

das y se empleó un nuevo método de extracción de gatos. Con todo ello mejoró notablemente la velocidad y seguridad de las activaciones, habiéndose llegado a activar dos juntas en tres horas.

EVOLUCION DE GRIETAS
SISTEMA FIJO DE 15 cm. DE ESPESOR



Fig. 9.

Una fuente de preocupación en esta activación la constituyeron las grietas transversales existentes. Algunas estaban francamente abiertas, del orden de 2 a 3 mm (figs. 12 y 13), y se tenía la posibilidad de algún levantamiento, o que quedasen abiertas.



Fig. 10.

Sin embargo, los resultados superaron todas las esperanzas. Las grietas cerraron encajando perfectamente sus bordes, y no se produjo ningún levantamiento. Posteriormente se procedió a su reparación para frenar la rotura de sus bordes, abriendo una pequeña caja superficial y sellando con una formulación de resina epoxy. (fig. 14).

A consecuencia de la temperatura a que hubo que activar se pensaba en la posibilidad de tener que activar nuevamente en diciembre

de 1964 ó en enero del año actual. No obstante, en la actualidad el tramo está en compresión que oscila, según nuestras últimas medidas, entre 5 kg/cm² a 0° C y 31 kg/cm² a 16° C. En la primavera pasada, las compresiones oscilaban entre 30 y 95 kg/cm² con media de 60 kg/cm².

Hasta ahora el valor del producto λE del coeficiente de dilatación y módulo de elasticidad del hormigón, se nos está situando para variaciones diarias en 4 en verano y 2 en invierno. La relajación de tensiones y fluencia del hormigón impiden todavía dar valores para variaciones estacionales.

Como conclusiones más importantes con relación a esta técnica puede decirse:

Su inconveniente mayor es la necesidad de activar durante los primeros años de vida del hormigón una o dos veces al año. En el estado actual de la técnica esta activación obliga a desviar el tráfico, y ha de hacerse en las épocas más frías del año y en las horas más frías del día.

Deben cuidarse en el proyecto especialmente los detalles en las inmediaciones de las juntas activas, habida cuenta de que la concentración de esfuerzos en las activaciones puede lesionar el hormigón.

También deben cuidarse especialmente las operaciones de activación. Creemos haber llegado a una técnica de actuación rápida y segura.

No parece existir un riesgo grave de pandeo al menos con los espesores y dispositivos adoptados en el tramo español.

La ventaja mayor de este sistema es su monolitismo y permanencia en el tiempo una vez terminada la fluencia del hormigón.

El pavimento de pretensado externo móvil se construyó a continuación del anterior, a finales de septiembre y principios de octubre de 1964.



Fig. 11.



Fig. 12.



Fig. 13.



Fig. 14.

originando el pretensado longitudinal. Esta junta permite mantener una presión casi constante sobre los extremos de las losas.

La construcción se desarrolló hormigonando, por lo general, una losa de 125 m cada día entre dos juntas neumáticas colocadas en posición de cerradas. En el momento en que quedaba una junta encerrada entre dos losas se daba presión a los balones, de modo que la primera compresión en una junta se realizaba con una de las losas límites hormigonada en ese día y la otra el día anterior. En días sucesivos se aumentaba la presión, pero sin

Este sistema de 1.250 metros de longitud está situado entre dos estribos de extremidad capaces de absorber empujes de 770 t y 500 t y consta de 2 medias losas de 62,50 m y 9 losas de 125 m. La mitad de las losas son de 12 cm de espesor y lleva pretensado transversal de 6 y 9 kg/cm² mediante 1 Ø 5 cada 0,25 y 3 Ø 5 ó 1 Ø de 7 mm cada 0,50 m, habiéndose utilizado los sistemas Freyssinet y Barredo, respectivamente. La otra mitad son de 15 cm y no llevan pretensado transversal.

La compresión longitudinal se introdujo y mantiene mediante juntas especiales neumáticas. Constan estas juntas de dos U metálicas, que encajan una en otra y encierran una cámara, de 3,50 m de longitud, protegida por una envoltura de caucho que queda en contacto directo con las U (figs. 15 y 16).

Al llenar la cámara de gas a presión, las U se abren y comprimen los bordes de las losas

superar nunca el 25 % de la resistencia prevista por ensayos en el hormigón. El gas utilizado fue nitrógeno, que se suministró en botellas de 150 kg/cm² de presión.

Estas juntas proyectadas por la Casa francesa Kleber-Colombes, según sus experiencias en Fontenay - Tresigny, empezaron a fallar desde un principio. Estos fallos que originaban el pinchazo o desgarramiento de las cámaras se atribuyeron desde un principio a defectos de proyecto en la elección del material, butyl, y en el diseño de los extremos de las cámaras (figs. 17 y 18).

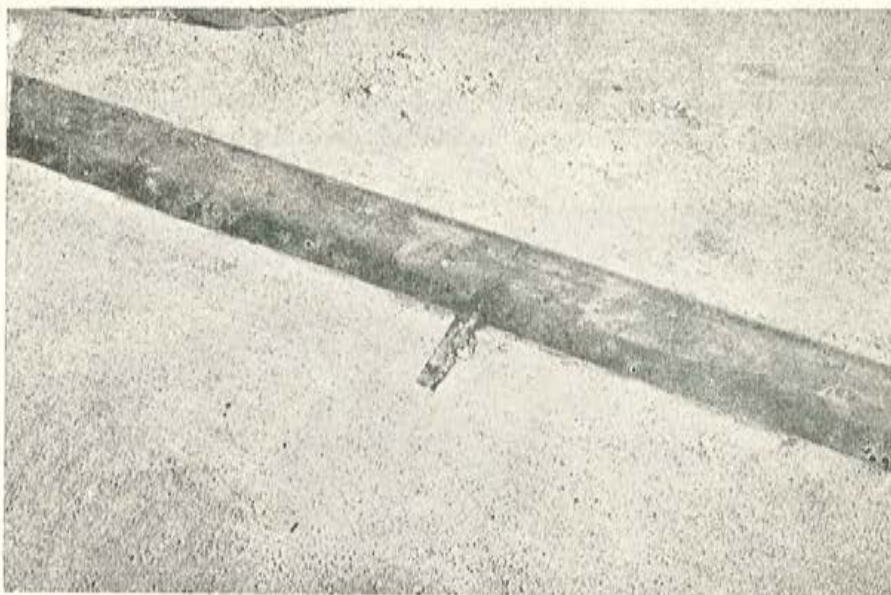


Fig. 15.

Estas cámaras eran de butyl, y pronto se llegó a la conclusión de que, elegido este material en sustitución del caucho por su mayor impermeabilidad, sin embargo sus propiedades mecánicas eran peores y, además, presentaba serias dificultades la reparación de las cámaras al no poder recauchutarlas. Por otro lado, se comprobó que existían errores de proyecto en las extremidades de las cámaras. Se mejoraron las protecciones de extremo, y los técnicos de la Casa Kleber-Colombes iniciaron la fabricación de otra serie de balones, esta vez de caucho, que nos fueron entregados en abril de 1964. Colocados parte de éstos y de los antiguos, se abrió al tráfico y pronto se vio que seguían los pinchazos con los nuevos balones. Su ritmo era de dos cada dos semanas, lo que nos colocó en la necesidad de hormigonar una junta si y otra no pasando a ser las losas de 187,50 y 250 metros. Por no ser posible aumentar demasiado la presión en las juntas que seguían sien-

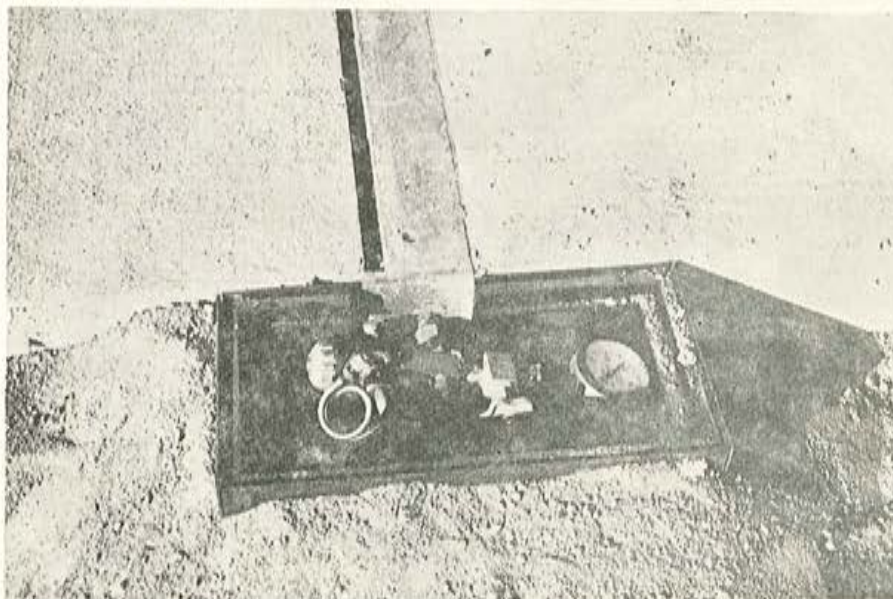


Fig. 16.

do activas, ello originó la aparición de numerosas grietas transversales (figs. 19 y 20). Posteriormente, con medidas de detalle que se introdujeron, tales como barnizar de glicerina cámaras y protecciones, y probablemente por la variación climática estacional, disminuyó el ritmo de pinchazos y desde septiembre no hemos sufrido ninguno. Puesto que como por otro lado mejoró en rapidez nuestro sistema de reparaciones, nos ha sido posible reponer dos de las cuatro juntas hormigonadas.

Como consecuencia de todos estos fallos y enseñanzas hemos recibido hace un mes un tercer lote de cámaras de caucho de mayor espesor de paredes y estamos esperando protec-

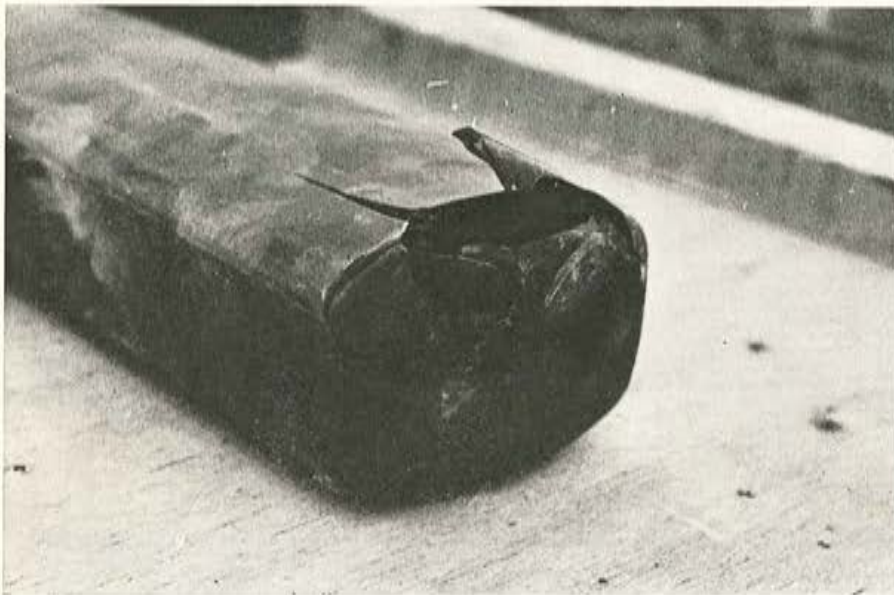


Fig. 17.



Fig. 18.

ciones, todo ello de la Casa Kleber-Colombes, de acuerdo con nueva concepción. Además, la Casa Continental española está fabricando cuatro juntas de 3,50 m, sujetas en este momento a secreto de patente, que pueden ser una contribución eficaz a la resolución del problema de juntas neumáticas.

La detección de un pinchazo y el cambio de una cámara es una operación muy rápida que puede efectuarse en breve tiempo y sin interrumpir el tránsito.

La facilidad de extracción y nueva puesta en servicio de una de estas medias juntas permite seguir la fluencia del hormigón introduciendo calzos adicionales. Así se está haciendo en el tramo de ensayo en el que se están absorbiendo, con calzos de uralita, de 1 centímetro de espesor, fluencia y retracción de fraguado, que en este sistema totaliza en la actualidad 1 cm por cada 25 metros.

EVOLUCION DE GRIETAS
SISTEMA ELASTICO DE 12 cm DE ESPESOR

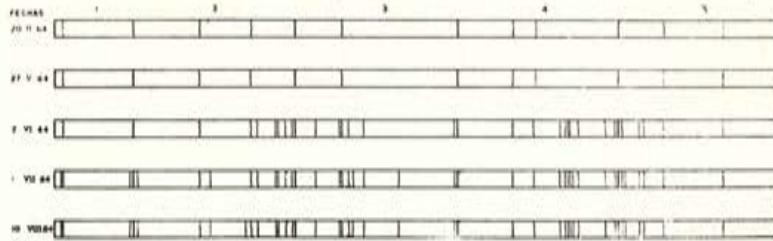


Fig. 19.

EVOLUCION DE GRIETAS
SISTEMA ELASTICO DE 15 cm DE ESPESOR



Fig. 20.

Este sistema elástico parece mecánicamente más conveniente que el fijo. Las oscilaciones tensionales son mucho menores, y con ello parece que la fluencia, y desde luego los es-
tribos, son menores, pero es necesario llegar a una junta más segura que las que actual-
mente se utilizan y que no requiera una conservación tan cuidadosa.

En este sistema las losas de 15 cm también se han agrietado longitudinalmente. Lo mismo les sucedió a las de 12 cm sin pretensado transversal, pero no, en cambio, a las de 12 centímetros con pretensado transversal.

Sin embargo, el pretensado transversal con su gran número de alambres es un procedimiento que creemos puede quedar sustituido con ventaja por una junta longitudinal ordinaria o armaduras transversales que nos controlarán igualmente la magnitud de los momentos flectores transversales al reducir la luz libre.

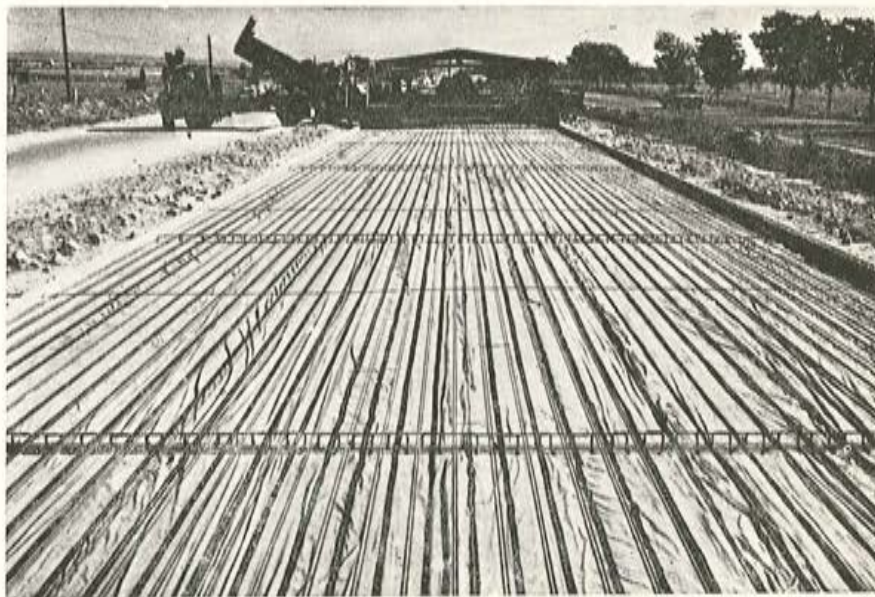


Fig. 21.

El tramo pretensado mediante cables internos anclados por adherencia está formado por dos losas de 125 m de longitud, 7 m de anchura y 15 cm de espesor (figs. 21 y 22). No tienen pretensado transversal, y el longitudinal, de 30 kg/cm², se consigue mediante 84 cables, dispuestos en parejas, de 7,5 mm de diámetro nominal, constituido cada uno por 7 alambres de 2,5 mm. Tesados estos cables entre los estribos, en la longitud total correspondiente a las dos losas, números 1 y 2 del tramo, se mantuvieron tesos durante la puesta en obra del hormi-

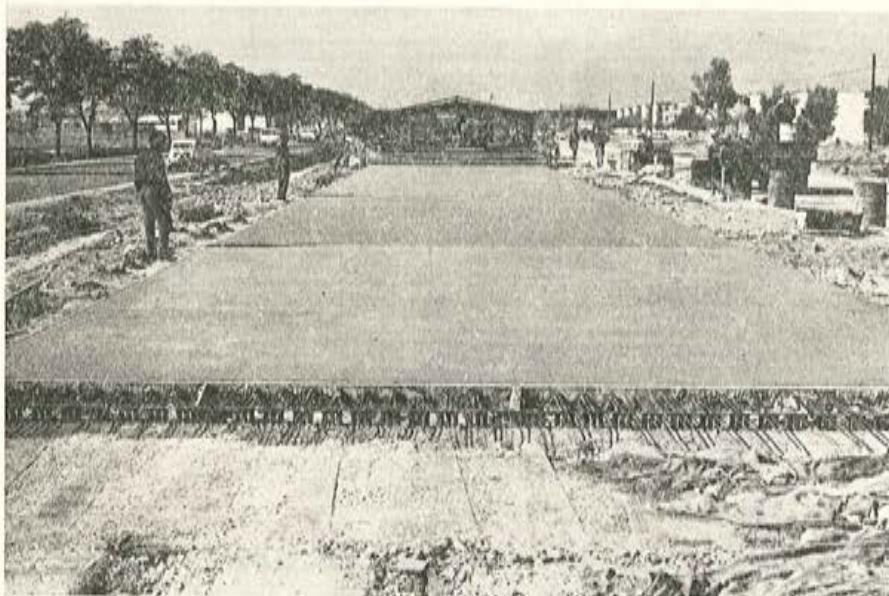


Fig. 22.

gón y los doce primeros días de su vida. La gran longitud de los cables, mayor de 250 m, obligó a tesar y calzar varias veces por agotarse la carrera de los gatos hidráulicos normales empleados, antes de obtener los alargamientos necesarios. En estas operaciones se tesaban simultáneamente seis parejas de cables. Durante el primer período de vida del hormigón, y antes de ser puesto en carga, aparecieron grietas capilares de retracción, que quedaban en parte coartadas por la armadura que constituían los cables tesos (3,3 kg/m²). Al cortarse los cables con soplete entró en carga el hormigón y prácticamente desaparecieron las grietas de retracción. Posteriormente se demolieron los dientes de los estribos sus-

gón y los doce primeros días de su vida. La gran longitud de los cables, mayor de 250 m, obligó a tesar y calzar varias veces por agotarse la carrera de los gatos hidráulicos normales empleados, antes de obtener los alargamientos necesarios. En estas operaciones se tesaban simultáneamente seis parejas de cables. Durante el primer período de vida del hormigón, y antes de ser puesto en carga, aparecieron grietas capilares de retracción, que quedaban en parte coartadas por la armadura que constituían los cables tesos (3,3 kg/m²). Al cortarse los cables con soplete entró en carga el hormigón y prácticamente desaparecieron las grietas de retracción. Posteriormente se demolieron los dientes de los estribos sus-

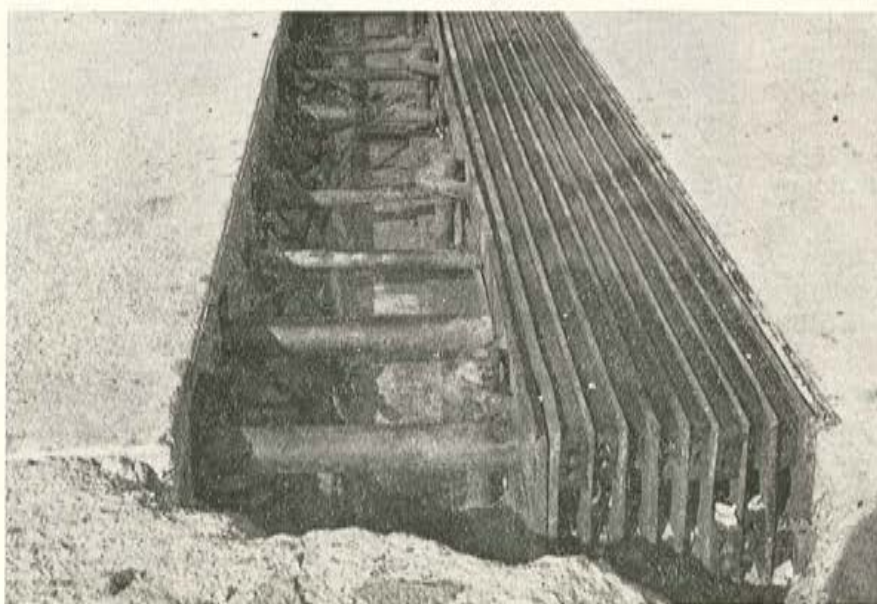


Fig. 23.

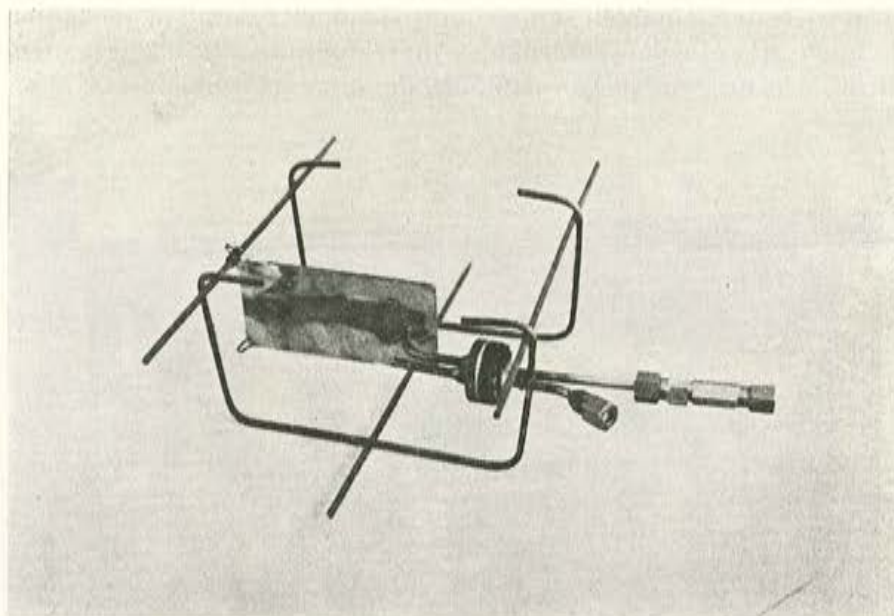


Fig. 24.

tituyéndolos por dos losas y se establecieron juntas especiales de transición (fig. 23), constituidas por chapas metálicas de 5 mm de espesor que alternan con perfiles de neopreno. Con ello quedó este pavimento terminado.

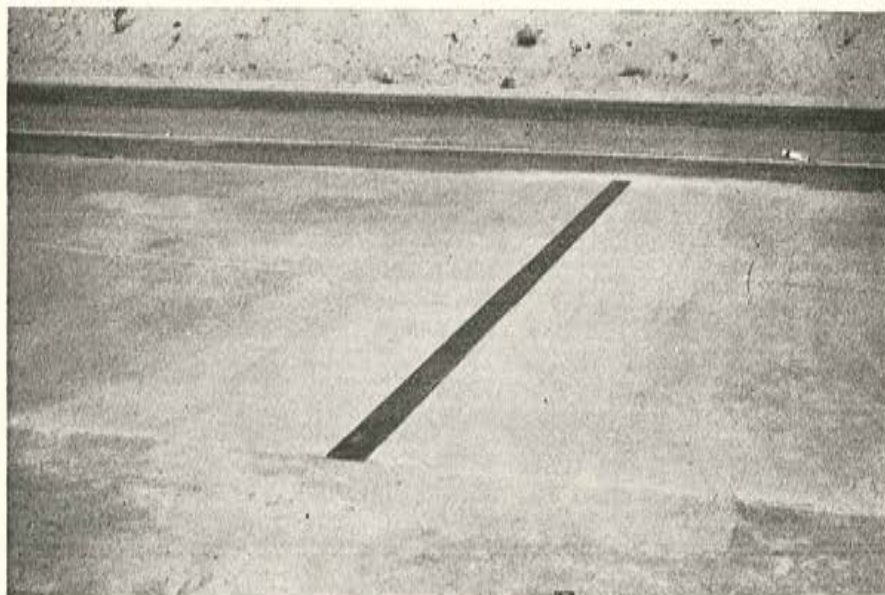


Fig. 25.

Este tramo se está comportando satisfactoriamente, con la salvedad de la aparición de una grieta longitudinal, común a las losas de 15 cm de todos los sistemas, que indica la necesidad en nuestras condiciones particulares de haber establecido junta longitudinal, armadura transversal o pretensado transversal. Se ha visto que las grietas capilares de retracción que aparecen durante los primeros días de la vida del hormigón desaparecen práctica-

mente, y no son de temer. También se ha comprobado la necesidad de mejorar el sistema de tesado de modo que queden controlados individualmente los alargamientos de los cables. Las juntas de transición se han comportado satisfactoriamente.

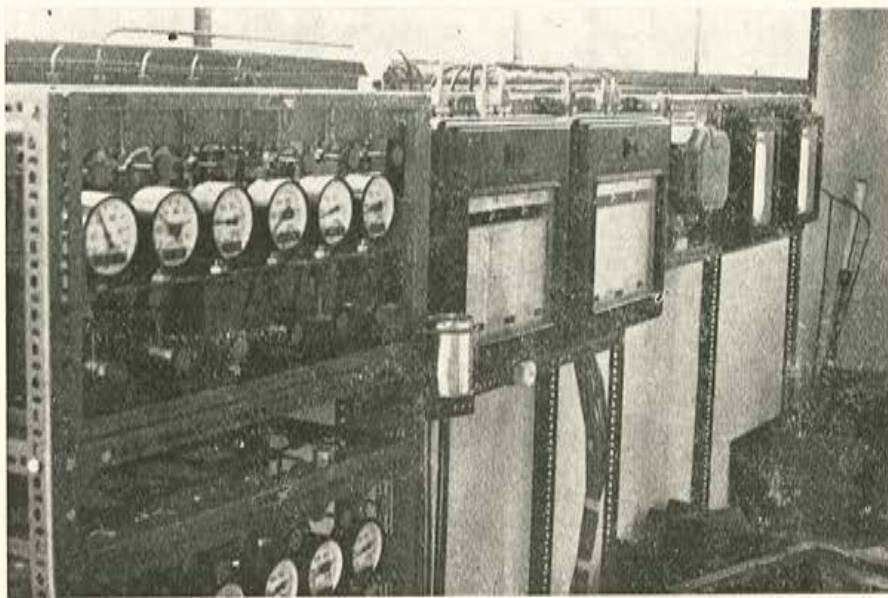


Fig. 26.

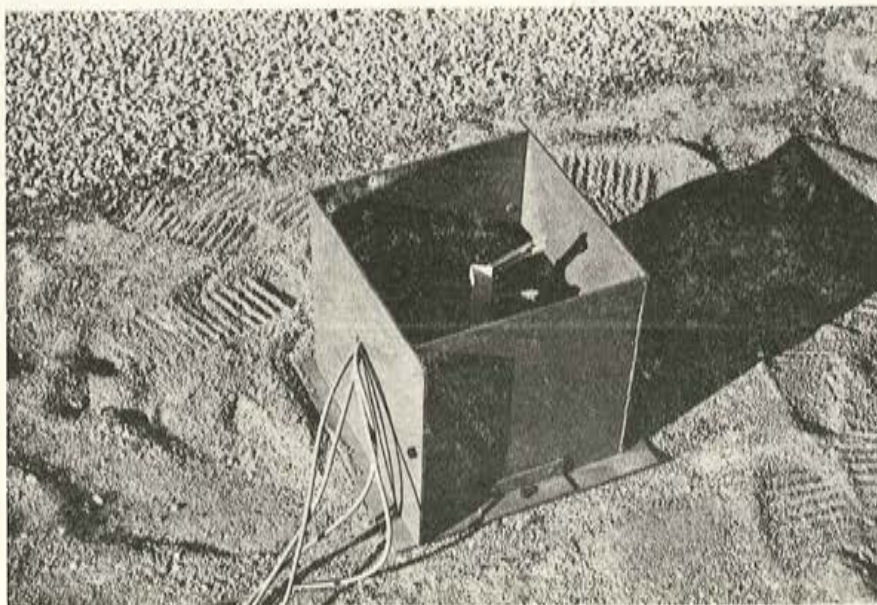


Fig. 27.

Por último, diremos que el comportamiento de los estribos de todo el tramo ha sido bueno.

Dentro de este Plan de Experimentación General del Tramo de Ensayo quedan incluidos los estudios de los firmes pretensados. Se realiza una observación sistemática y periódica



Fig. 28.

de los mismos anotando las grietas y fallos que se observan. Pero además se han instalado una serie de células y elementos de medida de diversas variables para tratar en definitiva de relacionar el comportamiento tensional de las losas de estos firmes con sus variaciones térmicas y de éstas con las condiciones climáticas de la zona, y analizar la influencia de la explanada y tráfico en tensiones, deformaciones y movimientos.

En la actualidad se miden presiones en el hormigón por medio de ventilgeber (fig. 24) y una junta de medida por gatos planos (fig. 25). De los primeros hay instalados 24 de alta presión y 4 de baja presión en el tramo pretensado. De ellos 12 con registro automático (fig. 26) en una caseta central de medidas.



Fig. 29.

Temperaturas puntuales en el hormigón y base de apoyo por medio de termistancias (fig. 27). Hay 16 columnas de 6 elementos cada una en el tramo pretensado, de ellas dos columnas de seis con registro automático en la caseta central de medidas.

Deformaciones superficiales en las losas con medidores de deformación (fig. 28).

Desplazamientos de las losas (fig. 29) y estribos con calibre especial. Hay instaladas 49 referencias.

Movimientos verticales y horizontales en las juntas de transición y neumáticas.

Disponemos de una caseta central de medidas (fig. 30) en la que, además de registrarse los resultados de doce ventilgeber y doce termistancias, se ha instalado una estación meteorológica con registro de temperatura seca, humedad relativa, horas de insolación e intensidad del flujo solar diario.

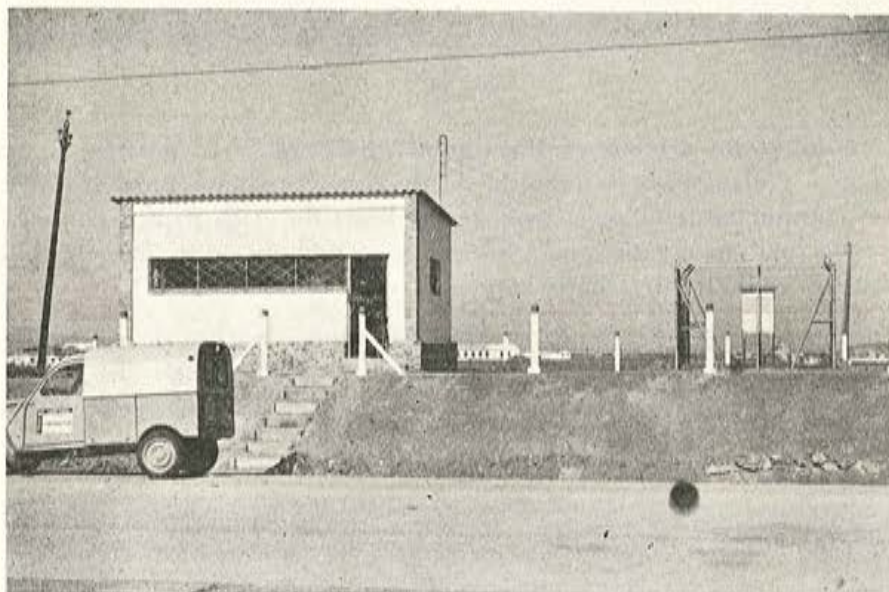
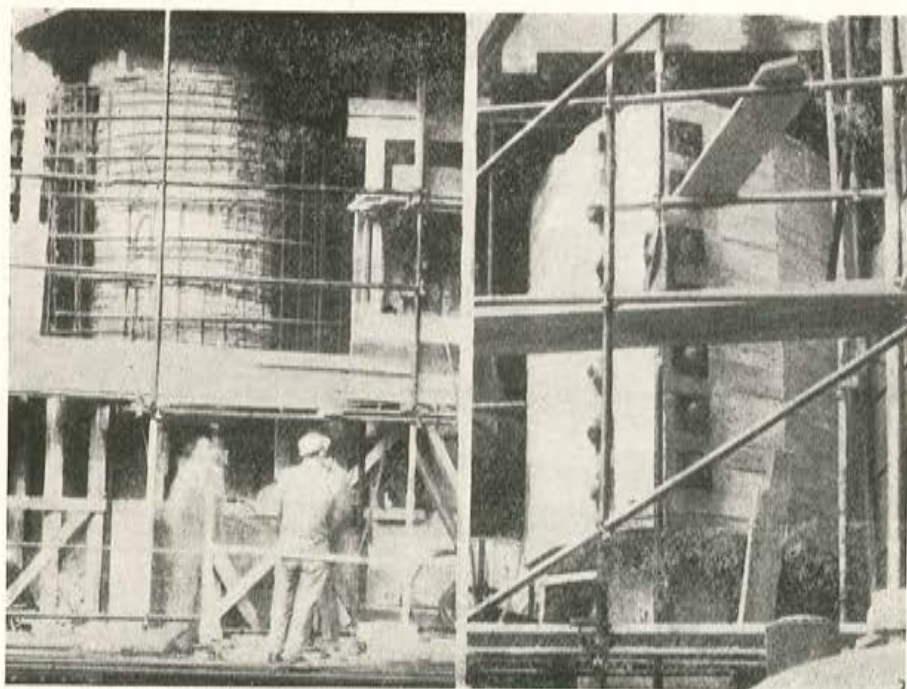
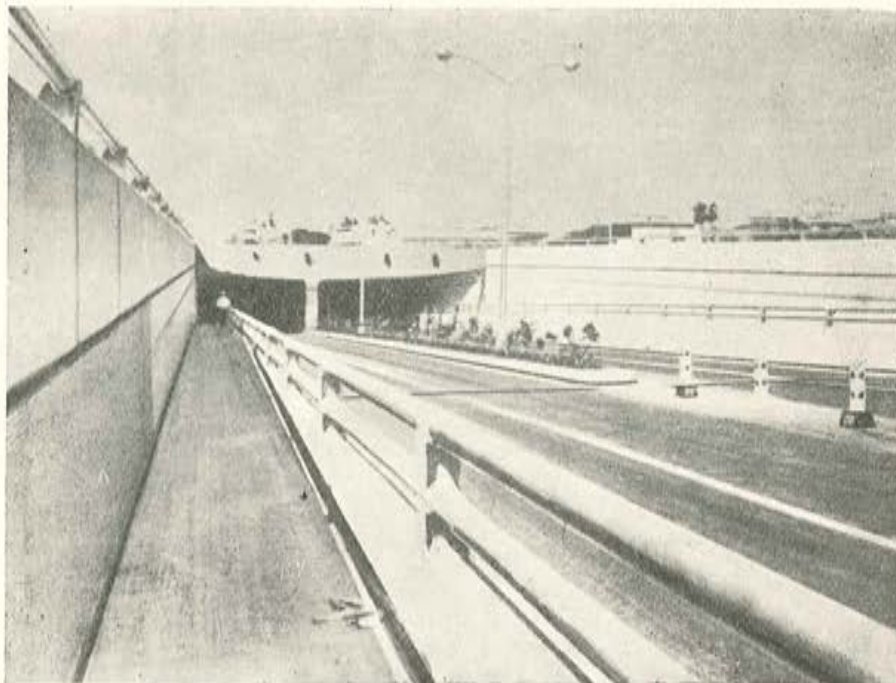


Fig. 30.

Todo ello ha supuesto un serio trabajo de adquisición de aparatos, instalación, conservación y lecturas que esperamos sean de utilidad en un futuro próximo y puedan constituir, convenientemente estudiadas, una aportación española al desarrollo de este tipo de firmes.

Túnel bajo el río Almendares, La Habana, Cuba. Se trata de un túnel, relativamente corto, que no precisa instalaciones especiales de ventilación. Por ello se le ha dado una sección transversal rectangular, con el techo plano, lo cual no es normal en este tipo de estructuras. Con estas condiciones, ha resultado suficiente utilizar un pretensado parcial. Los muros laterales se pretensaron a lo largo y a lo ancho para garantizar la ausencia de fisuras, mejorando así la estanquidad de la obra.



Elevación del puente La Fayette, en la estación del Este, París, Francia. Como consecuencia de la electrificación de las líneas férreas, se hizo preciso elevar 71 centímetros el puente de La Fayette, cuyo peso total es de 11.600 toneladas.

Los estribos del puente se picaron hasta dejar al descubierto la armadura primitiva. A su alrededor se construyó un robusto anillo de hormigón pretensado sobre el cual se apoyaron los gatos utilizados para elevar el puente.

nota de la asociación española del hormigón pretensado

conclusiones del XI Congreso Belga de la Carretera

M. H. COOREMAN, Director del Departamento de Promoción de la Federación de la Industria Cementera de Bélgica, ha tenido la amabilidad de enviarnos un resumen de las conclusiones aprobadas en el XI Congreso Belga de la Carretera, celebrado en Gante durante los últimos días de abril del citado año.

Por estimarlo de gran interés para nuestros lectores, a continuación extractamos las principales conclusiones referentes a las carreteras con firmes de hormigón:

Firmes de hormigón armado:

Se hace precisa la realización de una experimentación a gran escala sobre firmes de hormigón armado constituidos por losas cortas. Las experiencias deben efectuarse sobre tramos sometidos a una gran densidad de tráfico en los cuales puedan obtenerse resultados significativos a corto plazo. Se procurará que se trate de una obra importante para que su ejecución pueda estar muy mecanizada y constantemente vigilada, condiciones que resultan esenciales para la construcción de los firmes de hormigón armado.

Firmes de hormigón pretensado:

La obtención de hormigones en los cuales el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de dilatación térmica (λ) son pequeños, junto con la posibilidad de obtener un coeficiente de rozamiento muy reducido entre las losas y la base de la carretera, permite confiar en un prometedor futuro para este tipo de firmes.

Problemas de ejecución:

El control de la calidad del hormigón debe extenderse a la determinación de su resistencia en flexión o en tracción aún cuando, por el momento, no se prescriban dichos ensayos, de un modo obligatorio, en las normas oficiales.

Se hace imprescindible la aplicación de las modernas técnicas de construcción de carreteras de hormigón (transmisión de cargas en las juntas y supresión de juntas de dilatación) a todas las carreteras secundarias, dado el constante aumento de las cargas de tráfico y el pequeño incremento de coste que ello representa.

El problema de los materiales de selladura debe ser totalmente reconsiderado, tanto en lo que se refiere a los criterios de recepción como en lo que afecta a la propia naturaleza de tales productos.

Conservación y reparación:

La experiencia ha confirmado que el procedimiento de inyección para la renivelación de las losas conduce a resultados satisfactorios, siempre que se aplique a tiempo.

La reparación de firmes rígidos mediante vertido de una espesa capa de hormigón constituye una solución técnica y económicamente aceptable.

Temas para el próximo Congreso:

Se considera del máximo interés que el grupo de trabajo encargado de preparar el informe para el próximo Congreso se ocupe, especialmente, del estudio de los temas siguientes:

- a) Completar las prescripciones relativas a los productos de curado ("curing compounds") y materiales de selladura.
- b) Redactar unas Normas sobre el proyecto de firmes de hormigón para carreteras de tráfico ligero, en las que se regulen también los criterios de calidad y ejecución.