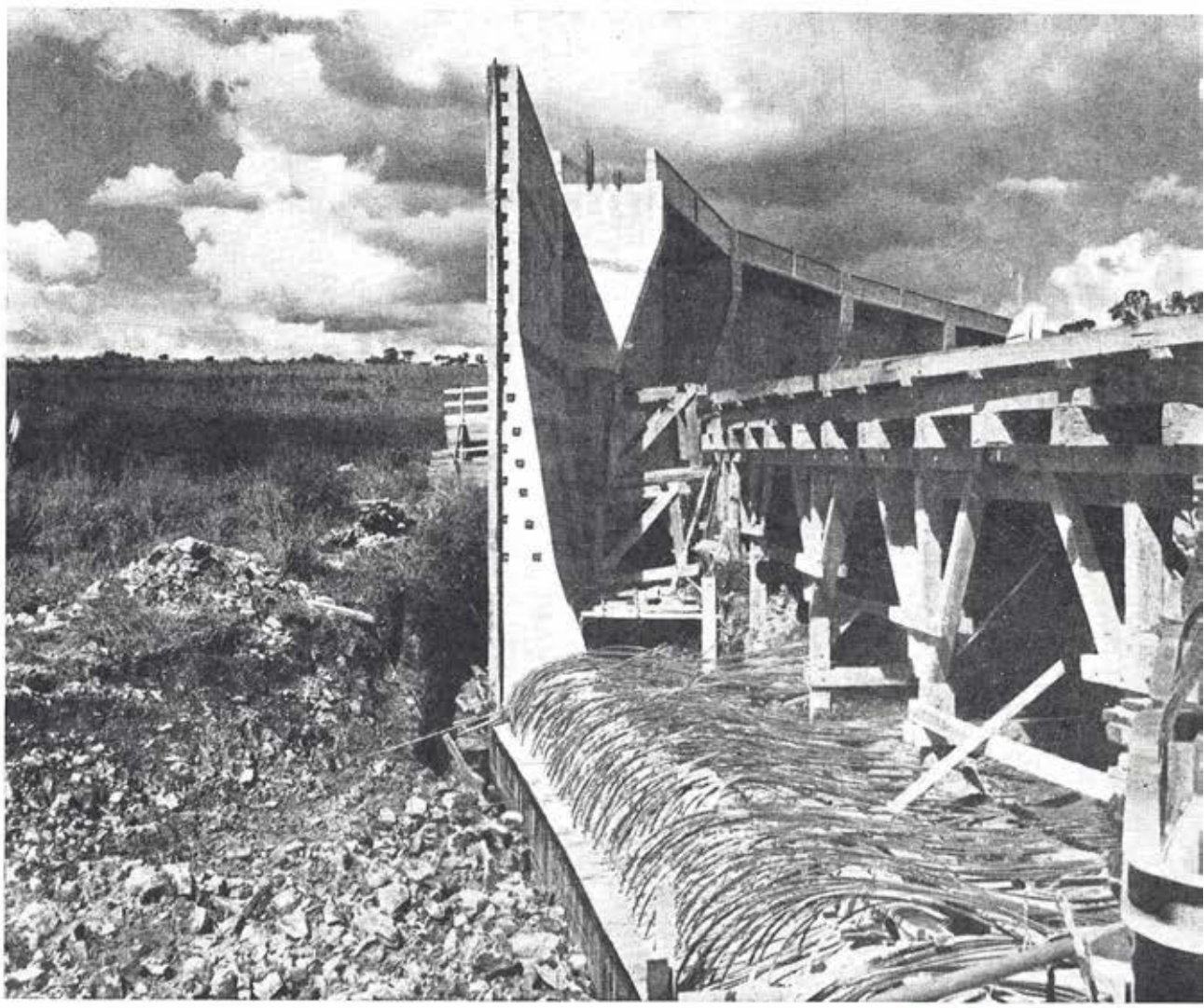
asociación española del hormigón pretensado

i.t.c.c.

instituto técnico de la construcción y del cemento

últimas noticias

técnicas en estructuras de hormigón pretensado



boletín

de circulación limitada

n. 58

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

portada
Presa Ernestina - Brasil

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

b

últimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado

oletín de circulación limitada núm. 58

enero - febrero - marzo 1961

i.t.c.c.

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

Depósito legal: M. 853-1958

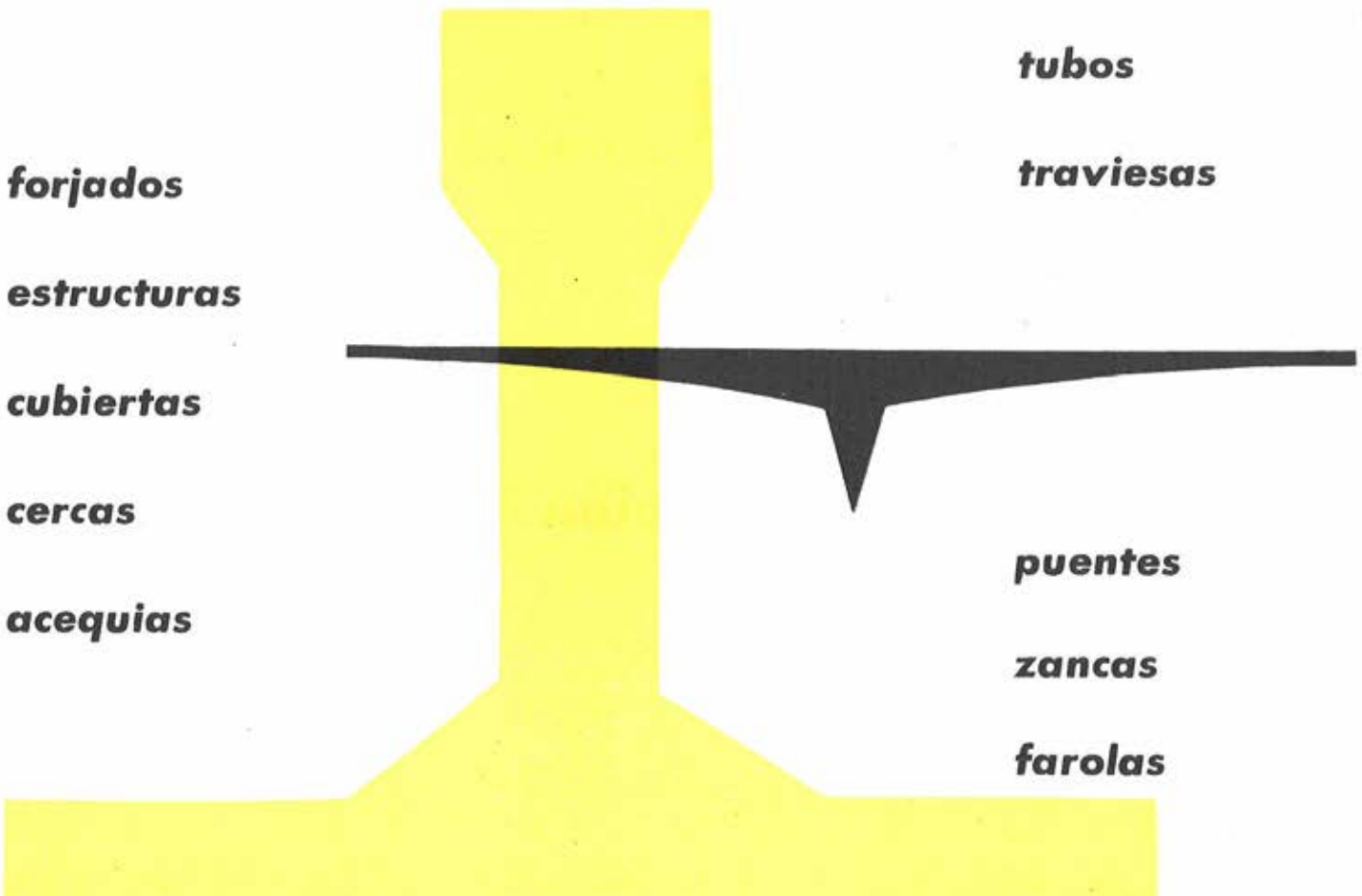
Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

INDUSTRIAS DEL HORMIGÓN·S·A·

I·N·H·O·R

APLICACIONES INDUSTRIALES DEL HORMIGON PRETENSADO

dirección general
Embajadores, 242
Teléf. 2395600
MADRID



forjados

estructuras

cubiertas

cercas

acequias

tubos

traviesas

puentes

zancas

farolas

fábricas:
YUNCOS (Toledo) Teléfono 3
MENJIBAR (Jaén) Teléfono 16
MERIDA (Badajoz) Teléfono 1416

delegaciones de obras:
MADRID Tel. 2369005
TELAVERA DE LA REINA (Toledo) Tel. 267
JAEN Tel. 3755

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

asociación española
del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	España Pesetas	Extranjero Dólares
Socio adherido individual ...	150,00	3,55
Socio no adherido individual.	300,00	7,00
Socio colectivo (aunque figuren como Socio adherido).	850,00	15,00

índice

Editorial.

457-8-21 Ensayo, a esfuerzo cortante, de las juntas entre elementos prefabricados de hormigón pretensado, por L. L. Jones.

591-1-5 El empleo del hormigón pretensado, en la construcción de edificios, en Suecia, por H. Collborg.

591-2-17 El viaducto urbano de Chiswick, cerca de Londres, por G. Worontzoff.

591-2-18 Puente, de hormigón pretensado, con un tramo central de 152,5 m. Anónimo.

591-4-7 Algunos silos y depósitos importantes construídos, en Escandinavia, en hormigón pretensado, por Chr. Ostenfeld y E. Kalhauge.

591-5-4 Carreteras en hormigón pretensado: ensayos y perspectivas para el futuro, por R. Peltier.

837-6-4 El empleo de los rayos gamma para detectar defectos en la inyección, por J. A. Forrester.

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

editorial

Con este Boletín número 58, correspondiente al primer trimestre de 1961, se inicia un nuevo año en la publicación de esta Revista, que es la única en España dedicada exclusivamente al estudio de los problemas relacionados con el hormigón pretensado.

Al iniciarse su publicación, hace ya bastante tiempo, decíamos:

"En sus páginas podrán los interesados encontrar, al lado de una exposición de los métodos fundamentales de esta técnica y su aplicación al cálculo de estructuras, resúmenes y traducciones de los más recientes artículos aparecidos en las diversas revistas extranjeras que, de una manera u otra, se relacionen con este tema. De esta forma, al presentarlos reunidos, se facilita su consulta, poniendo al alcance de todos cuantas novedades vayan surgiendo sobre el particular. Se intenta contribuir, así, a la indispensable formación de especialistas en esta materia, con conocimientos completamente al día en cuanto a métodos de fabricación, teorías y aplicaciones del hormigón pretensado se refiere."

Este criterio ha sido, y seguirá siendo, el norte constante de nuestra actuación. En los sucesivos Boletines hemos ido alternando los temas puramente teóricos con los dedicados a la divulgación de las múltiples aplicaciones prácticas del pretensado. Y para dar satisfacción al mayor número posible de nuestros lectores se ha procurado siempre elegir temas relacionados con cada uno de los diferentes campos, cada día más numerosos, en los cuales se ha ido introduciendo esta nueva técnica.

El creciente desarrollo del hormigón pretensado en España y, como consecuencia, el auge alcanzado por nuestra Asociación, nos ha permitido ver cumplido uno de nuestros mayores anhelos: mejorar la presentación del Boletín. Así, a partir del número 54, primero de los correspondientes al pasado año 1960, hemos podido abandonar las antiguas tiradas en ciclostyl y darle el presente formato, editado en imprenta, mucho más acorde con la actual importancia de nuestra Asociación.

No queremos cerrar este breve comentario sin hacer una advertencia a nuestros lectores. Las páginas de esta Revista están siempre abiertas a su colaboración, y con el mayor placer reproduciríamos en ellas cualquier trabajo original que para este fin se nos enviase. Estamos seguros de que muchos habrán tropezado en su vida profesional con algún problema, técnico o constructivo, al que supieron dar una solución nueva e interesante. Unos dibujos, unas fotografías y unas cuantas cuartillas enviadas a nuestra redacción, en las que se diesen detalles sobre la solución adoptada, resultarían muy interesantes para nuestros Asociados y una valiosa colaboración para el desarrollo de nuestra técnica. Esto es cooperar. Esto es ir dejando limpio de obstáculos el camino para los que vengan detrás. Es un auxilio inestimable para los que, indefectiblemente, habrán de recorrer las mismas rutas. ¿Para qué obligar a una duplicidad inútil de los mismos trabajos? ¿Por qué perder el tiempo tratando de resolver un problema que ya ha sido superado por otros? Esas energías, invertidas en una nueva investigación, resultarían mucho más eficaces para el avance de la técnica. Y ello beneficiaría a todos. ¿Se actúa así? Por desgracia, y salvo contadas excepciones, más dignas por ello de mención y agradecimiento, hemos de reconocer que no. Y la prueba de que puede hacerse y de las numerosas e importantes ventajas que de esta forma se obtienen, la tenemos, bien clara y reciente, en lo ocurrido con las Normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado, en cuya preparación y redacción han trabajado, durante varios meses y con un magnífico espíritu de colaboración, un escogido grupo de Asociados. De los satisfactorios resultados obtenidos sirva de testimonio la publicación H P. 1-60, repartida junto con el último número de nuestro Boletín.

Y conste que ahora no pedimos tanto. Sólo se trata de redactar unas líneas y escoger unas cuantas fotografías. Dar unos detalles sobre ese problema o aquella obra, resueltos con éxito, y que puedan servir de enseñanza o, por lo menos, de interesante información para los demás. Y en eso, ¡se tarda tan poco tiempo!

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

VIGUETAS MARTINO

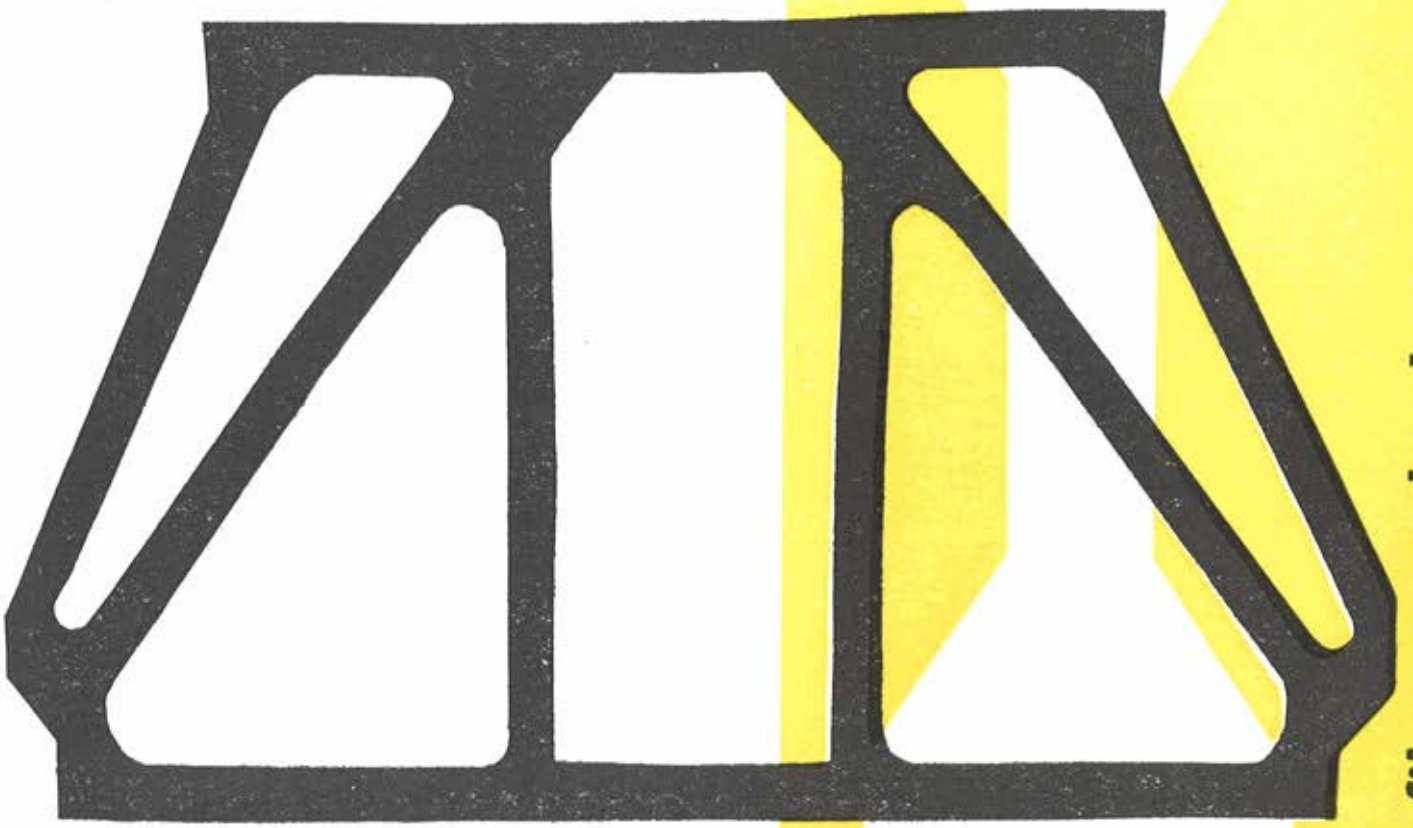
de hormigón pretensado aprobadas por la D. G. A.

más ligeras, elásticas y económicas

ventanales

bloques

cerchas monolíticas



perfiles para claraboyas

tubos

bovedillas

JOSE A. MARTINO, Aparejador

Rambla de Cataluña, 104, 1.º - Tel. 37 03 00 - BARCELONA

postes

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

ensayo, a esfuerzo cortante, de las juntas entre elementos prefabricados de hormigón pretensado

(Tomado de un artículo de L. L. Jones, publicado en el número de marzo de 1959, de la Revista «Magazine of Concrete Research».)

Sinopsis

Se describen los ensayos realizados, sobre tres tipos de juntas entre elementos prefabricados de hormigón pretensado, con el fin de obtener los datos necesarios para calcular la resistencia mínima, a esfuerzo cortante, de dichas juntas. Los valores mínimos de los coeficientes de rozamiento deducidos para cada uno de los tipos de junta ensayados fueron los siguientes: para juntas lisas entre elementos colocados simplemente a tope: 0,391; para elementos con juntas rellenas de mortero: 0,645.

Se discuten también los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre piezas, previamente fisuradas en un plano perpendicular al eje, y enlazadas después mediante el pretensado.

Introducción

El empleo de elementos prefabricados solidarizados entre sí mediante el postensado es, cada día, más frecuente, tanto en la construcción de forjados de pisos o cubiertas como en la de puentes u otros tipos de estructuras. Por ello, se ha considerado interesante exponer en este artículo los resultados obtenidos en una serie de ensayos realizados con el fin de determinar la resistencia al esfuerzo cortante de las juntas entre dichos elementos. En general, las distintas piezas prefabricadas se unen entre sí, construyendo primeramente una junta de mortero entre cada dos elementos consecutivos y postensando después todo el conjunto. Pero, en algunas ocasiones, debido a la retracción del mortero o por otras causas, se rompe el enlace entre las sucesivas piezas y, entonces, el único elemento que actúa para evitar el deslizamiento en las juntas es el rozamiento entre las distintas superficies. Por otra parte, alguno de los elementos puede fisurarse, a causa de un accidente o de su propia retracción, y estas fisuras vienen a constituir otras juntas en las cuales, además del rozamiento, contribuyen a impedir el deslizamiento los granos de árido que atraviesan la fisura.

Por todo ello, los ensayos han sido realizados sobre elementos de hormigón postensado con juntas de los siguientes tipos:

Serie a) Juntas lisas entre elementos colocados simplemente a tope;

Serio b) Juntas rellenas con mortero;

Serie c) Juntas fisuradas.

Sobre estos tres grupos de juntas se han efectuado los ensayos de resistencia al esfuerzo cortante que en este artículo se describen.

Probetas y dispositivos de ensayo

Los elementos prefabricados que, unidos por parejas, constituyen cada una de las vigas de ensayo, tienen 1 m de longitud, 15 cm de canto y 10 cm de ancho, y llevan un orificio central de 4,5 cm de diámetro (fig. 1). El postensado se hizo por el sistema Lee-McCall, utilizando barras de 28,5 mm de diámetro, que se introducían en los orificios centrales de las piezas. Las vigas de ensayo así construídas, tenían, por lo tanto, una longitud total de 2 metros.

Como se preveía que las juntas de las series a) y b) podían fallar por deslizamiento, se adoptó una longitud de viga suficientemente pequeña, para evitar que al producirse dicho deslizamiento pudiese pandear la barra Lee-McCall utilizada como armadura. A lo largo de los ensayos se ha demostrado la efectividad de esta medida, que ha permitido utilizar la misma barra para todos ellos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

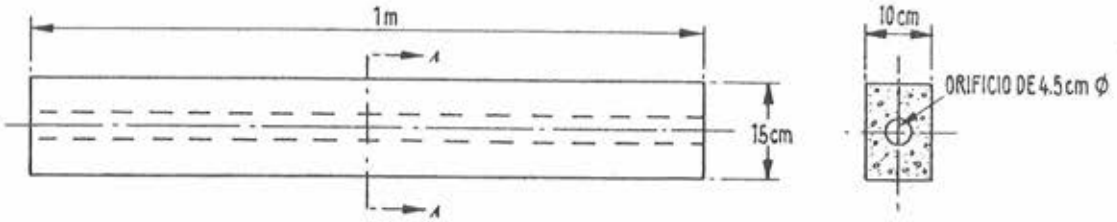


Fig. 1.—Detalle de las probetas de ensayo.

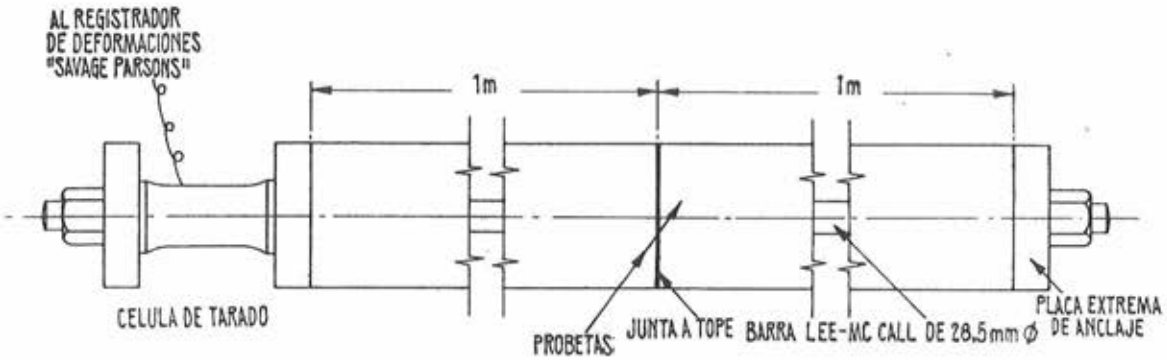


Fig. 2.—Dispositivo utilizado para la determinación del esfuerzo de pretensado introducido en la probeta.

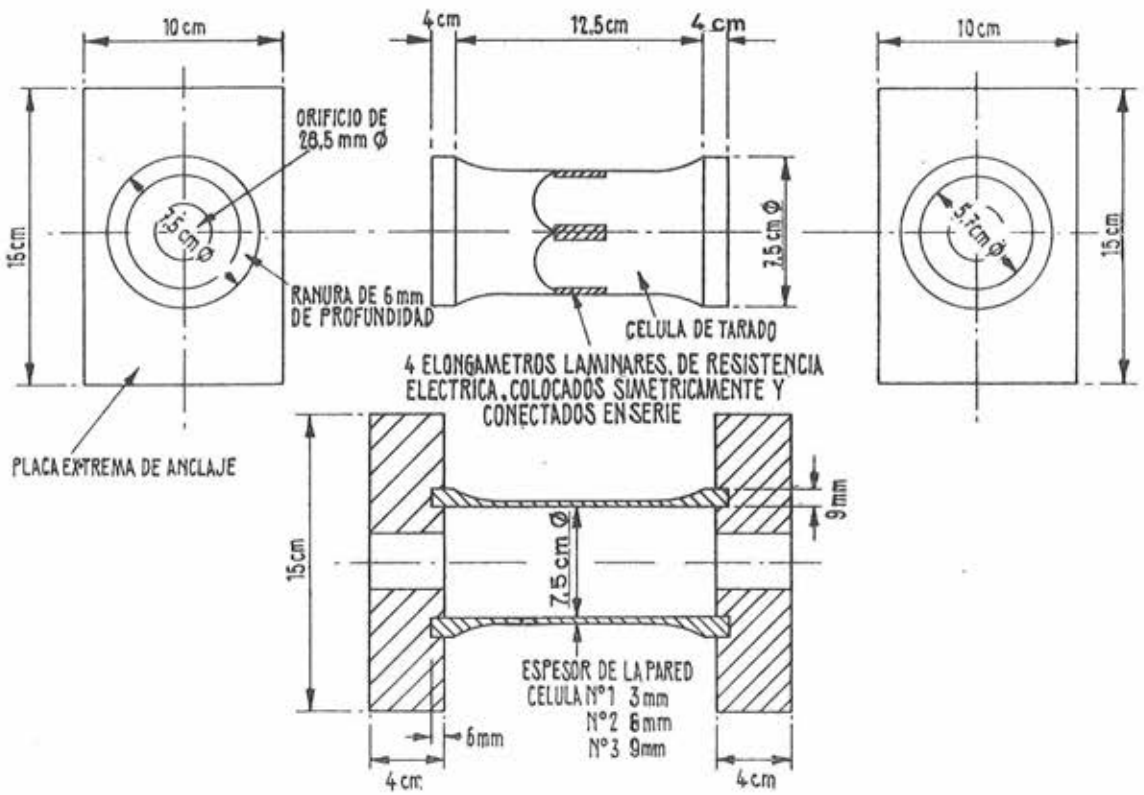


Fig. 3.—Detalles de la célula de tarado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

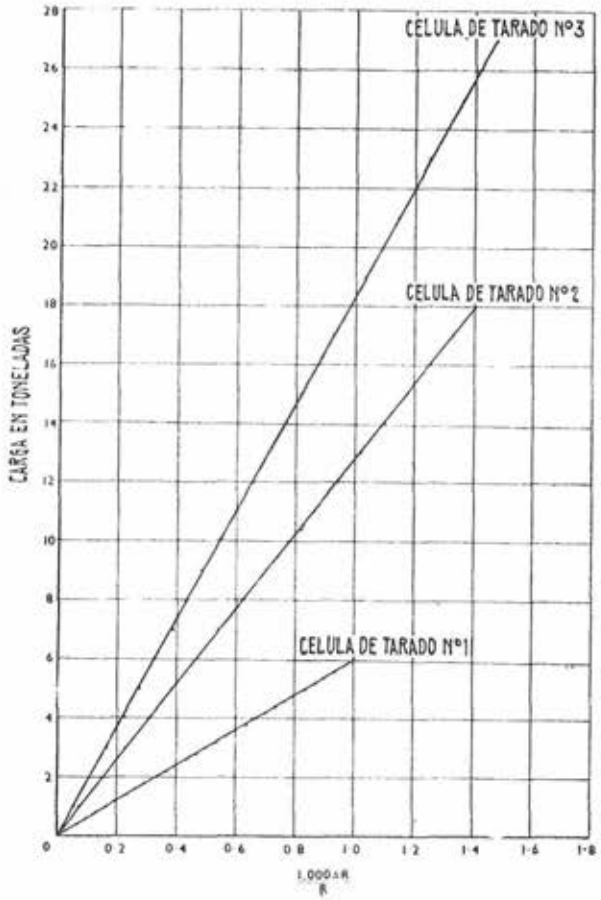


Fig. 4.—Curvas de calibrado de las células de tarado (ΔR = variación en la resistencia del elongámetro; R = resistencia del elongámetro).

Para medir la magnitud del esfuerzo de pretensado introducido se prepararon unas células especiales de tarado que se tesaban junto con la viga (ver fig. 2). Cada una de estas células consiste en un cilindro metálico hueco, cuyos extremos se introducen en las placas extremas de anclaje utilizadas en el sistema Lee-McCall. Se fabricaron tres células con espesores de pared de 3, 6 y 9 mm, capaces de medir cargas de hasta 9, 18 y 27 toneladas, respectivamente. Los extremos de los cilindros tenían, en todos ellos, las mismas dimensiones, y de esta forma pudieron utilizarse, en todos los casos, las mismas placas extremas de anclaje en una de cuyas caras llevaban una hendidura en donde encajaba el extremo correspondiente del cilindro de la célula de tarado. Sobre la superficie exterior de cada cilindro, y situados en los extremos de dos diámetros perpendiculares del plano transversal medio (véase fig. 3), se colocaron cuatro elongámetros laminares, de resistencia eléctrica, conectados en serie. El empleo de cuatro elongámetros tenía como fin eliminar cualquier error que, de otra forma, podría introducirse a consecuencia de una ligera excentricidad de la carga sobre la célula. Los elongámetros iban conectados a un registrador de deformaciones "Savage Parsons". Para evitar los errores que las variaciones de temperatura pudieran ocasionar y, al mismo tiempo, para protegerlos, los alambres que iban desde la célula al registrador de deformaciones se recubrieron con una funda de cloruro de polivinilo de 12 mm de diámetro. Cada célula se calibró cargándola en una máquina Denison de 50 t, y utilizando como comparador una u otra de las dos células restantes. En la fig. 4 se han dibujado las correspondientes curvas de tarado así obtenidas.

Aunque los ensayos han demostrado que los elongámetros no se descorregían bajo cargas prolongadas, se ha procurado tesar siempre las

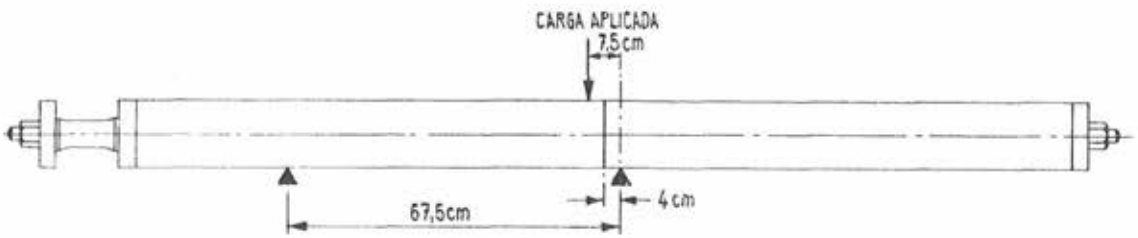


Fig. 5.—Esquema representativo del dispositivo de carga utilizado para los ensayos de las juntas lisas entre elementos colocados simplemente a tope.

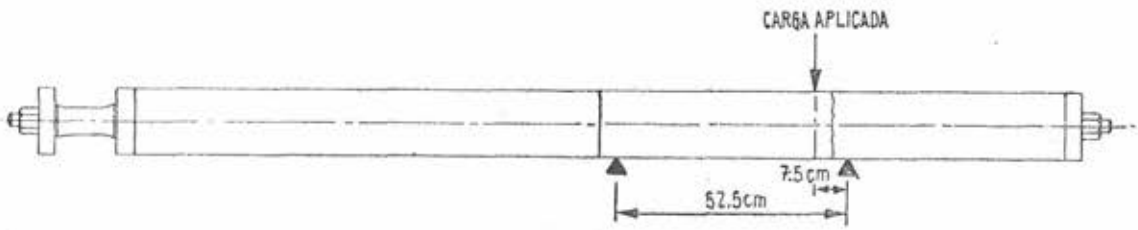


Fig. 6.—Esquema representativo del dispositivo de carga utilizado para los ensayos realizados sobre piezas previamente fisuradas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

vigas inmediatamente antes del ensayo y, en general, las cargas no se han mantenido durante más de treinta minutos.

Después del tesado se ensayaba cada viga colocándola bajo la acción de la misma máquina utilizada para el tarado de las células. Las condiciones de apoyo de las vigas de las series a) y b) eran las que se indican en la figura 5; y las de las piezas de la serie c), las representadas en la figura 6. Al principio, para determinar cuándo se iniciaba el deslizamiento se utilizó un indicador con escala graduada en milésimas de pulgada, pero después se prescindió de él, pues pudo comprobarse que en el momento en que se producía la rotura por deslizamiento se paraba siempre la carga de la máquina de ensayo.

Las probetas de la serie a) estaban constituídas por los dos elementos prefabricados colocados simplemente a tope. En la serie b), en cambio, se unían mediante una junta de mortero de 12 mm de espesor. Para obtener la fisura en las probetas de la serie c), antes de realizar el ensayo se tomaba uno de los dos elementos de 1 m de longitud que habían de formar la viga y, apoyándolo simplemente en sus extremos, se sometía a una carga central hasta lograr la fisura. Partiendo de la carga necesaria para producir la fisura en flexión, se calculó después la resistencia en tracción del hormigón de cada probeta.

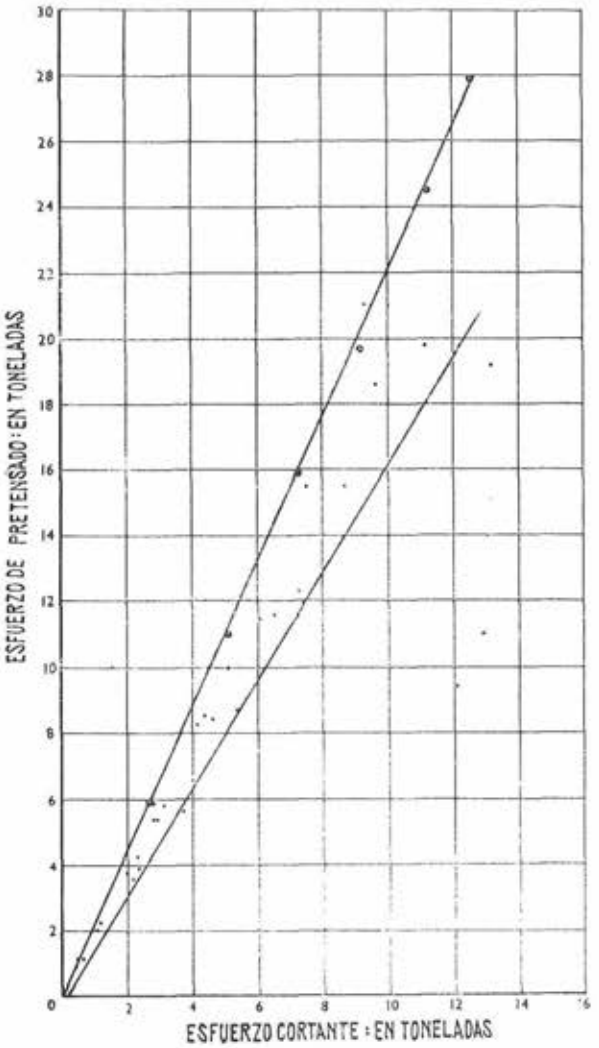


Fig. 7.—Juntas lisas entre elementos colocados simplemente a tope. Esfuerzo cortante de rotura para diferentes esfuerzos de pretensado.

Presentación y discusión de los resultados

Serie A. Juntas lisas entre elementos colocados simplemente a tope.—Como la rotura se producía por simple deslizamiento de las superficies en contacto, cada probeta podía ensayarse varias veces siempre que se adoptasen las medidas necesarias para que dicho deslizamiento fuese muy pequeño.

Generalmente, se permitía sólo un deslizamiento de algunas milésimas de pulgada; después se aumentaba el esfuerzo de pretensado y se volvía a repetir el ensayo. El esfuerzo máximo de pretensado a que se llegaba en los ensayos así realizados era de unos 200 kg/cm². En la tabla 1 se resumen los diversos resultados registrados. Algunos de los valores indicados para los más pequeños esfuerzos de pretensado son, realmente, la media de los resultados obtenidos en tres ensayos realizados sobre la misma probeta y con el mismo esfuerzo de pretensado. Los resultados, sin embargo, eran tan semejantes (la máxima desviación registrada respecto a la media de las tres lecturas, fue de un ± 2 por ciento), que posteriormente no se hizo ya más que una sola lectura. En la figura 7 se representa gráficamente, la relación entre el valor del esfuerzo de pretensado y el del correspondiente esfuerzo cortante resistido por la junta. Se ha supuesto que todo el esfuerzo cortante era resistido exclusivamente por rozamiento y, de acuerdo con esta hipótesis, se han calculado los valores de los coeficientes de rozamiento μ. El menor valor encontrado fue el de 0,391 y el mayor 0,691, a los cuales corresponden, respectivamente, los siguientes ángulos de rozamiento: 21,5 grados y 35 grados.

Los puntos encerrados en un círculo, en la figura 7, corresponden todos a una misma probeta, lo que demuestra claramente que, para los valores de esfuerzo de pretensado ensayados, el coeficiente de rozamiento de una superficie dada es constante. Las dos rectas correspondientes a $\mu = 0{,}45$ y $\mu = 0{,}62$, dibujadas en la figura 7, encierran, como puede observarse, la casi totalidad de los puntos obtenidos experimentalmente. Debe señalarse que las superficies extremas de los dos elementos puestos a tope que constituyen cada una de las probetas ensayadas se han obtenido utilizando como testero del molde una placa de acero, por lo cual dichas superficies resultaron perfectamente lisas.

Serie B. Juntas de mortero.—Es evidente, que en esta serie de ensayos la resistencia de la junta al esfuerzo cortante venía dada por la suma del esfuerzo de rozamiento desarrollado y la resistencia de adherencia del mortero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Tabla 1.—Resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre juntas lisas entre elementos colocados simplemente a tope

Esfuerzo de pretensado (toneladas)	Tensión de pretensado (libras/pulg²)	Tensión de pretensado (kg/cm²)	Carga (toneladas)	Esfuerzo cortante en la junta (toneladas)	Relación esfuerzo cortante, esfuerzo de pretensado μ
0,96	100	7,03	0,45	0,40	0,417
1,12	116	8,16	0,71	0,64	0,572
1,20	125	8,79	0,53	0,47	0,391
2,04	212	14,91	1,04	0,93	0,456
2,08	216	15,19	1,21	1,07	0,514
2,30	238	16,73	1,31	1,16	0,505
3,60	363	25,52	2,45	2,18	0,606
3,74	388	27,28	2,24	1,99	0,532
3,89	402	28,26	2,66	2,36	0,606
4,24	440	30,93	2,58	2,29	0,540
5,40	560	39,37	3,25	2,89	0,535
5,41	561	39,44	3,21	2,85	0,527
5,65	586	41,20	4,15	3,69	0,654
5,80	601	42,25	3,44	3,06	0,528
5,90	612	43,03	3,15	2,80	0,474
5,95	616	43,31	2,96	2,63	0,442
8,30	860	60,46	4,57	4,06	0,488
8,45	875	61,52	5,15	4,58	0,542
8,55	886	62,29	4,88	4,34	0,508
8,70	902	63,42	6,05	5,38	0,618
10,00	1.036	72,84	5,70	5,06	0,506
11,10	1.150	80,85	5,70	5,06	0,456
11,45	1.185	83,31	6,75	6,00	0,524
11,50	1.192	83,80	8,07	7,18	0,625
11,60	1.203	84,58	7,29	6,48	0,560
15,30	1.585	111,44	9,70	8,64	0,565
15,42	1.600	112,49	9,74	8,62	0,559
15,45	1.602	112,53	8,42	7,48	0,484
15,50	1.605	112,84	10,12	9,00	0,581
15,90	1.647	115,79	8,15	7,25	0,457
18.60	1.925	135,34	10,80	9,60	0,516
1910	1.980	139,21	14,82	13,20	0,691
19,70	2.041	143,50	10,30	9,15	0,464
19,80	2.050	144,13	12,50	11,12	0,562
24,50	2.540	178,58	12,60	11,20	0,457
27,90	2.890	203,19	14,15	12,58	0,452

Una vez rota la adherencia bastaba un pequeño incremento de la carga para vencer el rozamiento. En la tabla 2 se resumen los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre tres vigas. Puede observarse que, como era lógico suponer, para esfuerzos de pretensado análogos, los valores del esfuerzo cortantes resistido son mucho mayores en la serie b) que en la serie a). En dicha tabla se indica también la carga necesaria para que, una vez que se ha registrado un deslizamiento inicial, continúe produciéndose dicho deslizamiento, con lo cual se puede calcular el valor del esfuerzo de rozamiento y, por consiguiente, el del coeficiente de rozamiento. Los valores máximo y mínimo registrados han sido 0,763 y 0,645. También se ha calculado el valor de la tensión de adherencia para el cual se inicia el deslizamiento. El valor mínimo obtenido ha sido de 3,65 kg/cm².

Tabla 2.—Resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre juntas de mortero

Esfuerzo de pretensado	Tensión de pretensado		Carga necesaria para iniciar el deslizamiento	Esfuerzo cortante necesario para iniciar el deslizamiento	Relación entre el esfuerzo cortante inicial y el esfuerzo de pretensado equivalente (μ)	Carga necesaria para continuar el deslizamiento	Esfuerzo cortante necesario para continuar el deslizamiento	Relación esfuerzo cortante, esfuerzo de pretensado
(Toneladas)	(libras/pulg²)	(kg/cm²)	(toneladas)	(toneladas)		(toneladas)	(toneladas)	μ
5,4	559	39,30	5,20	4,62	0,856	4,63	4,12	0,763
9,7	1.003	70,52	7,80	6,92	0,714	7,25	6,45	0,665
14,3	1.480	104,05	12,37	11,00	0,770	10,37	9,22	0,645

Serie C. Juntas fisuradas.—Con la realización de los ensayos correspondientes a esta serie se intentaba poder obtener alguna información sobre la efectividad del enlace ejercido por el árido, pues se suponía que para que se pudiera iniciar el deslizamiento era necesario que dicho enlace se hubiera roto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

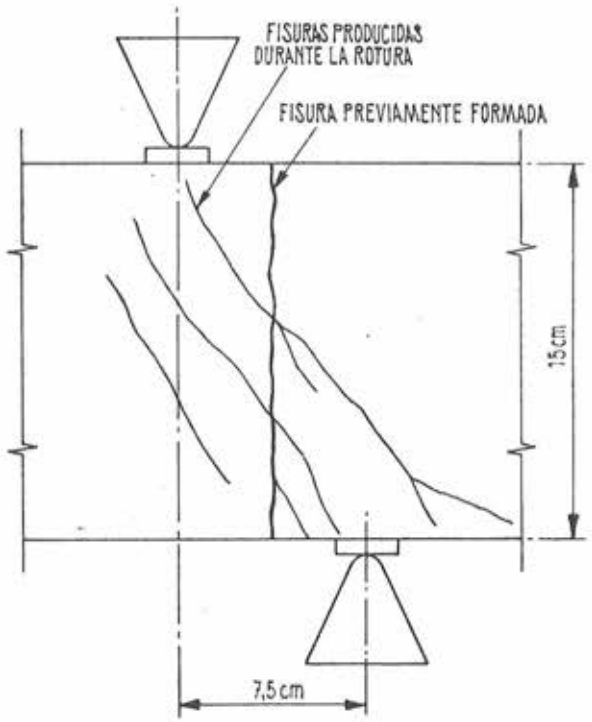


Fig. 8.—Detalle de la rotura de una probeta previamente fisurada.

Sin embargo, la rotura no se produjo nunca de la manera prevista, pues la probeta fallaba antes por tensión diagonal en la forma que en la figura 8 se representa esquemáticamente. En general, tan pronto como se iniciaba la fisuración diagonal, la viga ensayada ya no era capaz de soportar ningún incremento de carga. Si se mantenía la carga se originaba una violenta fisuración y la viga se rompía en forma explosiva.

En la tabla 3 se resumen los resultados de esta serie C, de ensayos.

Tabla 3.—Resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre piezas previamente fisuradas

Esfuerzo de pretensado	Tensión de pretensado		Carga de rotura	Esfuerzo cortante de rotura	Resistencia en tracción, por flexión, del hormigón de la viga	
(toneladas)	(libras/pulg²)	(kg/cm²)	(toneladas)	(toneladas)	(libras/pulg²)	(kg/cm²)
2,50	260	18,28	7,83	6,70	652	45,84
2,75	285	20,04	8,72	7,50	700	49,36
5,20	540	37,97	9,60	8,22	671	47,18
6,20	642	45,14	11,90	10,20	705	49,57
6,40	662	46,54	12,40	10,62	729	51,25

Conclusiones

De los ensayos realizados sobre las probetas con juntas lisas entre elementos colocados simplemente a tope se deduce que el valor mínimo de μ es 0,391 y que, para una superficie dada, el coeficiente de rozamiento es constante, dentro del campo normal de variación del esfuerzo de pretensado.

De los resultados obtenidos en los ensayos sobre juntas de mortero se deduce que, cuando todavía actúa la adherencia, el mínimo valor correspondiente de μ es 0,714, y que cuando ya se ha roto la adherencia el valor de μ es 0,645.

En los ensayos realizados sobre probetas con una fisura, previamente formada, perpendicular al eje longitudinal de la pieza, no ha sido posible conseguir que se produjera la rotura por deslizamiento en el plano de la fisura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

591 - 1 - 5

el empleo del hormigón pretensado, en la construcción de edificios, en Suecia

(Tomado de un artículo de Henning Collborg, publicado en el número de diciembre de 1959, de la Revista «Journal of the Prestressed Concrete Institute».)

Sinopsis

Se comentan los grandes avances conseguidos en la aplicación de los elementos prefabricados de hormigón pretensado, a la construcción de edificios en Suecia, y se describen cinco ejemplos tipo: 1) una cochera para tranvías; 2) un edificio industrial de una sola planta; 3) un edificio de tres plantas para almacén; 4) un edificio industrial de cinco pisos, y 5) un edificio, de catorce plantas, con destino a oficinas. Se estudian, con especial detalle, las uniones entre los diversos elementos prefabricados y se discuten las características que dichos elementos deben reunir con el fin de que resulten adecuados para su fabricación en serie.

Desarrollo de la producción

Intentaremos, primeramente, hacer una breve reseña de las sucesivas etapas por las que ha ido pasando, durante su evolución, la industria sueca de prefabricación de elementos de hormigón pretensado con destino a la construcción de edificios. Al principio, durante los primeros años del decenio 1940-1950, este nuevo material se empleaba, únicamente, en la construcción de vigas para los forjados de las cubiertas de edificios industriales, por estimarse que era éste el campo en el cual resultaban más evidentes sus ventajas, tanto técnicas como económicas. Naturalmente, fue necesario vencer una fuerte oposición, por parte de los propietarios y constructores aferrados a los tradicionales métodos constructivos que durante tantos años venían utilizando, antes de lograr ver aceptada esta nueva técnica. Solamente después de transcurridos varios años de dura lucha, pudo contarse ya con un mercado, suficientemente seguro, que permitía establecer unos programas de fabricación normalizada en una escala lo bastante amplia para resultar económicamente favorable. La introducción de la técnica del pretensado en el mercado de la construcción coincidió con el auge alcanzado por esta industria durante el proceso de renovación y ampliación al que, durante los años de la última gran guerra y la postguerra, han sido sometidas en Suecia todas las instalaciones industriales.

Más adelante, se inició la prefabricación de soportes y vigas maestras. Pronto se comprobó que, desde el punto de vista económico, resultaba muy ventajoso poder eliminar, en la construcción de edificios, todo trabajo de hormigonado "in situ" por encima del nivel del suelo. Como consecuencia, la prefabricación fué ampliando su campo de acción, poco a poco, hasta que llegó un momento en que se pudieron empezar a construir las estructuras de los edificios industriales de una sola planta, totalmente a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Otro avance importante se consiguió cuando los propios fabricantes de las piezas empezaron a encargarse de la ejecución de las obras. Con ello, aparte de otras ventajas secundarias, se logró que los fabricantes pudiesen estudiar, prácticamente y de un modo sistemático, las ventajas e inconvenientes de los distintos tipos de piezas, los problemas que se presentaban durante su puesta en obra y los métodos más adecuados para eliminar estas dificultades. De esta forma se suprimieron defectos y se mejoraron muchos detalles, dándose así un gran paso hacia el perfeccionamiento de la prefabricación.

Cuando ya la industria se encontraba en condiciones de poder suministrar estructuras completas para edificios de una sola planta, se inició una nueva etapa, cuyo objetivo final era la construcción de estructuras de varias plantas. Los primeros intentos se realizaron, como siempre, con edificios industriales, pero, en la actualidad, se ha empezado a actuar también en el campo de los edificios de otros tipos, tales como oficinas, almacenes, etc. Conviene hacer la observación de que cuando en Suecia se habla de edificios de varias plantas, no se trata nunca de estructuras tan elevadas como las que, por ejemplo, se construyen normalmente en Estados Unidos. Salvo casos excepcionales, el número de plantas en Suecia suele estar comprendido entre 3 y 25 solamente.

Antes de terminar esta breve reseña histórica debe hacerse constar que los avances conseguidos en Suecia por la técnica del hormigón pretensado, en el campo de la construcción de puentes, por ejemplo, tomado como término de comparación, han sido bastante más lentos. Hasta fecha muy reciente esta técnica sólo se ha aplicado a los tramos de poca importancia, y es ahora, únicamente, cuando se han empezado a construir, en hormigón pretensado, algunos grandes puentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

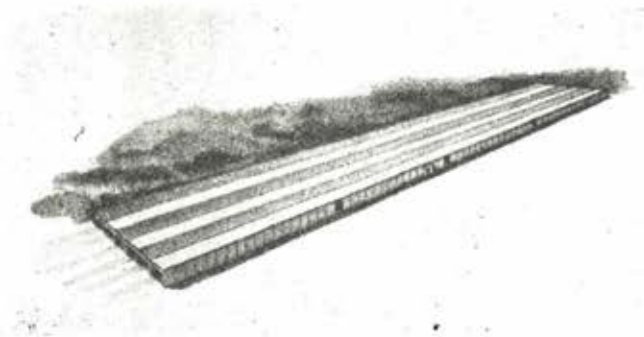
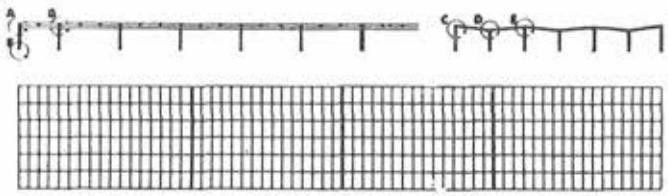


Fig. 1.—Perspectiva de la cochera para tranvías.

Fig. 2.—Planta y secciones.



A

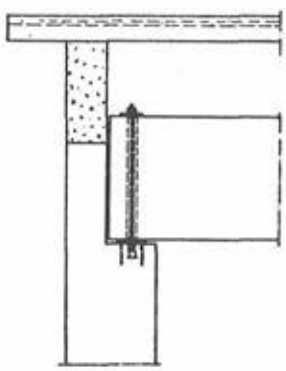
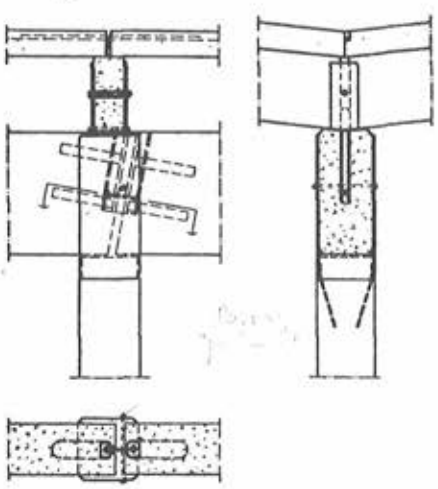


Fig. 3.—Unión de las vigas principales con los soportes de fachada.

Fig. 4.—Unión de las vigas principales con los soportes interiores.

B



Descripción de cinco ejemplos tipo

Cochera para tranvías

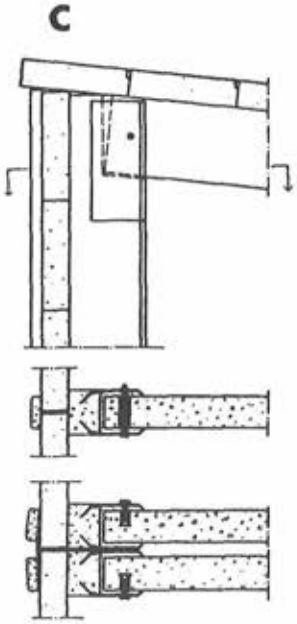
El primer ejemplo seleccionado es una cochera para tranvías (fig. 1). Se trata de una estructura sencilla, sin grandes exigencias de iluminación ni de vanos libres. Es un ejemplo típico de edificio corriente para almacén de mercancías, garaje o talleres industriales de pequeña importancia. La superficie total cubierta es de 13.300 m² (fig. 2). Las luces libres son de 7,60 m en una dirección y de 13,7 m en la otra. Todos los elementos de la estructura son de hormigón pretensado y las placas de cubierta y los paneles de los muros, de hormigón celular convenientemente armado. A lo largo del edificio se han dispuesto tres juntas transversales de dilatación.

A continuación, se exponen algunos detalles interesantes relativos al proyecto y ejecución de los nudos señalados en la figura 2 con las letras A, B, C, D, E y F. Según se indica en la figura 3, el enlace de las vigas principales con los soportes de fachada se realiza apoyando la viga sobre una placa de acero, a la cual se une, mediante un perno pasante vertical. El orificio formado en la viga para el paso del perno es de sección rectangular y lo suficientemente amplio para no coartar los corrimientos longitudinales de la pieza. Naturalmente, una vez terminado el montaje, tanto este orificio como todos los análogos existentes en los distintos nudos de la estructura, se rellenan con un mortero de cemento.

En los soportes interiores (ver figura 4), las vigas principales se guían lateralmente mediante unas placas metálicas, especialmente proyectadas, sujetas a la cabeza superior de los soportes. Para aumentar su rigidez, estas placas llevan los bordes doblados. Una vez situadas las vigas, se aprietan las dos placas-guía mediante un perno pasante. A su vez, los extremos adyacentes de las dos vigas que concurren en el soporte, se unen entre sí mediante una o dos barras, roscadas en sus extremos en sentido inverso, que se introducen en unos herrajes especiales que van embebidos en las testas de las vigas. En el caso de que alguna correa venga a apoyarse sobre la viga principal coincidiendo exactamente con la cabeza del soporte es corriente, para conseguir un mejor apoyo, achaflanar el canto de la viga principal.

En líneas generales, para la sujeción de las viguetas secundarias, o de las correas, se utiliza un procedimiento enteramente análogo al anteriormente descrito (fig. 5). Los soportes de los muros laterales llevan, en su extremo superior, unas placas-guía, semejantes a las ya indicadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



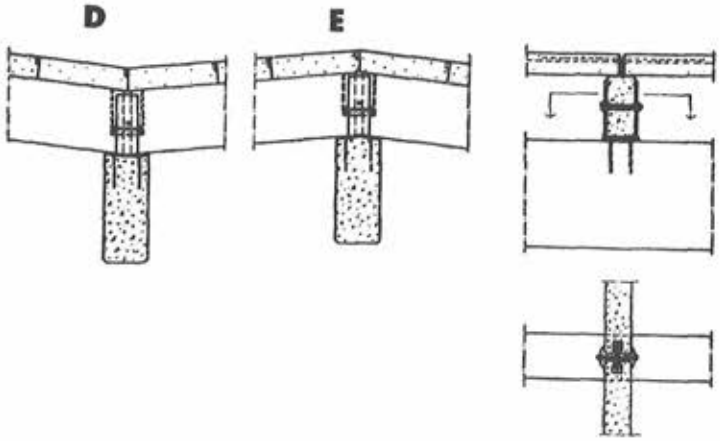


Fig. 5.—Sujeción de las correas de la cubierta a los soportes de los muros laterales.

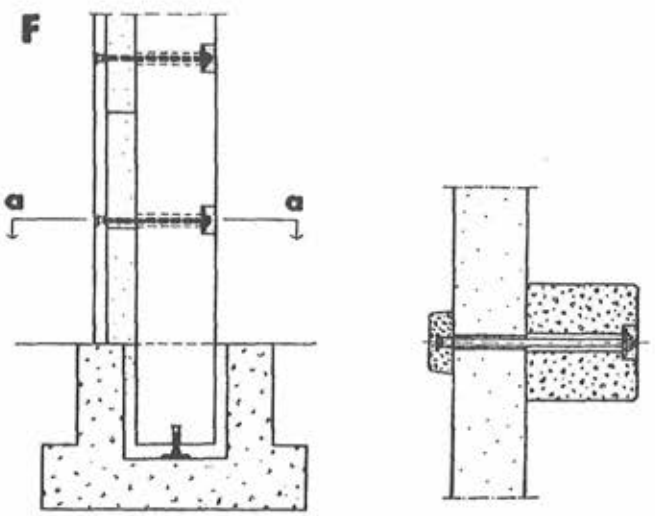
Fig. 6.—Apoyo y anclaje de las correas de cubierta, o vigas secundarias, en la viga principal.

En ellas se ancla la viga mediante un pasador horizontal que atraviesa la pieza y las placas. En la parte inferior de la figura se reproduce el dispositivo utilizado en el caso de tratarse de una junta de dilatación. El apoyo y anclaje de las viguetas secundarias, o correas, en una viga principal se resuelve de forma análoga a la indicada para el enlace entre las vigas y soportes (ver figura 6).

Estas placas-guía, metálicas, en forma de U, constituyen un procedimiento muy adecuado para resolver el problema del enlace entre piezas distintas concurrentes en un mismo nudo. Ocultan la junta, proporcionan una satisfactoria estabilidad a la unión en tanto no se completa la estructura, eliminan el empleo de encofrados o moldes para poder rellenar con mortero de cemento la junta y proporcionan a ésta un aspecto agradable y limpio que evita el tener que recurrir a la realización de posteriores trabajos adicionales para su acabado. En definitiva, puede afirmarse que el pequeño coste extra que supone el empleo de estas placas-guía, queda compensado con creces con las ventajas que ofrece su uso, tanto durante el montaje de la estructura como posteriormente.

El ancho de las placas de hormigón celular utilizadas como material de cubierta se ajusta al módulo de 50 cm. Las placas se anclan a las correas mediante unos delgados pasadores metálicos que sobresalen de éstas por su cara superior y se doblan sobre unas pequeñas barras situadas en las ranuras que quedan entre las placas y que se rellenan después con mortero, antes de colocar el papel asfáltico que recubre las placas de la cubierta.

Los soportes, generalmente, van fijos a la cimentación (fig. 7). El hormigonado de ésta suele hacerse "in situ". Los soportes llevan en su base un perno especial de ajuste que se apoya sobre la capa de hormigón con que se rellena el fondo del pozo de cimentación.



Rig. 7.—Fijación de los soportes a la cimentación.—Sección a-a: Unión de los paneles de los muros a los soportes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 8.—Vista del edificio industrial de una sola planta.

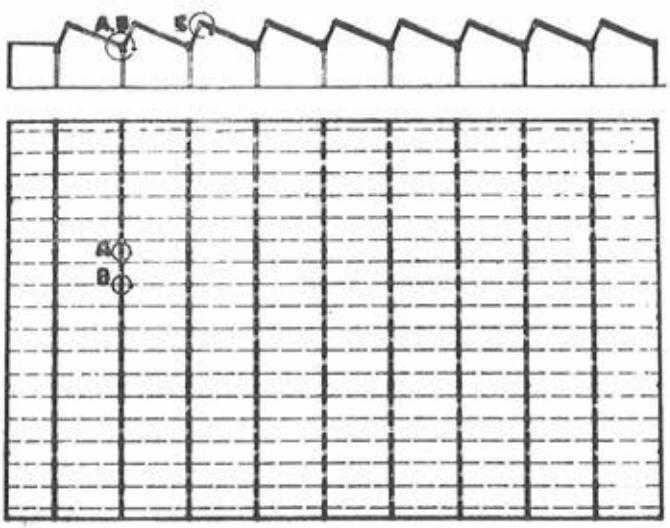
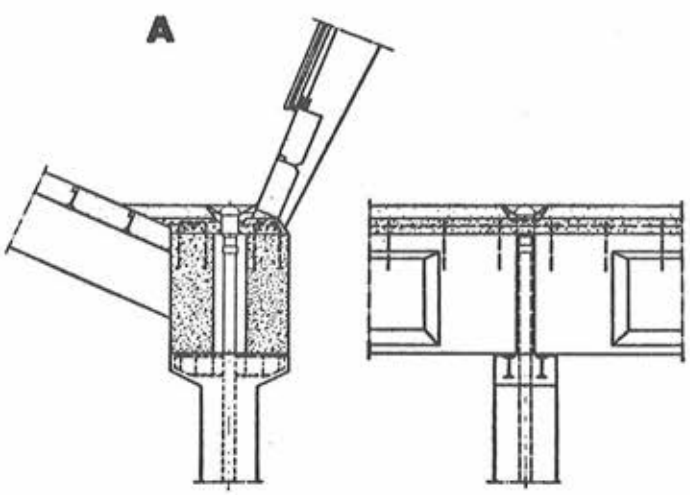


Fig. 9.—Planta y sección.

Fig. 10.—Unión de las vigas principales de la cubierta con el soporte.



Para conseguir una distribución uniforme de las presiones, entre la base del soporte y el hormigón del cimiento se dispone una capa de mortero en la cual queda embebida la cabeza del perno de ajuste.

Para sujetar los paneles de los muros a los soportes se utilizan unos estrechos montantes o listones de hormigón pretensado, los cuales llevan salientes, por su parte interior, unos pernos roscados que se introducen en taladros adecuadamente dispuesto en el soporte (ver fig. 7, sección a-a). Una vez fijados los pernos mediante sus correspondientes tuercas, se rellenan los taladros con una inyección de mortero. Este procedimiento resulta muy económico para la construcción de muros capaces de proporcionar un suficiente aislamiento térmico.

Edificio industrial de una sola planta

Este edificio, destinado a albergar los talleres de una industria mecánica, exige, en comparación con el anteriormente descrito, una mayor separación entre soportes y mejores condiciones de iluminación natural (fig. 8). Puede considerarse como un ejemplo típico de los edificios normalmente utilizados por las grandes industrias suecas. Los muros de fachada se construyen de ladrillo rojo, visto, por su parte exterior, y ladrillo amarillo, sin revestimiento alguno, por el interior. Las dimensiones en planta son $73{,}15 \times 118{,}90$ m y las luces libres interiores de 12,20 y 24,40 m (fig. 9). Los soportes van unidos a la cimentación y, en su interior, llevan embebidas las tuberías de bajada por las que se evacuan las aguas recogidas por la cubierta. Las vigas de la estructura tienen 46 cm de ancho y 109 cm de canto total. Son de sección en I, con los extremos macizados. Una vez colocadas en su posición definitiva se completan con una cabeza o losa superior de hormigón, de pequeño espesor, que las transforma en vigas continuas, comportándose como tales bajo la acción de las sobrecargas. En el ejemplo que se describe fué necesario utilizar dos vigas gemelas, colocadas una al lado de la otra como puede apreciarse en la figura 11, para poder soportar, sin aumentar excesivamente el canto, las pesadas cargas originadas por la cubierta y un puente-grúa. El hueco que queda entre las dos vigas se utilizó como conducto para el paso de las tuberías y cables de los diferentes servicios (alumbrado, fuerza, agua, teléfono, etc.). La cubierta es en diente de sierra, tipo normalmente utilizado en Suecia para conseguir una buena distribución de la iluminación natural. El material de cerramiento de la cubierta está constituído por placas de hormigón celular que se apoyan sobre vigas secundarias dispuestas en forma de cercha (ver fig. 16).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

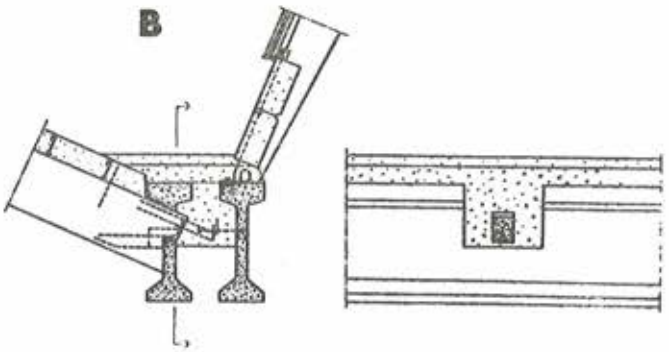


Fig. 11.—Unión de las vigas secundarias de la cubierta con las vigas principales.

Fig. 12.—Unión de los dos elementos que constituyen la cercha en diente de sierra de la cubierta.

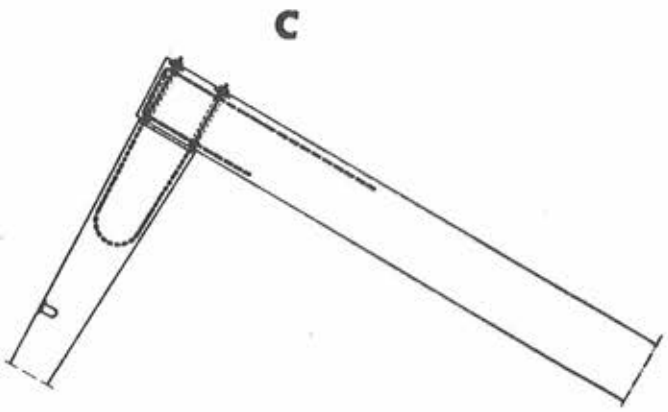




Fig. 15.—Vista de la estructura durante su construcción.

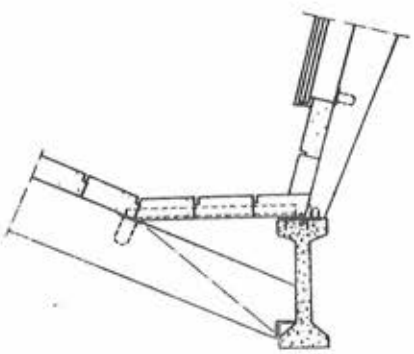




Fig. 16.—Vista de la estructura de la cubierta, una vez terminada.

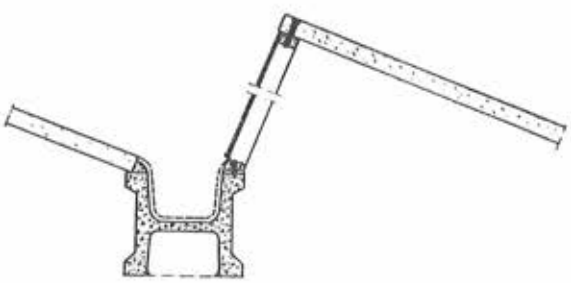


Fig. 13.—Unión de los dos elementos de la cercha de la cubierta con la viga principal, cuando ésta es única.

Fig. 14.—Viga de sección H utilizada para la construcción de cubiertas en diente de sierra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 17.—Planta general.

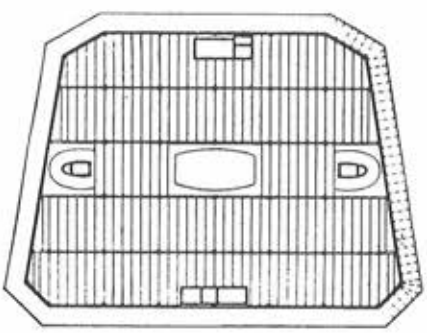


Fig. 18.—Planta general del edificio C.

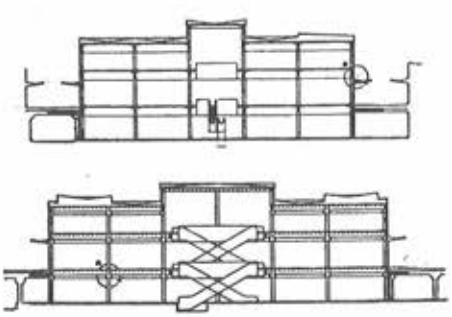


Fig. 19.—Secciones.

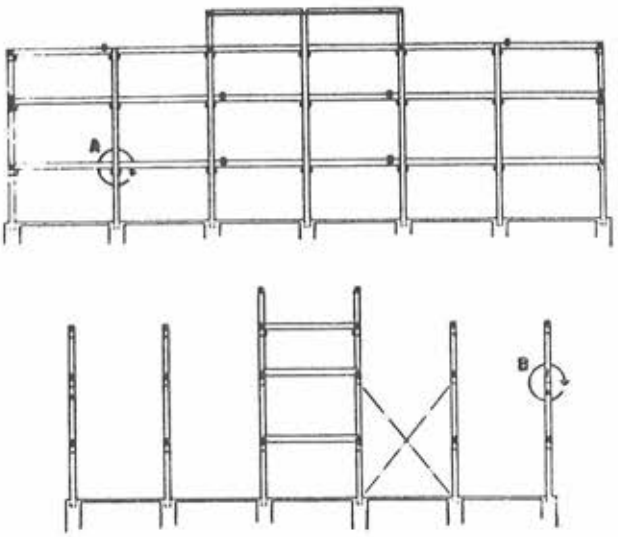


Fig. 20.—Secciones, con indicación de la disposición de vigas y soportes.

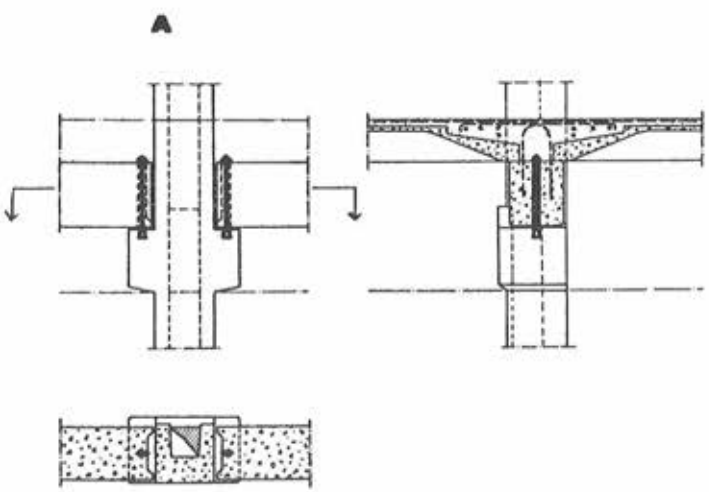


Fig. 21.—Uno de los nudos de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

De las dos piezas que forman cada cercha, la menos inclinada es prefabricada, de hormigón, con armaduras pretesas, mientras que el otro elemento, que va casi vertical, es de hormigón armado ordinario.

En la figura 10 se representa un detalle de la unión entre el soporte y las vigas principales de la cubierta. Con el objeto de reducir la altura del capitel del soporte se utilizan, como refuerzo, dos pequeños perfiles metálicos. Como ya se ha indicado, la continuidad de las vigas sobre el soporte se consigue mediante el hormigonado de una losa, de 10 cm de espesor, sobre las cabezas superiores de las vigas. Para no complicar las juntas sobre soportes, el enlace de las vigas secundarias de la cubierta, con las vigas principales, se realiza en secciones no coincidentes con aquéllos (fig. 11). El elemento menos inclinado se termina en punta y se introduce en un orificio adecuadamente dispuesto en el alma de la viga principal. El extremo en punta del elemento secundario lleva una armadura que se une, al final, a una placa metálica de apoyo. Además, va provisto de unas barras salientes que pasan a través del alma de la viga principal y quedan embebidas en el hormigón con que se rellena, en la sección de la junta, el espacio existente entre las dos vigas principales paralelas. El otro elemento secundario de la estructura de la cubierta, que es casi vertical, se une al ala superior de la otra viga principal, mediante soldadura, o un perno que enlaza la placa metálica de apoyo que lleva la pieza secundaria con otra placa embebida en la cabeza superior de la viga.

Los dos elementos que constituyen el diente de sierra de la cubierta van enlazados entre sí, para poder resistir los momentos flectores (fig. 12). El empalme se hace utilizando dos pares de barras de acero, de alta resistencia, que se postesan sometiendo cada una de ellas a un esfuerzo de 10 t. Antes de introducir el pretensado se rellena con un mortero seco, de cemento, la junta entre las dos piezas.

En el caso de cubiertas de pequeñas dimensiones, esta especie de cerchas constituídas por los dos elementos secundarios, suelen prefabricarse en taller, pero cuando se trata de cubiertas grandes, se construyen sobre el suelo, en la propia obra, y después se elevan hasta el lugar de su ubicación definitiva.

Algunas veces, también, este mismo tipo de cubierta se construye utilizando vigas principales sencillas, en lugar de las vigas dobles, paralelas, antes descritas (fig. 13). En estos casos, la unión de las dos piezas de la cercha a la viga se resuelve de la siguiente manera: la pieza de menor inclinación se apoya sobre un asiento preparado en el ala inferior de la viga principal, y el elemento casi vertical se une a la cabeza superior de dicha viga, una vez que la otra pieza ha quedado perfectamente ajustada contra el alma de la viga. De esta manera, en el apoyo del elemento vertical sobre la cabeza de la viga principal, pueden absorberse las pequeñas diferencias de ajuste que algunas veces se producen. Con el fin de proteger debidamente la viga y obtener, al mismo tiempo, el trazado adecuado para que este nudo de la cubierta funcione como limahoya, se coloca horizontalmente un perfil en T, metálico, sobre el cual se apoyan las losas de la cubierta (ver fig. 13) y que actúa, además, como tirante entre las dos piezas de la cercha.

En ciertas ocasiones se utilizan también, para la construcción de cubiertas en diente de sierra, vigas de sección en H (fig. 14). Este perfil resulta muy práctico. El elemento horizontal de la H sirve de plataforma durante la construcción de la cubierta que está constituída, exclusivamente, por los cercos prefabricados de hormigón de las ventanas, casi verticales, y las placas de cubierta que se apoyan, directamente, sobre dichos cercos por un extremo y sobre la viga principal por el otro. La rigidez de esta viga es tal, que no se necesita emplear cercha alguna para armar la cubierta. El canal superior de la H se aisla con corcho y el inferior se utiliza para albergar los conductos de calefacción, tuberías de agua, etc., cerrándolo por abajo con láminas de aluminio perforado.

Como final de la descripción de este tipo de edificios, se incluyen dos fotografías (figs. 15 y 16) tomadas durante la construcción. En la segunda de ellas puede apreciarse ya la estructura, constituída por los elementos prefabricados de hormigón pretensado, totalmente terminada. El tiempo empleado en el montaje de esta estructura, utilizando un equipo constituído por tres hombres y un capataz, fué de seis semanas.

Edificio de tres plantas, para almacenes

En uno de los nuevos barrios extremos de Estocolmo se está construyendo un gran centro comercial integrado por cuatro edificios, todos ellos proyectados a base de estructuras constituídas por elementos prefabricados de hormigón pretensado. A continuación se describe uno de estos edificios (fig. 17).

Las dimensiones en planta son 45,70 $\times$ 61 m (fig. 18), y la separación entre soportes, de 9 $\times$ 9 metros. Indudablemente, la forma irregular de la planta no es la más adecuada para el empleo de elementos prefabricados. En el centro del edificio están situados los montacargas, y en los laterales, los ascensores y escaleras. Los soportes, excepto alguno de fachada, son de sección en U, y en su interior van alojadas las conducciones de los distintos servicios. En unos se colocan las tuberías de desagüe; en otros, los cables eléctricos, etc. Los conductos de distribución de servicios, dentro de cada planta, se colocan entre el forjado del piso y las placas que constituyen el cielo raso del piso inferior y que cuelgan del forjado. La línea exterior de la figura 18 representa una marquesina, en voladizo, que rodea a todo el edificio.

Las secciones representadas en la figura 19 indican la constitución de la estructura integrada por una serie de soportes, vigas rectangulares y forjados formados por placas de sección en TT. Tanto las vigas como las placas de forjado se completan en obra con una capa superior de hormigón que

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

colabora en la función resistente de los elementos prefabricados, trabajando conjuntamente como si se tratase de una estructura compuesta. No obstante, las placas están calculadas de tal manera que si, en el futuro, es necesario introducir alguna modificación en la estructura del edificio, podrán trabajar aisladamente sin que su capacidad resistente resulte seriamente afectada. Según se indica en la figura 19, al nivel de la segunda planta existe un pasillo exterior de circulación. La planta baja está destinada, casi exclusivamente, a almacén de mercancías. La cubierta está resuelta como un forjado más de piso, pues se ha previsto poder añadir nuevas plantas al edificio, en el futuro. Como material de cobertura se han empleado paneles ligeros, de madera, recubiertos de láminas metálicas.

Para poder apreciar mejor la disposición de las vigas y soportes, en la figura 20 se representa la estructura habiendo suprimido los tabiques y placas de forjado. La estructura se ha proyectado de forma que las vigas principales van situadas todas en la misma dirección, gracias a lo cual todas las piezas pueden elevarse, sin entorpecimiento alguno, desde el terreno hasta el lugar de su colocación definitiva. Con el auxilio de una grúa móvil se va construyendo la estructura, por crujías, colocándose las placas de forjado de todas las plantas, simultáneamente, antes de pasar a la siguiente crujía. Durante la construcción, la estabilidad lateral de la estructura es insuficiente, por lo cual es necesario solidarizar, provisionalmente, los distintos soportes entre sí, mediante riostras cruzadas. Estas riostras (indicadas con línea de punto y raya en la fig. 20) se suprimen una vez completada la estructura con la construcción de los forjados.

En la figura 21 se indica, de un modo esquemático, la forma en que ha sido resuelto el enlace entre los distintos elementos que constituyen la estructura. Los soportes van provistos, a la correspondiente altura, de unas pequeñas ménsulas para el apoyo de las vigas principales. Al llegar a las ménsulas, la sección del soporte se hace hueca para dejar libre el paso a las armaduras de dichos voladizos. Las vigas se enlazan con los soportes mediante pernos verticales. Las alas de las placas de sección en T del forjado, en el extremo, descienden hasta enrasar con el borde inferior del nervio. De esta manera se obtienen dos ventajas: una, aumentar la sección de este borde del nervio, capacitándolo para resistir las tensiones combinadas originadas por el esfuerzo de pretensado y el momento negativo del empotramiento; la otra consiste en que no es necesario emplear encofrado alguno, entre nervios, para el hormigonado de la capa superior del forjado que se construye "in situ". Por otra parte, esta disposición permite aumentar la capacidad resistente de la placa a esfuerzo cortante. Este tipo de placas en T se utiliza, únicamente, cuando se trata de forjados continuos. En el caso de forjados simplemente apoyados en los bordes, la sección transversal de las placas es igual en toda su longitud, sin variación alguna al llegar al extremo.

Como los soportes son continuos desde la planta baja hasta la cubierta, para obtener la continuidad de las vigas del forjado hay que disponer una armadura que atraviese el soporte, lo cual puede hacerse fácilmente gracias a la forma especial de la sección de las placas en T.

En la figura 22 se reproduce esquemáticamente un soporte de fachada. La estructura metálica de la marquesina en voladizo que rodea al edificio, se ancla a la cabeza superior de la placa del forjado y se apoya, por su parte inferior, a una viga especial aligerada, adecuadamente dispuesta, a la cual se fija mediante tornillos. Este sistema puede emplearse, sin dificultad, cualquiera que sea el material utilizado en la construcción del muro (paneles de hormigón, ladrillo, bloques de hormigón celular, etc.).

Cuando en un forjado es necesario dejar un hueco se disponen, en los bordes de la abertura, unas vigas de apoyo (fig. 23), las cuales, generalmente, cargan sobre las vigas principales del forjado.

El ancho normal de las placas en T es de 1,5 m, pero también se utilizan medias-placas. El canto total del nervio puede ser de 30, 35 ó 40 cm.

En las figuras 24a, b y c, se reproducen algunas fotografías tomadas durante diferentes etapas de la construcción de este edificio.

Edificio industrial de cinco plantas

Las figuras 25 y 26 se refieren a otro procedimiento utilizado también, con bastante frecuencia, para resolver la unión entre las vigas y soportes de una estructura, dando a los nudos la resistencia necesaria para que sean capaces de soportar importantes momentos flectores. Los soportes son prefabricados en una sola pieza, y su armadura y el esfuerzo de pretensado que en ellos se introduce son tales que les capacitan para resistir todas las solicitaciones que pueden presentarse durante la construcción de la estructura, incluso las sobrecargas de viento, sin necesidad de recurrir al empleo de arriostramientos provisionales. Las vigas principales del forjado se colocan primero simplemente apoyadas sobre unos dispositivos en forma de horquilla que van empotrados, por su parte posterior, en el soporte. El pasador roscado que, según se aprecia en la figura 26, sujeta la viga por su parte inferior, atraviesa el soporte, en el cual se introduce por su cara exterior. Su enlace con la viga se asegura soldándolo a un par de pestañas que sobresalen del extremo de dicha viga. Para formar el forjado del piso, se colocan sobre las vigas unas placas pretensadas encima de las cuales se hormigona "in situ" una delgada losa. Una vez terminada la construcción del forjado, se hormigona también el hueco que queda entre las testas de las vigas y los soportes, para dar al conjunto el deseado monolitismo. Encima de cada viga y embebido en el tablero que sobre ella se construye, se coloca un cable o una barra que se tesan cuando el hormigón de dicho tablero ha endurecido. Una vez introducido este pretensado se atiranta el pasador que sujeta la viga par su parte inferior. La estructura resulta así perfectamente estable por sí misma, pudiéndose prescindir del arriostramiento adicional que, en general, proporcionan las estructuras de los huecos para ascensores y escaleras, arriostramientos que, normalmente, se tienen en cuenta al calcular la estabilidad del edificio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Todas las piezas prefabricadas que constituyen la estructura se almacenan sobre el suelo y desde aquí se elevan hasta situarlas en el lugar de su ubicación definitiva. Primeramente, se montan todos los soportes y después se van colocando los demás elementos de cada crujía, no empezándose la crujía siguiente hasta haber completado la anterior, en toda la altura del edificio.

En la figura 27a se reproduce una vista del edificio durante su construcción, y en la 27b puede verse el edificio ya terminado.

Los muros están constituidos por paneles de madera y lana mineral, recubiertos interiormente con placas de yeso y aislados del exterior mediante chapas de aluminio.

Edificio de catorce plantas para oficinas

Se trata de un edificio de catorce plantas, destinado a oficinas, que es el más alto de los construidos hasta ahora en Escandinavia, y quizás también en Europa, con arreglo a la nueva técnica del pretensado y la prefabricación (fig. 28). El edificio está dividido en cuatro partes, cada una de las cuales se construyó, como una estructura independiente de las demás, encima de la precedente. La estabilidad del conjunto queda garantizada mediante la colaboración de dos escaleras y cajas de ascensor que se extienden, sin solución de continuidad, a lo alto de todo el edificio.

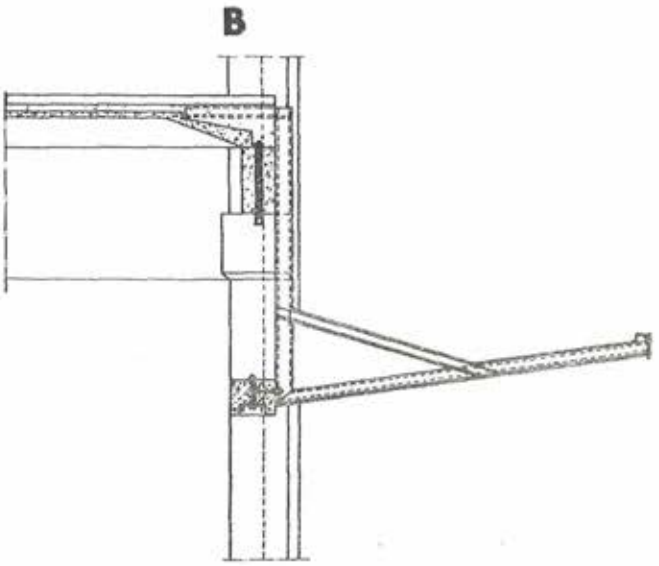


Fig. 22.—Uno de los soportes de fachada.—Anclaje de la marquesina en voladizo.

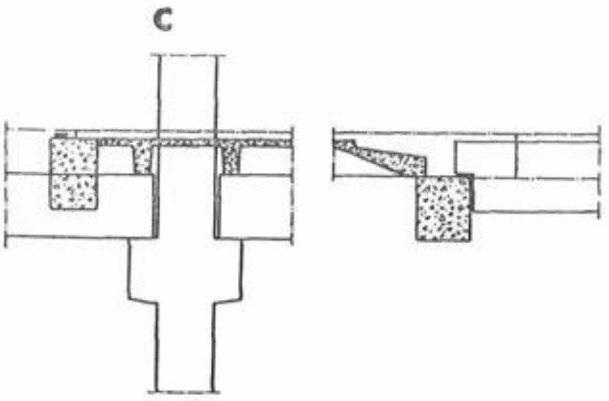


Figura 23.—Vigas de apoyo en los bordes de una abertura en en el forjado del piso.

Para el empalme de los soportes se utilizan unos collares metálicos perfectamente sujetos a los extremos de los soportes y que se unen entre sí mediante tornillos de acero de alta resistencia (figura 29). Para su colocación, los soportes se centran sobre unas pequeñas placas metálicas, y de esta manera es posible realizar, con toda facilidad, el exacto aplome de unos soportes sobre otros. Las pequeñas diferencias de longitud que pueden presentar los distintos soportes de una misma planta se absorben variando el espesor de las referidas placas metálicas. Después del hormigonado de la capa superior del forjado, se rellena el hueco que queda alrededor de estas placas mediante una inyección de mortero análogo al utilizado para llenar los conductos en que se alojan las armaduras de los elementos postensados. Para ello, según puede apreciarse en la figura 29, se disponen en la junta dos pequeños tubos, uno para la entrada de la inyección y otro para la salida del aire.

Las vigas principales sobre las que apoyan las placas de sección en [del forjado, se dejan vistas en el edificio terminado. El cielo raso va unido, directamente a la parte inferior de las mencionadas placas de forjado. Por su parte, las vigas principales descansan sobre unos angulares metálicos unidos a los soportes. Estos angulares son de dimensiones superiores a las realmente necesarias, con el fin de garantizar su resistencia al fuego. Las vigas se sujetan a los angulares mediante unas entalladuras adecuadamente dispuestas y después se recubren con un enlucido de yeso.

Las dimensiones de la sección transversal de los soportes correspondientes a las dos partes superiores del edificio son distintas de las de los demás. En las plantas inferiores tienen 40×40 cm; en las superiores $30{,}5 \times 30{,}5$ cm. Los dos cuerpos superiores tienen sólo tres y dos plantas, a causa de las limitaciones impuestas por la capacidad de carga de la maquinaria auxiliar de elevación, disponible.

En la figura 30 puede apreciarse el aspecto del edificio una vez terminado. La fachada se construyó empleando paneles de hormigón blanco suministrados por una firma danesa.

A la vista de los ejemplos que quedan expuestos cabe formularse la siguiente pregunta: ¿Qué obstáculos pueden oponerse a la aplicación de estas técnicas de la prefabricación y el pretensado a la construcción de estructuras para edificios de un mayor número de plantas? Es de esperar que ninguno

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 21a.—Una vista del edificio durante su construcción.

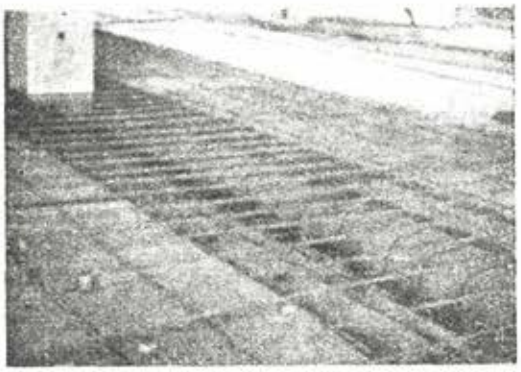


Fig. 24b.—Vista del forjado antes de hormigonar «in situ» la capa superior.

Fig. 24c.—Las placas del forjado vistas por su parte inferior.



realmente infranqueable. La estabilidad lateral de dichas estructuras puede quedar perfectamente garantizada gracias al arriostramiento adicional proporcionado por las cajas de ascensores y escaleras construídas "in situ" y que se erguirían en el interior de la estructura trabajando en forma análoga a como lo hacen los postes alrededor de los cuales se construyen los montones de heno en las eras.

Probablemente, dichas cajas podrían construirse utilizando encofrados deslizantes, como si se tratase de un silo, y rodeando estos núcleos interiores se montaría el resto de la estructura del edificio. Quizás las dimensiones que haya que dar a los soportes puedan llegar a constituir un problema. Unos soportes de sección transversal demasiado grande, ocuparían excesivo espacio en la planta del edificio y serían muy pesados, llegando incluso a hacerse prohibitivo su empleo. En estos casos la solución se encontraría, seguramente, combinando los soportes metálicos con los de hormigón pretensado, como se hizo en la estructura del edificio "Northon", en Seattle.

Se comprende que cuando se pueda disponer de una serie de soluciones, realmente eficaces y económicas, para los problemas que la construcción de los edificios de muchas plantas puede plantear, el mercado que se abrirá a las industrias de prefabricación de elementos estructurales de hormigón pretensado será francamente magnífico. Cabe, por consiguiente, afirmar que el porvenir de esta industria está en el "rascacielos".

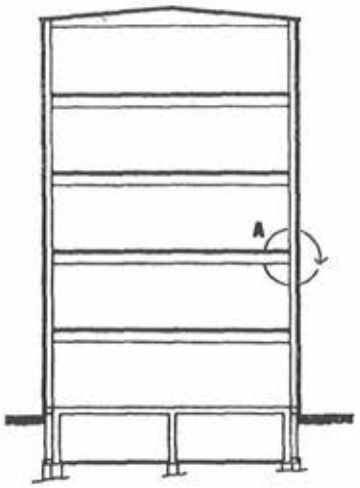
Posibilidades de la prefabricación

Todos los elementos pretensados utilizados en las estructuras que quedan descritas, llevaban armaduras pretesas y se prefabricaron en talleres provistos de bancadas de gran longitud. Existen también en Suecia algunas fábricas que utilizan indistintamente los sistemas de pretensado y postensado, pero la mayoría emplea siempre solamente el primero de ellos. Cuando el campo de aplicación de estos elementos se fué ampliando y las cifras de producción llegaron a adquirir valores muy elevados, se realizaron estudios económico-comparativos muy detallados, entre los dos sistemas, y de ellos se dedujo la conclusión de que no existía razón alguna que justificase un cambio de procedimiento.

La longitud de las bancadas de fabricación suele variar entre los 30 y los 100 metros, y la mayoría suele tener de 75 a 100 metros. Quizás algunos puedan pensar que estas dimensiones son pequeñas, pero la experiencia adquirida permite afirmar que, teniendo en cuenta el utillaje normalmente disponible en la actualidad, la longitud más favorable para la prefabricación de la mayor parte de los tipos corrientes de piezas, es la de 100 metros. Unicamente en el caso de algunas piezas especiales, tales como las placas de sección en T para forjados, se estima que es preferible alargar las bancadas hasta los 120 metros.

El curado de estas piezas suele realizarse al aire, mediante vapor de agua, o en agua caliente. Cuando se utiliza el curado al aire las bancadas de fabricación tienen, generalmente, la anchura suficiente para poder colocar en ellas varias líneas de moldes paralelos. Toda la producción se realiza siempre en locales cerrados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



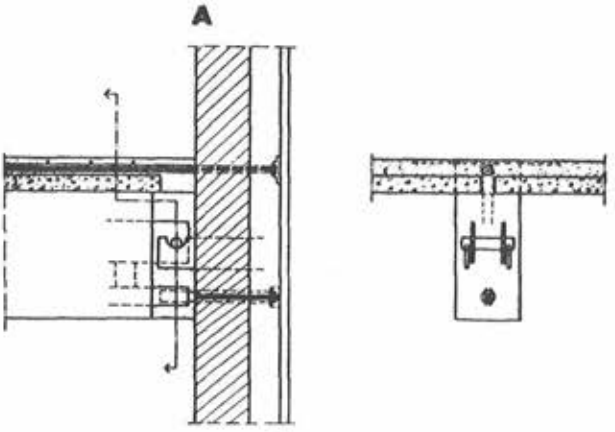


Fig. 25.—Sección de la estructura del edificio industrial de cinco plantas.

Fig. 26.—Unión entre las vigas del forjado y los soportes.

Los moldes para las piezas de los tipos corrientes son metálicos, utilizándose los de madera solamente para la fabricación de algunos elementos especiales. Las piezas de sección rectangular se fabrican, normalmente, en moldes múltiples. En estos moldes, las paredes exteriores metálicas son más gruesas que los tabiques interiores, también metálicos, de separación. Los elementos de sección en I o de otra forma complicada, se construyen en filas de moldes individuales. En general, las dimensiones de las secciones transversales y las armaduras se encuentran normalizadas, pero no la longitud de las piezas. Los moldes se construyen de tal manera que, dentro de ciertos límites, pueden emplearse indistintamente para la fabricación de diferentes perfiles.

El principal problema que se presenta en la prefabricación lo constituyen lo que podríamos llamar los detalles, es decir, aquellos dispositivos especiales que es necesario disponer en algunas piezas para asegurar los empalmes, o por otras causas, y de los cuales ya se han citado algunos al tratar de los distintos tipos de estructuras anteriormente descritos. Los orificios, o las pequeñas ménsulas de apoyo, pueden formarse al hormigonar las piezas, adoptando en los moldes las adecuadas precauciones. Otros dispositivos, tales como pernos, ganchos salientes, etc., pueden colocarse cuando el hormigón está todavía fresco en los moldes, o antes de que fragüe y endurezca totalmente, sujetándolos a las armaduras, o tomando las medidas necesarias para su perfecta fijación.

Para los dispositivos corrientes existen ya una serie de soluciones normalizadas de uso frecuente.

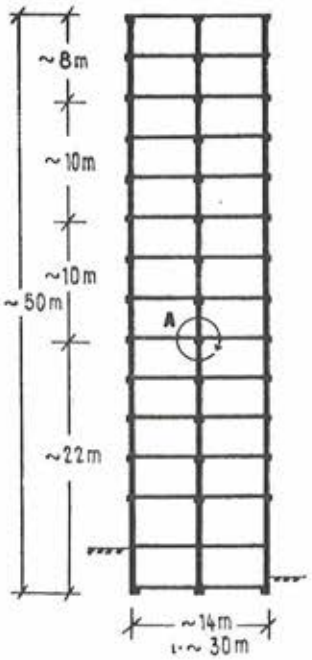


Fig. 27a.—Una vista del edificio durante su construcción.

Fig. 27b.—El edificio terminado.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



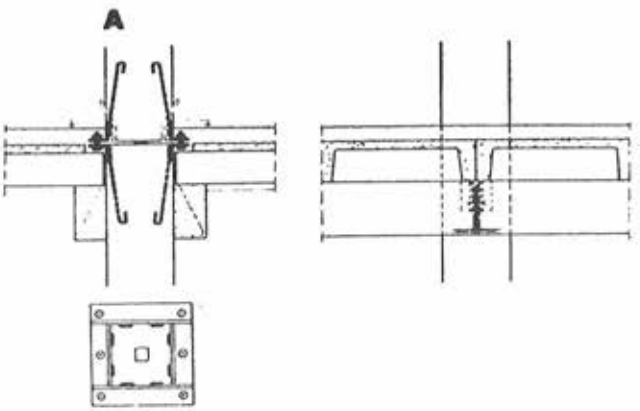


Fig. 28.—Sección de la estructura del edificio de catorce plantas, destinado a oficinas.

Fig. 29.—Empalme de los soportes.

Fig. 30.—Vista del edificio terminado.



Pero, sin embargo, constantemente se presentan nuevos casos que es necesario resolver sin contar con que, en todo momento, se están introduciendo modificaciones en los procedimientos ya conocidos, con vistas a su perfeccionamiento.

En resumen, conviene llamar la atención sobre el hecho de que es de la mayor importancia, desde el punto de vista económico, encontrar soluciones a estos problemas que sean aceptables, no sólo estáticamente, sino también por sus posibilidades de aplicación en la técnica de la prefabricación. Debe tenerse en cuenta a este respecto, que no siempre la solución que resulta más barata en fábrica es la realmente más económica para la estructura terminada. Por ejemplo, el gasto que representa empotrar un gancho o cualquier otro dispositivo análogo en una pieza dada, puede quedar compensado con creces con la facilidad que proporciona para su transporte y manejo y que se traduce en un considerable ahorro de tiempo durante el montaje de la estructura. Otras veces, el complicar algo el molde de una pieza permite simplificar enormemente el proyecto y la colocación de los otros elementos estructurales que sobre ella habrán de cargar. Un buen ejemplo de este último caso se presenta en los soportes del edificio para almacenes, anteriormente descrito. En el proyecto de esta estructura se concentraron, intencionadamente, en los soportes la mayoría de los problemas constructivos que se presentaron, con el fin de simplificar lo más posible los demás elementos (vigas, placas de forjado, etc.).

Ocurre también, en algunas ocasiones, que el ingeniero o arquitecto autor de un proyecto se ve forzado a introducir en el mismo algunas modificaciones, con el fin de acomodarlo a un programa de prefabricación más económico. Sin embargo, la experiencia demuestra que en la práctica, en la mayor parte de los casos, pueden fácilmente compaginarse los diferentes puntos de vista del arquitecto, del ingeniero y del fabricante, si todos ellos se encuentran realmente dispuestos a colaborar sin prejuicios y con perfecta lealtad. El problema, en éste como en otros muchos casos, estriba simplemente en saber acomodar la forma arquitectónica a las limitadas exigencias de los métodos utilizados en la técnica de la prefabricación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

i.t.c.c.

últimas publicaciones

cálculo plástico vigas y pórticos

C. BENITO, ingeniero de caminos

Estudio del comportamiento elastoplástico de estructuras sencillas, formadas por piezas prismáticas de directriz recta.

p. c. h. a. 60

pliego de condiciones de hormigón armado de la estructura . . .

Modelo de Pliego de condiciones cuya inclusión en los proyectos autoriza el I. T. C. C., previa fijación de los datos particulares de cada estructura.

recomendaciones prácticas para el empleo de los distintos tipos de conglomerantes

E. TORROJA, ingeniero de caminos
P. GARCÍA DE PAREDES, licdo. en ciencias químicas
J. NADAL, ingeniero de caminos

Composición química.—Caracteres físicos y mecánicos.—Consejos para la preparación de hormigón.—Campos de utilización y contraindicaciones de los conglomerantes normalizados en el "Pliego general de condiciones para la recepción de conglomerantes hidráulicos en las obras de carácter oficial". Orden de 31 de diciembre de 1959 y Orden de 26 de julio de 1960.

cemento portland

J. CALLEJA, doctor en ciencias químicas

Una clara, sistemática y detallada exposición, cuajada de ejemplos numéricos y problemas resueltos, acerca de la interpretación que el fabricante de cemento y el constructor usuario de este material conglomerante deben dar a los valores de la composición y constitución química, índices y nódulos, etc., tanto experimentales como calculados, para conocer a fondo y aprovechar al máximo las propiedades y características técnicas del mismo.

h.p.-1-60 de la a.e.h.p.

normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado

Normas aprobadas y publicadas por la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

p. c. c. h. 61

Pliego de Condiciones para la recepción de conglomerantes hidráulicos, aprobado por Orden de 31 de diciembre de 1951, así como las modificaciones aprobadas por Orden del 26 de julio de 1960.

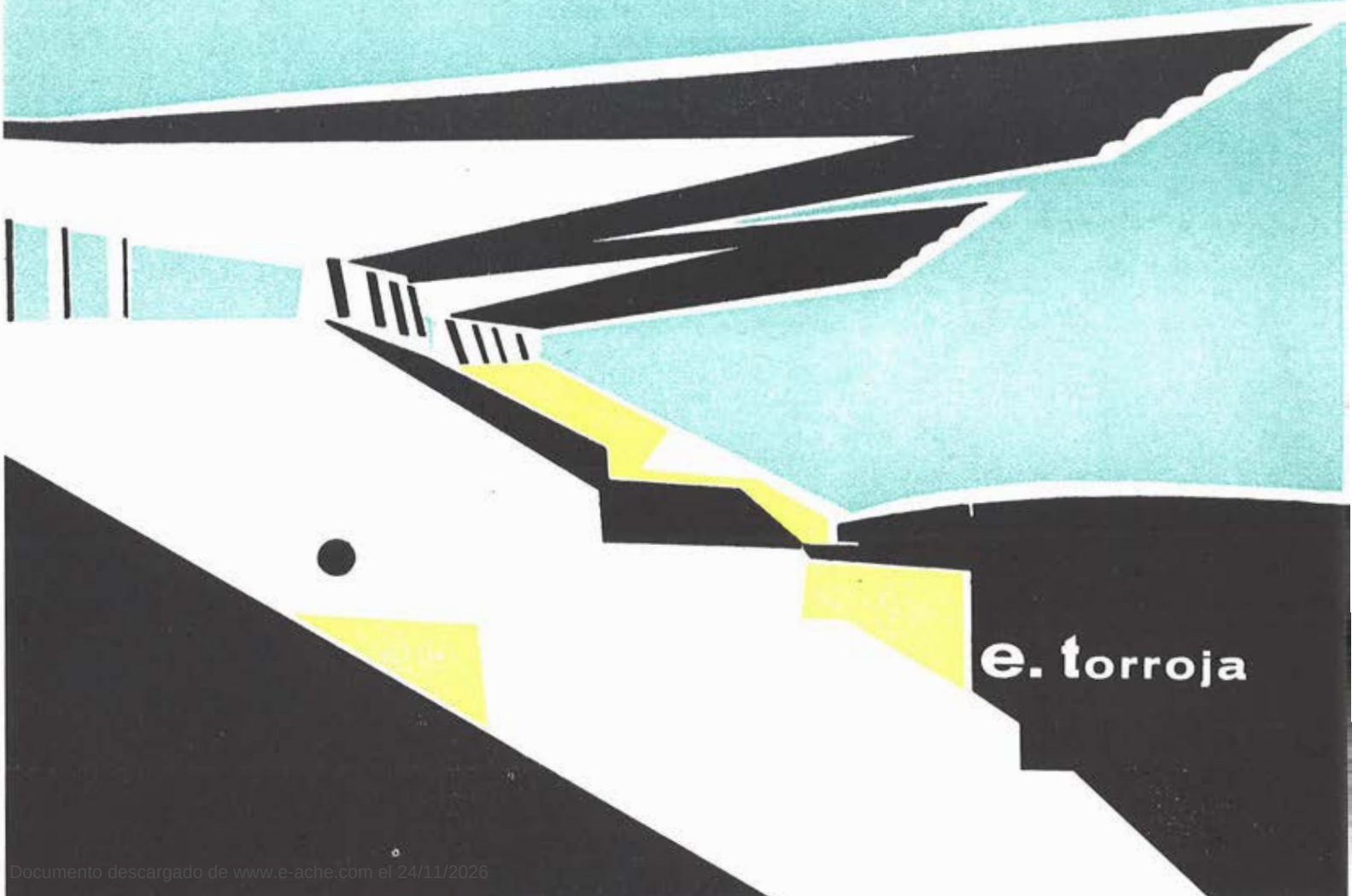
Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

razón y ser

de los tipos estructurales

segunda edición
corregida y ampliada

Cada material tiene una personalidad específica distinta, y cada forma impone un diferente fenómeno tensional.
La solución natural de un problema —arte sin artificio—, óptima frente al conjunto de impuestos previos que la originaron, impresiona con su mensaje, satisfaciendo, al mismo tiempo, las exigencias del técnico y del artista.
El nacimiento de un conjunto estructural, resultado de un proceso creador, fusión de técnica con arte, de ingenio con estudio, de imaginación con sensibilidad, escapa del puro dominio de la lógica para entrar en las secretas fronteras de la inspiración.
Antes y por encima de todo cálculo está la idea, moldeadora del material en forma resistente, para cumplir su misión.
A esa idea va dedicado este libro.



e. torroja

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 1.—Vista general del conjunto de las obras. En ella puede apreciarse el viaducto con sus rampas de acceso, la plaza de Chiswick (en el centro) y el puente sobre la carretera de Wellesley (en la parte superior, a la derecha). En esta fotografía el Norte queda a la izquierda, y el Este, en la parte superior, en dirección al centro de Londres.

591 - 2 : 17

el viaducto urbano de Chiswick, cerca de Londres

Tablero constituído por vigas prefabricadas pretensadas

(Tomado de un artículo de G. Worontzoff, publicado en el número marzo-abril de 1960, de la Revista «La Technique des Travaux».)

De las fotografías que ilustran este artículo, la número 4 está firmada por S. W. Newbery; la número 1 procede del «News Chronicle», y la número 6, de «P. S. C. Equipment».

La construcción del viaducto de Chiswick (fig. 1) tenía por objeto descongestionar uno de los arrabales más densamente poblados y de mayor circulación de los alrededores de Londres. Está situado en la parte occidental de la ciudad, en el camino que conduce al aeropuerto. Los diversos itinerarios que concurren en este lugar arrojan un total de unos 40.000 vehículos por día, y la circulación en las horas punta planteaba problemas de extrema gravedad (fig. 2).

Gracias al nuevo viaducto, que mide 800 m de longitud (figs. 1, 2 y 3), la carretera de Cromwell se encuentra ahora unida directamente a la gran carretera occidental, sin ninguna interrupción en su tráfico, por haberse suprimido todas las vías transversales. Pasa por encima de una gran plaza circular, de 120 m de diámetro, a la cual convergen todas las demás vías de circulación y que enlaza con el nuevo viaducto por medio de rampas de acceso.



Fig. 2.—Plano esquemático de situación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

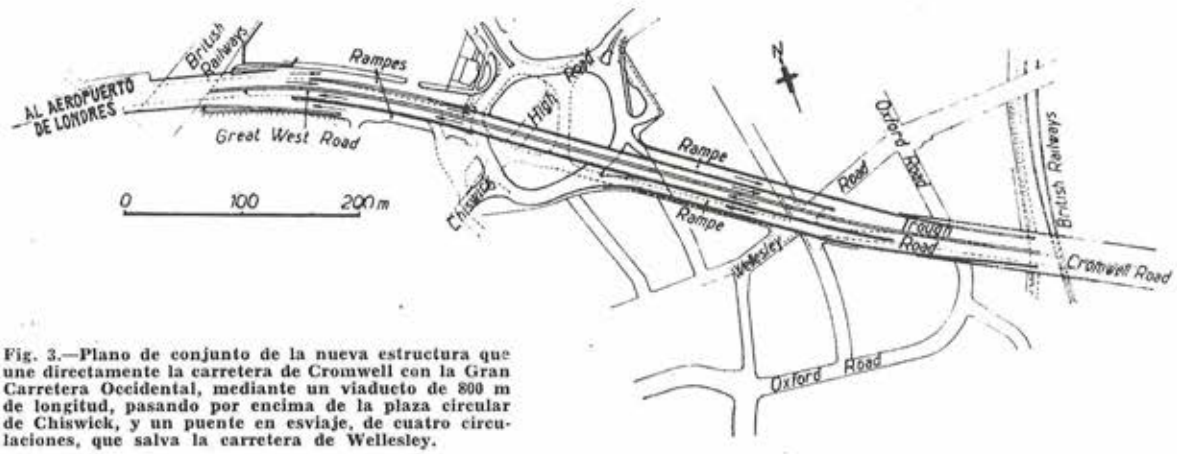


Fig. 3.—Plano de conjunto de la nueva estructura que une directamente la carretera de Cromwell con la Gran Carretera Occidental, mediante un viaducto de 800 m de longitud, pasando por encima de la plaza circular de Chiswick, y un puente en esviaje, de cuatro circulaciones, que salva la carretera de Wellesley.

Descripción general

La construcción de esta obra era preciso realizarla con el menor entorpecimiento posible para la constante circulación. Por ello, los proyectistas se orientaron hacia la prefabricación de las vigas del tablero. La cimentación ha planteado problemas bastante complejos a causa de las numerosas canalizaciones subterráneas existentes en este lugar, lo que ha obligado a desviar varios kilómetros de tuberías. A pesar de que el viaducto, como ya se ha indicado, atraviesa una región muy densamente poblada, la demolición de viviendas pudo reducirse al mínimo estrictamente indispensable para el paso de la nueva vía de circulación.

El conjunto del proyecto comprende, primero, el viaducto propiamente dicho, compuesto de cuatro tramos de 38 m de longitud y 18 m de anchura entre barandillas, con dos vías de circulación, de 7,30 m cada una, separadas por una banda central de 1,52 m. Las rampas de los accesos laterales tienen una pendiente del 5 por 100. En el resto de la obra las pendientes no exceden del 2,5 por 100. En el extremo oriental del viaducto, por encima de la carretera de Wellesley, existe un puente en esviaje, para cuatro circulaciones, con una luz de 21 m y una anchura de 37,80 m, que es la que corresponde a las cuatro vías de circulación, es decir la anchura del puente principal más la de las dos rampas laterales de acceso, que en este punto llegan al nivel del puente.

Ejecución de las obras

Antes de iniciar las obras propiamente dichas, y para mantener la circulación, se construyó una carretera provisional, en el costado Sur del puente, que unía la carretera de Cromwell con la de Chiswick y quedaba a su vez enlazada con las rampas de acceso del costado Norte, construídas en primer lugar. A continuación se procedió a la construcción del puente y, finalmente, a la terminación de las rampas de acceso del costado Sur.

Los accesos del viaducto y el tramo de unión entre los dos puentes están constituídos por terrenos de acarreo encerrados entre muros de sostenimiento en hormigón, con paramentos revestidos de ladrillo. El relleno está formado por arena y grava, de granulometría conveniente, que se vertían por capas de 22 cm de espesor y se compactaban mediante nueve pasadas de un rodillo de 8 t, lo que permitía obtener un relleno con un 7,5 por 100 de huecos, solamente. Detrás de los estribos, y en las partes adyacentes a los muros de sostenimiento, se utilizó, además, la compactación por vibración, lo que permitió reducir la proporción de huecos al 5 por 100.

La calzada lleva una capa de base, en hormigón armado, de 25 cm de espesor, recubierta por otra capa de 10 cm de asfalto, con un 35 por 100 de gravilla. Las juntas en la placa de hormigón van situadas a 37 m de separación y recubiertas con una chapa metálica para evitar la fisuración del recubrimiento asfáltico.

El viaducto propiamente dicho

Cimentación: Los estribos del puente y las dos pilas del extremo oriental se apoyan sobre zapatas de hormigón armado, que descansan sobre una capa de grava situada encima del terreno de arcilla. En cambio, la pila del extremo Oeste, por existir una alcantarilla, de 1,20 m de diámetro situada a 6 m de profundidad, hubo que cimentarla sobre una estrecha zapata que se apoyaba sobre diez pilotes, de un metro de diámetro, previstos para una carga de 370 t cada uno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 4.—El viaducto de Chiswick durante su construcción. Atraviesa la plaza circular de Chiswick mediante cuatro tramos, casi iguales, de unos 38 m de longitud cada uno. Cada tramo está constituído por quince vigas de 38 m situadas unas al lado de las otras. A su vez, cada viga está formada por tres elementos prefabricados, de hormigón pretensado, de 11,60 m, 14,52 m y 11,60 m de longitud. Pueden observarse las columnas metálicas que sirven para el apoyo provisional de los elementos de las vigas. Estos elementos prefabricados fueron trasladados sobre remolques y colocados en obra con el auxilio de una grúa de 45 toneladas.

Estos pilotes se construyeron "in situ" utilizando unos tubos metálicos que se introducían en el terreno y se iban empalmando a medida que se avanzaba en profundidad. En su interior se hacía la excavación y en seguida se hormigonaba el pilote, recuperándose el tubo. Los pilotes tienen 24 m de longitud, y en los 7,50 m del extremo superior van armados.

Los estribos del puente son de hormigón en masa, con paramentos recubiertos también de ladrillo. Las pilas están constituídas por cinco soportes enlazados por su cabeza superior mediante un dintel de hormigón armado.

Tablero: La necesidad de mantener libre la circulación ha obligado a adoptar, para este puente un tablero constituído por vigas pretensadas, prefabricadas, compuestas por dovelas unidas entre sí "in situ". Las quince vigas de cada tramo van colocadas unas al lado de las otras (ver fig. 5). Cada viga, de 38 m de longitud, está formada por tres trozos de 11,60 m, 14,52 m y 11,60 m de longitud, cuyo peso no excede de 33 t. Dado el poco espacio disponible en obra, estos elementos se prefabricaron en un taller situado a 100 km de la misma, desde donde se trasladaron montadas sobre remolques. Su colocación se realizó con el auxilio de una grúa de 45 t. Durante el montaje, los distintos elementos de las vigas se apoyaron en las pilas y en dos soportes provisionales por cada tramo. Estos soportes estaban constituídos por columnas metálicas. De esta forma no fué necesario interrumpir, en ningún momento, la circulación por debajo del puente.

Las vigas son de sección en T invertida y llevan rigidizadores transversales, a intervalos regulares. Una vez hormigonadas las juntas entre vigas se enfilaron los 18 cables Freyssinet, de 12 alambres de 7 mm de diámetro, que constituyen la armadura principal, longitudinal, introduciéndolos en los conductos a tal efecto dispuestos en el interior de las piezas, durante su moldeo. Para formar estos conductos se utilizaron tubos de goma, inflables, análogos a los "Ductube" ingleses. El tesado de los cables se efectuaba, como término medio, unos tres días después del hormigonado de las juntas, cuando el hormigón, fabricado con cemento de endurecimiento rápido, había alcanzado una resistencia de 400 kg/cm².

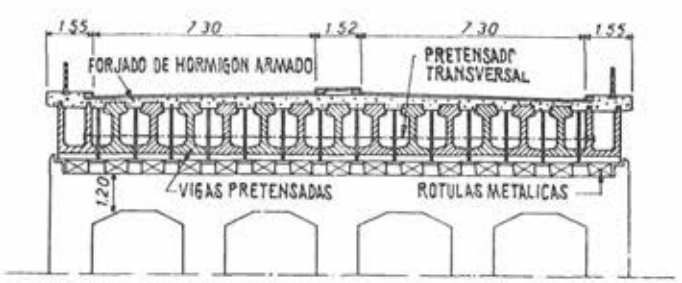


Fig. 5.—Sección transversal del viaducto. Las quince vigas que forman el tablero tienen una sección de T invertida. Su conjunto constituye una verdadera placa aligerada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

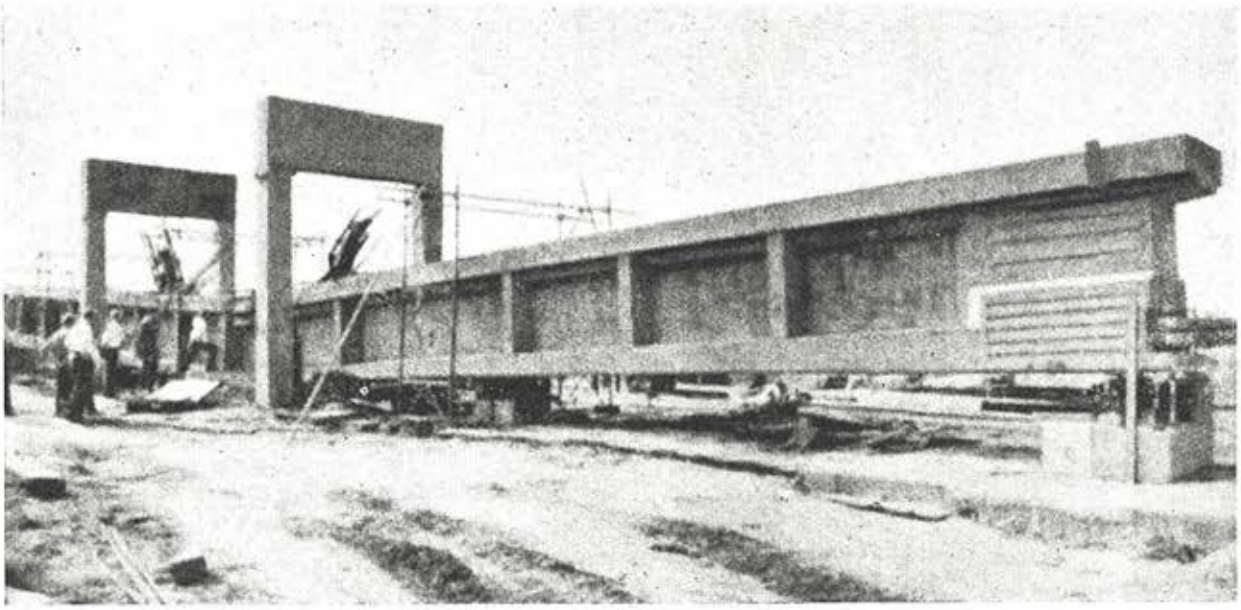


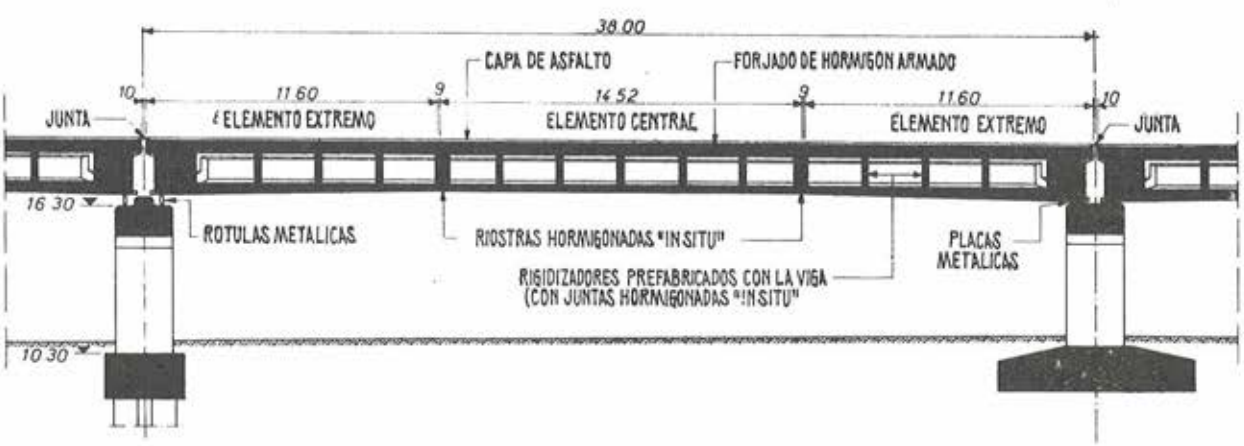
Fig. 6.—Ensayo a rotura de una de las vigas prefabricadas de hormigón pretensado.

A continuación se hormigonaban las juntas transversales, entre rigidizadores y se procedía al pretensado transversal del puente. Finalmente, se hormigonaba el forjado superior, que es de hormigón armado normal.

En la sección transversal del tablero reproducida en la figura 5, puede apreciarse que se trata, realmente, de una verdadera placa aligerada. Esta sección difiere totalmente de la de un puente clásico constituído por vigas, en donde éstas van mucho más separadas y pretensado el forjado superior. La solución adoptada en este viaducto venía impuesta por la necesidad de reducir el espesor del tablero calculado para fuertes sobrecargas, necesidad que se presenta siempre que se trata, como en este caso, de puentes urbanos.

Los dos trozos extremos de las vigas van armados con cinco cables de pretensado que se tesan, en el propio taller de prefabricación, empleando conos de anclaje que quedan embebidos en el hormigón del elemento. El trozo central lleva un solo cable y su resistencia provisional queda asegurada, principalmente, mediante armaduras de acero dulce ordinario. Los cables que enlazan los tres elementos de cada viga se anclan en conos exteriores que se apoyan sobre gruesas placas metálicas. Después de realizados el tesado y la inyección de estos cables, los conos de anclaje se recubren con una capa de hormigón.

Fig. 7.—Sección longitudinal parcial del viaducto. Corresponde al tramo central de 38 m, constituído por tres series de elementos, prefabricados, de 11,60 m, 14,52 m y 11,60 m de longitud.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

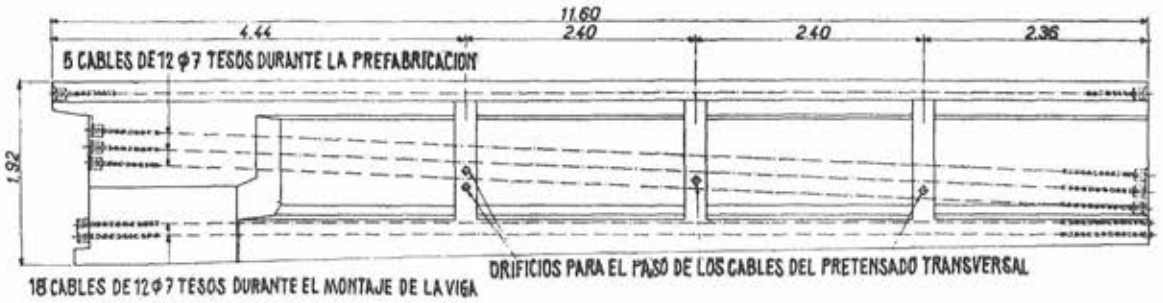


Fig. 8.—Vista, en alzado, del elemento extremo de una viga (el elemento central, hasta el momento de su montaje en obra, lleva solamente un cable de pretensado).

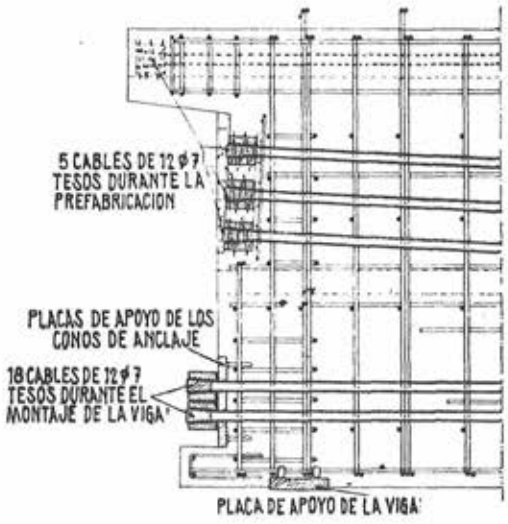


Fig. 9.—Detalle del extremo de una viga.

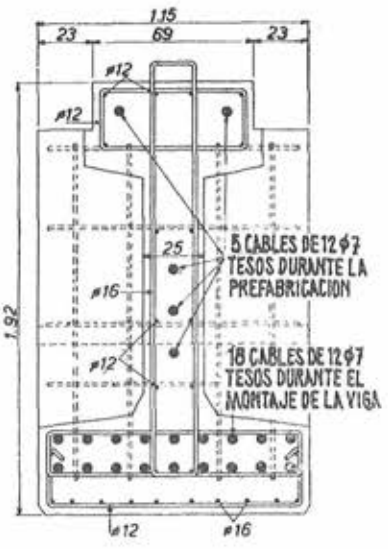


Fig. 10.—Sección transversal de una viga.

Para asegurar el enlace entre las vigas y el forjado superior, los cercos de las vigas se dejan sobresaliendo por su cabeza superior.

Para las vigas se ha previsto un hormigón de 525 kg/cm² de resistencia, a los veintiocho días, y la tensión inicial introducida en los cables fue de 111 kg/cm².

Con el fin de asegurar la continuidad de los conductos para el paso de los cables, durante el hormigonado de las juntas se sujetaban, en los extremos de los orificios de las piezas unos tubos de goma, del diámetro adecuado, que sobresalían del hormigón, uniéndose mediante manguitos de caucho los extremos de los tubos correspondientes de cada dos elementos consecutivos.

Para poder alojar las canalizaciones de los diferentes servicios, las dos vigas de borde tienen sección en U y van cubiertas, por su parte superior, con placas fabricadas con un hormigón en el cual, como árido, se utilizó granito gris. Además, su cara exterior se abujardó para darle un acabado adecuado.

Los apoyos del puente son, alternativamente: unos fijos constituídos por placas de acero fundido, anticorrosivo, Meehanite "CB", y otros móviles formados por pequeñas bielas hechas con el mismo metal.

Ensayo de carga: Para comprobar la verosimilitud de las hipótesis adoptadas en el cálculo y contribuir, además, de un modo general a la investigación sobre el hormigón pretensado, se ensayó a rotura una de las vigas utilizadas en la construcción del puente. El dispositivo de carga estaba constituído por dos pórticos capaces de soportar las reacciones de 125 t originadas al cargar la viga en dos puntos situados a 9 m de distancia uno de otro y colocados simétricamente con relación al centro de la luz de la pieza.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026



Fig. 11.—Fundamento del funcionamiento de los apoyos por distorsión del caucho.

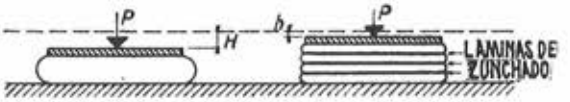


Fig. 12.—Fundamento del zunchado de los apoyos de caucho. Bajo una carga P, el caucho zunchado se aplasta una altura «h», muy inferior a la altura «H» que se obtendría en el caso de caucho sin zunchar.

La rotura se alcanzó bajo una carga de 118 t en cada gato, la cual concuerda satisfactoriamente con la carga de rotura calculada. El coeficiente de seguridad real obtenido fué igual a 3 respecto al conjunto del peso propio y de la sobrecarga (fig. 6).

El puente, en esviaje, de la carretera de Wellesley

Este puente está construido en dos mitades separadas por una junta longitudinal. Sus estribos, igual que los del viaducto propiamente dicho anteriormente descrito, son de hormigón revestido de ladrillo y se apoyan en zapatas de hormigón armado.

Su tablero ha sido proyectado en forma análoga al del viaducto principal. Sin embargo, como en este caso la luz era solamente de 21 m, cada una de las 43 vigas que constituyen el tablero pudo fabricarse en un solo trozo. Son también vigas de sección en T invertida. Van armadas con nueve cables Freyssinet, constituídos, cada uno, por 12 alambres de 7 mm de diámetro. Al llegar a los extremos de la pieza, cuatro de los nueve cables longitudinales se levantan ligeramente. Cada viga pesa 24 t y se prefabricaron en el mismo taller que los elementos de las vigas del puente principal. Una vez colocadas "in situ" las vigas, se hormigonaron las riostras de rigidización, que en este caso van muy próximas unas de otras (a 65 cm) y se efectuó el pretensado transversal de cada mitad del tablero, utilizando también cables de 12 alambres de 7 mm de diámetro. Finalmente, se hormigonó el forjado superior, de hormigón armado, encima de las vigas.

Esta solución parece un poco complicada y cabe preguntarse si teniendo en cuenta que en este caso no era posible recurrir a una simple placa de hormigón, construída "in situ", debido a que el encofrado necesario para su ejecución habría entorpecido la circulación por debajo del puente, no habría sido más sencilla una solución a base de un tablero constituído por vigas pretensadas, pegadas unas a otras, y recubiertas de una capa de hormigón vertido "in situ".

Para los apoyos de este puente se utilizaron placas de caucho zunchado. Este tipo de apoyo, que en la actualidad se viene empleando cada vez con más frecuencia, está especialmente indicado en los puentes de esta clase, anchos y en esviaje, ya que permite las dilataciones del tablero en todas direcciones, indistintamente. Por otra parte, este mismo tipo de apoyo podría haberse también utilizado, ventajosamente, en el viaducto principal.

Los apoyos de caucho zunchado que se usan ya, normalmente, en distintos países, no solamente en el caso de puentes, sino también en otros tipos de obras, tales como edificios, etc., se basan en el principio de que, un caucho de la adecuada dureza, puede sufrir una distorsión bastante considerable bajo un esfuerzo lateral relativamente débil. De esta forma, un tablero apoyado sobre caucho, puede contraerse en una magnitud d o dilatarse, casi libremente, es decir, transmitiendo a los apoyos (pilas, estribos, muros o pilotes) únicamente un esfuerzo, F, muy reducido (fig. 11).

Para evitar el aplastamiento del caucho sin disminuir su capacidad de distorsión, Freyssinet ha ideado utilizar apoyos constituídos por la superposición de una serie de placas de caucho y láminas de acero que hacen el efecto de un zuncho para el caucho. La altura total del apoyo y, por consiguiente, el número de placas de caucho y láminas de acero, depende de la magnitud de las dilataciones previstas (fig. 12).

Estos aparatos permiten también el giro de los apoyos. Son más económicos, más fáciles de colocar en obra y de funcionamiento más seguro que los apoyos metálicos o las rótulas de hormigón armado. Su pequeña altura contribuye a la estética de la estructura. Las calidades del caucho que actualmente se fabrica permiten confiar en la conservación prácticamente indefinida de este tipo de apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

puente de hormigón pretensado con un tramo central de 152,5 m

(Tomado de la Revista «Journal de la Contruction de la Suisse Romande» núm. 16, 30 agosto 1960, pág. 1429.)

El Ministerio de Transportes británico acaba de anunciar la iniciación de los trabajos de construcción del primer tramo de la autopista «M2», que enlazará Londres con el Sudeste de Inglaterra. Este tramo tiene una longitud de 40 km y en él se incluye un excepcional viaducto de hormigón pretensado, sobre el río Medway, que marcará un hito en los anales de la construcción de puentes carreteros. En efecto, este puente atravesará el río, con una altura libre de 30 m, mediante tres tramos, de 343 m de longitud total, de los cuales el central tendrá 152,5 m. La mayor luz hasta ahora alcanzada en hormigón pretensado es la del puente de Coblenza, sobre el río Mosa, de 123 metros.

El nuevo puente sobre el Medway será del tipo de viga Gerber, es decir, que en su tramo central llevará dos articulaciones situadas, cada una, a 61 m de la respectiva pila. La parte central entre articulaciones estará constituída por vigas prefabricadas, pretensadas, de 2,44 m de canto y 96,5 t de peso. El tablero se hormigonará «in situ», así como las vigas-ménsula, las cuales, al llegar a los apoyos tendrán un canto de 10,67 m (figura 2).

Las pilas se prolongarán hasta llegar a terreno rocoso, a unos 15 m de profundidad. Por encima del nivel del río, estas pilas tendrán una estructura celular.

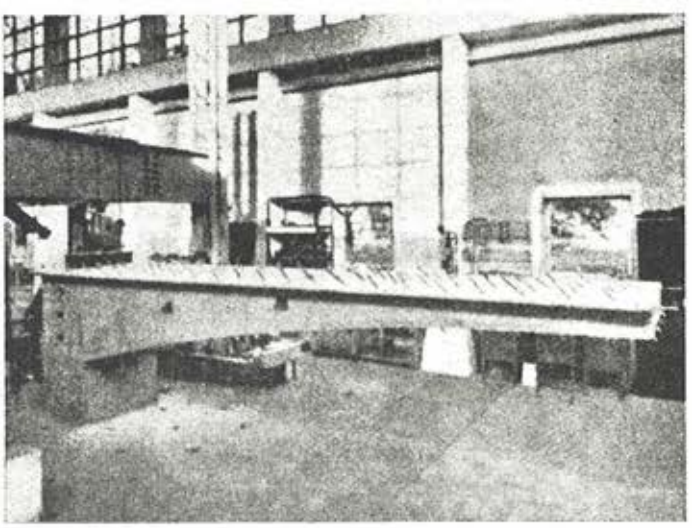


Fig. 1.—Vista del modelo reducido de una viga ménsula, durante los ensayos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

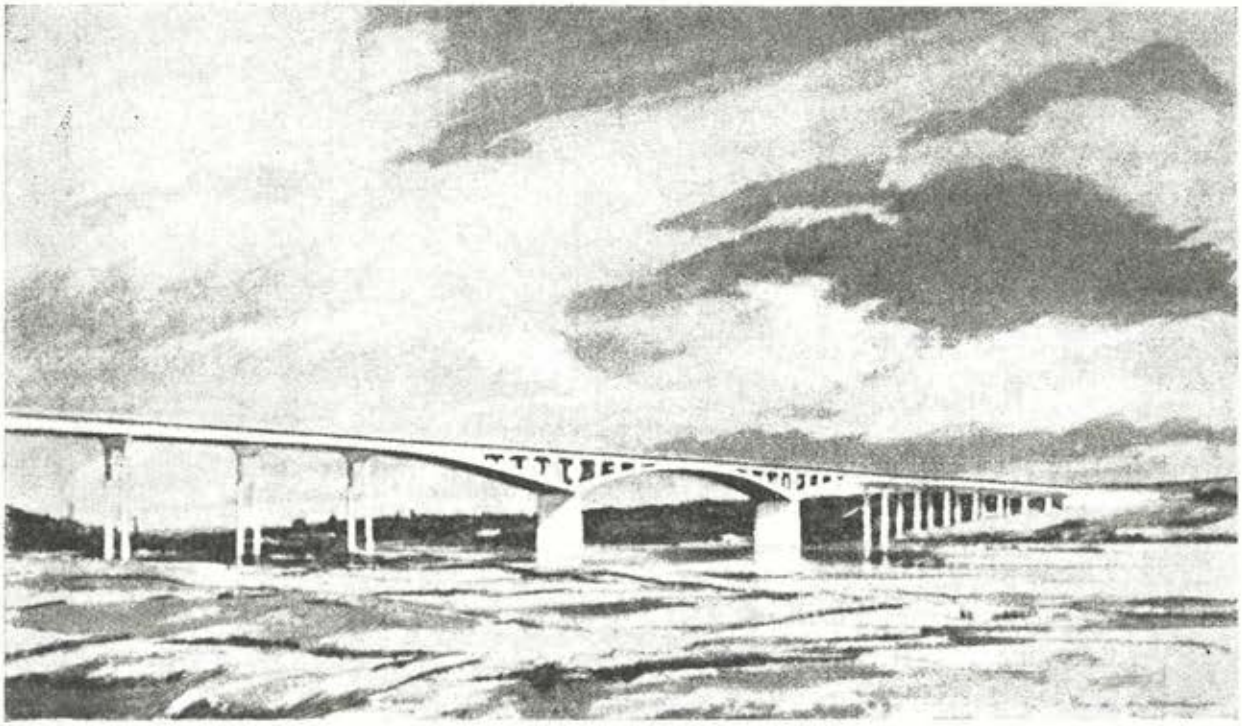


Fig. 2.—Perspectiva artística del nuevo viaducto sobre el río Medway.

El viaducto alcanzará casi un kilómetro de longitud y constará en total de 21 tramos. Los 18 tramos secundarios se construirán a base de vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, cuyo peso unitario será de 188 t. Las pilas de apoyo de estos tramos estarán constituídas por simples pórticos de hormigón armado, cimentados sobre pilotes o placas, también de hormigón armado.

El coste total del puente se elevará a más de dos millones de libras esterlinas.

En la actualidad se están realizando ensayos en los laboratorios de la «Cement and Concrete Association» (fig. 1), sobre modelos reducidos, con el fin de determinar, lo más exactamente posible, las pérdidas que habrán de producirse en el esfuerzo de pretensado a consecuencia de la retracción y la fluencia, y el orden de magnitud de las flechas que se originarán durante la construcción. Debe señalarse que las vigas-ménsula del tramo central serán construídas en voladizo, con el fin de reducir al mínimo el entorpecimiento del tráfico fluvial.

Los ingenieros-asesores del proyecto son: «Freeman, Fox and Partners», y para llevar a cabo la construcción de esta obra se han asociado las empresas «J. L. Keir and Co.» y «Christiani and Nielsen, Ltd.».

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

591 - 4 - 7

algunos silos y depósitos importantes construídos, en Escandinavia, en hormigón pretensado

(Tomado de un artículo de Chr. Ostenfeld y E. Kalhauge, publicado en el «Journal of the Prestressed Concrete Institute», vol. 4, junio 1959, núm. 1.)

introducción

Ya antes de la última guerra mundial se construyeron en Estados Unidos, utilizando los métodos clásicos, algunos depósitos cilíndricos en hormigón pretensado (depósitos de Hewitt para almacenamiento de agua). Sin embargo, puede afirmarse que fué la invención del sistema "Preload" de pretensado circular lo que dió un verdadero impulso a la construcción de este tipo de estructuras. Empleando este sistema se construyó, durante la guerra, un gran número de depósitos para aceite y agua. Terminada la guerra, y una vez restablecida la normalidad en la producción y el precio del acero, se ha abandonado casi por completo la construcción en hormigón pretensado de depósitos para aceite, manteniéndose, sin embargo, a ritmo creciente, la construcción de este tipo de depósitos para agua.

En Europa, la aplicación del hormigón pretensado a la construcción de depósitos puede decirse que no se ha iniciado hasta después de terminada la guerra. La evolución de este tipo de estructuras en los países europeos difiere, fundamentalmente, de la experimentada en Norteamérica, en dos aspectos:

a) En Europa, las estructuras cilíndricas pretensadas se han utilizado para el almacenamiento de materiales de muy diversas clases. Así, se han construído depósitos para líquidos tales como el agua (en algunos casos, agua caliente), diversos tipos de aceites minerales, lechada de cemento, etc., y silos para el almacenamiento de materiales granulados como, por ejemplo, cemento, azúcar, carbón, etc. En las páginas siguientes de este artículo se hace una breve descripción de algunos ejemplos típicos o extraordinarios de depósitos y silos de hormigón pretensado construídos en Escandinavia, que es la región de Europa en donde la actividad en este campo de aplicación es más importante.

b) Los depósitos y silos construídos en Escandinavia han sido proyectados, generalmente, como estructuras monolíticas de hormigón, es decir, que no se han dispuesto juntas de deslizamiento entre las paredes y la placa del fondo del depósito y se han pretensado mediante cables o barras que quedan embebidos en la masa del hormigón. En la figura 1 se indican, esquemáticamente, las principales características de este tipo de depósitos (o silos).

Existen varias razones que justifican la aplicación del hormigón pretensado a la construcción de este tipo de estructuras, siguiendo métodos análogos a los utilizados en el caso de vigas, placas y otros elementos constructivos semejantes. El motivo fundamental es el deseo de reducir al mínimo los gastos de entretenimiento. Este factor es de una gran importancia en climas tan extremados como los que existen en Escandinavia, en donde los períodos de hielo y deshielo se suceden alternativamente durante la mayor parte de las épocas del año. En estas condiciones, toda capa de mortero vertido para proteger la armadura, tal como las utilizadas en el sistema "Preload" de construcción de depósitos circulares pretensados, saltaría, desconchándose, después de un intervalo más o menos largo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Esto se comprende perfectamente considerando que la capa protectora de mortero se encuentra sometida a unas tensiones de tracción, que son la suma de las tensiones que se originan al llenar el depósito (tensiones que pueden alcanzar los 70 kg/cm² en el caso de depósitos de gran capacidad) y de las tensiones iniciales de tracción que se producen en el mortero a consecuencia de quedar impedida, casi por completo, su retracción por la resistencia opuesta a este acortamiento por el hormigón, ya fraguado, que constituye la mayor parte del espesor total de la pared del depósito.

Por el contrario, en el caso de paredes monolíticas no existe ningún plano definido de separación entre hormigones de diferente edad que pueda ser causa de que se produzcan dichos desconchones. Además, toda la sección de hormigón se encuentra siempre sometida a una tensión de compresión, más o menos elevada, aun en el caso de que el depósito esté completamente lleno. Finalmente, la armadura de pretensado puede disponerse con fuertes recubrimientos (un recubrimiento de 5 cm de espesor es normal en este tipo de estructuras), lo que supone una gran ventaja desde el punto de vista de la resistencia al fuego, aspecto éste de la mayor importancia cuando se trata de depósitos destinados a almacenar materias o líquidos inflamables (petróleo, gasolina, etc.).

Otra de las ventajas que proporciona el empleo de cables, en lugar de armaduras continuas, para el pretensado de los depósitos es la posibliidad de introducir siempre, en cualquier parte de la estructura, un ligero esfuerzo de compresión, suficiente para evitar la fisuración por retracción, sólo un par de días después de vertido el hormigón (durante este plazo será necesario mantener la estructura perfectamente humedecida, para retrasar la retracción). A este respecto, debe hacerse notar que los depósitos grandes, en tanto no se pretensan, resultan muy vulnerables a los peligrosos efectos de la retracción, ya que, en realidad, hasta el momento en que se introduce el pretensado, el depósito actúa como una estructura de hormigón sin armar.

La posibilidad de introducir un esfuerzo de pretensado, de la magnitud deseada, en cualquier parte de la estructura, y en cualquier instante durante su construcción, facilita extraordinariamente la obtención de un enlace final, monolítico, entre las paredes y la solera del depósito (ver fig. 1). El hormigonado y pretensado por etapas sucesivas constituye un poderoso medio para regular y reducir los momentos que se originan en las proximidades de este enlace. Otro procedimiento muy adecuado para conseguir este propósito consiste en modificar artificialmente las condiciones del apoyo con el fin de reducir los citados momentos. Así, por ejemplo, se puede colocar, entre la cimentación y la solera del depósito, una capa plástica en la forma indicada en B en la figura 1. Este procedimiento se emplea especialmente en el caso de grandes depósitos, con cimentaciones muy rígidas.

Sobre todo, hay que tener en cuenta que todas las dificultades que pueden surgir cuando se intenta conseguir un enlace monolítico entre la pared y el fondo de un depósito son problemas que afectan exclusivamente al proyectista o al constructor, pero nunca al usuario. Si el constructor logra resolver estos problemas de un modo satisfactorio (para lo cual deberá tener en cuenta todas las condiciones estáticas de la estructura, el comportamiento elástico de la cimentación, la influencia de las variaciones de espesor, las posibilidades de la construcción por etapas sucesivas, etc.), el usuario habrá conseguido la mejor y más idónea estructura para cubrir sus necesidades. Por buena que sea una junta entre paredes y solera (tanto si se trata de juntas deslizantes como de juntas fijas o hechas estancas mediante el empleo de impermeabilizantes especiales), siempre se comportará peor que el enlace monolítico y, además, es casi seguro que tal tipo de junta exija unos determinados gastos de entretenimiento para su conservación en las adecuadas condiciones de funcionamiento.

Conviene hacer algunas observaciones en relación con las pérdidas de esfuerzo de pretensado que pueden experimentar, a causa del rozamiento, los cables horizontales. En la figura 2, que puede considerarse como un suplemento de la figura 1, se representa esquemáticamente el desarrollo de la pared de un depósito con cuatro pilastras o nervios verticales para el anclaje de los cables, y se indica también el trazado de estos cables (en depósitos de gran diámetro, el número de pilastras suele aumentarse hasta seis u ocho). Según se deduce de la figura, cuando los sucesivos cables se anclan en pilastras alternas, el esfuerzo medio de pretensado resultante puede considerarse como prácticamente uniforme. Debe hacerse constar también que el rozamiento en los cables horizontales no obliga, normalmente, a aumentar la cuantía de armadura de pretensado necesaria para absorber el empuje horizontal originado por el material contenido en el depósito y evitar que se produzcan tensiones de tracción en las paredes de hormigón. La cuantía de armaduras se determina "a priori" mediante el cálculo en rotura y en función del coeficiente de seguridad adoptado que, generalmente, suele tomarse igual a 2, como en los demás casos de estructuras de hormigón armado o pretensado. Por consiguiente, bastará con conseguir que el valor medio del esfuerzo de pretensado efectivo sea ligeramente superior a la mitad de la carga de rotura del acero, con objeto de evitar que se produzcan tracciones en el hormigón bajo las solicitaciones normales de trabajo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

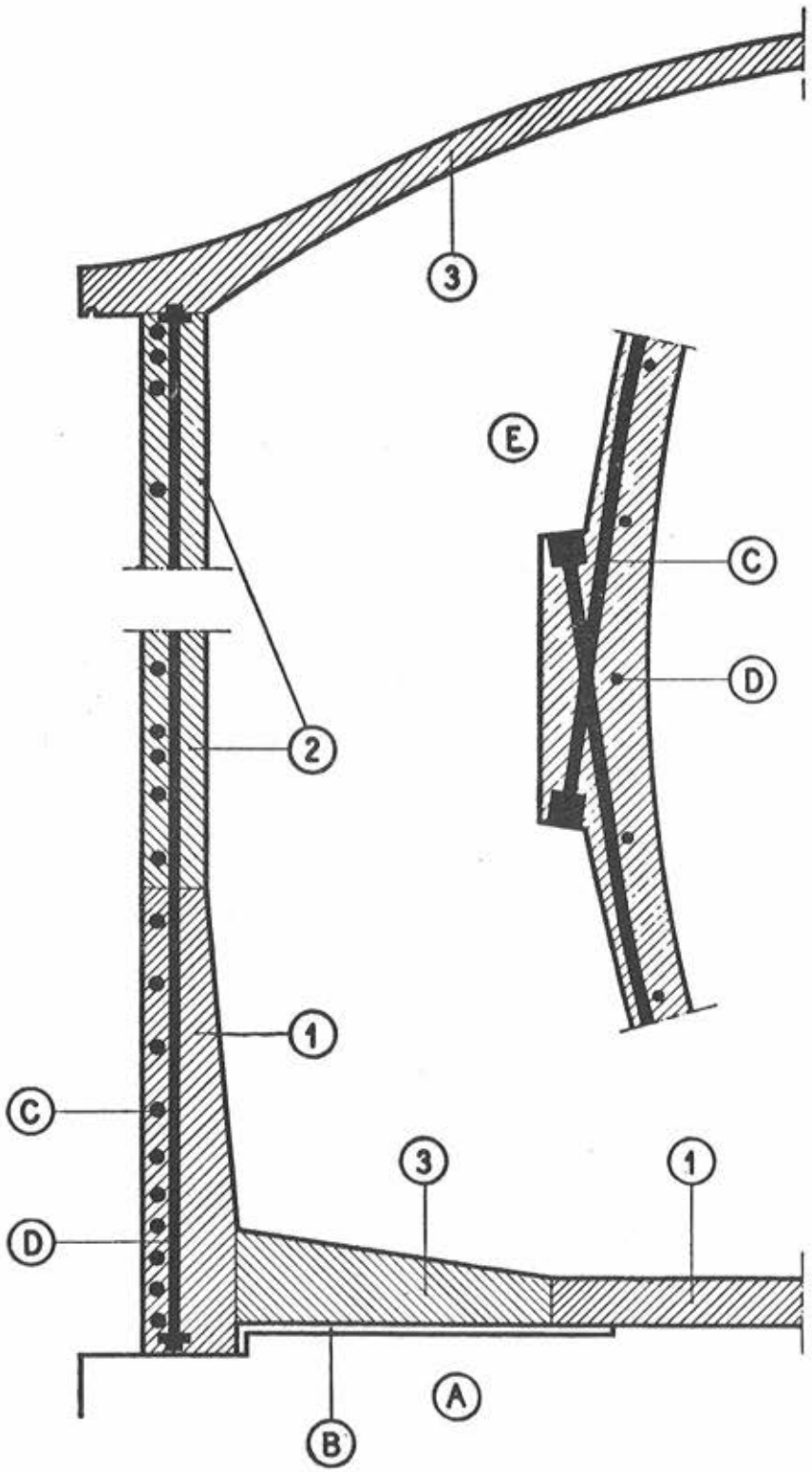


Fig. 1.—Secciones de un gran depósito del tipo monolítico.

De 1 a 3.—Diferentes etapas de hormigonado.

A.—Cimentación.

B.—Capa plástica (utilizada únicamente en el caso de cimentaciones rígidas).

C.—Cables para el pretensado horizontal (compuestos, generalmente, de alambres de 5 ó 7 mm de diámetro).

D. — Armadura vertical de pretensado (generalmente, barras de 25 mm de diámetro).
E.—Sección horizontal de la pared por una de las pilastras en las que se anclan los cables horizontales de pretensado.

Y este valor medio es fácilmente alcanzable, aun a pesar de las pérdidas por rozamiento.

Para terminar con esta introducción, a continuación se indican, de un modo abreviado, las distintas fases constructivas del depósito tipo (tanque o silo) representado en la figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

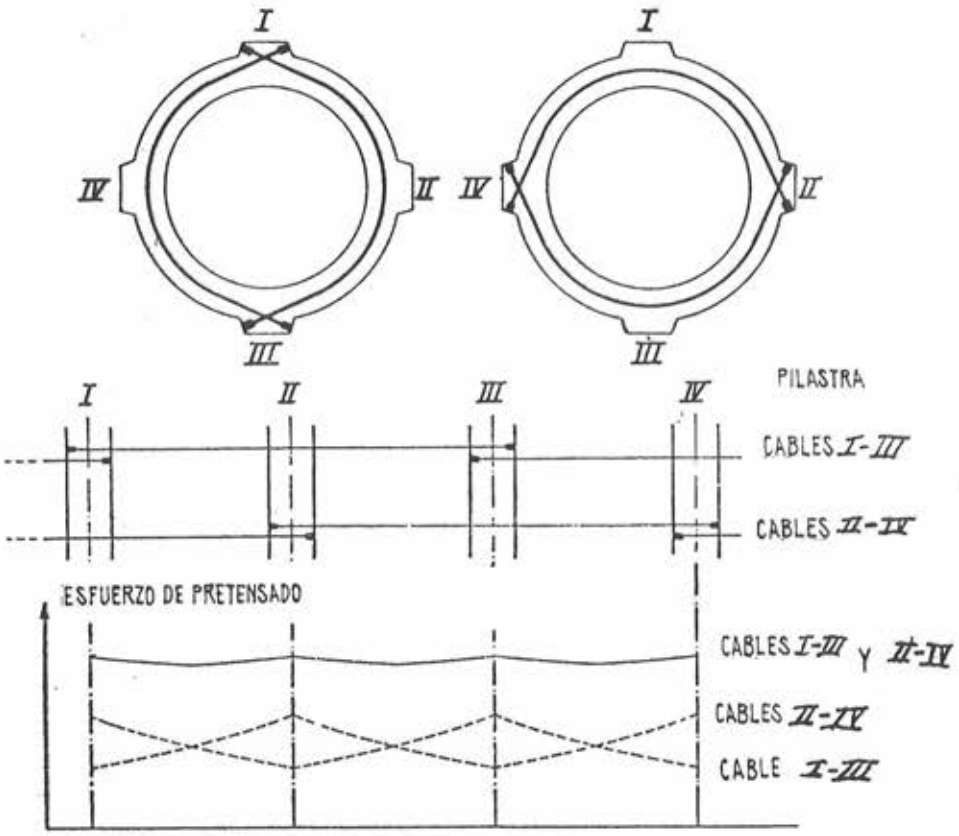


Fig. 2. — Representación esquemática del pretensado horizontal mediante cables anclados en sucesivas pilastras alternas. Desarrollo de la pared del depósito en donde se aprecia cómo el esfuerzo final de pretensado circunferencial resulta casi uniforme.

a) Primeramente, se hormigona de un modo continuo la parte inferior (1) de la pared, hasta una altura de 1 ó 1,5 m, utilizando un encofrado ordinario (en los grandes depósitos el espesor de este trozo de pared suele ir disminuyendo con la altura). A continuación, se introduce un ligero pretensado horizontal, un par de días después de concluído el hormigonado, con el fin de evitar la fisuración por retracción. La parte central de la solera (1) puede también hormigonarse al mismo tiempo, utilizando mezclas ligeramente secas sometidas, durante varias horas, a vibración superficial. De esta forma se obtiene un hormigón muy resistente y sin apreciable retracción, que se mantiene bajo una delgada capa de agua hasta que se encuentra perfectamente curado.

b) La parte superior de la pared (2) se hormigona después, también de un modo continuo, utilizando encofrados deslizantes cuando su altura excede de los 6 m. Cada tres metros, aproximadamente, de altura de pared hormigonada, se introduce un nuevo pretensado parcial, con el fin de evitar la fisuración por retracción. El problema relativo a la colocación de los cables horizontales en el encofrado deslizante está ya resuelto de un modo totalmente satisfactorio, por lo que no exige ningún comentario especial. Unicamente cabe indicar que los cables flexibles constituídos por alambres de 5 ó 7 mm de diámetro son los más aconsejables para este tipo de estructuras. Si las dimensiones del depósito aconsejan la introducción de un pretensado vertical para suplementar a la armadura de acero ordinario, se recurre generalmente al empleo de barras, roscadas en sus extremos, que se anclan mediante tuercas sobre placas de anclaje adecuadamente dispuestas en el interior de la pared. En caso necesario, estas barras pueden empalmarse mediante manguitos. Debe, no obstante, hacerse constar que casi todos los silos y la mayor parte de los depósitos de tamaño mediano se construyen sin necesidad de tener que recurrir al pretensado vertical.

c) Seguidamente, se efectúa el pretensado tanto vertical, si procede, como horizontal de la pared, dejando únicamente sin tesar un cierto número de cables horizontales en las proximidades de la solera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Estos últimos cables se tesan después de haber hormigonado la parte anular exterior de la solera (3) y, de esta forma, el esfuerzo de pretensado así creado introduce tensiones de compresión en la junta entre la pared y la solera, al mismo tiempo que somete a ésta a una moderada compresión.

Conviene destacar que las ventajas que supone posponer el hormgionado de la zona (3) de la solera son triples:

a) Cuando la pared y la solera experimentan la retracción de fraguado no están todavía unidas entre sí y, por consiguiente, dicha retracción no puede originar tensiones perjudiciales en la estructura.

b) Como, durante su construcción, la pared se encuentra totalmente libre por su base, es posible introducir también una tensión circunferencial de compresión en la zona inferior de la pared, cosa que, si desde el principio estuviesen solidarizadas pared y solera, sólo podría conseguirse con grandes dificultades, y aun así, la tensión alcanzada siempre sería muy pequeña.

c) El hecho de que el pretensado de la pared pueda aplicarse a dos sistemas estáticamente diferentes (pared libre y pared enlazada a la solera) aumenta las posibilidades de reducir los momentos en la unión entre ambos elementos (pared y solera).

A continuación se hace una breve reseña de algunos ejemplos, típicos o excepcionales, de depósitos y silos construídos en Escandinavia y que pueden servir para fijar ideas y aclarar algunos de los conceptos incluídos en las consideraciones generales que quedan expuestas. Los grupos en que se divide esta descripción han sido fijados de acuerdo con el tipo de industria a que se destina la estructura.

Industria del cemento

Las figuras 3 y 4 se refieren a un silo para cemento, construido en la región septentrional de Noruega, para la fábrica "Nordland Portland Cement", ubicada en un desolado fiord por encima del círculo polar. Con sus 53,94 m de altura total y 14,56 m de diámetro interior y su capacidad de cerca de 15.000 toneladas de cemento es, seguramene, el mayor silo para cemento hasta ahora construído en hormigón pretensado.

La pared pretensada, de 22 cm de espesor, se hormigonó utilizando un molde deslizante que se elevaba 50 m en tres semanas. Este molde estaba combinado con un encofrado autosustentante destinado a la construcción de la cubierta, pero que, al mismo tiempo, y mientras se iba elevando el molde, podía ser utilizado como amplia plataforma de trabajo. Durante el hormigonado de la cubierta este encofrado se reforzó con un soporte provisional, de madera, situado en su parte central. Este procedimiento, que permite acelerar la construcción y realizarla en condiciones muy favorables desde el punto de vista de la seguridad y comodidad de los operarios, resulta, además, muy ventajoso, desde el punto de vista económico, para silos de hasta 15 m de diámetro.

Durante los últimos años se han construído en Escandinavia unos 20 silos, en total, de hormigón pretensado, para cemento. Los primeros fueron cinco silos construídos en 1950 para una fábrica de Dinamarca. En todos ellos se ha adoptado, para la presión lateral originada por el cemento almacenado, un valor del 50 al 100 por 100 superior al que, erróneamente se venía empleando en los años anteriores a la guerra. La introducción en los cálculos de este aumento de presión, junto con la aplicación del pretensado, ha permitido eliminar por completo la fisuración de los silos, fenómeno que era el que, anteriormente, constituía el punto débil de este tipo de estructuras. A ese respecto debe hacerse constar que estas mismas hipótesis de carga han sido también adoptadas para el cálculo de los silos destinados al almacenaje de otros materiales de naturaleza granular, como por ejemplo el azúcar.

En la mayor parte de los casos, el cemento llega a los silos con una temperatura aproximada de 120°C, mientras que la temperatura ambiente puede ser inferior a los 0°C. Sin embargo, los estudios teóricos (posteriormente confirmados por la experiencia) han demostrado que la caída de temperatura a través de la pared (capaz de originar unos momentos suplementarios) no excede, normalmente, del 15 por 100 de la diferencia total de temperaturas, independientemente del espesor que pueda tener dicha pared. Ello se debe al efecto aislante de las capas de cemento próximas al muro y la relativamente elevada capacidad de absorción de calor de este último.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

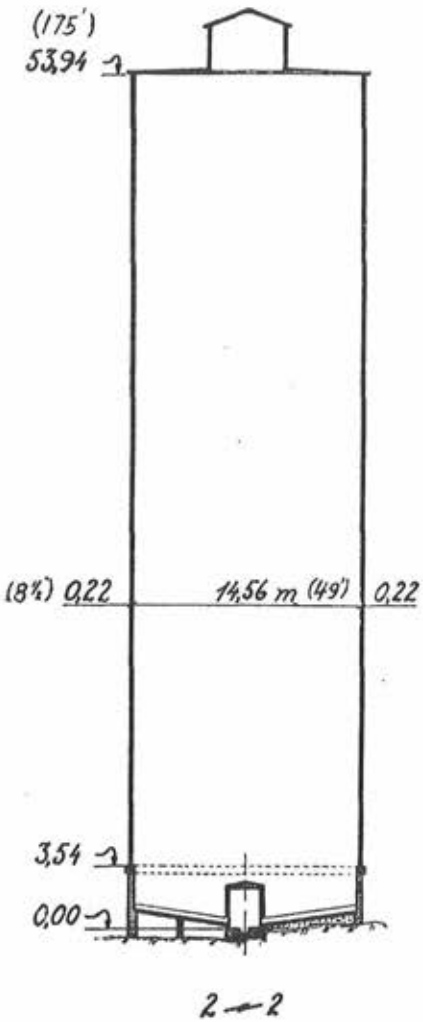


Fig. 3.—Silo para cemento, de 54 m de altura, construído en Noruega.

Las figuras 5 y 6 representan otro interesante ejemplo de aplicación del hormigón pretensado en la industria del cemento. Se trata de una balsa de homogeneización, de unos seis millones de litros de capacidad, construída en la fábrica de la "Aalborg Portland Cement", de Dinamarca. Las ventajas económicas que reporta el empleo del pretensado se ven en este caso incrementadas por el hecho de que el peso específico de la pasta de cemento (y, por consiguiente, el empuje sobre la pared de la balsa) es del 60 al 80 por 100 mayor que el del agua. Y debe hacerse constar que, en contra de lo que podría suponerse, la pasta de cemento se escapa a través de las fisuras con igual facilidad que el agua pura.

Generalmente, la pasta de cemento se almacena en depósitos tipo silo, de muy pequeño diámetro (de 6 a 7,5 m de diámetro). Sin embargo, la aplicación del pretensado resulta, también aquí, muy indicada, pues los esfuerzos de tracción que actúan sobre la base de la pared son bastante considerables, debido a la altura del nivel del líquido (de 15 a 18 m) y su elevado peso específico. En la figura 7 puede verse un depósito de este tipo, de otra fábrica danesa de cemento, en las proximidades de Copenhague.

Hasta la fecha, se han construído, en Escandinavia, en hormigón pretensado, cuatro balsas y ocho depósitos para pasta de cemento, la mayor parte de ellos en Dinamarca.

Industria azucarera

La construcción de grandes silos en hormigón pretensado para almacenar azúcar se inició en 1953, en Odense, con dos silos de 19.000 t de capacidad total. En las figuras 8 y 9 se representan unos silos análogos, pero construídos en fecha posterior, para "The Danish Sugar Company", en Goerlev (Dinamarca). Como en dichas figuras puede apreciarse se trata de unos silos de 20 m de diámetro interior y 33,20 m de altura en los cuales el azúcar cae, por su propio peso, a un depósito supletorio situado en la misma base del silo, de donde se extrae. Este es el tipo más comúnmente utilizado en Dinamarca.

Por el contrario, en Suecia, es más corriente el tipo de silo para azúcar representado en la figura 10. Suele ser más ancho que alto, pues, en ellos, el azúcar se extrae mediante una máquina especial que gira alrededor de una torre metálica central. Los silos de la figura 10 tienen un diámetro y altura, interiores, de 35 y 27,5 m, respectivamente. La capacidad de cada uno es de 22.000 t de azúcar, y son, seguramente, los mayores que se han construído, en hormigón pretensado y utilizando moldes deslizantes. En la figura 11 pueden apreciarse estos moldes durante la construcción. En el interior de la pared, de 30 cm de espesor, se dejaron unos 500 conductos, de 7 cm de diámetro situados a unos 30 cm de distancia entre ejes para alojar las armaduras. Estos conductos se formaron durante el hormigonado con el auxilio de unos pequeños tubos deslizantes colocados suspendidos del molde de la pared.

Según los datos recogidos existen hasta ahora doce silos, entre daneses y suecos, con una capacidad total de unas 150.000 toneladas de azúcar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

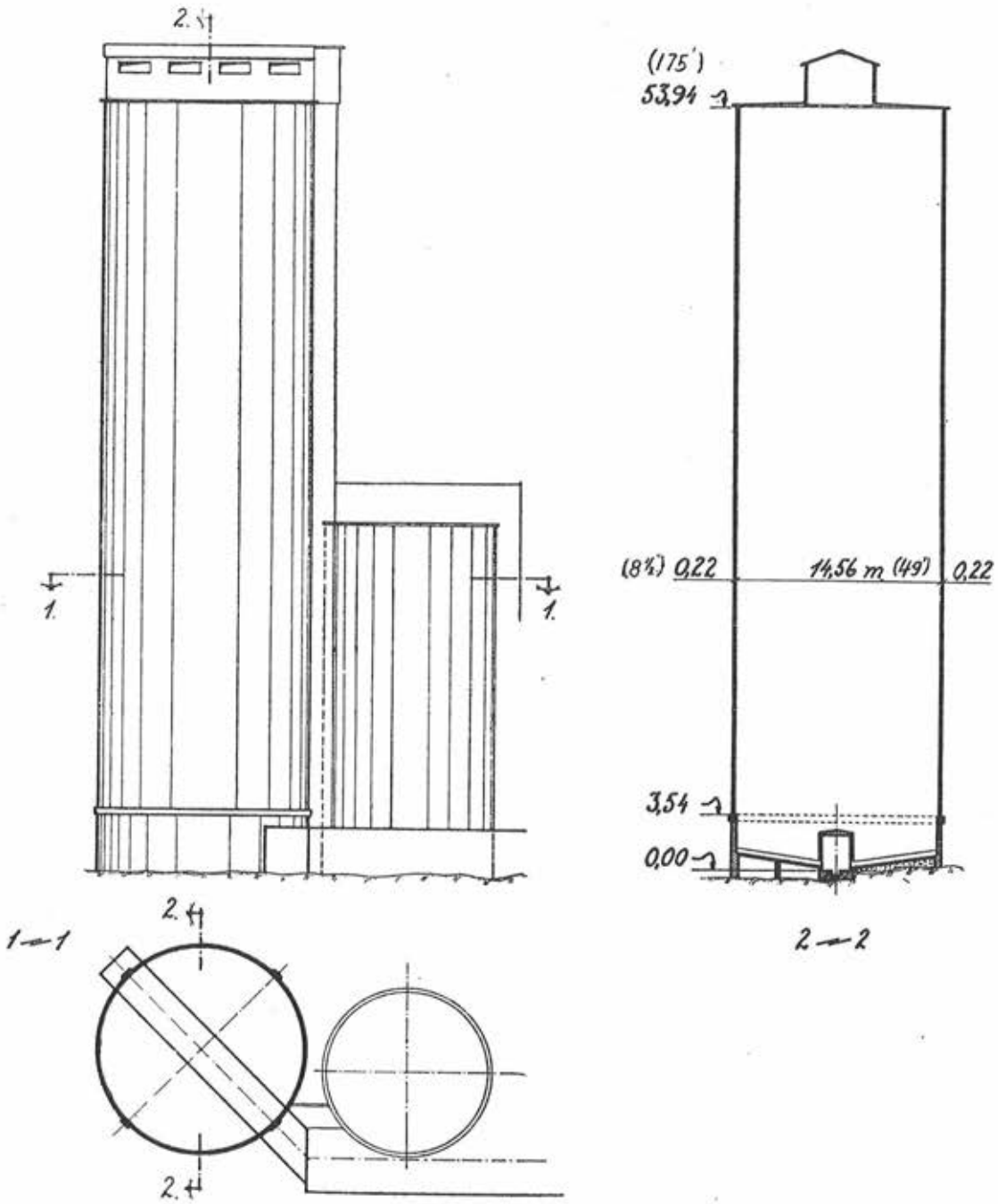


Fig. 4.—Secciones esquemáticas del silo para cemento, de 54 m de altura, construído en Noruega.

Depósitos de agua

Este tipo de depósitos de hormigón pretensado es el más conocido y el que con más frecuencia se utiliza. De él se citarán, solamente, dos ejemplos.

En las figuras 12 y 13 se representa un depósito para agua, construído en Estocolmo, que con sus 17 millones de litros de capacidad es el mayor depósito de hormigón pretensado existente en Europa. Hay dos depósitos gemelos y están cimentados directamente sobre roca. Se encuentran en servicio desde el año 1954.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

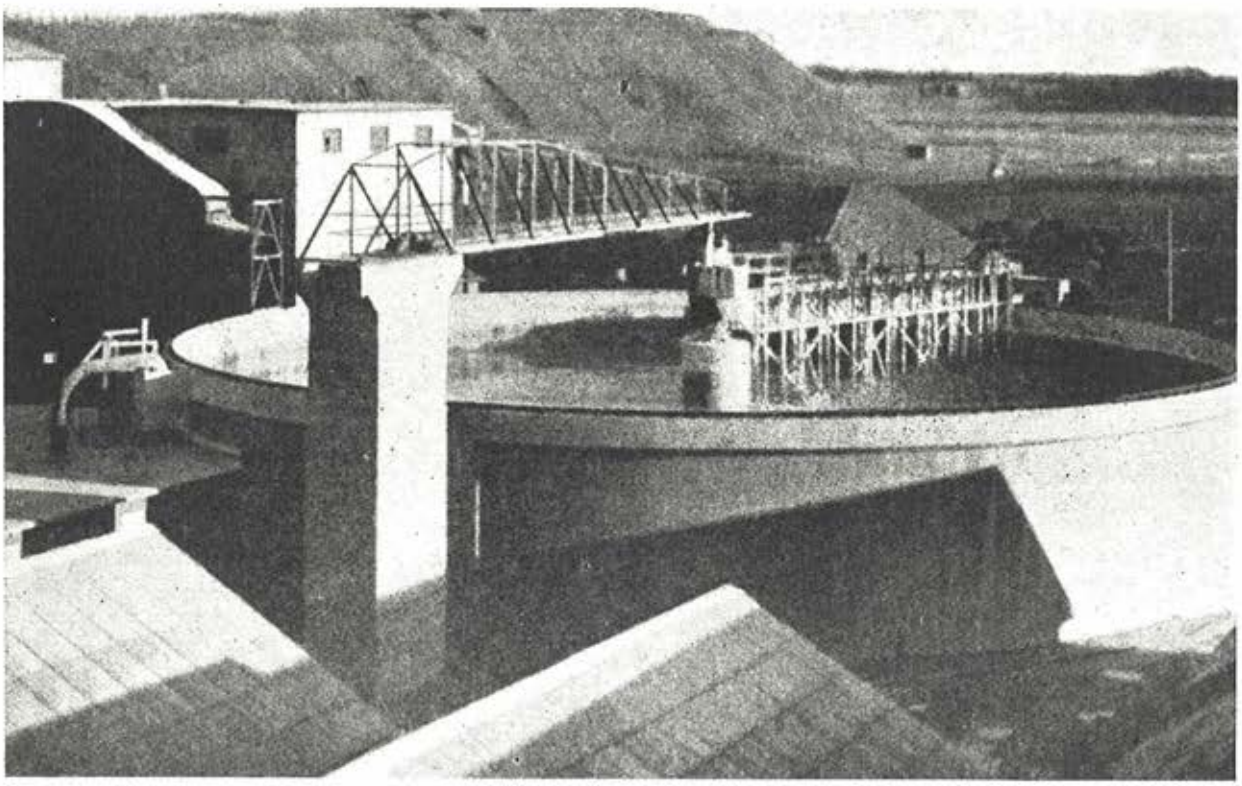


Fig. 5.—Balsa de homogeneización de pasta de cemento, con una capacidad de seis millones de litros, construída en Dinamarca.

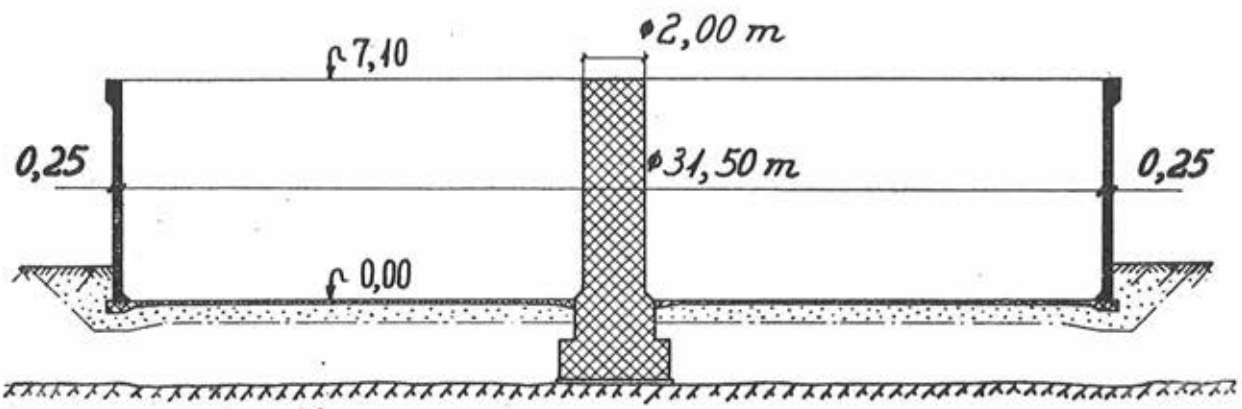


Fig. 6.—Sección transversal de la balsa de homogeneización de pasta de cemento, de seis millones de litros de capacidad, construída en Dinamarca.

La figura 14 corresponde a un depósito elevado de agua, construído en 1959 en Roskilde (Dinamarca). La cuba, con una capacidad de 6 millones de litros, se construyó sobre el terreno, elevándose después, mediante unos potentes gatos, hasta su posición final sobre seis soportes de más de 20 m de altura. (Este procedimiento es análogo al utilizado para la construcción del depósito de Orebro, en Suecia, mundialmente conocido.) Al nivel del terreno y situado entre los soportes, lleva un depósito supletorio de emergencia que puede utilizarse como piscina. (Véase fig. 14).

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Depósitos para aceites minerales

El primer intento escandinavo de aplicación de los depósitos de hormigón pretensado al almacenaje del fuel-oil se realizó en Dinamarca, en 1948, con la construcción de varios pequeños tanques de unos 500.000 litros de capacidad cada uno. Sin embargo, resultaba evidente que para poder competir con los depósitos metálicos era necesario llegar a construir tanques mucho mayores. En vista de ello, la fábrica de cemento "Christiana Portland", de Noruega, decidió construir un depósito, representado en las figuras 15 y 16, capaz de almacenar 7 millones de litros de fuel-oil, destinado a la alimentación de los hornos giratorios. Debe hacerse notar que, debido al pequeño espacio disponible, el nivel alcanzado por el aceite en el tanque es bastante elevado (18 metros). A pesar de ello, y después de más de dos años que lleva en servicio, se mantiene en perfecto estado de conservación.

En la figura 17 pueden verse dos tanques, construídos para la fábrica "Danish Aalborg Portland Cement", de 7,5 millones de litros de fuel-oil de capacidad cada uno. Como en este caso había suficiente espacio disponible, los depósitos, por razones económicas, son de pequeña altura, y el nivel del líquido no excede de los 8,5 metros.

Finalmente, en la figura 18 se reproduce el mayor depósito de fuel-oil construído, en Europa, en hormigón pretensado. Tiene una capacidad de 11,7 millones de litros de fuel-oil. Su diámetro interior es de 32 m y la altura aproximada de líquido 15 metros. Dos depósitos de estas características han sido construídos por la "Swedish Cement Corporation", utilizando moldes deslizantes.

El número total de tanques para aceites minerales, construídos de acuerdo con las ideas expuestas en este artículo, es de unos 25. La mayor parte de ellos están destinados al almacenaje de aceite pesado y, hasta ahora, no suelen llevar ningún recubrimiento interior. Sin embargo, algunos de estos tanques se utilizan también para gasolina y crudos de petróleo. Estos tanques de hormigón pretensado presentan considerables ventajas técnicas. Pueden enterrarse parcialmente sin necesidad de reforzar sus armaduras, y como son muy resistentes, tanto al fuego como a los impactos, evitan, frecuentemente, el que haya que recurrir a la construcción de los costosos estanques de seguridad.

Observaciones finales

Los depósitos y silos descritos en este artículo han sido proyectados por la firma "Chr. Ostenfeld and W. Jonson", de Copenhague, con la cola-

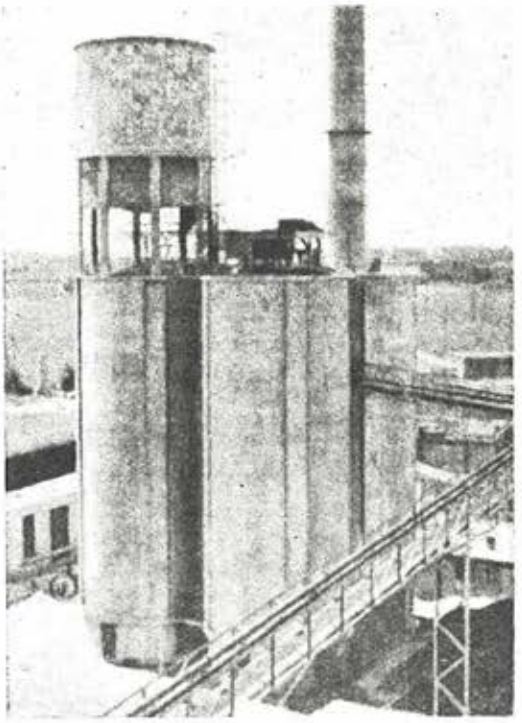


Fig. 7.—Depósitos para pasta de cemento, construídos en Dinamarca.

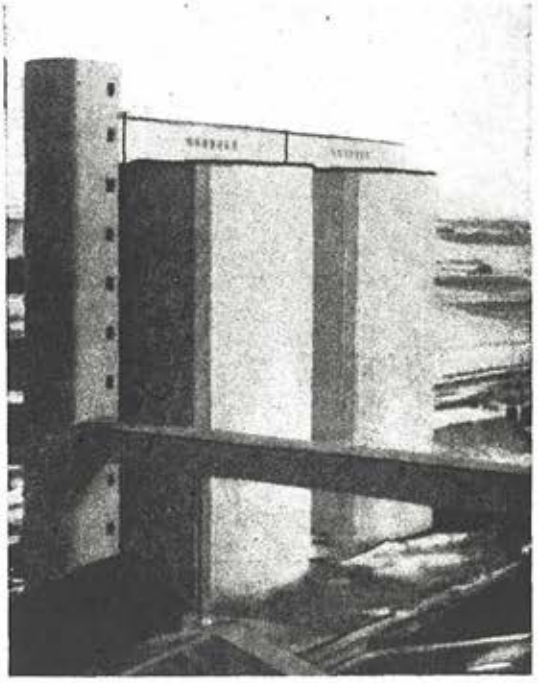


Fig. 8.—Silos para 19.000 toneladas de azúcar, en Dinamarca.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

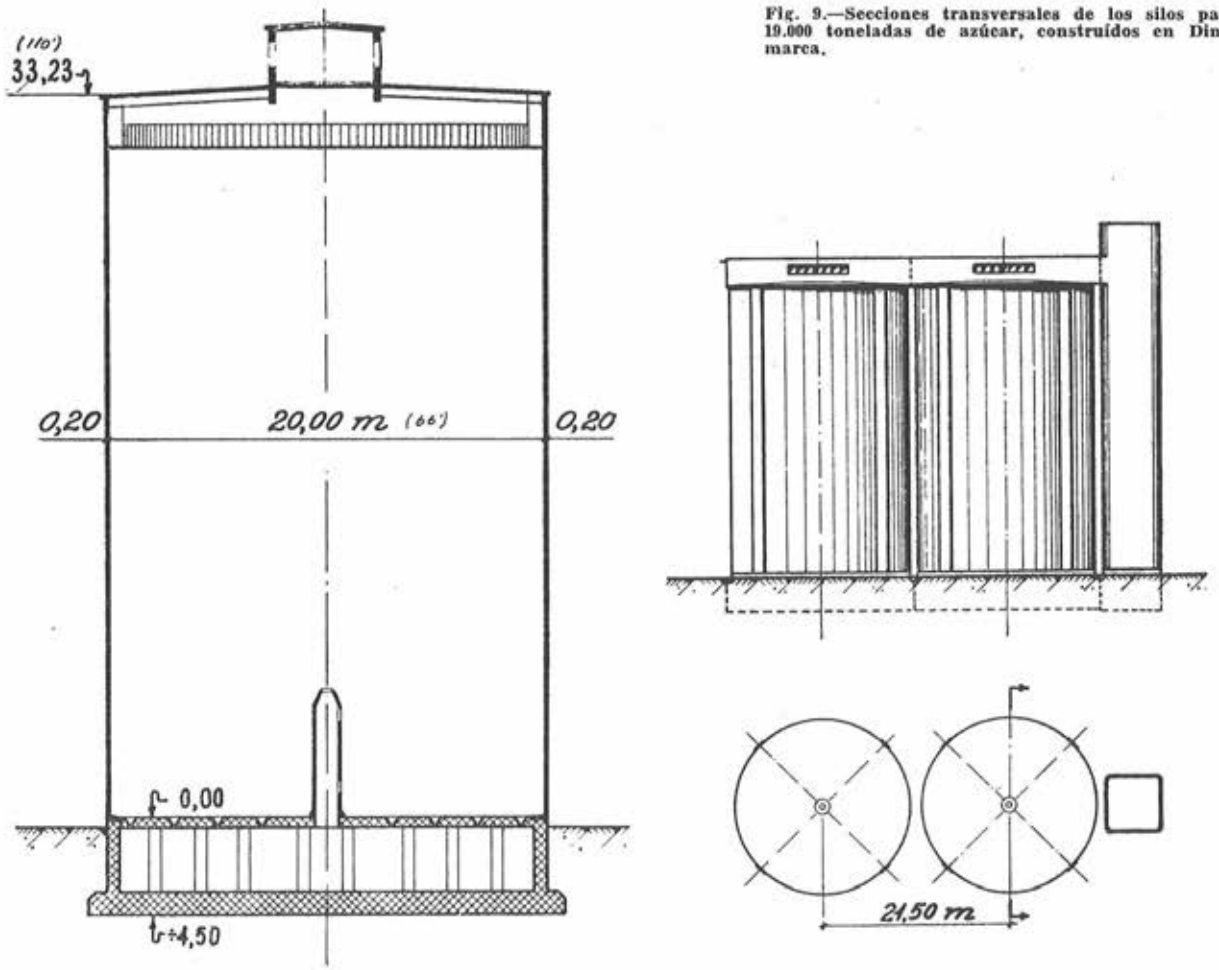


Fig. 9.—Secciones transversales de los silos para 19.000 toneladas de azúcar, construídos en Dinamarca.

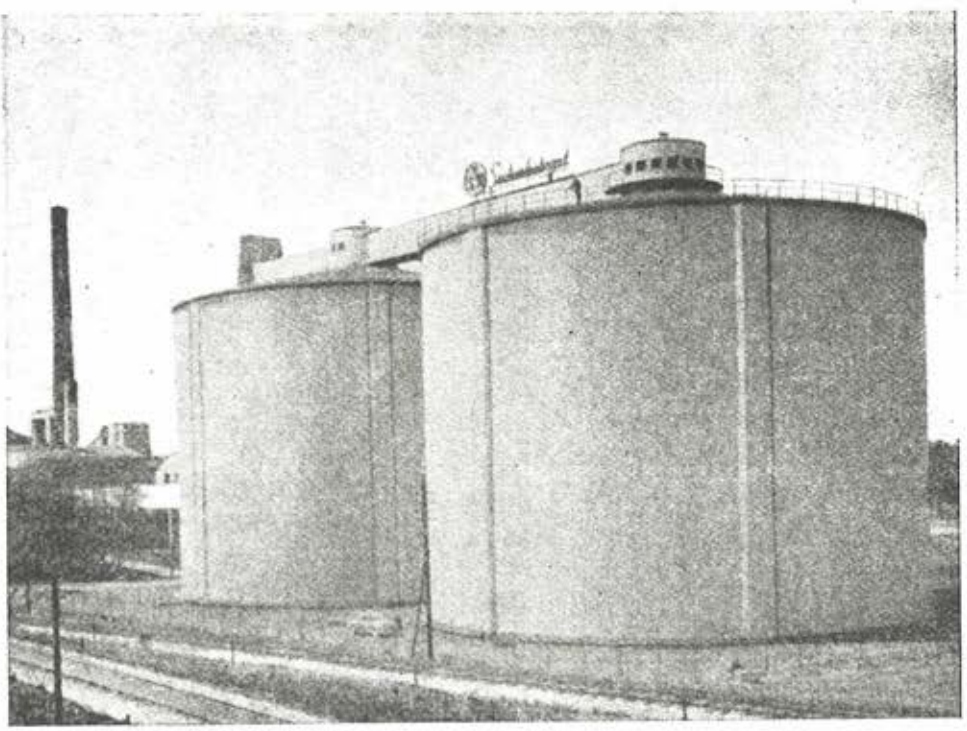


Fig. 10. — Silos para 44.000 toneladas de azúcar, en Suecia.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Fig. 11.—Construcción de uno de los silos de la figura 10, utilizando moldes deslizantes.

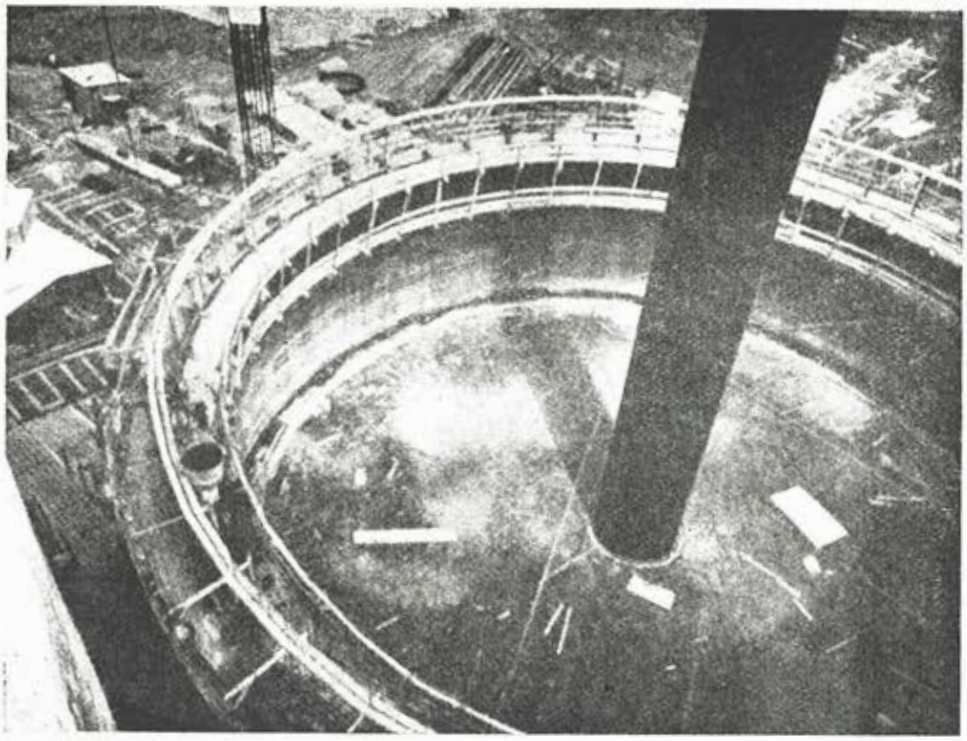


Fig. 12.—Interior de un depósito de agua, de 17 millones de litros de capacidad, construído en Suecia.



boración de "Kjessler and Mannerstrale", de Estocolmo, para las estructuras construídas en Suecia y la de "E. N. Hylland and Chr. F. Groner", de Oslo, para las construídas en Noruega.

El pretensado horizontal de todas las estructuras se ha realizado utilizando cables Freyssinet constituídos, según las dimensiones del depósito, por 12 alambres de 5 mm de diámetro ó 12 alambres de 7 mm. Para el pretensado vertical, algunas veces se han utilizado también cables Freyssinet, pero, en general, se ha recurrido al empleo de las barras de 25 mm de diámetro del "Sistema Dywidag" o del sistema sueco "Halmstad".

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

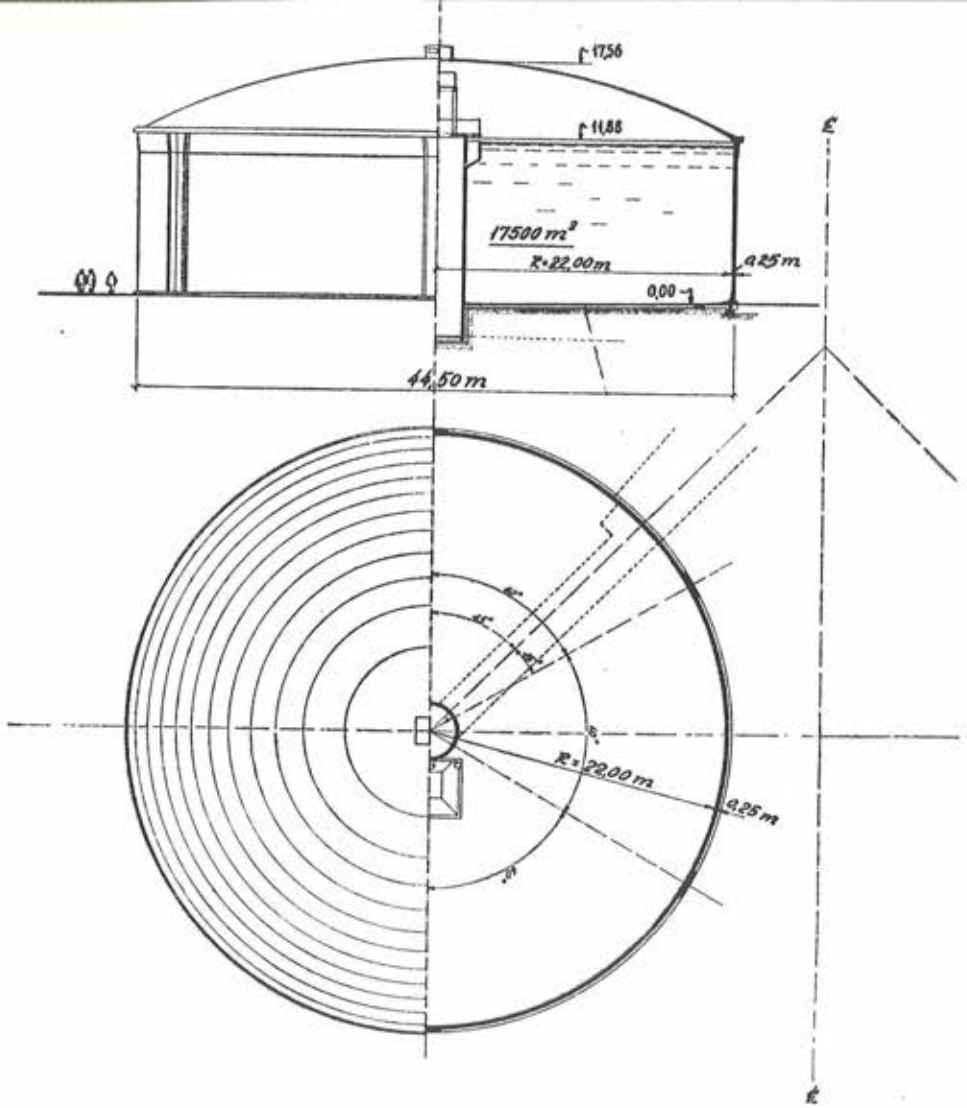


Fig. 13. — Secciones transversales del depósito de la figura 12.



Fig. 14.—Depósito elevado de agua, de seis millones de litros de capacidad, construído en Dinamarca. Al nivel del terreno lleva un depósito supletorio de emergencia que puede utilizarse como piscina.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

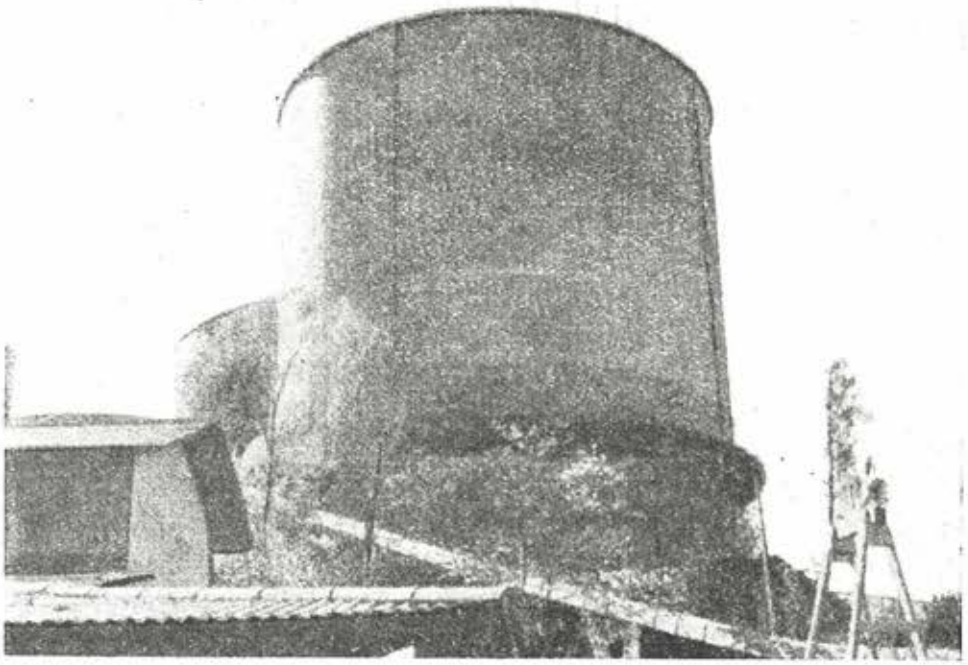


Fig. 15.—Tanque para fuel-oil, de 7 millones de litros de capacidad, construído en Noruega.

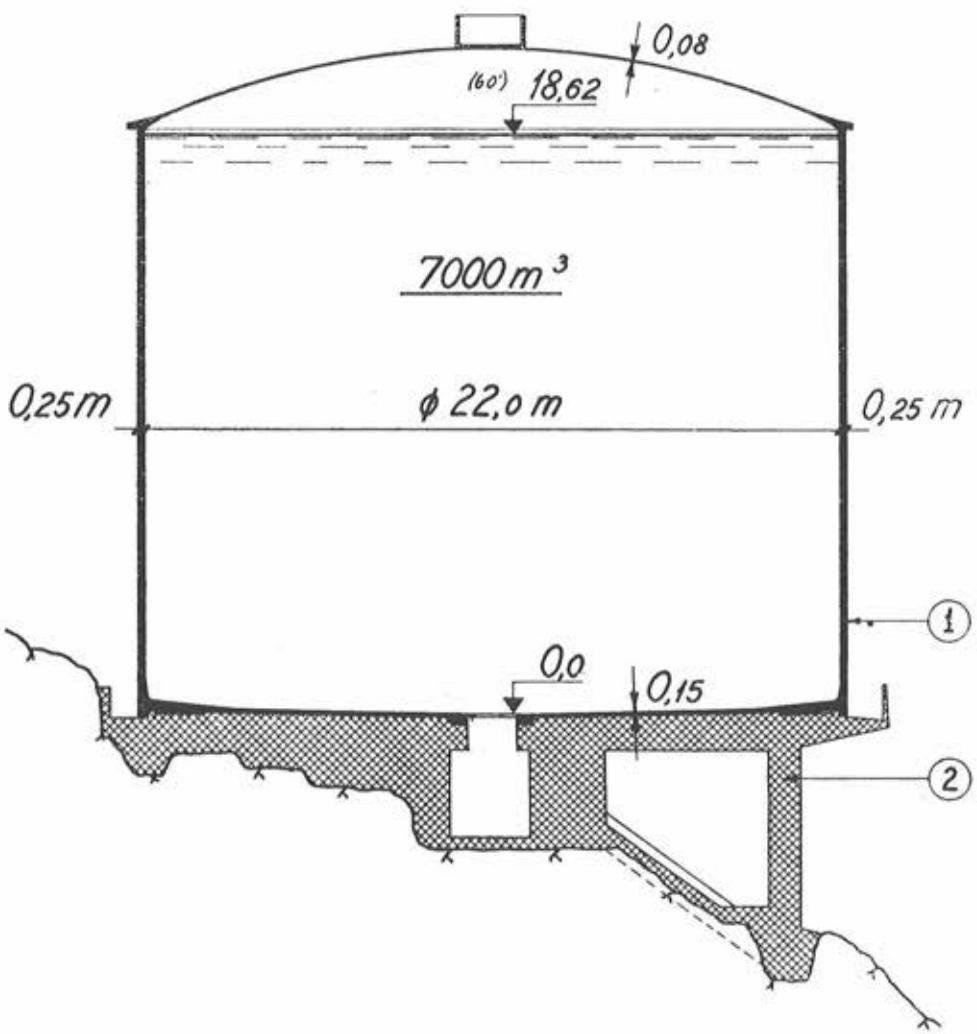


Fig. 16. — Sección transversal del depósito de la figura 15.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

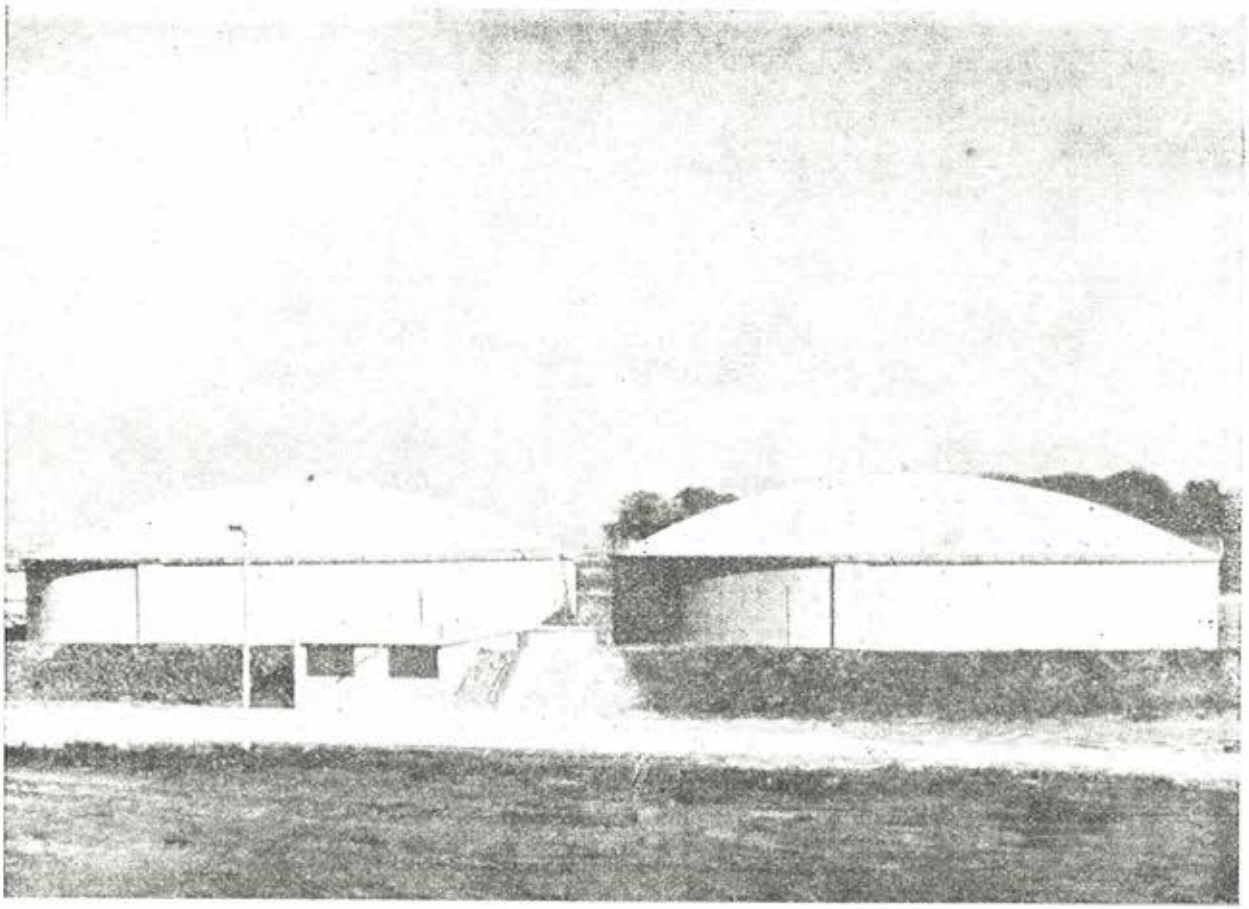
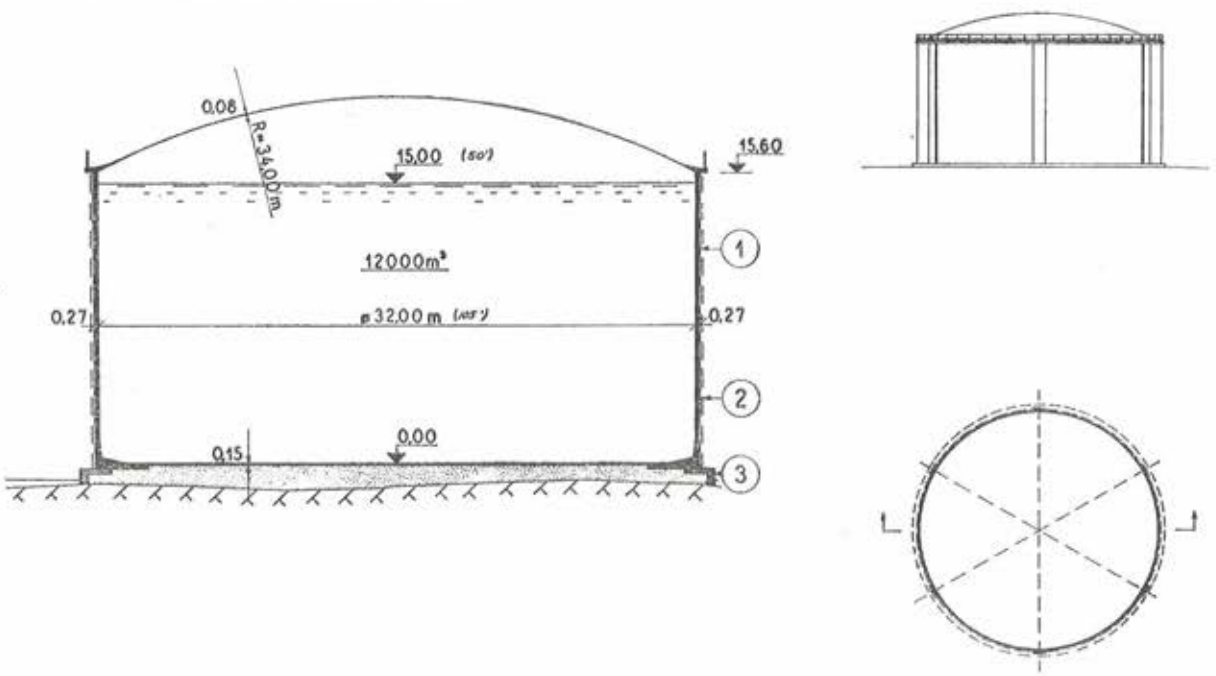


Fig. 17.—Tanques para fuel-oil, de 7,5 millones de litros de capacidad, construídos en Dinamarca.

Fig. 18.—Secciones transversales de un tanque para fuel-oil, de 11,7 millones de litros de capacidad, construído en Suecia.



Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

591 - 5 - 4

carreteras en hormigón pretensado: ensayos y perspectivas para el futuro

(Tomado de una conferencia de M. R. Peltier, publicada en el número 145 (enero de 1960) de la revista «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics».)

Sinopsis

El objetivo principal de esta conferencia es poner de manifiesto el estado actual de la técnica francesa en relación con el tema de las carreteras en hormigón pretensado, y señalar la orientación general que debe darse a los ensayos y trabajos de investigación que en el futuro se realicen sobre este nuevo tipo de pavimento.

En la primera parte se expone, de un modo resumido, lo que en cierto modo podría considerarse como la teoría de las carreteras en hormigón pretensado, estudiándose sucesivamente:

el comportamiento mecánico de las placas pretensadas bajo la acción del peso de las cargas;

el comportamiento del terreno de cimentación y, en su caso, de las capas inferiores del firme;

la influencia del rozamiento de las placas con el terreno;

los peligros de pandeo de las placas pretensadas, en tiempo caluroso.

En la segunda parte se examinan los problemas prácticos que plantea la construcción de las carreteras en hormigón pretensado y se indican las diversas soluciones ya utilizadas o las técnicas previstas para su resolución.

Se hace también referencia a los ensayos que se tienen programados para el estudio y comparación de los diversos tipos de carreteras de hormigón pretensado y que serán realizados, sobre tramos experimentales con una longitud total de tres kilómetros, en la desviación de Fontenay-Trésigny actualmente (*) en construcción.

1. *Introducción*

La técnica del hormigón pretensado, invención francesa debida al genio de M. Freyssinet, se ha desarrollado rápidamente durante estos últimos años, tanto en Francia como en los demás países, sobre todo en el amplio campo de las que, en general, se denominan "obras públicas". No obstante, hasta después de la guerra no se ha aplicado esta técnica a la construcción de pistas de aeródromos, debiendo destacarse, entre ellas, la de Maison Blanche, en Argelia, y la de Orly. Por lo que respecta a las carreteras, puede decirse que se está todavía en el período de ensayos, a pesar de haberse iniciado éstos hace ya bastante tiempo. Posiblemente, el primer ejemplo lo constituye el tramo experimental, pretensado mediante alambres, construído en Esbly por el ingeniero jefe Dollet, destinado en aquella época en el Departamento Seine-et-Marne.

Desde entonces, se han realizado otros varios ensayos, especialmente en el extranjero. Pero lo que debe destacarse es que el número de estos ensayos ha aumentado rápidamente en estos últimos años, lo que parece indicar que los ingenieros consideran que, gracias a los recientes progresos técnicos, el problema se encuentra ya suficientemente maduro y que es posible, quizás, ya desde ahora, ir encontrando para el mismo soluciones adecuadas. Concretamente, en Francia, la Dirección de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Turismo va a construir varios importantes tramos de ensayo en la desviación de Fontenay-Trésigny, sobre la carretera RN4.

Estos ensayos son, probablemente, los más importantes entre los realizados en todo el mundo, y en ellos se intenta estudiar el problema, con toda generalidad y en todos sus aspectos. Para ello se ha convocado al mayor número posible de los especialistas franceses en la materia, no excluyéndose, "a priori", ningún tipo de solución. Se estima, por consiguiente, oportuno hacer algunas consideraciones sobre los diversos problemas que plantea la aplicación del pretensado a la técnica de las carreteras de hormigón.

Esta conferencia estará dividida en dos partes. En la primera se estudiarán los fenómenos que regulan el comportamiento de las carreteras en hormigón pretensado, y en la segunda se indicarán las dificultades prácticas con que se tropieza durante su construcción y las soluciones adoptadas o previstas para resolverlas.

Es fácil darse cuenta de que, en este aspecto de las realizaciones prácticas, falta todavía mucho por hacer para lograr encontrar el tipo de obra más económico y más idóneo para el fin perseguido. Así, por ejemplo, los estribos y las juntas elásticas ofrecen a los inventores un amplio campo de actividad. En el curso de esta conferencia se harán algunas sugerencias, a estos inventores, sobre posibles soluciones o, más exactamente, sobre los posibles caminos a seguir para encontrar dichas soluciones, bien entendido que la experiencia será la única que permita dilucidar cuáles son, entre los diversos dispositivos propuestos, los que resultan más adecuados.

(*) Verano de 1959.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Por lo demás, antes de entrar en el tema de la conferencia conviene advertir que la primera parte, que constituye lo que podría en cierto modo titularse "teoría de las carreteras en hormigón pretensado" será breve, debido, por un lado, a la falta de tiempo y por otro a que en la "Revue Générale des Routes", de octubre de 1958, se ha publicado ya un amplio y detenido estudio sobre este tema, en un artículo que pueden consultar todos aquellos que deseen conocer más amplios detalles sobre el particular (*). Hay que tener en cuenta, además, que por el momento, no es posible tampoco profundizar mucho en esta teoría, ya que existen todavía muchos puntos sin aclarar que exigen poder valorar, con suficiente aproximación, algunas características, aún poco conocidas, de los diversos materiales utilizados. Este será, precisamente, uno de los objetivos esenciales de los ensayos de Fontenay-Trésigny, lo que permitirá avanzar un paso más en el perfeccionamiento de esta nueva técnica.

Primera parte

2. *Teoría de las carreteras en hormigón pretensado*

Entre los problemas generales que plantean las carreteras en hormigón pretensado, es necesario citar, por orden de importancia, los siguientes:

1) La resistencia de los revestimientos pretensados a las cargas o, dicho de otra forma, la capacidad de carga de estos pavimentos.

2) El trabajo del terreno bajo tales pavimentos.

3) El deslizamiento de las placas sobre el terreno.

4) El comportamiento reológico del hormigón, sometido a tensiones muy elevadas, durante períodos de larga duración.

5) Finalmente, el riesgo de pandeo de estos pavimentos.

A continuación se estudiarán, sucesivamente, y de un modo rápido, cada uno de los problemas que quedan señalados.

. *Capacidad de carga de los pavimentos de hormigón pretensado*

A. J. Harris, un especialista inglés en revestimientos de hormigón pretensado, en una excelente conferencia pronunciada sobre este mismo tema en Bruselas, en enero de 1957, ha indicado que el gran mérito de los ingenieros franceses y, especialmente, de Freyssinet, había consistido en no contentarse con estudiar teóricamente el problema, mediante cálculos "de gabinete". Además de esto, habían realizado ensayos sobre tramos experimentales, y estos ensayos habían revelado detalles insospechados, del mayor interés. Así, por ejemplo, se había demostrado que el hormigón pretensado resistía las cargas incomparablemente mejor que lo que los cálculos "de gabinete" dejaban prever.

Este hecho es completamente cierto y, además, en tal medida, que prácticamente se puede afirmar que una carretera en hormigón pretensado es capaz de soportar todas las cargas, incluso las más pesadas que sea posible aplicarle, y que, por consiguiente, el problema de la resistencia a las cargas es, para este tipo de carretera, un problema totalmente secundario. Esta característica resulta del mayor interés en el momento actual, sobre todo en Francia, en donde las cargas por eje son cada vez mayores y superiores a las de los demás países, no sólo porque el Código francés de Carreteras autoriza las 13 t por eje, sino también porque los transportistas franceses sobrecargan frecuentemente con exceso sus camiones, valiéndose del hecho de que los modernos neumáticos son capaces de soportar, sin peligro alguno, tales excesos de carga.

Este excelente comportamiento de las calzadas de hormigón pretensado frente a las cargas se debe, ante todo, a que mientras los pavimentos de hormigón armado son muy frágiles, los de hormigón pretensado no lo son en absoluto.

Efectivamente, si sobre una placa no pretensada las cargas originan tensiones superiores a la resistencia en tracción del hormigón, en rotura, la placa se fisurará. Es decir, que basta el paso de un camión, excesivamente cargado, para producir la fisuración de un gran número de placas, en una carretera. Evidentemente, esta fisuración, por sí sola, no presupone la ruina de la calzada en un plazo inmediato; puede incluso taparse y hacerse invisible; pero los camiones que posteriormente circulen por ella, aunque no vayan sobrecargados, harán progresar infaliblemente estas fisuras, que conducirán, de un modo progresivo, al troceamiento de las placas, a una imbibición del terreno subyacente a través de las fisuras, que se abrirán cada vez más, y, finalmente, en un plazo más o menos largo, a la ruina completa de la calzada de hormigón.

Es decir, que en el caso de pavimentos de hormigón ordinario, si se sobrepasa la carga de rotura, se inicia bruscamente un proceso que conduce, de un modo progresivo e inexorable, a la ruina de la calzada sin que pueda hacerse nada, no ya para detener, sino ni siquiera para frenar esta evolución.

Nada de esto ocurre si la calzada es de hormigón pretensado. Primeramente, una fisura, aun suponiendo que se extienda a todo el espesor del pavimento, se cierra inmediatamente, gracias al pretensado, después del paso del camión sobrecargado y, por consiguiente, el agua no puede infiltrarse en exceso hasta la cimentación y destruirla. Pero, sobre todo, es muy probable que la fisuración sólo sea

(*) R. Peltier: «Contribución al estudio de las carreteras en hormigón pretensado». Revue Générale des Routes et des Aérodromes. Octubre 1958, núm. 321, págs. 37-83.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

parcial, ya que se produce un fenómeno de adaptación que elimina la fragilidad de la placa. En efecto, al iniciarse una fisura (lo cual ocurrirá, casi siempre, en la cara inferior de la placa) se aumenta de un modo muy considerable la flexibilidad de la placa.

Según se sabe, el coeficiente de rigidez de una placa es igual al producto de su módulo de elasticidad, E, por su momento de inercia, I; es decir: E.I. Como $I = h^3/12$, resulta, en definitiva, que la rigidez es proporcional al cubo del espesor de la placa.

Por consiguiente, al iniciarse la fisuración por la cara inferior del pavimento, lo que equivale a una reducción virtual de dicho espesor, la rigidez disminuirá de un modo muy considerable.

Precisamente, uno de los principales defectos de las placas de hormigón ordinario es que son excesivamente rígidas, por lo que hacen trabajar muy poco al terreno de cimentación (menos en las juntas), siendo el hormigón, únicamente, el que soporta y absorbe la casi totalidad de los esfuerzos originados por las cargas. Por el contrario, en las placas pretensadas, parcialmente fisuradas, la flexibilidad es mucho mayor; la parte de carga absorbida por el terreno de cimentación de la calzada es bastante considerable, y, en consecuencia, disminuye sensiblemente la tensión en el hormigón. Y lo que resulta digno de señalar es que esta disminución es tan importante que llega a detener la fisuración.

Todos estos fenómenos, por otra parte, se reflejan en los cálculos, tanto si se hacen de acuerdo con el método indicado por Becker (1) (que consiste en aislar en la placa una zona circular de fisuración, en las proximidades de las cargas, y suponer que el resto de la placa permanece intacto y trabaja elásticamente), como si se realizan conforme al procedimiento simplificado propuesto por el autor en el artículo recogido en el número de octubre de 1958 de la revista "Revue Générale de Routes" (2). Los interesados en el estudio matemático de estos problemas pueden, por consiguiente, acudir a los trabajos que quedan indicados.

De cualquier forma resulta evidente (y los ensayos realizados en los diferentes países del mundo, sobre pistas experimentales, lo confirman plenamente) que las carreteras de hormigón pretensado poseen la notable propiedad de no ser frágiles. Por esta causa, se han podido observar flechas muy considerables, de varios centímetros, sin que llegue a fisurarse la cara superior de la placa.

Para fijar ideas, en la figura 1 se reproducen los diagramas cargas-flechas correspondientes a una placa clásica y a una placa pretensada. Aun cuando los cálculos numéricos hayan sido hechos para unas

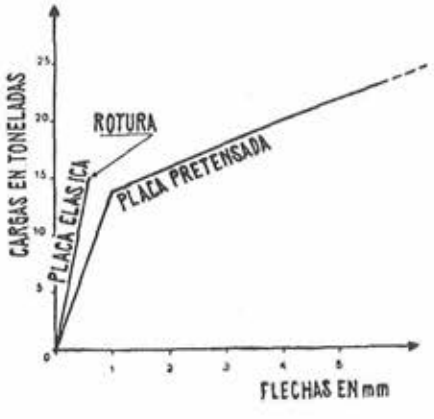


Fig. 1.—Diagrama de cargas-flechas en el centro de la placa.

Placa clásica: e = 20 cm.
Placa pretensada: e = 12,5 cm.
E = 450.000 kg/cm².
E' = 600 kg/cm².
R (impacto) = 20 cm.
Resistencia del hormigón = 50 kg/cm².
Esfuerzo de pretensado = 20 kg/cm².
Resistencia del hormigón pretensado = 90 kg/cm² (incluída la tensión de pretensado).

condiciones determinadas y admitiendo ciertas hipótesis simplificativas, especialmente en lo que se refiere a la zona de fisuración, los resultados de esta comparación son suficientemente claros y elocuentes.

Falta todavía por estudiar aquí el comportamiento de los pavimentos pretensados solamente en dirección longitudinal. En este caso la fragilidad a la rotura se suprime sólo en una dirección, mientras que en la otra únicamente se disminuye. La magnitud de esta reducción habrá de ser determinada experimentalmente, ya que, según parece, en ella intervienen una serie de variables tales como la naturaleza del tráfico, la calidad del terreno de base, etc., que convierten el problema en un tema prácticamente inabordable desde el punto de vista puramente teórico. Por ello, éste ha sido uno de los puntos elegidos para su inclusión en el programa de ensayos que se desarrollará en Fontenay-Trésigny.

2. *Comportamiento del terreno de cimentación*

Según ya se ha indicado, bajo una placa de hormigón ordinario, el suelo trabaja muy poco, excepto en las proximidades de las juntas. Así, por ejemplo, en la autopista del Sur, actualmente en construcción, incluso bajo las más pesadas sobrecargas previsibles, la presión sobre el terreno será inferior a los 100 g/cm². Si no fuese por las juntas, las placas de hormigón ordinario podrían colocarse sobre cualquier clase de terreno, por malo que fuese, sin necesidad de preparar ninguna cimentación. Pero en la práctica, no puede hacerse así porque las juntas existen y bajo las juntas las cargas de trabajo del terreno son muy elevadas. Se sabe que, teóricamente y según los cálculos de Boussinesq, la presión ejer-

(1) P. D. Cot y E. Becker: Cálculo de pistas de hormigón pretensado. «Revue Générale des Routes et Aérodromes», mayo 1956.
(2) Referencia citada en la página anterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

cida por una placa sobre un suelo elástico llega a ser infinita bajo los bordes. En la práctica no llega a ser infinita, pero sí muy grande, lo cual origina un grave fenómeno muy perjudicial para la seguridad de las placas. En efecto, a consecuencia de esta fuerte presión, de la repetición de cargas y de la infiltración de agua por las juntas, se forman unas bolsas de barro bajo los bordes de las placas, las cuales, faltas de apoyo, no tardan en romperse.

De todo ello se deduce que son precisamente las juntas las que dan lugar a que en las modernas carreteras de hormigón sea preciso disponer, para apoyo de las placas, una importante base resistente. Podría, en principio, limitarse su empleo a las zonas próximas a las juntas, pero dado el gran número de éstas y las dificultades que a consecuencia de esta discontinuidad, se presentarían para la construcción de la base por medios mecánicos, se prefiere extender esta base por toda la placa. Por otra parte, si la capa de base se construye sólo en las juntas existe el peligro de que se produzcan en la cimentación "puntos duros" que las placas de hormigón clásicas, excesivamente rígidas, son incapaces de soportar; además, en el caso de que, accidentalmente, se origine una fisura en medio de la placa, a efectos de cimentación es como si se hubiese formado allí una nueva junta y, por consiguiente, es necesario contar con la capa de base que permita al terreno de cimentación soportar los esfuerzos creados por dicha junta.

Nada de esto ocurre si la calzada es de hormigón pretensado. Primeramente, las presiones sobre el terreno en el centro de la placa son de tres a cinco veces más elevadas que bajo una placa clásica, como consecuencia de los menores espesores de las placas de hormigón pretensado. No obstante, dichas presiones se mantienen todavía por debajo de los valores límites que resultan perfectamente admisibles para la mayor parte de los terrenos. Por el contrario, las juntas, o están totalmente suprimidas, o se encuentran tan alejadas unas de otras que hacen posible el que se les dé un tratamiento especial. En cualquier caso, la base resistente resulta inútil en las calzadas pretensadas.

En la realidad, pueden presentarse algunos terrenos, de tan mala calidad, que hagan necesario prever la construcción de una capa de base. Pero siempre será una base de tipo totalmente diferente y notablemente menos costosa que las anteriormente indicadas, ya que no ha de soportar grandes esfuerzos concentrados, sino cargas muy repartidas.

Así, por ejemplo, mientras bajo el hormigón pretensado bastará con colocar una capa de arena, si se trata de una placa clásica será necesario construir una verdadera base de grava.

En el trabajo anteriormente citado, publicado en la "Revue Générale des Routes", se hace un estudio de los espesores que es necesario dar a estas capas de base, en el caso de que haya que construirlas. Para ello se admite que el hormigón pretensado se comporta como una placa elástica y que, por consiguiente, se puede aplicar al cálculo de su cimentación el método C. B. R. Debe hacerse notar, sin embargo, que este método constituye exclusivamente una primera aproximación que sólo la práctica permitirá ajustar exactamente o, en su caso, corregir. Es éste un motivo más que acrecienta el interés de los ensayos de Fontenay-Trésigny a que antes se ha hecho referencia.

En la figura 2 se presenta un ejemplo que explica el comportamiento totalmente diferente de las capas de base, bajo una placa de hormigón clásico, y bajo una placa de hormigón pretensado.

Conviene a este respecto llamar la atención sobre el interés de los ensayos realizados bajo tráfico real. Es evidente que los ensayos efectuados en Orly, repitiendo un gran número de veces las cargas en un mismo punto, tienen gran importancia. Han permitido demostrar el perfecto comportamiento de los firmes de hormigón pretensado bajo cargas repetidas. Pero esto constituye un solo aspecto del problema, y por ello parece indispensable completar estos ensayos con otros realizados bajo tráfico real.

Hace falta también estudiar con detenimiento los bordes de las placas, los cuales constituyen una especie de juntas del revestimiento. A este problema (fig. 3) se le pueden dar varias soluciones:

a) Reforzar estas zonas de borde mediante bandas de base (conviene señalar que, por una parte, estas bandas pueden construirse mecánicamente, ya que están dispuestas en sentido longitudinal y que, por otra parte, a las placas de hormigón pretensado, muy elásticas, no les perjudican o les perjudican muy poco estos "puntos duros").

b) Aumentar el espesor del hormigón cerca de los bordes.

c) Ensanchar ligeramente la calzada aprovechando este exceso de anchura para colocar en los bordes bandas de pintura blanca, cata-faros, "gigle bars" (1), o cualquier otro dispositivo de limitación que impida a los camiones circular por ellos (salvo, eventualmente, para aparcar).

Pueden también combinarse estas dos últimas soluciones (aumentar el espesor y el ancho) aunque de esta forma se obtenga la paradoja de que el espesor de la calzada sea mayor, precisamente, en las zonas por donde no se circula.

De cualquier modo se trata de un problema que no tiene especial importancia y para el cual los ensayos de Fontenay-Trésigny proporcionarán, sin duda alguna, la solución más adecuada.

Finalmente, y con relación a este mismo tema de las cimentaciones, debe señalarse que los revestimientos de hormigón pretensado, dada su gran elasticidad, resultan mucho menos afectados que las placas de hormigón clásico por los ya citados "puntos duros" localizados, o por los movimientos de conjunto del terreno de cimentación. De ello se deduce la posibilidad de utilizarlos sobre terrenos de acarreo poco afirmados o incluso sobre terrenos rocosos. Las limitaciones en estos casos vendrán impuestas, no por

(1) Los «gigle bars» son unos dispositivos utilizados principalmente en Estados Unidos, que tienen por objeto advertir a los conductores, mediante las sacudidas que producen en los vehículos, que se han salido de los límites de la calzada. Estos dispositivos están constituídos por barras de hormigón o cualquier otro material duro, colocadas perpendicularmente al eje de la calzada y en sus bordes, formando ligeros salientes. Cuando un vehículo rueda por encima de ellas, experimenta unas sacudidas, a veces bastante violentas, que obligan al conductor a volver rápidamente a entrar en la calzada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

la resistencia y "adaptabilidad" del revestimiento, sino por la deformación de la superficie de rodadura y la incomodidad que esta deformación pueda originar al usuario. Debe hacerse constar, sin embargo, que siempre será posible corregir estos defectos superficiales, mediante recubrimientos de suficiente espesor, cuya colocación sobre el hormigón pretensado no presenta problema alguno.

3. Deslizamiento de las placas sobre el terreno

El deslizamiento de las placas sobre el terreno desempeña un importante papel en relación con el comportamiento de las carreteras de hormigón pretensado, ya que de él depende la posibilidad de transmitir el esfuerzo de pretensado. En efecto, por razones prácticas, el esfuerzo de pretensado se introduce, mediante gatos o cualquier otro dispositivo adecuado, únicamente en un cierto número de puntos muy limitado. Cuanto más espaciados puedan estar estos puntos tanto más cómodo y económico resultará. La distancia entre dichos puntos aparece condicionada por la posibilidad de transmisión horizontal del pretensado en la calzada y el único obstáculo que puede oponerse a esta transmisión es el rozamiento con el terreno. En un principio, razonando de un modo simplista, se creía que se trataba de un rozamiento del tipo de los de Coulomb, es decir, de la forma:

$$T = N \operatorname{tg} \alpha$$

en donde α es el ángulo de rozamiento interno de la arena, para el caso de que el plano de deslizamiento se forme en la arena, o el ángulo de rozamiento del hormigón con la arena, si el plano de deslizamiento es la cara inferior de la placa de hormigón.

Por ejemplo, para $\alpha = 30°$, resultaba $T = 0{,}577\ N$.

En numerosos ensayos, efectuados imprimiendo fuertes desplazamientos a placas pequeñas y aisladas, colocadas sobre una cimentación de arena limpia y seca, se había podido comprobar la buena aproximación obtenida con la indicada fórmula. Pero no sería prudente generalizar esta ley para los revestimientos reales, ya que, según se ha podido observar, en ellos se presentan una serie de fenómenos de naturaleza totalmente diferente.

Ante todo, se ha comprobado que las tensiones débiles se transmiten con toda facilidad a grandes distancias, y que, por el contrario, las fuertes tensiones que representan grandes desplazamientos, se transmiten mucho peor y peor incluso que lo indicado por la ley de Coulomb.

Lebelle ha dado una explicación muy gráfica del fenómeno. Según él, todo ocurre como si las placas descansasen sobre las cerdas de un cepillo. Mientras el movimiento de la placa sea pequeño, las cerdas del cepillo se irán doblando y la resistencia que opongan será despreciable, sin que se produzca realmente deslizamiento hasta que el desplazamiento de la placa haya alcanzado una cierta magnitud.

Puede darse también una explicación, menos gráfica, pero más científica que la anterior, recordando lo que ocurre en los ensayos realizados en laboratorio para determinar la resistencia a esfuerzo cortante de un terreno. En estos ensayos se utiliza normalmente un dispositivo denominado "Caja de Casagrande", que constituye, en cierto modo, un modelo reducido elemental de la realidad (fig. 4). Según se sabe, el diagrama tensiones-deformaciones que se obtiene, para una tensión normal N determinada, tiene la forma de las curvas representadas en la figura 5.

Al principio, T es nulo; después crece de un modo lento, proporcionalmente a la deformación, y de un modo seudoelástico análogo, por consiguiente, a cómo se comportan las cerdas del cepillo del ejemplo anterior. Cuando el desplazamiento es grande, por el contrario, el esfuerzo cortante T necesario para conseguir la rotura se hace cada vez mayor, llegando incluso, en el caso de la curva (1), a exceder del valor correspondiente a la asíntota final, valor que es el que sirve de base para calcular el ángulo de rozamiento interno en el ensayo clásico.

En la práctica, el tipo de curva (1) sólo se obtiene en terrenos coherentes o en terrenos pulverulentos muy compactados. En los casos de arenas análogas a las utilizadas bajo las placas de hormigón, siempre y cuando se trate de arenas limpias, la curva que se produce es siempre del tipo de la curva (2).



Fig. 2.—Presiones sobre el terreno, a diversas profundidades, al paso de una rueda de camión.—Con línea llena se representan las presiones, en la junta, sobre una placa clásica.—Con línea de trazos, las presiones sobre una placa pretensada sin juntas.



Fig. 3.—Diversas soluciones al problema de los bordes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En el ya referido trabajo publicado en la "Revue Générale des Routes", de octubre de 1958, se hace un estudio del problema que plantea el cálculo de los desplazamientos de las placas sobre el terreno, partiendo, no de la fórmula clásica:

$$T = fN,$$

con f constante, sino admitiendo que f varía en función del desplazamiento v (fig. 6). Para ello, se hace necesario esquematizar la ley $f(v)$, con el objeto de hacer posibles las integraciones. En una primera aproximación se admite una ley

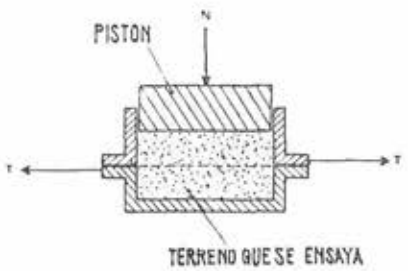
$$f(v) = Cv$$

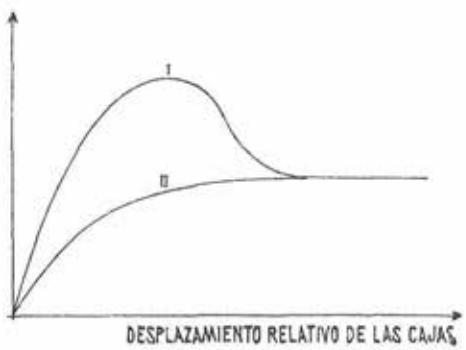
proporcional al desplazamiento, hasta un valor determinado f_*, y después un valor constante e igual a f_* [curva (1) de la figura (6)]. En una segunda aproximación, un poco más complicada, pero más concordante con la realidad, se admite [curva (2) de la figura (6)] una ley

$$f(v) = f_* \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} \frac{v}{W_*}$$

para: $0 \leq v \leq W_*$; y la ley: $f(v) = f_*$; para: $v > W_*$.

Los resultados teóricos así obtenidos se ajustan razonablemente con los datos experimentales obtenidos en diversas ocasiones y especialmente con las observaciones efectuadas en la pista del aeródromo de Argelia, "Maison Blanche", por los ingenieros de la Base aérea. Los ensayos de Fontenay-Trésigny servirán también para comprobar estos resultados.





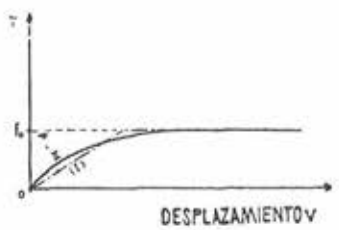


Fig. 4.—Ensayo a esfuerzo cortante (caja de Casagrande).

Fig. 5.—Diagramas tipo de esfuerzo cortante.

Fig. 6.—Las dos hipótesis admitidas para $T_{(v)}$ en los cálculos.

Pero existe también otra cuestión que ha sido observada en los revestimientos reales, y que es bastante desfavorable para el hormigón pretensado. Se trata de que, según ha podido comprobarse en la práctica, el valor límite f_*, antes mencionado, puede llegar a ser claramente superior al correspondiente al rozamiento interno de la arena. A este fenómeno, en el trabajo citado de la "Revue Générale des Routes", se le da la siguiente explicación:

En la realidad, la ley de Coulomb no es:

$$T = N \operatorname{tg} \alpha \quad ; \text{ sino: } \quad T = N \operatorname{tg} \alpha + c,$$

en donde c representa la cohesión del terreno.

Normalmente, en el cálculo de las obras geotécnicas se desprecia la cohesión de las arenas, ya que, realmente, en el caso de arenas limpias, dicha cohesión es muy débil. En los ensayos clásicos de esfuerzo cortante la cohesión llega a ser nula debido a que se realizan, o bien sobre arenas secas, o bien sobre arenas completamente saturadas, y en ambos casos la cohesión capilar desaparece.

Por el contrario, bajo la placa de una carretera, la arena, especialmente si es fina o contiene una considerable proporción de finos, puede estar parcialmente embebida de agua, bien sea a causa de infiltraciones o por absorción capilar. Según se sabe, los meniscos que en estos casos se producen en el agua intersticial pueden producir una cohesión aparente, bastante débil ciertamente, pero que puede llegar a ser del orden de los 25, 50 o, incluso, 100 g/cm².

En general, una cohesión de tal magnitud es despreciable en el caso de obras geotécnicas, pero no ocurre lo mismo cuando se trata de placas de carreteras, a consecuencia de su gran superficie y pequeño peso relativo.

Por ejemplo, para una placa de 12,5 cm de espesor, en hormigón de densidad igual a 2,4, apoyada sobre una arena cuyo ángulo de rozamiento interno sea igual a 30° y de cohesión muy débil $c = 25$ g/cm², se deduce que el esfuerzo cortante T en rotura es, por metro cuadrado de revestimiento, la suma de dos términos: uno de: $0{,}125 \times 2.400 \times 0{,}577 = 173{,}2$ kg, debido al rozamiento, y el
otro de: $10.000 \times 0{,}025 = 250$ kg, debido a la cohesión.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Se ve, por consiguiente, que la cohesión, aunque muy débil, ejerce una acción más importante que el rozamiento y que la pérdida total de esfuerzo de pretensado que como consecuencia se produce, se eleva a 1/3 kg/cm², por metro de longitud de la placa.

Si como parece ser esta explicación es exacta, conduciría, de un modo inmediato, a una solución práctica del problema del rozamiento; bastará con utilizar para la capa de base de las placas (en los centímetros superiores, por lo menos) arenas muy limpias (ES > 90), desprovistas de finos y hechas hidrófobas mediante un tratamiento con siliconas, lo que no resultaría nada costoso. Esta solución será también ensayada en Fontenay-Trésigny.

4. Comportamiento reológico del hormigón pretensado

En realidad, este aspecto no constituye un problema específico de las carreteras de hormigón pretensado, sino que es un problema general de todas las obras de esta clase. Por ello, sólo será tratado de forma muy breve. Por otra parte, afecta igual a las pistas de los aeródromos que a las carreteras, y por ello, se conocen ya sobre el particular datos bastante precisos gracias, sobre todo, a los ensayos y medidas regularmente realizados en la pista de "Maison Blanche", de Argelia, en la cual se han utilizado como manómetros los propios gatos planos de las juntas, todavía no inyectados para la recuperación del pretensado.

Según se sabe, si se ejerce una compresión permanente sobre una probeta de hormigón y se mide su deformación en función del tiempo, se observan los siguientes fenómenos:

Primeramente, se produce una deformación instantánea y elástica (fig. 7) que corresponde a la zona rectilínea y casi vertical, OA, del diagrama. A continuación se produce una deformación lenta que tiende hacia una asíntota horizontal BC; es la deformación diferida. Esta curva de deformaciones (curva I del diagrama) corresponde al caso de tensiones poco elevadas. Si las tensiones exceden de un determinado valor entonces la asíntota hacia la cual tiende la deformación no es horizontal, sino inclinada (curva II del diagrama); en este caso se produce una cierta fluencia del hormigón y la asíntota corresponde a una especie de deslizamiento de tipo viscoso.

En la práctica, tanto en las estructuras como en los revestimientos de hormigón pretensado, la curva que se obtiene es del tipo representado por la curva I del diagrama de la figura 7. Como más adelante ha de verse, esto no quiere decir que no exista fluencia; lo que ocurre es que se trata de una fluencia de otra clase.

Como las deformaciones representadas por la curva I son sensiblemente proporcionales a las cargas, tanto en la zona elástica como en la zona de las deformaciones diferidas, se ha adquirido la costumbre de hablar del coeficiente de elasticidad y de la variación del coeficiente de elasticidad en función del tiempo. Por ejemplo, un hormigón normal para carreteras puede tener un módulo instantáneo de elasticidad de 450.000 kg/cm². Al cabo de un año, dicho módulo habrá descendido a 150.000 kg/cm² solamente.

En realidad, esto quiere decir que la deformación diferida, al cabo de un año, es doble de la deformación elástica instantánea.

Si la calzada de hormigón ha de estar sometida a un esfuerzo constante de pretensado, para calcular su deformación y, especialmente, la abertura de las juntas, será necesario tener en cuenta esta deformación diferida. Por otra parte, habrá que añadirle la retracción o, más exactamente, tenerla también en cuenta, ya que, según parece, esta retracción se encuentra íntimamente ligada a la deformación diferida y está muy influenciada por ella.

Habrá que considerar también las variaciones de temperatura. A causa de ellas, las deformaciones horizontales de la calzada variarán proporcionalmente a $\lambda\ T$, siendo T la variación de temperatura y λ el coeficiente de dilatación térmica del hormigón que suele ser del orden de 8×10^{-6}, pero puede variar entre 6×10^{-6} y 10×10^{-6}, según la naturaleza mineralógica del árido. En realidad, las variaciones térmicas deben considerarse como la suma de varias oscilaciones sinuosoidales, unas de gran período (el año) y otras de período más corto (el día).

Si las deformaciones del hormigón se encuentran impedidas o simplemente coartadas, bien por los estribos extremos provistos o no de dispositivos elásticos, o bien por el rozamiento con el terreno, entonces las variaciones de temperatura originan unas tensiones proporcionales a $\lambda\ E$.

Según lo que se acaba de indicar en relación con el módulo de elasticidad, es evidente que el valor de este producto $\lambda\ E$ dependerá del período de variación de temperatura que se considere. Uno de los más importantes resultados obtenidos en las continuadas observaciones realizadas en la pista de "Maison Blanche" es el haber logrado determinar valores precisos para $\lambda\ E$. Según se ha comprobado, para el caso de variaciones anuales, el valor de $\lambda\ E$ es 1,5.

El valor de λ obtenido en "Maison Blanche", Argelia, no parece aplicable a los hormigones silícicos que habitualmente se utilizan en Francia. En cambio, el valor de E, que se deduce del cálculo de $\lambda\ E$ sí resulta aprovechable y corresponde, poco más o menos, al módulo de elasticidad del hormigón a los seis meses de carga.

Si, por el contrario, lo que se estudian son las variaciones diarias de temperatura, el valor que debe adoptarse para E es el correspondiente a carga instantánea, que es mucho más elevado. En estas condiciones se obtiene: $\lambda\ E = 3{,}5$ ó 4.

Finalmente, debe señalarse que incluso cuando el hormigón trabaja muy por debajo de su límite de fluencia, las variaciones estacionales de temperatura pueden provocar la fluencia del hormigón, si bien, en este caso, se trata de un tipo de fluencia de naturaleza distinta a la que se produce bajo carga constante. Según se sabe, cualquier material sometido a cargas repetidas experimenta unos ciclos de deformación que no se cierran nunca totalmente. Siempre queda una cierta deformación plástica residual.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

En general, cuando la carga se repite n veces, la deformación plástica residual D obtenida, puede representarse por la fórmula: $D = D_1 \log n$.

Esta ley logarítmica es aplicable a la mayor parte de los fenómenos de fatiga. Como el logaritmo crece indefinidamente con el valor de n, se comprende que las oscilaciones térmicas, que provocan ciclos de carga sobre el hormigón de las calzadas de hormigón pretensado, pueden ser capaces de originar una fluencia del hormigón que puede denominarse fluencia de fatiga del material.

De aquí se deduce la imprescindible necesidad de poder realizar, de vez en cuando, una corrección en el esfuerzo de pretensado introducido en el hormigón, para compensar las caídas de tensión que, con el tiempo, se van originando.

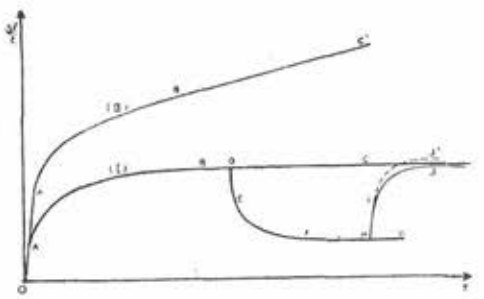


Fig. 7.—Deformación del hormigón bajo cargas permanentes.

5. *Peligro de pandeo de las placas*

Como quiera que este fenómeno constituye un tema muy complicado y discutido, no parece que sea ahora el momento adecuado para su estudio. Por otra parte, hay que tener en cuenta que este problema tiene, más que nada, un interés exclusivamente teórico. Todos los que de él se han ocupado coinciden en afirmar que, dadas las dimensiones que, por consideraciones prácticas, se da actualmente a las placas pretensadas, no es de temer que se produzca el pandeo.

Sin embargo, no puede negarse el interés que ofrece el intentar resolver este problema, no sólo mediante su detenido estudio desde el punto de vista matemático, sino, especialmente, considerándolo desde el punto de vista físico, es decir, teniendo en cuenta, con todo detalle, el comportamiento real de las placas de hormigón y del terreno, y efectuando ensayos sobre el particular. Por todo ello, en el Laboratorio Central de "Ponts et Chaussées", se han iniciado estos estudios, y es de esperar que en fecha no lejana puedan darse a conocer los resultados en ellos obtenidos.

Segunda parte

3. *Realización práctica de las carreteras de hormigón pretensado*

Dejando ya a un lado el aspecto teórico de este tema, se aborda, seguidamente, el problema de las realizaciones prácticas. Las carreteras de hormigón pretensado pueden ser de tipos muy diferentes susceptibles de ser clasificados en varios grupos. Primeramente, cabe distinguir entre:

a) Sistemas fijos;
b) Sistemas móviles.

1. *Sistemas fijos*

Dentro de este grupo se estudian aquellas carreteras cuyos revestimientos de hormigón son fijos con relación al terreno de cimentación, sobre el cual se encuentran como si estuviesen pegados. Debe señalarse que esta fijación es efectiva únicamente cuando la carretera se encuentra en servicio normal, ya que, tanto durante el pretensado como durante los sucesivos retesados de corrección, es imprescindible que el hormigón deslice sobre el terreno.

A título de ejemplo cabe indicar que este sistema fijo podría estar constituído (fig. 8) por una larga placa, de varios kilómetros quizás de longitud, apoyada en sus dos extremos sobre dos estribos fijos. A intervalos regulares (cada 150 ó 250 m, por ejemplo) se introducirían en el hormigón gatos de pretensado que podrían ser gatos planos del tipo Freyssinet; estos gatos sirven para introducir el pretensado inicial y, posteriormente, cuando las tensiones se han reducido demasiado como consecuencia de la retracción y de las deformaciones lentas, para realizar un retesado de corrección.

En la práctica, deben adoptarse las necesarias precauciones para conseguir que el esfuerzo mínimo de pretensado, es decir, el esfuerzo residual que se mantiene durante la época más fría del año, sea superior, en cualquier punto de la calzada, a la compresión mínima necesaria para el normal funcionamiento del revestimiento, multiplicada por el adecuado coeficiente de seguridad. Este valor mínimo parece ser del orden de los 10 a 20 kg/cm², aproximadamente, según pueda confiarse más o menos en que se verán satisfechas las características iniciales previstas en el proyecto y según la importancia y calidad de la vigilancia prevista. Probablemente, cuando se conozca mejor el comportamiento real de las carreteras de hormigón pretensado y se hayan perfeccionado los dispositivos necesarios para el mantenimiento del esfuerzo del pretensado, será posible reducir sensiblemente el valor antes citado.

Debe hacerse notar que el sistema fijo da lugar a unos empujes muy considerables durante el verano. Tomando como ejemplo las condiciones adoptadas como base en el cálculo de los tramos de ensayo de Fontenay-Trésigny, se tendrá:

a) Variaciones máximas *anuales* de la temperatura media diaria de la placa: de $-20°$ a $+25°C$.
b) Variaciones máximas *diarias* de la temperatura media de la placa: $\pm 5°C$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Las primeras, que pueden parecer quizás demasiado fuertes, resultan de considerar la variación máxima previsible durante cien años, en forma análoga a lo que se hace con las máximas avenidas de un río. (No obstante, el coeficiente de seguridad tiene un sentido totalmente distinto cuando se trata de una carretera que cuando se aplica a una presa.)

Las segundas, por el contrario, pueden parecer pequeñas; pero es que se ha tenido en cuenta el reducido poder de transmisión de calor del hormigón frente a las oscilaciones térmicas diarias, y el hecho de que estas variaciones vienen a sumarse a las máximas del apartado a) primeramente citado. Por otra parte, uno de los objetivos de los ensayos de Fontenay-Trésigny es precisamente llegar a determinar, con la mayor aproximación posible, la verdadera magnitud de estas variaciones.

Según se sabe, la tensión originada por las oscilaciones térmicas T, viene dada por la fórmula:

$$N = \lambda . E . T.$$

De acuerdo con lo indicado en párrafos anteriores, pueden admitirse los siguientes valores:

$\lambda . E = 1{,}5$ para las variaciones anuales;

$\lambda . E = 4$ para las variaciones diarias.

Se deduce, por consiguiente, que en el sistema fijo el esfuerzo de pretensado puede llegar a ser:

$$N = 20 + 1{,}5(25 + 20) + 4(5 + 5) = 20 + 67{,}5 + 40 = 127{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Se trata, por lo tanto, de valores realmente importantes capaces de originar unos empujes muy considerables sobre los estribos extremos. Así, por ejemplo, para una calzada de 11 m de anchura y de 15 cm de espesor, el empuje sobre el estribo sería de 2.100 T. Felizmente, como más adelante se verá, el empleo de este sistema de estribos fijos puede ser evitado.

2. *Sistemas móviles*

En estos sistemas, la placa se divide en varios trozos sucesivos pretensados, bien mediante armaduras tesas que se incorporan al hormigón, o mediante la interposición entre cada dos trozos consecutivos, de una junta elástica (fig. 9). Esta junta elástica se constituye de forma que sea capaz de originar un empuje, de magnitud casi constante, sobre los dos bordes de la junta, cualquiera que sea su abertura.

En un sistema móvil ideal este empuje sería rigurosamente constante. Pero aún suponiendo por un momento, para simplificar, que fuese posible lograr esta constancia, se comprende que ello ocurriría únicamente en los bordes de la placa, ya que el rozamiento de ésta con el terreno iría reduciendo progresivamente el empuje a medida que la sección considerada se aleja del borde.

Suponiendo, como caso más sencillo, que el rozamiento sobre el terreno es constante, es decir, independiente del desplazamiento de la placa, e igual a la unidad, la pérdida de pretensado para un hormigón de peso específico igual a 2,5 será de 0,250 kg/cm² por metro de longitud de la placa. Por consiguiente, si se ejerce un empuje de 30 kg/cm² en cada uno de los dos extremos opuestos de una placa y se desea que el esfuerzo de pretensado en el centro no sea nunca inferior a los 15 kg/cm², la longitud máxima que podrá darse a la placa será de 120 metros.

Debe indicarse que este cálculo simplista no tiene otro objeto que fijar un poco las ideas en cuanto al orden de magnitud del fenómeno, ya que, en la realidad, y según se ha visto anteriormente, el problema del deslizamiento de las placas sobre el terreno es mucho más complejo que lo que este sencillo esquema refleja.

Como ya se ha indicado, parece ser que las placas resisten perfectamente las cargas previsibles, incluso con esfuerzos de pretensado inferiores a los 10 kg/cm², y que es posible que en el futuro puedan reducirse aún más dichos esfuerzos. Por el momento, sin embargo, las tensiones introducidas son relativamente bastante elevadas, porque aún no se tiene mucha confianza en los dispositivos utilizados para el mantenimiento del esfuerzo de pretensado, y existen bastantes dudas en cuanto a la transmisión de los empujes a causa de los rozamientos.

Cuando los dispositivos para mantener el esfuerzo de pretensado ofrecen más garantías (por ejemplo, si se utilizan alambres incorporados al hormigón, como en el caso de los puentes) o si la obra va a estar perfectamente vigilada, dichas tensiones pueden rebajarse sensiblemente. Así, por ejemplo, en el caso de la pista de "Maison Blanche", Argelia, la tensión mínima admisible de pretensado se redujo a 10 kg/cm².

3. *Sistemas mixtos*

Se han expuesto los principios fundamentales de los sistemas fijos y móviles; pero no son éstos los únicos, pues existen también un gran número de sistemas intermedios. El más interesante de éstos es un sistema que puede considerarse como fijo en su parte central y como móvil en sus extremos. Es el sistema adoptado en "Maison Blanche", Argelia.

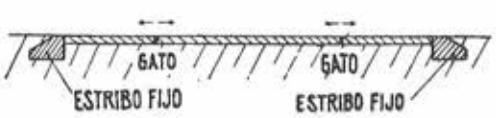


Fig. 8.—Esquema teórico de los sistemas fijos.

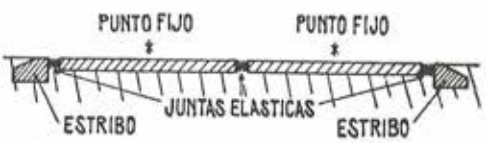


Fig. 9.—Esquema teórico de los sistemas móviles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

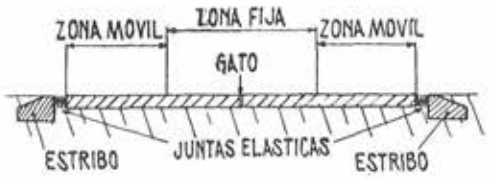


Fig. 10.—Esquema teórico del sistema semi-fijo.

Para su realización se construye (fig. 10) una placa de gran longitud entre dos estribos extremos y se interponen, entre éstos y los bordes de la placa, juntas elásticas. En "Maison Blanche" estas juntas están constituídas por cables que trabajan a tracción. La placa trabaja como un sistema móvil desde los extremos, hasta una distancia tal que en ella ya el rozamiento con el terreno impide todo deslizamiento. En su parte central la placa trabaja como un sistema fijo.

Se comprende que el cálculo de tales placas resulta bastante complicado, puesto que ya no es posible admitir la hipótesis simplificada de la constancia del rozamiento. Para este caso, especialmente, resulta aplicable la segunda teoría sobre el deslizamiento (más exacta aunque también más complicada), que en anteriores capítulos se ha expuesto. Por otra parte, se presentan también nuevas dificultades cuando se trata de determinar el valor numérico exacto de las diferentes características que es necesario tomar en consideración.

En este dispositivo semifijo, igual que ocurría en el fijo, es necesario disponer gatos, de trecho en trecho, para la introducción y posterior corrección del esfuerzo de pretensado.

La gran ventaja de este procedimiento consiste en que reduce, de un modo muy considerable, la importancia y el coste de los estribos. La teoría demuestra, en efecto, que el empuje necesario puede reducirse a la mitad del que un sistema fijo exigiría.

4. *Variantes del sistema móvil*

Dentro del sistema móvil pueden distinguirse dos grupos según que el pretensado se introduzca, mediante alambres o cables incorporados al hormigón o mediante resortes elásticos adecuadamente dispuestos en los extremos de la placa.

Sistema móvil con alambres:

Su técnica resulta semejante a la normalmente utilizada para la construcción de puentes y estructuras análogas de hormigón pretensado. Se trata, por consiguiente, de una técnica perfectamente conocida, que tiene la ventaja de proporcionar, en todas las secciones, un esfuerzo constante de pretensado, cualquiera que sea la temperatura, dado que los coeficientes de dilatación térmica del hormigón y el acero son casi iguales. Por otra parte, la gran deformabilidad elástica de los alambres de acero de alta resistencia, les permite absorber fácilmente las deformaciones por retracción y fluencia del hormigón. Así, por ejemplo, un alambre que trabaje a 110 kg/cm² tiene una deformación elástica de cinco milésimas, mientras que la deformación del hormigón, incluyendo la fluencia y la deformación diferida, no excederá de media milésima.

Los inconvenientes de este sistema son, que si se inyectan los cables, no se pueden realizar los posteriores retesados de corrección (aun cuando, en realidad, en este caso no resulten indispensables) y que para su construcción se necesitan unas cantidades de acero, por metro cuadrado, bastante importantes. Sin embargo, estas cantidades pueden reducirse, por una parte, rebajando al mínimo admisible el espesor de la placa (no existe peligro de pandeo), y por otra, disminuyendo la tensión mínima de pretensado, cosa que puede hacerse fácilmente teniendo en cuenta que, en este caso, se trata de una técnica perfectamente conocida y segura.



Fig. 11.—Los dos tipos de sistemas móviles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

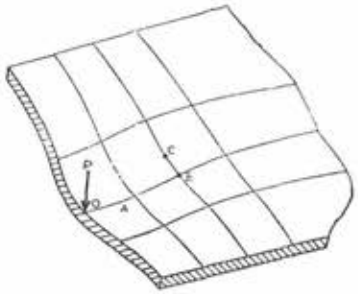


Fig. 12.—Perspectiva caballera esquemática de la deformación de una placa cargada en el borde.

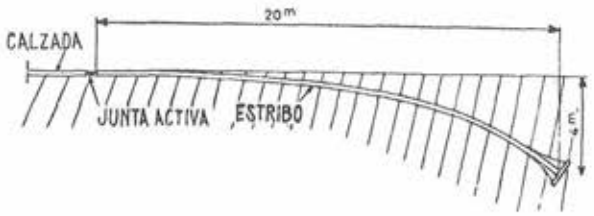


Fig. 13.—Estribo de compresión simple.

$z = e\,(ch\,\alpha x - 1)$

donde: z = cota de la fibra media;
e = espesor de la calzada (y del estribo en el origen);

$$\alpha = \sqrt{\frac{d}{Q}}$$

d = peso específico del hormigón y del terreno;
Q = empuje que debe absorberse por unidad de anchura de la calzada.

Sistema móvil con juntas elásticas:

En este procedimiento el pretensado longitudinal se introduce mediante juntas elásticas o, por lo menos, mediante juntas provistas de dispositivos automáticos adecuados para mantener la precompresión. Más adelante, se volverá a tratar de este sistema que puede ofrecer un gran interés práctico, pero antes conviene hablar del pretensado transversal.

5. Pretensado transversal

Hasta ahora, los diferentes tipos de carreteras de hormigón pretensado se han clasificado teniendo en cuenta, únicamente, la forma de introducir el pretensado longitudinal. Pero existe también el pretensado transversal, con respecto al cual se manifiestan dos tendencias opuestas, una partidaria de dar este pretensado transversal, y otra contraria al mismo.

Para el pretensado transversal es imprescindible el empleo de alambres o cables. Y esto resulta costoso, no sólo porque los alambres o cables lo son, sino también porque siendo las carreteras relativamente estrechas (de 7 a 10,50 m) este sistema exige un gran número de dispositivos de anclaje. Ello obliga a reducir al mínimo indispensable el espesor de hormigón, ya que, como se sabe, la cantidad de armadura necesaria es proporcional al empuje total preciso y, por consiguiente, al espesor de hormigón. Por este motivo, en los sistemas de doble pretensado (longitudinal y transversal) se adoptan espesores de hormigón del orden de la decena de centímetros. No se puede bajar de esta magnitud, no por razones de resistencia de la placa, ni por peligro de pandeo que en este caso no existe, sino por razones de necesidad práctica constructiva, y, especialmente, porque es necesario contar con el espesor suficiente para poder colocar adecuadamente las dos capas de alambres.

6. Sistemas simplemente pretensados

Pero es posible también no introducir este pretensado transversal y entonces se tiene lo que los ingenieros han empezado a llamar "sistemas semi-pretensados" o mejor "sistemas simplemente pretensados".

Naturalmente, el principal interés de estos sistemas consiste en que suprimen los aceros, dispositivos de enclaje y un gran número de costosas operaciones necesarias para el pretensado transversal. Se justifica por el hecho de que este pretensado es mucho menos útil que el longitudinal. En efecto (fig. 12) la hipótesis más desfavorable para el cálculo de las placas de carretera sin juntas, es la llamada de "carga en el borde", es decir, cuando la rueda del camión actúa sobre el borde de la calzada. En este caso los momentos flectores son más importantes (casi el doble) que los originados cuando la carga actúa en el centro. Pero estos momentos tienden a producir fisuras transversales a las cuales se opone el pretensado longitudinal. En cambio, en la otra dirección los momentos son sensiblemente inferiores (la tercera o cuarta parte).

Por todo esto se propugna la solución de introducir solamente el pretensado longitudinal y dar un mayor espesor a la placa, del orden de 15 ó 16 cm, para que el hormigón sea capaz de resistir por sí solo, como en las placas de hormigón sin pretensar, los momentos transversales.

De todas formas hay que tener en cuenta que un enlace transversal resulta siempre aconsejable. Este enlace puede conseguirse, bien mediante una armadura ordinaria o bien mediante un pretensado transversal muy débil (del orden del kg/cm²), que "cosa" transversalmente la placa e impida que se abran fisuras longitudinales accidentales. Este procedimiento será de imprescindible aplicación en el caso en que el firme de hormigón esté constituido por una serie de bandas longitudinales contiguas, tal como ocurre cuando se utilizan las modernas máquinas de pavimentación.

Se deduce, por consiguiente, que este sistema "semi-pretensado" constituye, en realidad, una transición entre los pavimentos de hormigón clásico y los sistemas doblemente pretensados y, en este aspecto, ofrece un gran interés para los contratistas de carreteras de hormigón. Puede realizarse con las mismas máquinas que actualmente se utilizan y se puede conseguir que no sea preciso emplear cantidad alguna de acero. En este caso, el pretensado sirve únicamente para suprimir o, más exactamente, reducir considerablemente el número de juntas, las cuales, como ya se ha dicho, constituyen el principal inconveniente de los pavimentos de hormigón. En este sentido, el hormigón pretensado puede considerarse

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

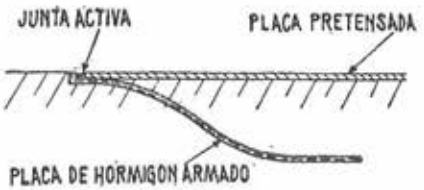


Fig. 14.—Estribo de placa en tracción.

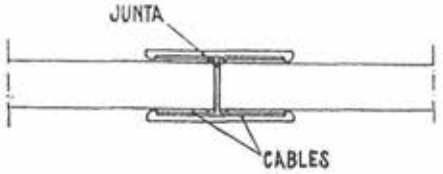


Fig. 15.—Esquema de una junta activa con cables laterales.—Tramos primero y segundo de la calzada.

como un simple progreso de la técnica clásica de las carreteras de hormigón, y cabe concebir toda una serie de soluciones intermedias entre la técnica clásica actual y esta nueva técnica del pretensado.

En resumen; desde hace algún tiempo se empezaron a suprimir las juntas de dilatación de las carreteras de hormigón, habiendo demostrado la experiencia que ello era perfectamente posible. El hormigón pretensado permite ir todavía más lejos, suprimiendo también las juntas de retracción. Pero, además, permite reducir sensiblemente el espesor del hormigón y de la cimentación, con lo cual la economía obtenida puede ser apreciable. Finalmente, elimina la fragilidad de los revestimientos de hormigón, ventaja que aunque no sea financieramente valorable, resulta esencial desde el punto de vista técnico.

4. *Cuestiones y obras diversas*

Antes de terminar parece conveniente pasar rápidamente revista a algunos problemas prácticos que se plantean en la aplicación del pretensado, e indicar la forma en que pueden ser resueltos.

1. Los estribos

En primer lugar, se tratará del problema de los estribos que es necesario disponer a ambos extremos de cada tramo de carretera de hormigón pretensado, tanto en el sistema semi-móvil, como en el móvil, con juntas elásticas o en el sistema fijo.

Si se considera, por ejemplo, una calzada de 11 m de anchura total (incluyendo las bandas laterales de señalización), de 15 cm de espesor y sometida a un pretensado máximo de 40 kg/cm², el empuje sobre los estribos será de 660 t, valor francamente importante.

No cabe aquí recurrir al empleo de estribos tipo gravedad análogos a los utilizados en los puentes, ya que resultarían demasiado costosos. En los puentes, este tipo de estribos viene impuesto por la configuración del terreno, por la obligación de evitar deformaciones y por la necesidad de alcanzar un coeficiente de seguridad suficientemente grande. Por el contrario, en las carreteras pueden utilizarse otros tipos más sencillos, haciendo colaborar al terreno.

Uno de ellos es el "estribo de compresión" (fig. 13), constituído por una placa de hormigón cuya forma se calcula de manera que se ajuste a la curva funicular que resulta de la combinación del empuje, por una parte, y del peso del propio estribo y del terreno, por otra. Fácilmente se deduce que la ecuación de esta curva es un coseno hiperbólico. En el extremo, y cuando ya se ha alcanzado la profundidad necesaria para que el terreno sea capaz de soportar la carga que así se le transmite, se dispone una zapata de apoyo.

El inconveniente de este tipo de estribo es que resulta de bastante longitud (unos 20 m en el ejemplo de la figura). Además, debe ir nervado, para evitar el pandeo y, por consiguiente, es bastante costoso.

Se puede mejorar lastrándolo o anclando su cabeza al terreno.

Es posible también imaginar una gran variedad de estribos económicos, combinando los tirantes metálicos con pequeños macizos de anclaje en hormigón. Estos tipos resultan especialmente interesantes cuando, como es frecuente, la calidad del terreno mejora con la profundidad. En general, cabe esperar que los constructores de carreteras sean capaces de encontrar, a este problema de los estribos, soluciones originales y económicas. Para los ensayos de Fontenay-Trésigny han sido ya propuestas varias modalidades, todas ellas muy interesantes.

Existe también el tipo que pudiera llamarse de "placa en tracción", o a rozamiento, tipo que es ya clásico en un gran número de estructuras, tales como los macizos de amarre de los puertos, por ejemplo. A esta clase pertenecen los estribos utilizados en Orly y en la "Maison Blanche", Argelia (fig. 14). Consiste en una placa armada, en forma de "S", que se introduce en el terreno. Trabaja por rozamiento con el suelo, rozamiento que, dada la curvatura de la placa, resulta muy considerable. Ocurre aquí un fenómeno análogo al que se observa cuando se enrolla un cable sobre un tambor, en donde el rozamiento aumenta en forma exponencial con la longitud de la parte curva. Las principales objeciones que se le pueden formular es que exige un gran consumo de acero y, sobre todo, que por ir situado debajo de la calzada, ofrece serias dificultades para su reparación. Sin embargo, debe hacerse constar que todos los estribos de esta clase hasta ahora construídos en los diferentes países, han dado un resultado perfecto, comportándose de un modo totalmente satisfactorio. Por otra parte, y por lo que respecta a su coste, debe tenerse en cuenta que las distancias a que van situados unos de otros pueden ser muy grandes, de varios kilómetros, llegando incluso, en carreteras normales, a varias decenas de kilómetros. Por consi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

guiente, refiriendo el precio del estribo al metro cuadrado de calzada, el aumento de coste por este concepto no resulta nunca muy elevado.

Además, y volviendo sobre una idea expuesta ya al principio, debe recordarse que los estribos tipo compresión son frágiles y se rompen bruscamente al alcanzar su límite de resistencia, cosa que nunca ocurrirá en los constituídos por placas en tracción.

2. *Las curvas*

Entre los problemas característicos de las carreteras de hormigón pretensado, uno de los más importantes, a primera vista, lo constituye el de la anulación de los empujes en los tramos curvos. Sin embargo, no debe olvidarse que siempre que el radio de la curva sea suficientemente grande, este problema puede resolverse fácilmente. Y en general, éste es siempre el caso de las carreteras pretensadas, pues, como es lógico, este tipo de firme se emplea, únicamente, para las grandes carreteras o las autopistas. Si en una sección dada de la calzada el empuje máximo es P y el radio de curvatura R, el empuje por metro lineal de carretera será:

$$p = \frac{P}{R}.$$

Por ejemplo, con los valores numéricos siguientes, deducidos del tramo experimental de Fontenay-Trésigny:

$$P = 500 \text{ t}; \; R = 1.000 \text{ m}; \text{ se obtiene: } p = 0{,}5 \text{ t/m}.$$

Un simple murete de hormigón anclado al terreno, serviría para resistir este empuje. Es necesario, sin embargo, interponer entre el murete y la calzada, un dispositivo que sea capaz, por una parte, de reducir los rozamientos, y, por otra, de permitir los ajustes y posteriores correcciones que pueden exigir los movimientos ulteriores de la estructura.

Cuando la carretera está situada sobre un terraplén estrecho, pueden presentarse dificultades para el anclaje del referido murete. Lo que suele hacerse en estos casos es anclarlo mediante un tirante colocado en la parte interior de la curva.

En general, se puede reemplazar el murete continuo por una serie de pequeños macizos discontinuos de anclaje. Este es otro de los pequeños problemas que todavía quedan por resolver y al cual, sin duda alguna, los ensayos de Fontenay-Trésigny permitirán encontrar soluciones adecuadas que harán progresar, de un modo decisivo, las aplicaciones de esta moderna técnica.

3. *Las juntas elásticas*

Es éste el problema crucial de las carreteras de hormigón pretensado. Como ya se ha indicado antes, el sistema móvil de juntas elásticas parece ser uno de los más interesantes para la construcción de este tipo de firmes, especialmente porque constituye una transición entre la técnica clásica de las calzadas de hormigón y la nueva técnica del hormigón pretensado. Sin embargo, para su realización es imprescindible poder disponer de un modelo de junta elástica que sea a la vez simple, eficaz, robusta y económica. Desgraciadamente, es preciso reconocer que, por el momento, no se ha encontrado todavía dicho modelo. Por ello, uno de los objetivos primordiales propuestos para los ensayos de Fontenay-Trésigny, es el de promover entre los especialistas la invención de nuevos modelos de juntas elásticas, para su ensayo y debida puesta a punto. Algunos de los participantes han presentado ya, a este respecto, sugerencias muy interesantes.

Se tiene la esperanza de que la solución de este problema no ha de tardar en conseguirse, aunque quizás para ello sea necesario modificar, en cierto modo, el actual criterio sobre conservación de carreteras.

Por otra parte, no cabe duda que es posible imaginar un gran número de dispositivos de juntas elásticas. Pero sólo su empleo en carreteras reales permitirá formar un concepto exacto sobre sus verdaderas cualidades.

El primer tipo de junta elástica utilizado (especialmente, en Orly y "Maison Blanche") está constituído por alambres de acero (fig. 15). Estos alambres se tienden bajo la placa, o por sus costados si no es demasiado ancha, y enlazan el extremo de la placa con un punto fijo. A continuación, se introduce en los alambres la tensión necesaria para producir en la placa el empuje deseado, y la elasticidad del acero permite reducir las variaciones que, en la magnitud de dicho empuje, se originan al abrirse las juntas.

Si se admite, por ejemplo, que las variaciones anuales en la abertura de la junta a consecuencia de los cambios higrotérmicos es de 3/10.000 y se utiliza un acero, cuyo módulo de elasticidad es de 22.000 kilogramos/milímetro cuadrado, y que se puede hacer trabajar a una tensión máxima de 110 kg/mm² y mínima de 55, fácilmente se calcula que la longitud de los alambres de cada junta debe ser las 12/100 de la distancia entre juntas. Se ve, por consiguiente, que es preciso utilizar una cantidad de acero bastante considerable.

Pero es posible imaginar otros muchos tipos de junta elástica de acero. El problema estriba en encontrar unos resortes lo suficientemente potentes para producir el empuje deseado y, al mismo tiempo, con la flexibilidad suficiente para absorber el juego de la junta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

El acero de alta resistencia es, sin duda alguna, el material más seguro que actualmente se puede utilizar para estos fines. Pero quizás entre la amplia gama de nuevos productos que constantemente la química moderna viene ofreciendo al mercado, surja algún material más flexible e incluso más económico. Así, por ejemplo, resultaría muy cómodo poder disponer de un material muy deformable, trabajando en compresión. Para construir la junta bastaría con interponerlo entre los extremos adyacentes de dos placas consecutivas. Conviene destacar a este respecto, que la cantidad de material necesario para un empuje y una abertura de junta dados, es proporcional a E/N^2, siendo E el módulo de elasticidad, y N, la carga máxima de trabajo (sin fluencia), del material. De aquí el gran interés que ofrecen los aceros de muy alta resistencia, para los cuales el coste por kilogramo aumenta, aproximadamente, en proporción al cuadrado de su resistencia.

Debe hacerse notar también que el ensayo en laboratorio de nuevos tipos de juntas resulta francamente sencillo, aun sobre modelos a escala natural, lo cual permite reducir los ensayos sobre carreteras reales a aquellos tipos que previamente hayan dado un resultado totalmente satisfactorio en el laboratorio.

En principio, no debe rechazarse ninguna nueva solución que se proponga, pues puede que, aunque ahora parezca totalmente absurda, dentro de algunos años llegue a estar considerada como perfectamente normal. Así, por ejemplo, un simple recipiente de caucho con aire en su interior, comprimido por los dos bordes de la junta, puede que proporcione una solución muy económica al problema de la junta elástica.

Pero todavía se puede ir más lejos. En efecto, lo que se trata de conseguir es, simplemente, almacenar energía. Ahora bien, en realidad, esta energía es muy pequeña. Partiendo de una variación higrotérmica, anual, en el hormigón de 4/10.000 y manteniendo en la junta una presión de 35 kg/cm², es necesario acumular, por kilómetro de carretera de 10,50 m de ancho y 0,15 m de espesor, aproximadamente, unos 210.000 kg/m, lo que supone unos 2/3 de kWh. Se ve, por consiguiente, que considerada bajo su forma eléctrica, esta acumulación de energía resulta francamente poco importante.

Por tanto, existe la posibilidad de introducir en las juntas unos gatos de aceite o, todavía más sencillo, unos simples gatos de tornillo, accionados por minúsculos motores eléctricos provistos de interruptores automáticos. Estos interruptores pondrían en marcha los motores en el momento preciso y de esta forma los gatos mantendrían siempre constante el empuje sobre los bordes de las juntas. Se comprende que el rendimiento energético de unos dispositivos de este tipo no tiene, prácticamente, ninguna repercusión económica.

Es de suponer que esta concepción mecánica del funcionamiento de la calzada de una carretera tropezará con la oposición de un gran número de ingenieros. Pero no debe olvidarse que la evolución natural ha dado ya lugar a la progresiva sustitución, durante estos últimos años, del tradicional picapedrero por el obrero capaz de conducir y manejar la moderna maquinaria utilizada actualmente en la construcción de carreteras. ¿Por qué no se va a pensar que, en el caso de grandes carreteras, pueda este mismo personal ascender un escalón más en su especialización, transformándose en mecánico o electricista?

Lo lógico debe ser que los únicos límites de esta evolución sean los que marquen los presupuestos anuales asignados para los gastos de construcción y conservación de las carreteras.

Es necesario, además, que estos nuevos tipos de carreteras puedan competir económicamente con las carreteras clásicas. Resulta difícil, "a priori", emitir un juicio definitivo sobre el particular, ya que si bien, por un lado, las carreteras de hormigón pretensado ofrecen algunas innegables ventajas (reducción del espesor de hormigón, disminución de la capa de base, supresión de juntas, etc.), también, por otro lado, tienen sus inconvenientes. Los ensayos de Fontenay-Trésigny proporcionarán, seguramente, una información muy valiosa sobre esta cuestión.

5. Conclusiones

Quedan todavía algunos temas sin tratar, como, por ejemplo: el de los dispositivos necesarios para mantener la continuidad de la superficie de la calzada en las secciones donde se disponen las juntas, ya sean libres o elásticas; el de los dispositivos destinados a impedir el corrimiento de las placas, etc.

Sin embargo, puede decirse que se han abordado casi todos los problemas fundamentales que plantea la aplicación a las carreteras de esta nueva técnica del hormigón pretensado. Si con ello se ha conseguido hacer comprender al lector que este tema constituye un nuevo y muy original capítulo de la técnica de carreteras, que se abre hacia un amplio futuro lleno de promesas, se habrá cubierto plenamente el principal objetivo de este trabajo.

Conviene finalmente recalcar que el desarrollo de este nuevo tipo de carretera dependerá, sobre todo, de las ventajas económicas y técnicas que pueda ofrecer en relación con los otros tipos clásicos. Y esto sólo podrá llegar a saberse con la experiencia. En el momento actual no existe una base razonable, ni siquiera para discernir si, entre los diversos tipos de carreteras de hormigón pretensado que anteriormente han sido descritos, existe alguno que ofrezca mejores perspectivas de aplicación. Por todo ello, para los ensayos de Fontenay-Trésigny se han admitido, sin discriminación alguna, la mayor cantidad posible de soluciones diversas y es de esperar que las enseñanzas que de los mismos se obtengan han de tener, para todos, un enorme interés.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

837 - 6 - 4

el empleo de los rayos gamma para detectar defectos en la inyección

Tomado de un artículo de J. A. Forrester, publicado en agosto de 1958 por la «Cement and Concrete Association», TRA/300.)

Sinopsis

Se describe el procedimiento utilizado para detectar, mediante el empleo de rayos gamma, defectos en la inyección de los conductos en que van alojados los alambres de las piezas postensadas. Se expone un ejemplo en el cual se ha aplicado este método al examen de una viga de hormigón pretensado en la que, intencionadamente, la inyección se hizo de un modo defectuoso. En las radiografías obtenidas se pudieron apreciar claramente los defectos, confirmados posteriormente al romper la viga.

Introducción

La inyección de los conductos en que van alojados los cables que constituyen la armadura de los elementos de hormigón postensados tiene por objeto rellenar completamente todos los huecos con el fin de impedir la corrosión de los alambres de acero y asegurar la perfecta adherencia entre el hormigón y su armadura. Si después de realizada la inyección queda alguna gota o bolsa de agua en el conducto, existe el peligro de que, en caso de heladas, se produzcan daños en la pieza.

En los primeros intentos realizados para saber cuándo un conducto había quedado o no perfectamente inyectado, se utilizó la técnica de las pulsaciones ultrasónicas, o el ensayo destructivo de probetas. La técnica de las pulsaciones presenta, como principal inconveniente, una sensibilidad muy limitada, a causa de la pequeña longitud del recorrido de la onda a través de la viga. Por este motivo, resulta difícil, incluso llegar a saber si el conducto está vacío o lleno y, naturalmente, es completamente imposible detectar los pequeños huecos que puede originar una inyección defectuosa. Por su parte, los ensayos destructivos, como es lógico, sólo pueden efectuarse sobre probetas y resultan siempre caros.

El empleo de los rayos gamma para localizar defectos en la inyección, tiene indudables ventajas, pero exige que las imágenes sean suficientemente claras para que los defectos puedan ser apreciados.

Los primeros trabajos hechos con los rayos gamma sobre el hormigón (1) demostraron que con un pequeño foco radiactivo, una película de grano fino y una gran distancia entre foco y película, podían apreciarse fácilmente los más pequeños huecos existentes en la masa del hormigón. Esto fué lo que indujo a pensar que los rayos gamma podrían ser aplicados, con las mayores probabilidades de éxito, para detectar los defectos de las inyecciones.

En este artículo se describen los ensayos realizados para comprobar la verosimilitud de esta hipótesis y, en definitiva, las posibilidades y efectividad del método.

Descripción del método

El foco radiactivo utilizado en estos ensayos estaba constituído por un diminuto cilindro recto, de 2 mm de largo y 2 mm de diámetro, de cobalto radiactivo (Co^{60}) de 275 mc de resistencia. Esta barrita iba alojada en un recipiente especial que, además, quedaba protegido por una pantalla de planchas de plomo para conseguir las necesarias condiciones de seguridad recomendadas por la Comisión Internacional de Radiología (2 y 3).

Para el ensayo se construyó una viga de hormigón, pretensada mediante un cable de seis alambres que se alojaba en un conducto adecuadamente dispuesto en el interior de la viga, conducto que, posteriormente, se inyectó, con toda intención, de manera defectuosa. La viga, de sección rectangular, tenía 6,4 m de longitud y su sección transversal era de 25×13 cm, excepto en los últimos 20 cm de cada extremo que se ensanchaban hasta alcanzar los 25×15 centímetros.

El conducto de alojamiento del cable se llenó primero de agua y después se inyectó con una lechada de cemento de relación agua/cemento igual a 0,45, procurando no dejar ninguna burbuja detrás de la inyección.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

De la observación de la figura 1 se deduce que para poder impresionar con una intensidad igual a 2, una película situada a 30 cm de distancia del foco, se precisa una exposición de 0,12 ó 0,15 horas-curie, según que los rayos gamma hayan de atravesar 12,5 ó 15 cm de espesor de hormigón, respectivamente. Por consiguiente, si la distancia entre la película y el foco es de 45 cm y la intensidad del foco es de 275 mc, el tiempo de exposición necesario será de 55 minutos, si el espesor de hormigón es de 12,5 cm y de 65 minutos para un espesor de 15 cm.

La viga se radiografió en sus extremos y a intervalos de 1,20 metros. En las correspondientes secciones de la pieza se sujetaron unos índices de plomo con el fin de poder conocer, posteriormente, a qué parte de la viga correspondía cada una de las radiografías tomadas. Cuando en una de estas radiografías se observaba un defecto en la inyección, se obtenían otras nuevas de las secciones adyacentes para comprobar la extensión del defecto. Posteriormente, se marcaban cuidadosamente en la viga las zonas afectadas y se partía con sierra de disco la pieza, por estas zonas, para confirmar la existencia del defecto observado.

La película que se utilizó fué "Kodirex de rayos X", y para su revelado se mantenía introducida durante cinco minutos, a 20°C de temperatura, en revelador I.D.19. Para dar mayor intensidad a la imagen se colocaron, delante y detrás de la película, pantallas de plomo de 0,25 mm de espesor.

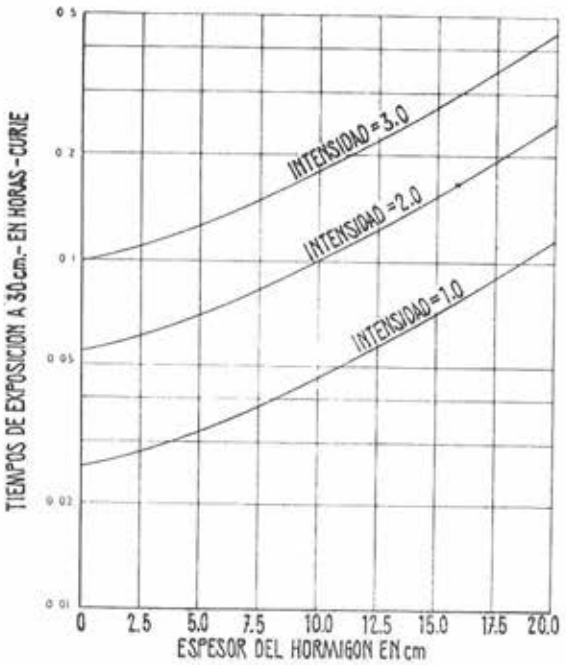


Fig. 1.—Diagramas para la determinación de los tiempos de exposición necesarios en el hormigón, utilizando película «Kodirex» y rayos gamma originados por coba'to 60. La película va colocada entre placas de plomo de 0,25 mm de espesor y el revelado se hace sumergiendo la película, durante cinco minutos, en líquido I.D.19, a 20°C.

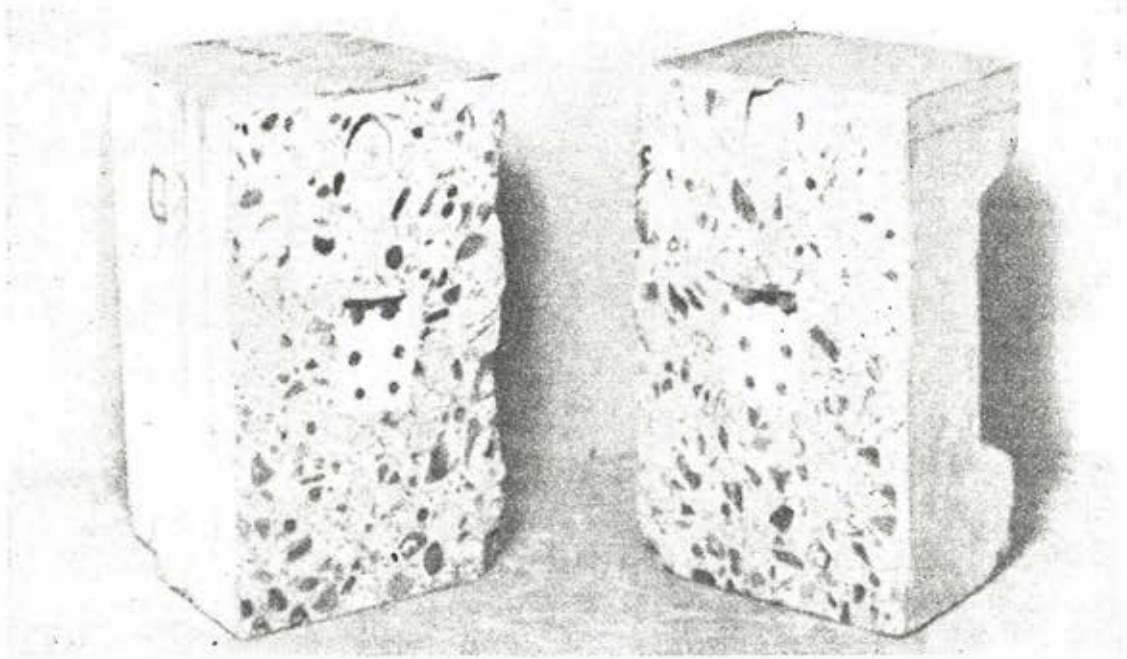


Fig. 2.—Vista de los bloques extremos de la viga de hormigón pretensado, cortados con sierra de disco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

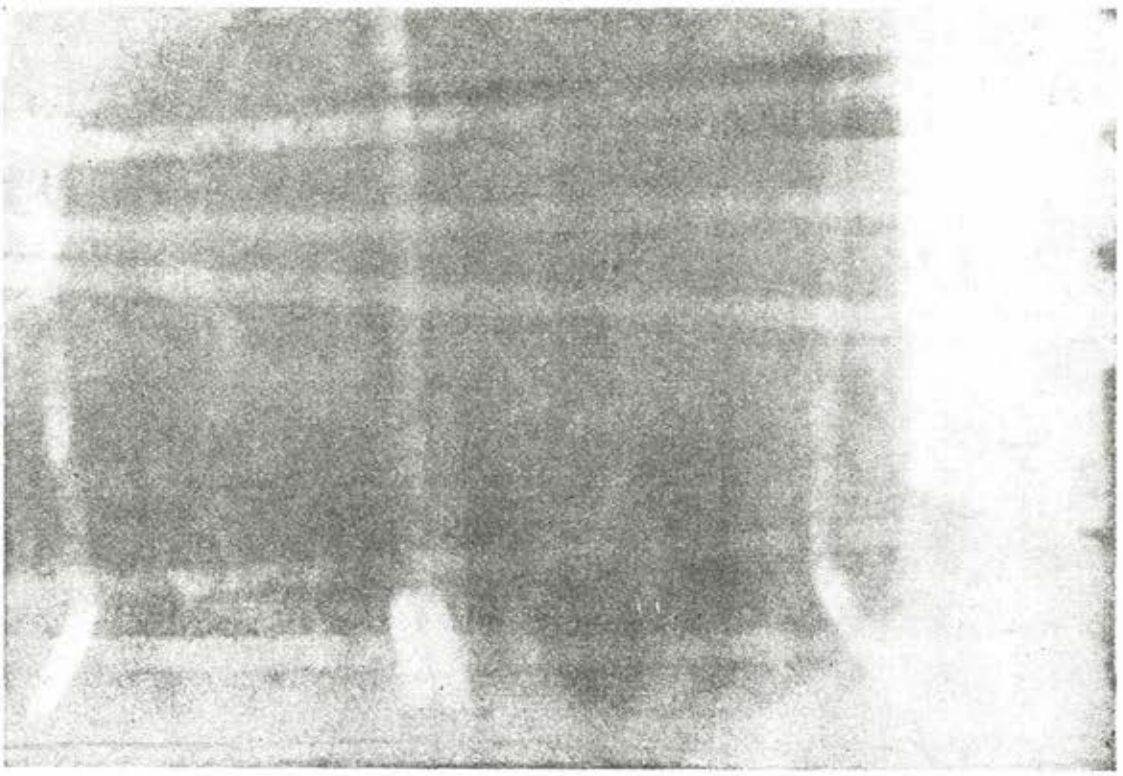


Fig. 3.—Radiografía de la parte de la viga reproducida en la figura 2.

Resultados obtenidos

A continuación, se reproducen tres de las radiografías obtenidas junto con unas fotografías de la viga ya seccionada. En dichas radiografías los defectos de la inyección, que pueden apreciarse con toda claridad, aparecen como manchas oscuras dentro de la sección del conducto para los cables.

En la figura 2 se reproducen las fotografías de las secciones extremas de la viga, y en ellas se aprecian los conductos inyectados y el hueco que en ellos ha quedado a consecuencia de no haber previsto unos respiraderos para la expulsión del aire.

La figura 3 es una radiografía de la parte extrema de la viga. El anclaje queda a la derecha y se observan las armaduras de reparto dispuestas debajo del anclaje y los alambres de pretensado. La mancha oscura, triangular, que se ve en la parte superior del conducto de inyección indica la extensión del hueco que en la figura 2 ya se ha señalado.

La fotografía número 4 es una vista de la viga pretensada en la cual se ha levantado la parte superior para dejar al descubierto el conducto de inyección. En esta fotografía se aprecia claramente que, en la parte superior del conducto inyectado, existen unas grandes burbujas de aire que, en algunos puntos, dejan al descubierto el alambre de pretensado. Estas burbujas es probable que hayan sido originadas por algunas gotas de agua que no fueron arrastradas por la lechada de cemento al efectuar la inyección. También se aprecia que, en la parte derecha de la fotografía, la inyección se ha solidificado formando solamente una delgada película superficial.

La figura 5 es una radiografía de la misma zona de la viga representada en la figura 4. Se ven en ella las manchas correspondientes a las burbujas de aire antes señaladas, y que aquí aparecen como zonas oscuras localizadas en la parte superior del conducto de inyección. La menor de ellas tiene 4,8 mm de diámetro.

La figura 6 es una continuación, hacia la derecha, de la figura 5, en la cual se puede apreciar la forma laminar tomada por la inyección y que ha sido ya indicada en el comentario de la figura 4. La mancha triangular de color claro que aparece en el centro corresponde a uno de los indicadores de plomo colocados en la pieza para conocer la parte de la viga a la cual pertenece la radiografía obtenida.

Conclusiones

De lo expuesto se deduce que mediante una adecuada elección de la distancia entre el foco y la película, y utilizando un pequeño foco radiactivo, es posible detectar defectos en la inyección, tales como gotas de agua, burbujas de aire, etc., cuyo tamaño sea, por lo menos, de 4,8 mm de diámetro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

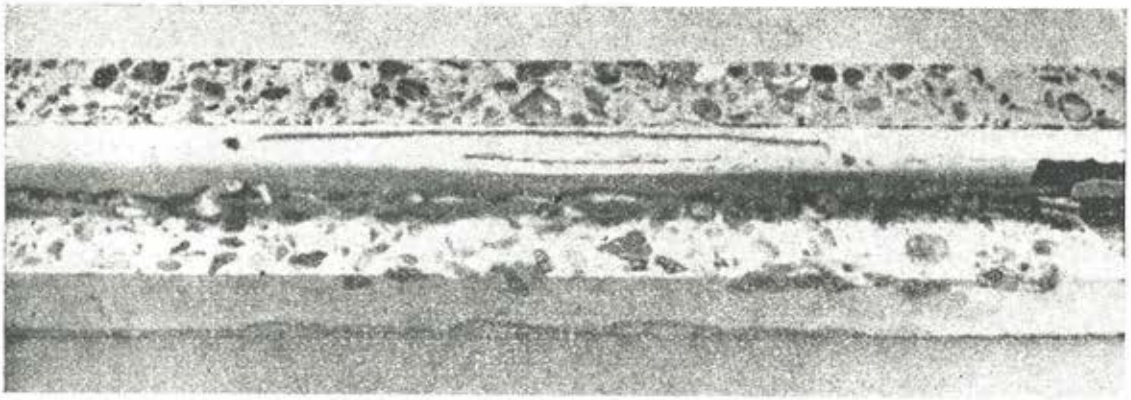


Fig. 4.—Sección de la viga pretensada dejando al descubierto el conducto inyectado.

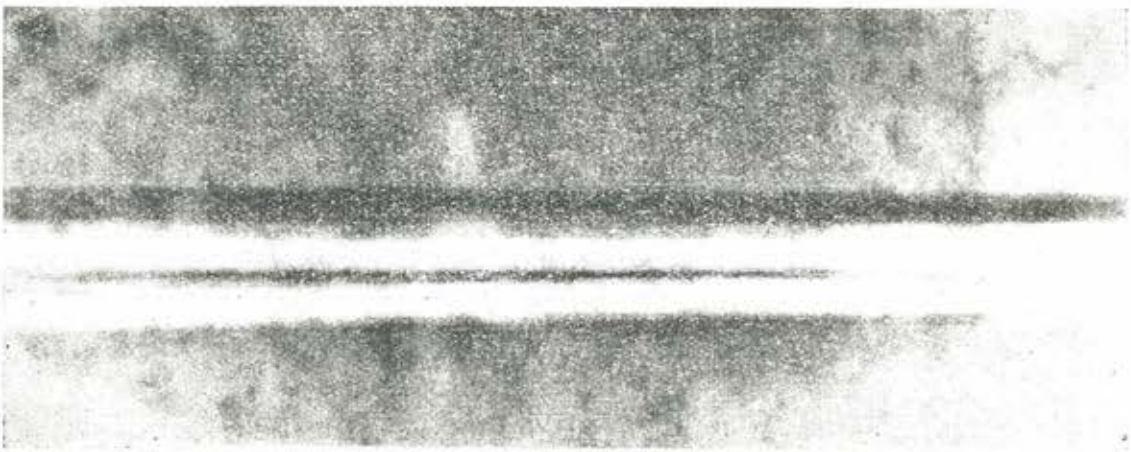


Fig. 5.—Radiografía de la mitad de la izquierda de la sección de la viga representada en la figura 4.

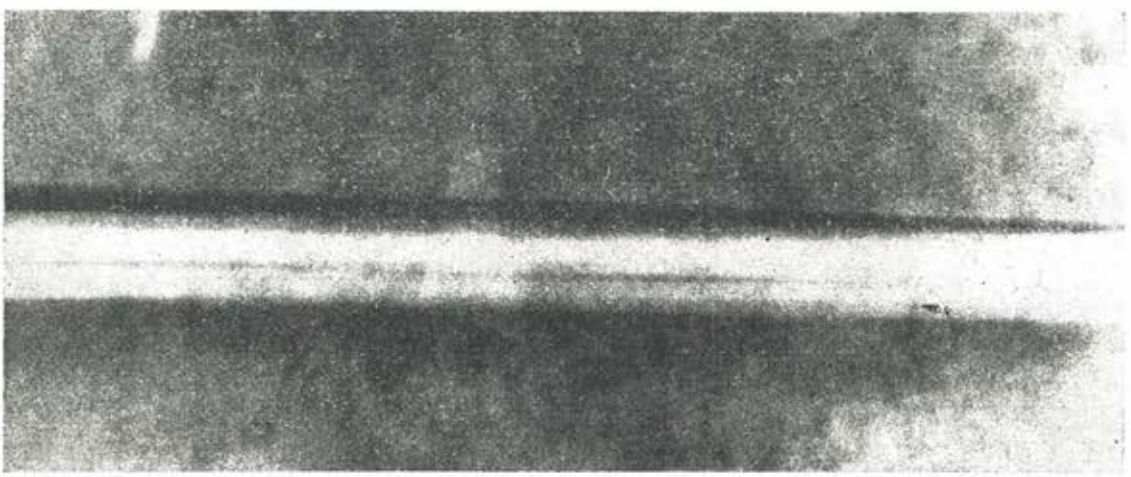


Fig. 6.—Radiografía de la mitad de la derecha de la sección de la viga representada en la figura 4.

Referencias bibliográficas

(1) FORRESTER, J. A.: "Aplicaciones de los rayos gamma en el hormigón". *The Engineer*, vol. 205, número 5327, 28 de febrero de 1958.

(2) COMISIÓN INTERNACIONAL SOBRE PROTECCIÓN RADIOLÓGICA. "Informe sobre el estudio presentado por la Comisión al Comité Ejecutivo Internacional". British Journal of Radiology, vol. 27, núm. 4, abril 1954, págs. 245-247.

(3) MINISTRY OF LABOUR AND NATIONAL SERVICE. "Precauciones para el empleo de sustancias radiactivas en la industria". Londres, H. M. S. O., junio 1957, pág. 21.

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026

Carrera de San Jerónimo, 19 - Teléf. 2310454 - MADRID

procedimientos

Barredo

de hormigón pretensado



características

1. tensión independiente por cada hilo
2. seguridad en el anclaje superior a la resistencia de los hilos
3. posibilidad de retesado
4. facilidad de comprobación de la tensión de la armadura, en cualquier momento

Documento descargado de www.e-ache.com el 24/11/2026