



instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

4799

hormigón y acero **75**
técnicas de hormigón pretensado

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

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

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

n. **75**

abril - mayo - junio 1965

i.e.t.c.c.
instituto Eduardo torroja

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

Depósito Legal: M. 853-1958

**El Excmo. Sr. Don José María Aguirre Gonzalo,
Presidente del Consejo Técnico Administrativo
del Instituto Eduardo Torroja**



«En la sesión del Consejo Ejecutivo del Superior de Investigaciones Científicas, celebrada el día 29 de enero de 1965, a propuesta de la Comisión Permanente de la Junta de Gobierno del Patronato Juan de la Cierva, se acordó nombrar al Excmo. Sr. Don José María Aguirre Gonzalo, Presidente del Consejo Técnico Administrativo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.»

El nombre de Don José María Aguirre Gonzalo, uno de los fundadores del IETcc, permanece unido al Instituto desde su creación.

En el año 1934, un grupo de arquitectos e ingenieros, entre los que destacan los Excmos. Sres. Don José María Aguirre, Don Modesto López Otero y Don Eduardo Torroja, fundaron, en Madrid, el entonces denominado Instituto Técnico de la Construcción y Edificación, cuya finalidad sería fomentar los progresos de todo orden, referentes a la construcción y sus materiales. El Instituto tenía en aquella fecha carácter de entidad privada, se nutría con las cuotas de sus socios, y era regido por una Comisión integrada por los fundadores.

Creado el Consejo Superior de Investigaciones Científicas, organización que, bajo el alto patronato del Jefe del Estado, tiene por finalidad fomentar, orientar y coordinar la investigación científica nacional, el Instituto se adhiere a dicha entidad en el año 1947, quedando, desde este momento, regido por un Consejo de Administración presidido por el Excmo. Sr. Don Federico Turell Boladeres y del que formaban parte, en calidad de Vocales, los Excmos. Sres. Don José María Aguirre, Don Modesto López Otero y Don Eduardo Torroja.

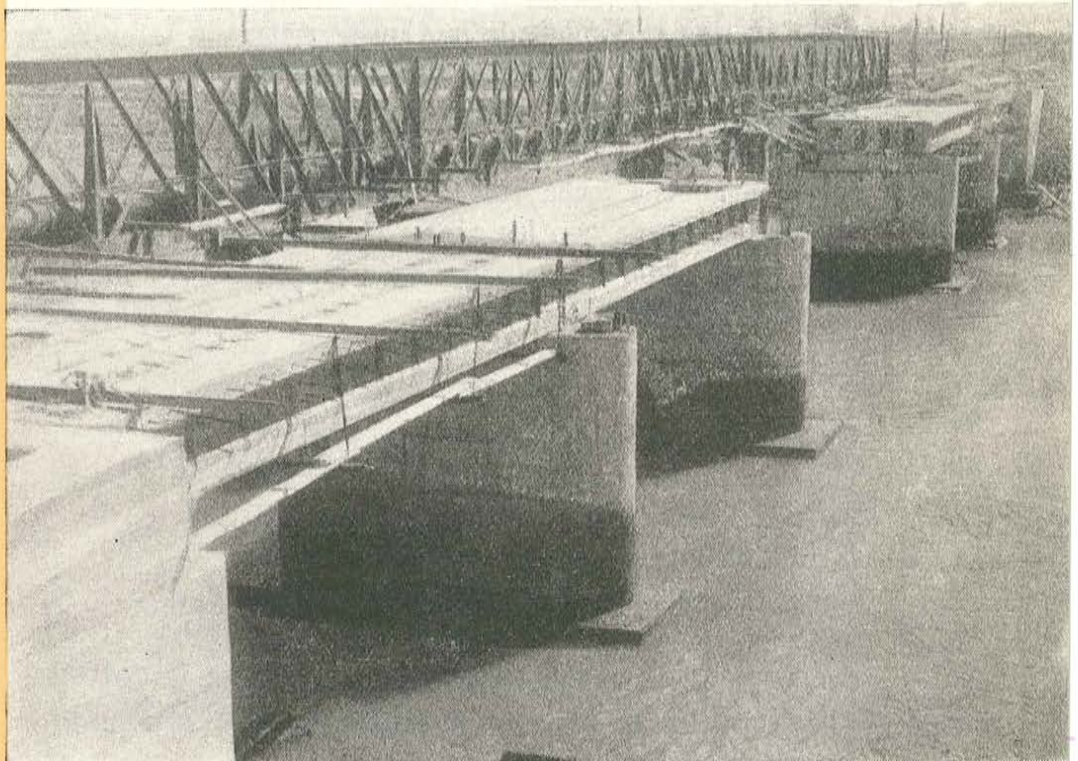
Como fundador y Consejero, el Sr. Aguirre Gonzalo, permanece vinculado al Instituto, hasta el momento presente en que, por sus especiales y destacados méritos, pasa a ostentar la Presidencia del Consejo Técnico Administrativo.

PROCEDIMIENTOS

freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO

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



*Puente para la RENFE en la línea Madrid - Cádiz
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.*

STUP

SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAINTÉ. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 TEL. 23 97 97. - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: Raimundo Fernández Villaverde, 11 - Teléfono 233 49 55

**asociación española
del hormigón pretensado**

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

hormigón y acero n. 75

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

	Págs.
457-0-37 Cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón armado o pretensado	9
Calcul de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé ou précontraint.	
Calculation of shear strength of reinforced or prestressed concrete beams.	
René Walther, Dr. Ingeniero.	
• 591-2-26 Puente sobre el río Paraná, en Brasil	41
Pont sur le Paraná, au Brésil.	
Bridge over the river Paraná, in Brazil.	
Sergio Marqués de Souza, Dr. Ingeniero.	
457-0-38 Normas danesas de hormigón pretensado.—Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón con armaduras pretensas.	66
Normes danoises de béton précontraint.—Projet et exécution de structures de béton avec des armatures précontraintes.	
Danish prestressed concrete specifications. Desing and construction of concrete structures with prestressed reinforcement.	

breve descripción de las estructuras más importantes de hormigón pretensado, presentadas en el IV congreso de la F. I. P. celebrado en Nápoles en 1962

(continuación)

Fig. 13.—Cruce a distinto nivel en la autopista Heerdter, en Düsseldorf, Alemania Occidental. El tablero del ramal elevado está constituido por una o dos vigas cajón, de hormigón pretensado, sustentadas por una sola fila central de soportes circulares elípticos (película F. I. P.).



Fig. 14.—Pilotaje de un puente en North Klang Straits, Malaya. Se necesitaron para este puente 1.500 pilotes de hormigón pretensado, de 45,5 m de longitud cada uno. Los pilotes tienen un diámetro exterior de 87,5 centímetros y paredes de 11,6 cm de espesor (película F. I. P.).

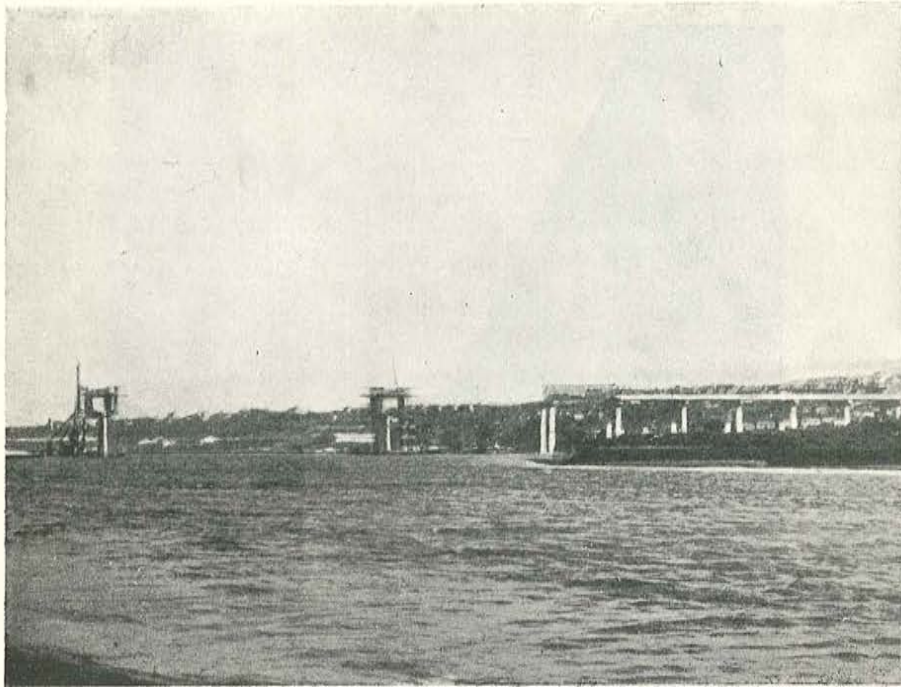


Fig. 15.—Puente sobre el río Medway, cerca de Rochester, Inglaterra (en construcción) (véanse detalles en la fig. 16) (película F. I. P.).

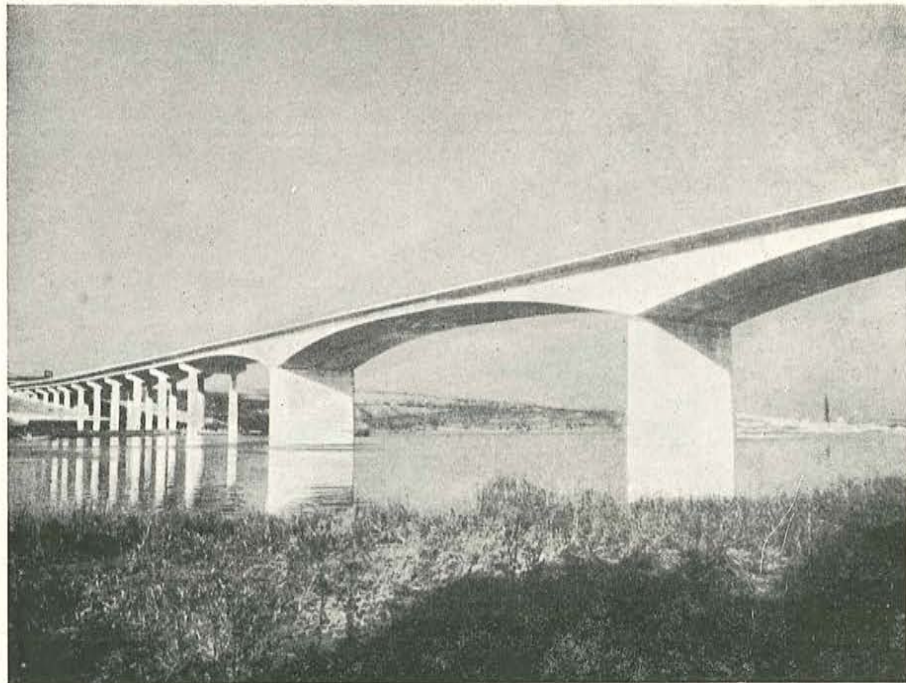


Fig. 16.—Puente sobre el río Medway, cerca de Rochester, Inglaterra. Consta de 7 tramos pretensados de acceso en la orilla oriental y 11 tramos similares en la occidental. El cauce del río se realiza mediante un tramo de 152 m de luz, constituido por ménsulas formadas por vigas cajón, construidas mediante voladizos sucesivos partiendo de las pilas. De los extremos de estas ménsulas cuelga un tramo que cierra la parte central del puente (película F. I. P.).

Fig. 17.—El paso superior de Hammersmith, en Londres, Inglaterra. Este viaducto consta de 16 tramos; 11 de ellos son de 42 m de luz y los restantes más cortos. Los soportes, de hormigón armado, construidos «in situ», son huecos y están apoyados sobre rodillos. Dichos soportes sostienen el entramado del tablero, formado, alternativamente, por vigas prefabricadas de hormigón pretensado y tramos en ménsula. Sobre este entramado se apoya la placa que constituye la calzada y lleva una viga continua de borde, hormigonada «in situ» (película F. I. P.).

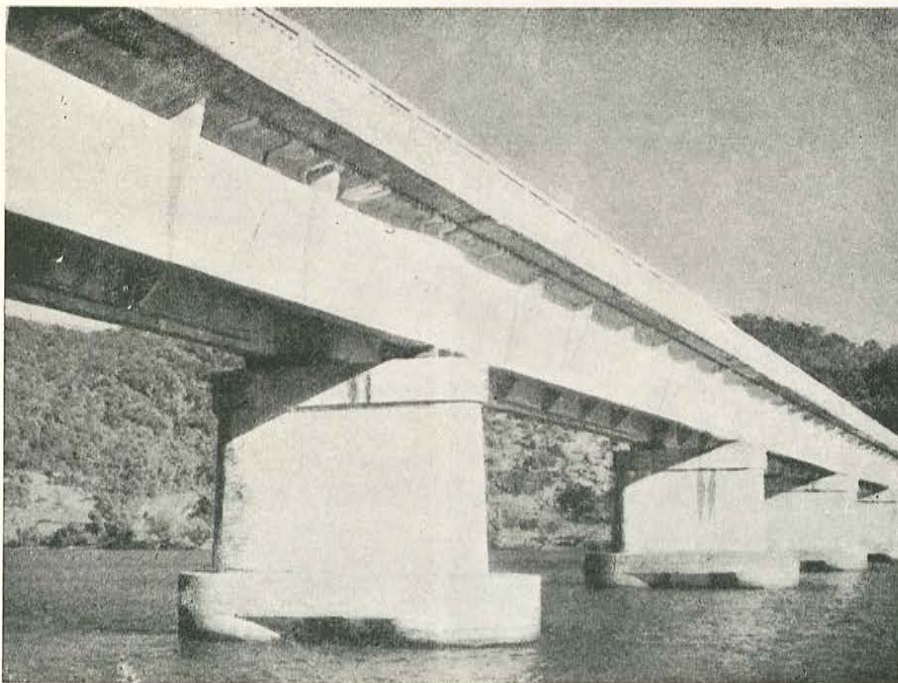
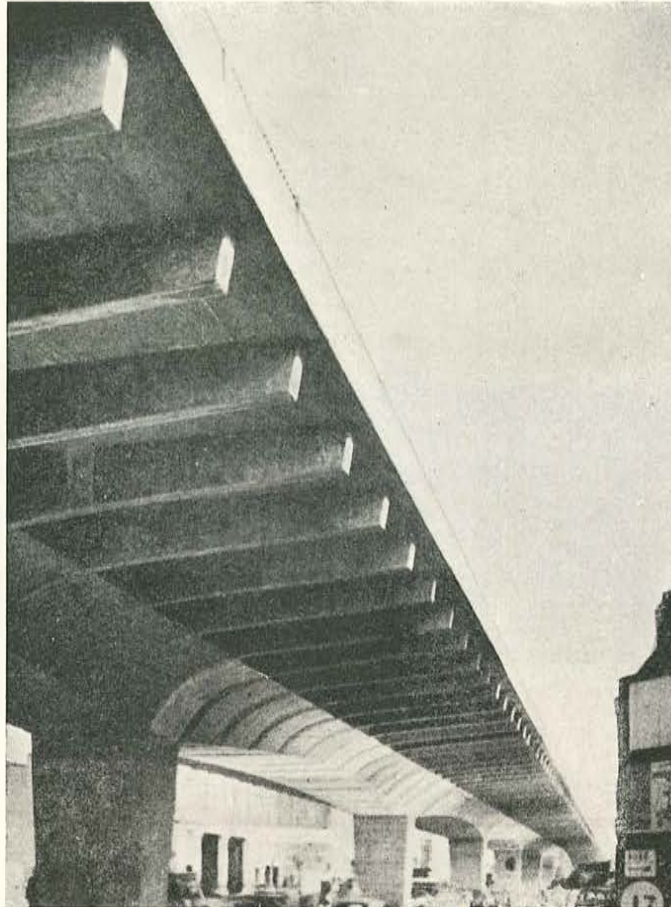


Fig. 18.—El puente Gangavalli, en Mysore, India. Su longitud total es 240 m. Está formado por 7 tramos de 34,5 m. Las vigas son prefabricadas de hormigón pretensado, y sobre ellas va dispuesto un tablero de hormigón armado.

cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón armado o pretensado

(teoría de rotura por esfuerzo cortante)

Dr. Ingeniero RENÉ WALTHER (Stuttgart)

Tomado de: Cement and Concrete Association. Library Translation. Number 110

notaciones

- b = ancho de la viga (sección rectangular)
- h = canto útil de la sección
- k_b = coeficiente de adherencia, definido en 3.18
- k_s = parámetro de deformación ($k_s = k_t \cdot k_b / \psi^{1.5}$)
- k_t = parámetro de deformación del alma por esfuerzo cortante
- k_x = relación entre la profundidad de la fibra neutra y canto útil de la sección de hormigón
- p = perímetro de la armadura longitudinal
- t = distancia entre estribos
- x = profundidad de la fibra neutra
- z = brazo del par de fuerzas interiores
- A = área de la sección de la armadura longitudinal
- A_t = área de la sección transversal de estribos
- E_a = módulo de elasticidad del acero
- M = momento flector
- M_{ts} = momento soportado por las armaduras transversales en el instante de la rotura por esfuerzo cortante
- M_{tu} = momento de rotura por esfuerzo cortante
- N_a = resultante de los esfuerzos de tracción en las armaduras principales de tracción
- N'_h = resultante de esfuerzos horizontales de compresión en el hormigón (fig. 2)
- T = esfuerzo cortante
- T_{cr} = esfuerzo cortante producido por la carga crítica

notaciones

- T_{o+p} = esfuerzo cortante debido a cargas y sobrecargas
- T_u = esfuerzo cortante de rotura
- α = inclinación de los estribos o de las barras levantadas
- α_o = inclinación de las fisuras
- γ = coeficiente de seguridad a rotura
- ε_a = alargamiento unitario del acero
- ε_b = acortamiento unitario del hormigón
- $\varepsilon_{z\rho}$ = incremento de la deformación unitaria, en la armadura pretensada, debido al giro por esfuerzo cortante
- \emptyset = diámetro de un redondo de la armadura
- Ψ = relación entre la resistencia a compresión por esfuerzo cortante y la resistencia en probeta prismática
- η = coeficiente de garantía al esfuerzo cortante (definición en el capítulo 1)
- λ = coeficiente de rugosidad superficial de la armadura
- μ_{tu} = momento relativo de rotura por esfuerzo cortante
- $\bar{\omega}_o$ = cuantía geométrica, de armadura longitudinal
- $\bar{\omega}_{to}$ = cuantía geométrica, de armadura transversal
- Δw_{inf} = deformación lineal en el punto inferior de una fisura inclinada (fig. 4)
- Δw_{sup} = deformación lineal en la fibra superior del hormigón, debida al giro por esfuerzo cortante
- σ = tensión normal
- σ_I y σ_{II} = tensiones principales de tracción y compresión
- σ_{at} = tensión en la armadura transversal
- σ_{br} = resistencia del hormigón a tracción
- σ_{pr} = resistencia del hormigón en probeta prismática
- σ_t = resistencia a compresión por esfuerzo cortante
- σ_{te} = límite elástico de la armadura transversal
- σ_w = resistencia del hormigón en probeta cúbica
- $\sigma_{zv}^{(o)}$ = valor del esfuerzo de pretensado
- $\sigma_{z\rho}$ = incremento del esfuerzo de pretensado por el giro debido al esfuerzo cortante
- τ = tensión tangencial
- τ_a = tensión tangencial absorbida por la armadura transversal en rotura
- τ_u = tensión tangencial en rotura
- τ_f = tensión tangencial en el instante en que la primera fisura inclinada alcanza el centro del alma

1 . - introducción

Los ensayos de resistencia a esfuerzo cortante efectuados en el Otto Graf Institute y detallados en una publicación del Prof. Dr. Ing. F. Leonhardt y del autor del presente artículo, muestran de nuevo la complejidad de dicho problema. En dicha publicación, se hace repetidamente referencia a la teoría de rotura por esfuerzo cortante, que se desarrollará en este artículo y que intenta tener en cuenta todos aquellos factores que, según se deduce de los ensayos, afectan la resistencia a esfuerzo cortante.

Este problema es de la mayor importancia, ya que las nuevas normas, publicadas por el Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Comité Alemán del hormigón armado), permiten tensiones tangenciales, τ_0 , más elevadas que las anteriores y en el caso de tensiones tangenciales moderadas permiten asimismo reducir el coeficiente de seguridad a rotura por esfuerzo cortante. Estas prescripciones menos estrictas son bien recibidas por razones económicas y de proyecto, y son justificables por los resultados de las experiencias de los últimos años. Es, sin embargo, de cierta importancia el calcular la influencia de estas nuevas normas en el coeficiente de seguridad a rotura por esfuerzo cortante, sobre todo teniendo en cuenta que actualmente se están intentando introducir los métodos de cálculo a rotura en flexión, que afectan también al cálculo del esfuerzo cortante.

Para vigas y placas se pueden distinguir los siguientes tipos de rotura (véase la sección 3.1).

1. Rotura por flexión.
2. Rotura por flexión y esfuerzo cortante (rotura por flexión y esfuerzo cortante debida al aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de una fisura producida por esfuerzo cortante).
3. Rotura del alma : (a) debida a compresión «diagonal».
(b) debida a grandes deformaciones de los estribos.

La presente teoría, aplicable también al hormigón pretensado, se refiere principalmente a la rotura por flexión y esfuerzo cortante. Los principios de esta teoría se expusieron primero, por el autor, en Conferencias y en el III Congreso Internacional de hormigón pretensado, Berlín, 1958.

Por sugerencia y con el apoyo del Prof. Leonhardt, el autor completó y desarrolló esta teoría. Además de una nueva formulación del coeficiente de adherencia, se introdujo la innovación de tener en cuenta las deformaciones del alma. De esta forma la teoría permite pasar de un modo continuo de la rotura por esfuerzo cortante a la rotura por flexión a medida que disminuye el esfuerzo cortante. Igualmente, la teoría tiene precisión suficiente en el caso de rotura del alma, provocada por una deformación excesiva de los estribos, aunque normalmente en esos casos la rotura se produce en el alma y no en la propia zona de compresión.

Sólo queda fuera de esta teoría la rotura por compresión «diagonal», si bien este caso puede ser fácilmente previsto, ya que se produce para $\sigma_{II} \simeq \sigma_{pr}$ (σ_{II} es la tensión principal de compresión y σ_{pr} la resistencia del hormigón en probeta prismática).

Las consideraciones e hipótesis esenciales de esta teoría de rotura son :

1.º *La rotura por flexión y esfuerzo cortante se produce por aplastamiento de la zona de hormigón comprimida en el extremo de una fisura inclinada.*

En esta zona, además de las tensiones normales de flexión, σ , actúan también las tensiones tangenciales, τ , ya que la zona comprimida resiste a la totalidad o a una parte del esfuerzo cortante.

La tensión de rotura en la fibra extrema comprimida del hormigón, σ_t , que se llamará resistencia a compresión por esfuerzo cortante, es tanto menor en comparación de la resistencia en probetas prismáticas, σ_{pr} , cuanto mayores son las tensiones tangenciales aparecidas simultáneamente en dicha zona comprimida.

Se puede obtener la resistencia a compresión por esfuerzo cortante, mediante el criterio de rotura de Mohr, en función de la relación momento a esfuerzo cortante, $\frac{M}{Th}$, obteniéndose la relación (para su determinación véase el capítulo II):

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{pr}}{1 + 3,2 \left(\frac{Th}{M} \right)^2}$$

Asimismo puede determinarse, aproximadamente, la influencia de las tensiones, σ_v , producidas por la transmisión vertical de las cargas en el hormigón, mediante el criterio de rotura de Mohr.

2.º *No es admisible la hipótesis de que las secciones se conserven planas sobre todo después de la aparición de las fisuras inclinadas, pues aunque exista seguridad de que la pieza no ha de romperse por esfuerzo cortante, estas fisuras continúan desarrollándose en dirección a la fibra extrema comprimida, como fisuras verticales de flexión. Por ello se formularán nuevas condiciones de deformación o compatibilidad, teniendo en cuenta, tanto las deformaciones por flexión como las de esfuerzo cortante, y la influencia de la adherencia.*

3.º *Se adoptará como simplificación, para expresar el equilibrio de fuerzas interiores, que σ y τ se distribuyen uniformemente en la zona comprimida. En caso necesario, sin embargo, se puede adoptar una ley de distribución de tensiones más de acuerdo con la realidad.*

4.º *Las fuerzas interiores que producen la rotura y la propia carga de rotura, se determinan por condiciones de equilibrio y de deformación.*

La resistencia a rotura por esfuerzo cortante, se expresa en función del momento de rotura por esfuerzo cortante, M_{tu} , que depende de las características de la sección, de las propiedades resistentes de los materiales y de la influencia del esfuerzo cortante.

5.º *La armadura de esfuerzo cortante actúa:*

- a) disminuyendo la deformación debida al esfuerzo cortante (tenida en cuenta en la condición de deformación);
- b) aumentando la resistencia a esfuerzo cortante (parte o la totalidad del esfuerzo cortante transmitido por una sección oblicua es absorbido por la armadura transversal y, por consiguiente, no ha de ser resistido por la zona comprimida del hormigón);
- c) contribuyendo directamente al valor del momento de rotura por esfuerzo cortante, como se deduce de la condición de equilibrio.

6.º *Para expresar las condiciones de deformación en el caso de hormigón pretensado sólo se tendrá en cuenta que la acción de pretensado produce deformaciones que actúan favorablemente respecto al comportamiento en rotura.*

Como consecuencia de las consideraciones anteriores, esta teoría de rotura por esfuerzo cortante se presenta como una teoría generalizada de la flexión, en la cual se tiene en cuenta la influencia de las deformaciones debidas al esfuerzo cortante y la rotura prematura por ellas originada.

Según sean las hipótesis de carga y el tipo de estructura, unas veces tendrá importancia preponderante el momento, otras el esfuerzo cortante y normalmente la combinación de ambos.

Puede extrañar, «a priori», el que incluso a flexión pura, se renuncie a la hipótesis clásica de conservación de las secciones planas, sustituyéndola por una ley de deformaciones más complicada, que tiene en cuenta la adherencia. Esta posición se justifica por el deseo de conseguir un paso continuo, de la teoría de rotura por esfuerzo cortante, a la de rotura por flexión.

Además, esta teoría es asimismo correcta en flexión pura, ya que en este caso también las cualidades de adherencia tienen cierta influencia, aunque normalmente mucho menor que en el caso de rotura por cortante.

Hasta ahora ha sido aceptable despreciar esta influencia ya que las fuerzas internas que provocan la rotura por flexión, quedan determinadas principalmente por las condiciones de equilibrio, mientras que las condiciones de deformación sólo tienen una influencia secundaria y, en consecuencia, se desprecian en muchas fórmulas de rotura. Sin embargo, en el caso de secciones, superabundantemente armadas, o en el del hormigón pretensado, con armaduras no ancladas por adherencia, es esencial tener en cuenta dichas condiciones de deformación. Para una teoría general de rotura por flexión resulta, por consiguiente, muy lógico considerar el efecto de la adherencia. A pesar de todo, los resultados pueden, como se demostrará más adelante, usarse de modo muy sencillo para las aplicaciones corrientes, presentándolos en la forma adecuada.

Para desarrollar esta teoría, conviene introducir la armadura transversal como magnitud sin dimensiones. La llamada «cuantía de armadura de esfuerzo cortante»:

$$\bar{\omega}_{t_0} = \frac{A_t}{b_0 \cdot a \cdot \text{sen } \alpha}$$

no resulta muy conveniente; además, apenas se utiliza en la práctica, ya que no da una indicación directa de la «garantía» de la armadura transversal con respecto al esfuerzo cortante. Por ello, en vez de esta cuantía se utilizará en lo sucesivo un «coeficiente de garantía al esfuerzo cortante», η , relativo a la carga de rotura (o a la carga crítica):

$$\eta = \frac{A_t}{t} \cdot \frac{\sigma_{te} \cdot z}{T_{cr} \cdot \text{sen } \alpha} \quad [1]$$

expresión en la que:

$$\frac{A_t}{t} = \text{sección de armadura de esfuerzo cortante por unidad de longitud};$$

$$A_t = \text{sección de un estribo o de una barra levantada};$$

$$z = \text{brazo del par, de fuerzas interiores } \left(\approx \frac{7}{8} h \right);$$

$$t = \text{distancia horizontal entre estribos o barras levantadas};$$

$$\alpha = \text{inclinación de los estribos o barras levantadas};$$

$$T_{cr} = T_{\sigma+p} = \text{esfuerzo cortante bajo la carga crítica.}$$

(Para el cálculo de la carga de rotura, se tomará T_u).

De este modo $\eta = 1$ representa «garantía total a esfuerzo cortante», es decir, que, bajo la carga crítica, la totalidad del esfuerzo cortante puede ser soportada por la armadura transversal, trabajando a una tensión que puede llegar a alcanzar el valor de su límite elástico, σ_{te} . Sin embargo, debe recalarse que la A_t para «garantía total a esfuerzo cortante», tal como se ha defi-

nido, puede en algún caso ser mucho mayor que la sección transversal de acero determinada, como se había hecho hasta ahora, mediante el cálculo en tensiones admisibles. A pesar de todo ello, la nueva definición es más conveniente para determinar la carga de rotura y para comprobar la seguridad a rotura.

2 resistencia de la zona comprimida a esfuerzo cortante (resistencia a compresión por esfuerzo cortante)

Ya se mencionó, en la introducción, que parte del esfuerzo cortante en las vigas sin armadura de cortante o bien con armadura insuficiente es resistido por la zona comprimida del hormigón. Por consiguiente, además de las tensiones de compresión, σ_x , dicha zona soportará las tensiones tangenciales, τ_{xy} , por lo que la resultante horizontal de tensiones de compresión que puede resistir dicha zona será menor.

Estas hipótesis, como se muestra en la referencia bibliográfica (3) y en las siguientes, pueden desarrollarse de modo satisfactorio, en términos teóricos, mediante un adecuado criterio de rotura para el hormigón. Independientemente Guralnick adoptó un método similar para resolver este problema (4); últimamente, Goschy (5) y Jäger (6) han hecho lo mismo. Bay (7 y 8) adoptó un método aproximado totalmente diferente, especialmente en lo relativo al estado tensional, llegando a resultados muy parecidos, como él mismo comprobó (8). Debe hacerse notar, no obstante, que la consideración de la resistencia a esfuerzo cortante de la zona comprimida, no basta, por sí sola, para proporcionar una solución satisfactoria al complejo problema de la rotura por cortante; para conseguirlo es necesario, asimismo, tener en cuenta las condiciones de deformación, de lo cual se tratará en el apartado 3 de este artículo.

Se utilizará el criterio de rotura de Mohr, para determinar la resistencia a compresión por esfuerzo cortante.

Es sabido que hace cincuenta años, Mohr estableció que, en general, los círculos de tensiones correspondientes al estado de rotura tienen una envolvente común (envolvente de Mohr) (figura 1).

Como consecuencia de posteriores estudios muy minuciosos, por ejemplo los efectuados por Ros^v (9), se puede admitir que estos envolventes, en el caso de hormigón, son parábolas de segundo grado y que la relación entre la resistencia de tracción y la de compresión es aproximadamente igual a 1/8; es decir:

$$\tau^2 - \frac{1}{2} \sigma_{pr} - \frac{1}{16} \sigma_{pr}^2 = 0 \text{ (envolvente)} \quad [2]$$

Por lo tanto, en primera aproximación, y despreciando la influencia de las tensiones verticales ($\sigma_y = 0$), un estado cualquiera biaxial de tensiones queda definido por la tensión normal horizontal, σ_x , y la correspondiente tensión tangencial, $\tau_{xy} = \tau_{yx}$; el círculo de tensiones* viene dado por:

$$\sigma^2 + \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma - \tau_{xy}^2 = 0 \text{ (círculo de tensiones)} \quad [3]$$

* σ_x , σ_y y τ_{xy} son las componentes dadas de las tensiones sobre un elemento $\Delta x \cdot \Delta y$, en el sistema de coordenadas xy . Los símbolos σ y τ representan las coordenadas ordinarias del círculo de tensiones correspondiente, que resultan de las condiciones de equilibrio, permutando Δx e Δy .

Según Mohr, tal estado de tensiones es de rotura, si el círculo de tensiones \odot es tangente a la envolvente \ominus .

Matemáticamente esto significa que el discriminante del sistema de ecuaciones [1] y [2], resuelto en σ , se anula, es decir:

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_{pr}}\right)^2 - \frac{\sigma_x}{\sigma_{pr}} + \left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_{pr}}\right)^2 = 0 \quad (\text{Condición de rotura}) \quad [4]$$

lo que resulta válido para:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_{pr}} > \frac{1}{4}, \quad \sigma_y = 0, \quad \sigma_{br} = \frac{1}{8} \sigma_{pr}$$

Si $\frac{\sigma_x}{\sigma_{pr}} < \frac{1}{4}$, el círculo de tensiones es tangente a la parábola en su vértice. En tal caso:

$$\left(\frac{8\tau_{xy}}{\sigma_{pr}}\right)^2 - \frac{8\sigma_x}{\sigma_{pr}} - 1 = 0 \quad [4a]$$

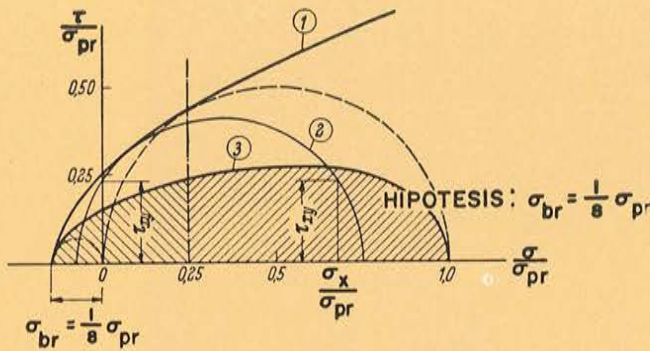


Fig. 1.—Obtención de la resistencia a compresión por esfuerzo cortante.

1. Envolvente de Mohr.
2. Círculo de tensiones ($\gamma = 0$).
3. Criterio de rotura para un estado biaxial de tensiones, siendo $\gamma = 0$.

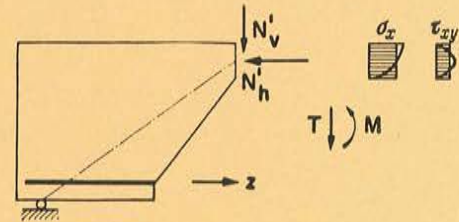


Fig. 2.—Hipótesis simplificada, relativa a las tensiones y esfuerzos internos en una viga sin armadura de cortante.

Ambas ecuaciones [4] y [4a] constituyen la expresión matemática del criterio de rotura de Mohr, que representa, en el diagrama $\sigma - \tau$, un área limitada por una elipse [4] y una parábola [4a]. Cualquier estado tensional ($\sigma_x, \tau_{xy}, \sigma_y = 0$) exterior a dicha área producirá la rotura.

El paso siguiente consiste en comparar las tensiones reales en las vigas con este criterio de rotura. Precisando, se busca la tensión normal, $\sigma_x = \sigma_{pr}$, que teniendo en cuenta la tensión tangencial, τ_{xy} , correspondiente, produce el aplastamiento de la zona comprimida de hormigón. Para simplificar, se considera una distribución uniforme de las tensiones tangenciales y de compresión sobre toda la zona comprimida (fig. 2), hipótesis que se justifica en el capítulo 3:

$$\tau_{xy} = \frac{N'_v}{bx} = \frac{T}{bx} \quad [5]$$

$$\sigma_t = \sigma_x = \frac{N'_h}{bx} = \frac{M}{bx \left(h - \frac{x}{2}\right)} \quad [6]$$

Para determinar la resistencia a compresión por esfuerzo cortante σ_t (aunque no la posición de la fibra neutra), se puede utilizar la siguiente hipótesis simplificadora :

$$h - \frac{x}{2} = 0,9 h$$

con lo que :

$$\frac{\sigma_t}{\tau_{xy}} = \frac{M}{0,9 Th}$$

que sustituida en la [4] conduce a :

$$\psi = \frac{\sigma_t}{\sigma_{pr}} = \frac{1}{1 + 3,2 \left(\frac{Th}{M} \right)^2} \quad [7]$$

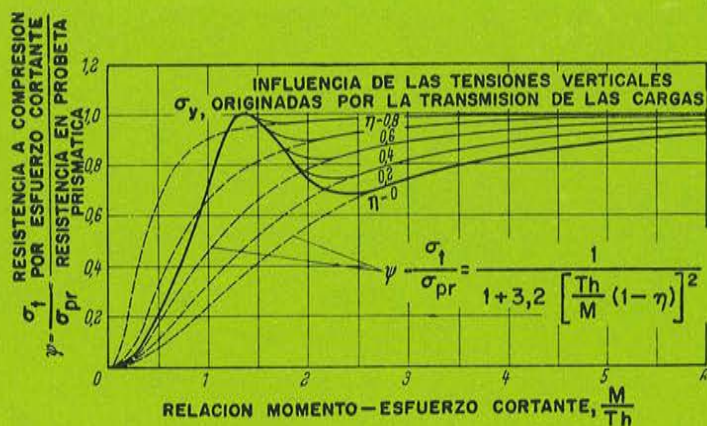


Fig. 3.—Relación entre la resistencia a compresión por esfuerzo cortante, σ_t , la relación momento-esfuerzo cortante, M/Th , y el coeficiente, η , de garantía a rotura por esfuerzo cortante

Esta relación está representada en la figura 3. La línea inferior de trazos corresponde a $\eta = 0$. En la figura se ve que, para un hormigón de resistencia dada, la zona comprimida de la pieza resistirá tanto menos cuanto mayor sea la influencia del esfuerzo cortante. Se llama «relación momento/esfuerzo cortante» a la magnitud $\frac{M}{Th}$.

Para vigas con dos cargas puntuales simétricas, como es normal en los ensayos de esfuerzo cortante, la relación momento/esfuerzo cortante es igual a la relación llamada «luz cortante», $\frac{a}{h}$, o sea, el cociente que resulta al dividir la distancia entre la sección sobre la que actúa la carga y el apoyo por el canto de la viga. Para comprobar la seguridad a rotura, se puede adoptar, como en el caso de flexión, un valor virtual, σ_r , de la resistencia del hormigón en lugar de la resistencia en probeta prismática.

Las consideraciones anteriores, indican que la resistencia a compresión por esfuerzo cortante, σ_t , está también influenciada por las tensiones normales verticales en la zona de transmisión de las cargas (la zona en la cual la carga aplicada se distribuye sobre el hormigón) y que hasta ahora se habían despreciado. Es posible ya formular directamente el criterio de rotura de Mohr, para el caso más general en que $\sigma_y \neq 0$. La dificultad estriba en determinar el valor y la posición de

las tensiones críticas en dicha zona de transmisión de las cargas, ya que las grandes tensiones verticales (σ_y), originadas bajo una carga puntual disminuyen rápidamente en todas direcciones. Por ello, su influencia dependerá ampliamente de la posición y profundidad alcanzada por la fisura crítica de esfuerzo cortante. Es prácticamente imposible expresar estas complicadas relaciones en términos matemáticos. En cierto modo, la influencia de la tensión (σ_y) puede estimarse por medio de consideraciones teóricas y basándose en la experiencia.

En el presente trabajo, sólo se considerará el caso de vigas sometidas a cargas concentradas simétricas.

Para valores de la relación momento/esfuerzo cortante $\frac{M}{Th} > 3$, las tensiones (σ_y) producidas por las cargas verticales tienen una importancia menor. En primer lugar, las cargas, P , que producen la rotura por esfuerzo cortante, y consiguientemente las tensiones (σ_y) disminuyen de valor conforme aumenta la distancia de la carga al apoyo; en segundo término, como la zona de rotura por esfuerzo cortante es relativamente ancha, dicha rotura será provocada por una fisura inclinada, que quedará fuera de la zona de acción de las tensiones (σ_y). Por otra parte, para valores pequeños de $\frac{M}{Th}$ se produce normalmente sólo una fisura inclinada, que no es lo bastante larga para alcanzar la zona de menor resistencia, sino que penetra directamente en la zona de transmisión de la carga. En tal caso, las tensiones verticales (σ_y) se oponen a la rotura del hormigón.

Nuevamente, el criterio de rotura de Mohr permite tener en cuenta esta influencia. Para un estado biaxial de tensiones arbitrario, este criterio se puede expresar:

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 - \sigma_{pr} (\sigma_x - \sigma_y) + 4\tau_{xy}^2 = 0 \quad [8]$$

o bien:

$$\sigma_x = \sigma_t = \frac{1 + \sigma_y/\sigma_x}{(1 - \sigma_y/\sigma_x)^2 + 4(\tau_{xy}/\sigma_x)^2} \quad [8a]$$

Dando valores a esta relación, se comprueba que para valores pequeños de $\frac{M}{Th}$, que es el caso que ahora se considera, la máxima, σ_t , se obtiene para tensiones verticales (σ_y), aproximadamente iguales al doble de las tensiones horizontales (σ_x). Por consiguiente, se tomará: $\frac{\sigma_y}{\sigma_x} = 2$, y además de acuerdo con la primera hipótesis:

$$\frac{\tau_{xy}}{\sigma_x} = 0,9 \frac{Th}{M}$$

De esta forma, la [8a] se simplifica y resulta:

$$\sigma_{t \text{ máx}} = \frac{3\sigma_{pr}}{1 + 3,2 (Th/M)^2} \quad [8b]$$

Se comprueba, comparando este resultado con la [7], que la resistencia a compresión por esfuerzo cortante (σ_t), en la zona de transmisión de las cargas, es, en el más favorable de los casos, tres veces mayor que fuera de dicha zona.

De acuerdo con los resultados de los ensayos, dicho caso se produce aproximadamente para $\frac{M}{Th} \leq 1,5$.

En estas condiciones, por tanto, los valores de ψ , indicados en la figura 3 por las líneas de trazo lleno, son el triple de los dados por las líneas de trazos, que no tienen en cuenta las tensiones (σ_v) provocadas por la transmisión de las cargas. El intervalo de $\frac{M}{Th}$, entre 1,5 y 3, es algo impreciso, puesto que σ_t depende de la aleatoriedad de la formación de fisuras. Por ello, para este tramo, se ha adoptado una curva obtenida a partir de los resultados de los ensayos, y que tiene en cuenta que las vigas con cargas concentradas y con $\frac{M}{Th} \approx 2,5$ son las que presentan el menor momento de rotura por esfuerzo cortante.

La desviación que, como se ve en la figura 3, se produce así en las curvas, ψ , de línea continua, respecto de las de trazos, debida a las tensiones originadas por la transmisión de las cargas, tiene poca importancia para las aplicaciones prácticas, ya que la relación $\frac{M}{Th} \approx 2,5$ sólo raras veces se da en vigas sometidas a cargas concentradas. Por otra parte, sin embargo, los ensayos de resistencia a esfuerzo cortante frecuentemente se hacen con valores $\frac{M}{Th}$ que quedan en dicho intervalo. Por lo tanto, resulta evidentemente necesario tener en cuenta la influencia de las tensiones (σ_v) con el fin de no supervalorar la resistencia, a esfuerzo cortante, para otros intervalos de la relación $\frac{M}{Th}$, basándose en los resultados de tales ensayos.

Se han representado también, en la fig. 3, las curvas ψ , teniendo en cuenta el «coeficiente de garantía al esfuerzo cortante» (η). Según su definición, este coeficiente representa la fracción de esfuerzo cortante que, en rotura, puede absorber la armadura transversal y que, en consecuencia, no actúa sobre la zona comprimida del hormigón. La [7] se puede escribir por tanto:

$$\psi = \frac{\sigma_t}{\sigma_{pr}} = \frac{1}{1 + 3,2 \left(\frac{Th}{M} (1 - \eta) \right)^2} \quad [7a]$$

Para «garantía total a rotura por cortante» ($\eta = 1$) resulta $\psi = 1$, es decir, la resistencia a compresión por esfuerzo cortante es igual a la resistencia en probeta prismática.

3 teoría de rotura por esfuerzo cortante para vigas y placas de hormigón armado

3.1. - Condiciones de deformación

3.11. - Generalidades

La principal razón por la cual el cálculo de la resistencia máxima a esfuerzo cortante resulta más complicado que el de la resistencia máxima a flexión, estriba en que, en el primer caso, no es posible completar las condiciones de equilibrio con una condición sencilla de deformación por esfuerzo cortante. Es sabido que la hipótesis de NAVIER-BERNOULLI realmente sólo es aplicable a las vigas sometidas a flexión pura y en el estado I (sin fisuración); evidentemente, si hay esfuerzo cortante, y sobre todo fisuras inclinadas, no hay posibilidad de que las secciones planas

permanezcan planas. Por ello en la mayor parte de las más recientes teorías de rotura por esfuerzo cortante se ha intentado prescindir de las condiciones de deformación. En algunos casos se han obtenido así soluciones sencillas, pero la validez de las mismas está necesariamente limitada a las condiciones particulares sobre las cuales se basa la deducción. El punto clave de la teoría desarrollada en el presente trabajo consiste en proporcionar una aceptable hipótesis de deformación, en la que se tiene en cuenta tanto el giro debido a la flexión como el originado por las deformaciones del alma.

3. 12. - Giro por esfuerzo cortante

En el caso de piezas sometidas a momentos importantes y esfuerzos cortantes moderados, pero lo bastante grandes para originar las características fisuras inclinadas, las deformaciones pueden asimilarse, prácticamente, a un simple giro alrededor del extremo, no conocido, de la principal fisura inclinada. Se llamará, por definición, a este giro: «giro por esfuerzo cortante» (figuras 4 y 5).

Se desprecian las deformaciones producidas por las fisuras inclinadas secundarias.

Según la notación de la fig. 4, las condiciones de deformación se expresan:

$$\frac{\Delta w_{sup}}{\Delta w_{inf}} = \frac{x}{h-x} \operatorname{sen} \alpha_o = \frac{k_x}{1-k_x} \operatorname{sen} \alpha_o \quad [9]$$

Se puede decir que esta expresión es análoga, en su forma, a la utilizada en la hipótesis de NAVIER-BERNOULLI, que admite la conservación de las secciones planas:

$$\frac{\epsilon_{sup}}{\epsilon_{inf}} = \frac{x}{h-x} = \frac{k_x}{1-k_x} \quad [10]$$

Aparte de la necesidad de introducir el ángulo de inclinación, α_o , que caracteriza la sección oblicua considerada, las dos hipótesis difieren, esencialmente, en el hecho de que la [9] se establece en deformaciones finitas, Δw , mientras que la [10] está establecida, por el contrario, en deformaciones unitarias. Es necesario este cambio, debido a que las deformaciones unitarias, ϵ , son prácticamente constantes a lo largo de las fibras superiores comprimidas en la flexión pura, mientras que tienden a disminuir cerca de la sección de rotura por esfuerzo cortante. Por tanto, la magnitud del giro por esfuerzo cortante depende no sólo de las deformaciones unitarias en la sección de rotura, sino también de las deformaciones totales en una cierta zona de influencia.

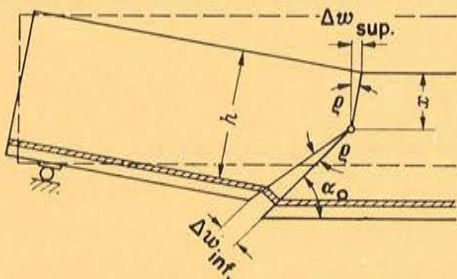


Fig. 4.—Hipótesis análoga a la de deformación por flexión, en la zona fisurada por esfuerzo cortante.

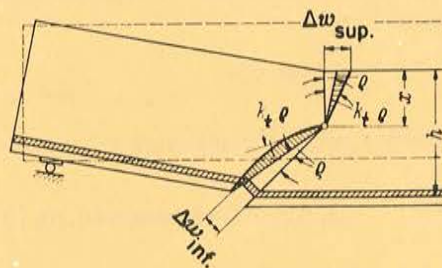


Fig. 5.—Deformaciones adicionales del alma debidas a grandes esfuerzos cortantes, τ_o .

3. 13. - Deformación del alma

En el caso de esfuerzos cortantes importantes, además del giro por esfuerzo cortante, interviene la deformación del alma. Los resultados experimentales indican que la deformación del alma da lugar a que el ancho de las fisuras oblicuas sea mayor en el centro del alma que al nivel de la armadura principal de tracción. Esto significa, que las bielas comprimidas inclinadas deben flexionar, aumentándose así la anchura de las fisuras oblicuas. Se puede tener en cuenta este fenómeno mediante la expresión siguiente, establecida a partir de la fig. 5 :

$$\frac{\Delta w_{sup}}{\Delta w_{inf}} = \frac{k_t \cdot \rho \cdot x}{\rho (h - x)} \operatorname{sen} \alpha_o = k_t \frac{x}{h - x} \operatorname{sen} \alpha_o \quad [9a]$$

en la que k_t representa un parámetro de deformación por esfuerzo cortante, que es siempre superior o igual a la unidad y que depende, en primer término, de la tensión tangencial en el estado de rotura, τ_u .

Para poder dar valores en las [9] y [9a] es necesario aún establecer hipótesis complementarias sobre las deformaciones (Δw).

3. 14. - Deformación de la zona comprimida (Δw_{sup})

Para el acortamiento del borde comprimido en las proximidades del extremo superior de la fisura inclinada se adopta la siguiente expresión :

$$\Delta w_{sup} = \epsilon_b \cdot h \sqrt{k_x} \quad [10]$$

En efecto, es evidente que Δw_{sup} debe ser proporcional al acortamiento del hormigón, ϵ_b . En cuanto al factor $h \sqrt{k_x}$, indica que la parte de la sección, que colabora en el giro por esfuerzo cortante, es tanto más reducida cuanto más se eleva la fibra neutra hacia la fibra extrema comprimida.

Si $k_x = \frac{x}{h} = 0,25$, quiere decir que la zona afectada por el giro debido al cortante se extiende en una longitud igual a $0,5 h$, mientras que para un valor muy bajo, $k_x = 0,09$ por ejemplo, dicha longitud sólo es $0,3 h$.

La deformación unitaria, ϵ_b , depende, pues, de la tensión que la fibra extrema comprimida alcanza en el estado de rotura, $\sigma_b = \sigma_t$. Se admite la relación :

$$\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b \text{ máx}}} = \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{pr}} \right)^2 = \left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{pr}} \right)^2 = \psi^2$$

que expresa, que el diagrama tensiones-deformaciones unitarias es una parábola de segundo grado. Esta simplificación es suficientemente aproximada dentro del campo de tensiones elevadas que se considera.

Por consiguiente :

$$\Delta w_{sup} = \psi^2 \cdot \epsilon_{b \text{ máx}} \cdot h \sqrt{k_x} \quad [10a]$$

en donde, para el acortamiento unitario máximo, $\epsilon_{b \text{ máx}}$, se adoptará el valor $0,003 = 3 \text{ ‰}$.

3. 15. - Deformación de la zona en tracción (Δw_{inf})

La deformación de la zona en tracción depende de la deformación unitaria del acero, de la amplitud de la zona afectada por las fisuras oblicuas originadas por el esfuerzo cortante y de las cualidades de adherencia de las armaduras.

Se puede formular :

$$\Delta w_{inf} = \epsilon_a \frac{h-x}{\text{sen } \alpha_o} k_b \frac{1}{\psi^2} \quad [11]$$

en donde : $\frac{h-x}{\text{sen } \alpha_o}$ representa la longitud de la fisura oblicua, que puede tomarse como índice de la amplitud de la zona fisurada. El coeficiente k_b representa un parámetro de adherencia, del que se hablará en 3.18.

Por otra parte el factor $\frac{1}{\psi^2}$, tiene en cuenta la influencia de la relación momento-esfuerzo cortante $\frac{M}{Th}$ y del coeficiente de garantía al esfuerzo cortante (η). La tensión de adherencia, τ_1 , de acuerdo con la relación $\tau_1 = \frac{T}{pz}$ (p = perímetro de la armadura longitudinal), crece con la relación $\frac{T}{M}$.

Debido a ello se produce, lo mismo que en los ensayos de arrancamiento, un deslizamiento relativo (Δw) entre el acero y el hormigón, que aumenta las deformaciones debidas al esfuerzo cortante. Por otra parte, cerca del apoyo, la armadura longitudinal resulta comprimida por el efecto de las tensiones verticales (σ_v), por lo que se reduce dicho deslizamiento. Es conveniente por tanto, tener en cuenta este fenómeno mediante la función ψ , representada en la fig. 3, función en la que se incluye la influencia de la tensión vertical (σ_v), aunque no pueda valorarse de un modo directo. Parece, sin embargo, una hipótesis satisfactoria y que proporciona resultados muy concordantes con los experimentales. La función $\psi = F(M/Th; \eta)$ tiene también en cuenta la influencia de la armadura de esfuerzo cortante, en la deformación de la zona sometida a tracción ; con garantía total a rotura por esfuerzo cortante ($\eta = 1, \psi = 1$) el deslizamiento es nulo, es decir, se tienen las mismas condiciones que en flexión pura, como confirman de nuevo los resultados de los ensayos.

3. 16 - Transformación de las condiciones de deformación

Partiendo de las hipótesis anteriores, se pueden expresar explícitamente las condiciones de deformación en función de las deformaciones unitarias en el estado de rotura.

Las ecuaciones [9a], [10a] y [11] permiten obtener :

$$\frac{\Delta w_{sup}}{\Delta w_{inf}} = k_t \frac{k_x}{1-k_x} \text{sen } \alpha_o = \frac{\psi^2 \cdot E_{b \text{ m}dx} \cdot h \sqrt{k_x}}{\epsilon_a \frac{h-x}{\text{sen } \alpha_o} k_b \frac{1}{\psi^2}} \quad [12]$$

$$\frac{\epsilon_{b \text{ m}dx}}{\epsilon_a} = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^4} \sqrt{k_x} \quad (\text{Condición de deformación por esfuerzo cortante})$$

En flexión pura, $\psi = k_t = 1$ (véase los epígrafes siguientes), y la condición de deformación se puede expresar entonces por :

$$\frac{\epsilon_{b \text{ m}dx}}{\epsilon_a} = k_b \sqrt{k_x} \quad [12a]$$

En esta expresión aparece también el parámetro de adherencia, k_b , cuya influencia en flexión pura, aunque reducida, es, sin embargo, todavía sensible.

Debe hacerse notar que la condición [12a], función de $\sqrt{k_x}$, concuerda mejor con los resultados de los ensayos de rotura por flexión que la hipótesis de conservación de las secciones planas :

$$\frac{\varepsilon_{b \text{ máx}}}{\varepsilon_a} = \frac{k_x}{1 - k_x} \quad [10a]$$

Medidas precisas efectuadas en dichos ensayos demuestran que, corrientemente, las deformaciones del acero, en rotura, difieren de las dadas por [10a], mientras que las deducidas de las [12] y [12a] resultan más próximas a la realidad.

En el caso de flexión pura, dicha discrepancia tiene menos interés, ya que las deformaciones del acero, se producen en el estado plástico y por tanto sus tensiones, σ_a , apenas dependen de las deformaciones, ε_a . Por el contrario, en el caso de rotura por cortante que pueda producirse para valores pequeños de σ_a , estas relaciones son más importantes. El autor del presente trabajo ha intentado llegar por diversos caminos a establecer unas condiciones de deformación por esfuerzo cortante, análogas a la hipótesis de conservación de las secciones planas. Sin embargo, tales intentos han conducido siempre a resultados que discrepan de los obtenidos en los ensayos y, como consecuencia de esto, ha llegado a la convicción de que lo que hacía falta era variar la hipótesis de la deformación por flexión, y no la de deformación por cortante, para conseguir una transición, teóricamente continua, de un tipo de rotura a otro.

De este modo, dando un rodeo y mediante unas hipótesis que, aisladamente consideradas, pueden parecer arbitrarias, se ha obtenido una hipótesis de deformación generalizada y, no obstante, sencilla. Quedan sólo por determinar los coeficientes k_t y k_b .

3. 17. - El parámetro k_u índice de la deformación del alma

La flexión de las bielas inclinadas comprimidas es, sin duda, función de la magnitud de las tensiones tangenciales. Se admite, para las vigas sin armadura transversal :

$$k_t = 1 + \frac{\tau_u - \tau_f}{\tau_f} = \frac{\tau_u}{\tau_f} \geq 1 \quad [13]$$

en la que :

$$\tau_u = \text{tensión de rotura por esfuerzo cortante} = \frac{T_u}{b_o \frac{7}{8} h}$$

τ_f = tensión tangencial, en el momento en que la primera fisura inclinada alcanza el centro del alma.

La diferencia, $\tau_u - \tau_f$, permite tener en cuenta la imposibilidad de apreciables deformaciones del alma, antes de la aparición de fisuras por esfuerzo cortante.

Esta diferencia se divide por τ_f , para expresarla en forma adimensional. Se hace notar además que, de acuerdo con su definición, k_t no puede ser menor de la unidad.

Indudablemente, la armadura transversal coarta la deformación del alma; esto puede tenerse en cuenta mediante la siguiente expresión empírica :

$$k_t = 1 + \frac{\tau_u - \tau_f - \tau_a}{\tau_f} = \frac{\tau_u - \tau_a}{\tau_f} \quad [13a]$$

en la que

$\tau_a = \sigma_{fa}$, representa la tensión tangencial (o la tensión principal de tracción que es absorbida, en el estado de rotura, por la armadura transversal, trabajando bajo una tensión próxima a σ_{te}).

Los ensayos realizados permiten establecer la relación entre τ_a y σ_{at} :

$$\sigma_{at} = \frac{\tau_a - \tau_f}{\bar{\omega}_{to}} \quad [14]$$

de donde:

$$\tau_a = \bar{\omega}_{to} \cdot \sigma_{at} + \tau_f$$

Para una garantía total respecto al esfuerzo cortante ($\eta = 1$), se tiene, por definición: $\bar{\omega}_{to} \cdot \sigma_{te} = \tau_a$. Para valores menores de η :

$$\bar{\omega}_{to} \cdot \sigma_{te} = \eta \cdot \tau_a$$

Pero:

$$\tau_a = \eta \cdot \tau_u + \tau_f$$

y por tanto:

$$k_t = \frac{\tau_u - \tau_f}{\tau_f} (1 - \eta) \text{ para estribos oblicuos o barras levantadas}$$

$$k_t = \frac{\tau_u - \tau_f}{\tau_f} \left(1 - \frac{3}{4} \eta \right) \text{ para estribos verticales} \quad [13b]$$

El adaptar $(1 - \eta)$ para barras levantadas o estribos inclinados (a 45°) y $\left(1 - \frac{3}{4} \eta \right)$ para estribos verticales, traduce el hecho experimental, de que aún para garantía total a rotura por esfuerzo cortante, las fisuras inclinadas, en el caso de estribos verticales, están más abiertas a la mitad de la altura del alma que al nivel de la armadura longitudinal.

Para obtener resultados más aproximados a la realidad, en las cercanías de los apoyos se deben sustituir los valores τ por los de las tensiones principales de tracción, disminuidas en σ_y , o también, con aproximación aceptable, tomar $k_t = 1$. Finalmente en la hipótesis de carga uniformemente repartida, los valores de τ que determinan la deformación del alma no son los correspondientes a la zona de rotura, sino los que aproximadamente corresponden al centro de la principal fisura inclinada.

Durante los últimos años se han realizado detenidas investigaciones, para determinar el valor de la tensión que produce la fisuración por esfuerzo cortante (11) y (12). En el presente trabajo se utilizará la sencilla relación:

$$\tau_f = 0,65 \sqrt{\sigma_w} \approx 0,7 \sqrt{\sigma_{pr}} \quad [14]$$

en donde σ_w y σ_{pr} se expresan en kg/cm^2 .

3. 18. - Coeficiente de adherencia

La calidad de la adherencia del acero depende de numerosos parámetros que, a veces, pueden evaluarse teóricamente, pero que, de ordinario, sólo pueden serlo empíricamente.

La relación

$$k_b = \left(0,9 + 0,3 \frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}} \right) \alpha \sqrt{\frac{\emptyset}{\emptyset_o}} \quad [15]$$

incluye los factores más importantes de la adherencia, combinados de acuerdo con los datos obtenidos en los ensayos. En dicha ecuación se ha utilizado la notación siguiente :

k_b = coeficiente de adherencia.

$\bar{\omega}_o$ = cuantía de la armadura longitudinal (%).

σ_{pr} = resistencia a compresión en probeta prismática (kg/mm²).

α = coeficiente de rugosidad superficial, igual a 1.

Para los aceros de perfil especial y 1,5 para los ordinarios lisos :

\emptyset = diámetro de la armadura longitudinal.

\emptyset_o = diámetro de referencia (26 mm).

Por tanto, la adherencia decrece al aumentar el parámetro, k_b , es decir si :

- el diámetro del redondo es mayor
- el coeficiente de rugosidad es menor
- la cuantía de la armadura, $\bar{\omega}_o$, es mayor
- la resistencia del hormigón es menor.

Para valores medios, v. g. : $\bar{\omega}_o = 1\%$, $\sigma_w = 300 \text{ kg/cm}^2 = 3 \text{ kg/mm}^2$ y un acero endurecido por torsión en frío ($\alpha = 1$), el coeficiente de adherencia, k_b , varía entre 1 (para $\emptyset = 26 \text{ mm}$) y 0,5 (para $\emptyset = 6 \text{ mm}$).

3. 2. - Momento de rotura por esfuerzo cortante

3. 21. - Condiciones de equilibrio

Para determinar los esfuerzos internos en el estado de rotura, es necesario considerar no sólo las condiciones de deformación [12], sino también las de equilibrio, en virtud de las cuales la resultante horizontal de compresiones ha de ser igual y de signo contrario a la resultante horizontal de tracciones.

Para simplificar, se supondrá una distribución uniforme de tensiones sobre toda la sección comprimida, situada por encima de la fibra neutra (ver fig. 2); es decir :

$$N'_h = \sigma_t \cdot b \cdot h \cdot k_x = N_a = A \cdot \sigma_a = A \cdot \epsilon_a \cdot E_a$$

ó

$$k_x = \frac{\bar{\omega}_o \cdot \epsilon_a \cdot E_a}{\sigma_t} = \frac{\bar{\omega}_o \cdot \sigma_a}{\sigma_t} \quad [16]$$

Indudablemente, la hipótesis de distribución uniforme de tensiones concuerda satisfactoriamente con la distribución real en la zona de compresiones. Massonet (13) ha demostrado concluyentemente, después de numerosos ensayos de rotura por flexión, que la posible concordancia entre los momentos de rotura, calculados y medidos, depende muy poco del tipo de diagramas de dis-

tribución de tensiones adoptado. Por ello, se ha escogido, para este propósito, la más sencilla de las hipótesis. Nada impide, sin embargo, elegir una hipótesis más afinada, v. g. mediante las magnitudes α , valores de Rüsck (14); pero esto dificulta la obtención de los momentos de rotura.

Para las vigas en T, la [16] sigue siendo válida, siempre que la fibra neutra esté situada en las alas; de lo contrario, la condición de equilibrio se establecerá del modo habitual.

3. 22. - Determinación de la posición de la fibra neutra

La posición relativa de la fibra neutra, $k_x = \frac{x}{h}$, se determina, tanto en la rotura por esfuerzo cortante como en la rotura por flexión, partiendo de las condiciones de equilibrio y de deformación.

De la resolución del sistema de ecuaciones [12] y [16] se obtiene:

$$(k_x)^{3/2} = \frac{\psi' \cdot \varepsilon_b \cdot m_{ax} \cdot \bar{\omega}_o \cdot E_a}{k_t \cdot k_b \cdot \sigma_{pr}} \quad [17]$$

Mientras las tensiones en el acero, calculadas en el estado de rotura, sean inferiores al límite elástico, la ecuación se resuelve fácilmente ya que E_a es constante. Para tensiones más elevadas, se debe utilizar, como valor variable de E_a , el módulo secante, que puede determinarse, por iteración, a partir de las [16] y [17] y el diagrama de tensiones-deformaciones del acero. Sin embargo, dicho método es sumamente incómodo en la práctica. Por ello estas relaciones se darán en forma más sencilla y apropiada en el capítulo 4.

Una vez determinado el valor de k_x a partir de la [17], se pueden hallar los esfuerzos interiores en el estado de rotura y, por consiguiente, el momento de rotura por esfuerzo cortante:

$$M_{tu} = \sigma_t \cdot b \cdot h^2 \cdot k_x \left(1 - \frac{k_x}{2}\right) + M_{ta} \quad [18]$$

El primer término de esta expresión corresponde al producto del esfuerzo de compresión ($\sigma_t \cdot bhk_x$) por el brazo del par resultante de las fuerzas interiores $h - \frac{x}{2}$. El segundo término, M_{ta} , representa la contribución directa de los estribos o, en general, de las armaduras transversales, a la resistencia en rotura por esfuerzo cortante. De acuerdo con la definición de «coeficiente de garantía al esfuerzo cortante», η , el momento absorbido por esta armadura se puede determinar, en el caso de estribos verticales, por la expresión siguiente (fig. 6):

$$M_{ta} = \eta \cdot T_u \cdot \frac{h-x}{2} \approx \eta \cdot T \cdot \frac{h}{2} \quad [19]$$

o haciendo

$$\frac{M_{ta}}{T_u h} = \frac{M}{Th}$$

por:

$$M_{ta} = M_{tu} \cdot \frac{\eta}{2} \cdot \frac{M}{Th} \quad [19a]$$

Para estribos oblicuos o barras inclinadas, su obtención puede resultar algo más complicada, ya que éstos no sólo absorben parte del esfuerzo cortante, sino que reducen también el esfuerzo de

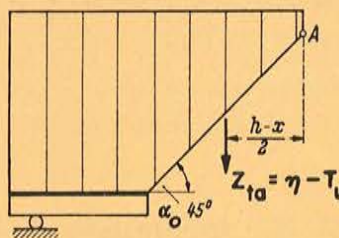


Fig. 6.—Contribución directa de la armadura de cortante (estribos verticales) al momento de rotura por cortante, referido dicho momento al punto A

tracción que actúa sobre la armadura longitudinal, en una sección oblicua; estrictamente hablando, esto debería ya tenerse en cuenta en la condición de equilibrio [16]. Sin embargo, es admisible no hacerlo así y, por ello, en este estudio se adoptará la [19a] que da prácticamente el mismo resultado que el otro cálculo más afinado.

Finalmente, el momento de rotura por esfuerzo cortante se puede expresar :

$$M_{tu} = \frac{\sigma_t \cdot b \cdot h^2 \cdot k_x \left(1 - \frac{k_x}{2}\right)}{1 - \frac{\eta}{\frac{2M}{Th}}} = \sigma_t \cdot b \cdot h^2 \cdot k_x \left(1 - \frac{k_x}{2}\right) \left(1 + \frac{\eta}{\frac{2M}{Th}}\right) \quad [18a]$$

o bien, dividiendo por $\sigma_{pr} \cdot bh^2$:

$$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{\sigma_{pr} \cdot bh^2} = \psi \cdot k_x \left(1 - \frac{k_x}{2}\right) \left(1 + \frac{\eta}{\frac{2M}{Th}}\right) \quad [18b]$$

Por medio de estas relaciones se puede determinar el momento de rotura para cualquier viga de hormigón armado y para cualquier tipo de carga. En el caso de rotura por esfuerzo cortante, este momento depende, no sólo de las características de la sección y de los materiales, sino también de los valores de $\frac{M}{Th}$ de τ y de η .

3. 23. - Posición de las secciones críticas

En el caso de vigas sometidas a la acción de cargas concentradas, así como en el de pórticos y vigas continuas, las secciones críticas son conocidas, ya que los valores máximos de M y T coinciden generalmente. Para vigas simplemente apoyadas, bajo carga uniformemente repartida, la sección crítica está situada, o bien en el centro de la luz, cuando la rotura se produce por flexión ($M = M_{max}$ $T = 0$), o bien a una distancia entre $2h$ y $3h$ del apoyo, si la rotura es por esfuerzo cortante.

3. 24. - Comparación con los resultados de los ensayos

El análisis de varios centenares de ensayos, publicados en diferentes trabajos, muestra una perfecta concordancia entre la carga de rotura medida y la calculada, teniendo en cuenta todos los posibles factores que en ella influyen. Parece estar fuera de este estudio una comprobación exhaustiva de ello.

Existe, sin embargo, el propósito de publicar un estudio comparativo de estos resultados, teóricos y experimentales, en una de las publicaciones del Deutscher Ausschuss für Stahlbeton.

3. 3. - Influencia de las hipótesis referentes a las condiciones de deformación y adherencia, en el momento de rotura calculado

A continuación, se expone cómo influyen las condiciones generalizadas de deformación [12] en el momento de rotura. En la figura 7 se han representado los momentos de rotura «específicos» μ_{tu} , en función de la cuantía de armadura longitudinal, $\bar{\omega}_o$, y el diámetro, \varnothing , de las barras.

Se han hecho las siguientes hipótesis: Vigas de sección rectangular, sin armadura de cortante; resistencia del hormigón en probeta prismática: $\sigma_{pr} = 250 \text{ kg/cm}^2$; armadura longitudinal constituida por barras de acero corrugado Thor de $\sigma_{0,2} = 40 \text{ kg/mm}^2$ (fig. 8); para rotura por flexión: $\frac{M}{Th} = \infty$ y para rotura por cortante: $\frac{M}{Th} = 2,5$; $k_t = 1$; es decir: $\frac{1}{\psi^4} = 4,69$.

De este modo, la condición de deformación [12] se expresará por:

$$\frac{\epsilon_b \text{ máx}}{\epsilon_a} = k_b \sqrt{k_x} = \left(0,9 + 0,3 \frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}} \right) \sqrt{\frac{\phi}{\phi_0}} \sqrt{k_x}$$

en el caso de rotura por flexión; y para el de rotura por cortante:

$$\frac{\epsilon_b \text{ máx}}{\epsilon_a} = \frac{k_b}{4} \sqrt{k_x} = 4,69 \left(0,9 + 0,3 \frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}} \right) \sqrt{\frac{\phi}{\phi_0}} \sqrt{k_x}$$

La figura 7 demuestra claramente que, como ya se dijo y ha sido confirmado por los ensayos, la influencia de la calidad de la adherencia (es decir, en este caso, la zona sombreada entre las curvas correspondientes a los diámetros de 6 mm y 26 mm) puede ser muy considerable en el caso de rotura por cortante (vigas sin armadura de cortante)¹⁾, mientras que queda bien patente que las condiciones generalizadas de deformación, en la forma enunciada anteriormente, conducen a unos momentos de rotura por flexión que concuerdan perfectamente con los determinados mediante las hipótesis de que las secciones planas se conservan planas.

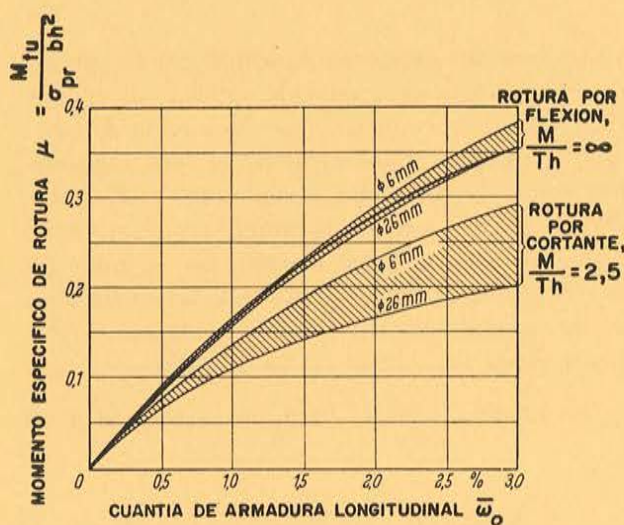


Fig. 7.—Momentos de rotura para rotura por cortante y por flexión en función de la cuantía, $\bar{\omega}_0$, y del diámetro, ϕ , de las barras.

Curvas de trazo grueso: momentos de rotura según la hipótesis clásica (conservación de las secciones planas).
Curvas de trazo fino: momentos de rotura según las condiciones de deformación propuestas en el presente trabajo

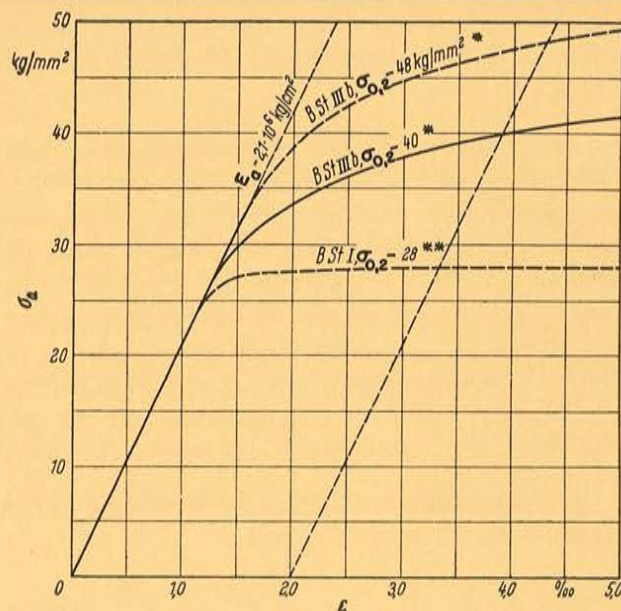


Fig. 8.—Diagramas de tensiones-deformaciones utilizados para la construcción del abaco 1.

* B St III b: acero deformado en frío de más de 5.000 kg/cm^2 de resistencia a tracción.

** B St I: equivale, aproximadamente, al acero dulce ordinario.

¹⁾ Por esta razón las placas, armadas generalmente con barras de pequeño diámetro, tienen mucha más resistencia a cortante que las vigas en las que las barras son de diámetros mayores.

Estos últimos están representados en la figura 7, mediante la curva de trazo grueso, situada entre las curvas correspondientes a los de diámetros 6 mm y 26 mm, lo cual debe considerarse como un resultado concluyente.

Para valores crecientes de M/Th y de η , los coeficientes ψ y k_t tienden a la unidad. Por ello, gradualmente se aproximan los momentos de rotura por cortante a los de rotura por flexión e, incluso, estos últimos pueden sobrepasarlos debido a la contribución de los M_{ta} [19]; es decir, que se elimina la rotura por esfuerzo cortante.

De todas estas consideraciones se deduce que, sin duda alguna, resulta conveniente buscar la solución al problema de la rotura por esfuerzo cortante a través de las condiciones de deformación, ya que de esta forma, y siempre que para los coeficientes de deformación se adopten unos valores razonablemente correctos, quedan virtualmente eliminadas todas las causas de un posible error serio.

4.- aplicaciones prácticas

4.1. - Generalidades

Ya se dijo que, en la forma expuesta, la teoría de rotura no se presta fácilmente a las aplicaciones prácticas. Una de las razones es que el módulo de deformación o el módulo secante, E_a , que es decisivo para la rotura, debe determinarse por iteración, si las tensiones del acero sobrepasan el límite elástico, cosa que sucede en la mayoría de los casos cuando—como es lógico—se tiende a conseguir el agotamiento simultáneo de los dos materiales que constituyen el elemento que se calcula.

Dificultades análogas se presentan en el cálculo ordinario del momento de rotura por flexión, o momento crítico. Para soslayar estos inconvenientes se ha propuesto a menudo utilizar un diagrama birrectilíneo de tensiones-deformaciones, específico del acero, compuesto por una recta de pendiente E_a , seguida de otra horizontal, a partir del límite elástico. Pero se trata de una simplificación demasiado grosera que equivale, en la mayor parte de los casos, a no valorar suficientemente las condiciones de deformación; y lo que es más grave, es que esta simplificación no tiene en cuenta las considerables diferencias en los márgenes de seguridad que ofrecen, por ejemplo, los aceros duros naturales y los aceros endurecidos por deformación en frío. Por eso, se utiliza aquí el diagrama tensiones-deformaciones real del acero. Se verá que ello es necesario para la comprobación de los resultados de los ensayos y que no representa una complicación excesiva.

Con este fin la condición de deformación [12] y de la de equilibrio [16], no se expresan en función de k_x , sino de σ_a y ε_a :

$$\frac{\varepsilon_b \cdot m \theta x}{\varepsilon_a} = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^4} \sqrt{k_x} = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^4} \sqrt{\frac{\bar{\omega}_o \cdot \sigma_a}{\sigma_t}}$$

o bien:

$$\frac{1}{\sqrt{\sigma_a}} \left(\frac{\varepsilon_b \cdot m \theta x}{\varepsilon_a} \right) = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^4} \sqrt{\frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_t}} = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^{4.5}} \sqrt{\frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}}} \quad [20]$$

Como se considera $\varepsilon_b \cdot m \theta x = 0,003 = 0,3 \%$, el primer término de la [20] sólo es función del diagrama, $\sigma - \varepsilon$, del acero, por lo que se puede, para un diagrama dado, calcular de una vez para siempre.

Por otra parte, al primer factor del último término se le define como un parámetro de deformación y se le designa por k_s , es decir, se toma :

$$k_s = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^{4.5}} \quad [21]$$

De esta manera se obtiene una sencilla relación entre la tensión o la deformación en rotura del acero (primer término), y las características de la viga y de la carga (segundo término) :

$$\frac{1}{\sqrt{\sigma_a}} \left(\frac{\varepsilon_b \text{ max}}{\varepsilon_a} \right) = k_s \sqrt{\frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}}} \quad [20a]$$

Merced a esta relación, se pueden resolver fácilmente los dos principales problemas prácticos :

- a) comprobación de la seguridad a rotura ;
- b) dimensionamiento de las armaduras longitudinales y transversales.

4. 2. - Comprobación de la seguridad a rotura

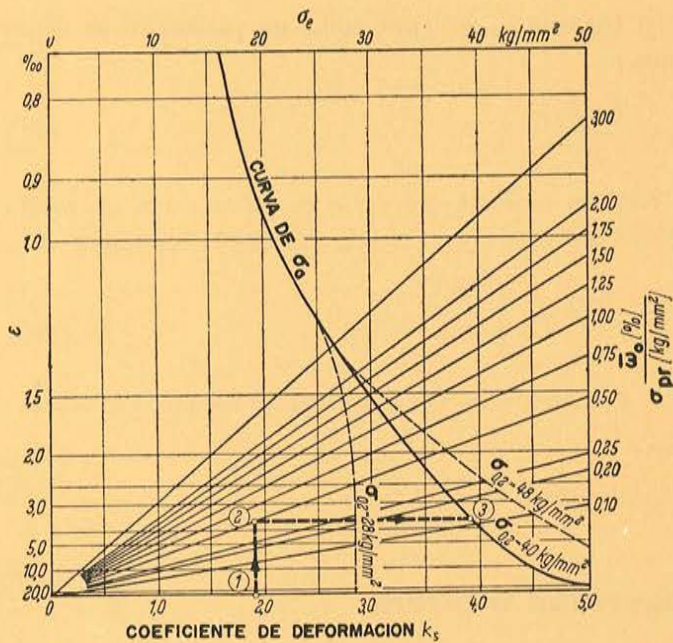
Para ello es conveniente representar gráficamente la [20a] como se ha hecho en el ábaco I. En él se han llevado en abscisas, a escala lineal, los parámetros de deformación, k_s . Después se ha trazado un haz radial de rectas de pendiente $\sqrt{\frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}}}$ (para obtener valores numéricos sencillos se ha tomado $\bar{\omega}_o$ en % y σ_{pr} en kg/mm²). De esta forma, se obtienen las ordenadas de la función $\frac{1}{\sqrt{\sigma_a}} \left(\frac{\varepsilon_b \text{ max}}{\varepsilon_a} \right)$, en la cual se puede introducir directamente ε_a , dando valores en el diagrama de tensiones-deformaciones del acero.

Seguidamente se toman como abscisas, en el borde superior del ábaco, las tensiones (σ_a) correspondientes a los valores (ε_a) y se obtiene así, en el ábaco I, la curva σ_a , que representa la tensión alcanzada por el acero en rotura. Esta tensión se puede, por tanto, determinar fácilmente de la siguiente forma : a partir del valor dado de k_s (punto 1) se traza una vertical hasta la línea correspondiente al valor, igualmente conocido, de $\frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}}$ (punto 2), y desde aquí una horizontal hasta la curva σ_a (punto 3), que nos da la tensión del acero (σ_a), en la escala superior de abscisas.

Para el cálculo previo de la carga de rotura real, se debe utilizar el valor de σ_{pr} , mientras que para la comprobación de la seguridad a rotura se suele tomar un valor reducido, σ_r , para tener en cuenta la dispersión en la resistencia del hormigón. El valor del coeficiente de minoración que debe aplicarse, está en estudio por el Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Provisionalmente, se puede adoptar, con suficiente aproximación, el siguiente valor : $\sigma_r = 0,6 \sigma_w$ (resistencia en probeta cúbica) = $0,7 \sigma_{pr}$ (resistencia en probeta prismática).

La curva de tensiones en rotura (dibujada con trazo grueso en el ábaco I) se ha determinado partiendo del diagrama medio de tensiones deformaciones del St III b * (de límite elástico : $\sigma_{0.2} = 40 \text{ kg/mm}^2$) (figura 8). Además, se han representado, en líneas de trazos, las curvas correspon-

* Se definen diversos tipos de acero para armaduras. En las normas DIN 1045, el St I corresponde, aproximadamente, al acero dulce ordinario, y el St III b, al acero endurecido por deformación en frío con una resistencia mínima a tracción de 5.000 kg/cm².



Abaco I.—Determinación de las tensiones, σ_a , de la armadura longitudinal, en rotura por flexión o por cortante

Procedimiento:

1. Se determina el coeficiente característico de la viga, $\frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}}$; tomando $\bar{\omega}_0$ en % y σ_{pr} en kg/mm²
2. Se determina el coeficiente de deformación, $k_s = k_b \cdot k_t \cdot \psi$, mediante los cuadros I y II y los ábacos IIa y IIb
3. Por el valor de k_s , punto 1, se levanta una vertical hasta la recta de pendiente $\sqrt{\frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}}}$, y por el punto de intersección, punto 2, se traza una horizontal hasta que corte a la curva, σ_a , correspondiente al tipo de acero usado, punto 3. Se lee el valor de σ_a en la escala superior de abscisas

dientes a los casos de aceros de mayor límite elástico ($\sigma_{0.2} = 48 \text{ kg/mm}^2$) y aceros St I ($\sigma_e = 28 \text{ kg/mm}^2$).

Sin embargo, las ordenadas (ϵ_a) de estas dos últimas curvas no tienen validez en el dominio plástico. Pero esto carece de importancia, ya que entonces no se necesita el valor de ϵ_a para el estudio de la carga de rotura y, por otra parte, podría determinarse, si fuera necesario, utilizando la figura 8.

En lo referente a los valores de los parámetros necesarios, para emplear el abaco I, tenemos que $\frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}}$ es conocido, mientras que el coeficiente, k_s , debe ser previamente determinado. Para ello, se han establecido los ábacos IIa y IIb, y los cuadros I y II, en los cuales se han agrupado los valores individuales que afectan a la magnitud de k_s . De esta forma resulta:

$$k_s = k_b \cdot \psi \cdot k_t \quad [21a]$$

en donde los valores:

$$k_b = x \left(0.9 + 0.3 \frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}} \right) \sqrt{\frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}}}$$

$$\psi = \frac{1}{\psi^{4.5}} \left(1 - \frac{3}{4} \eta \right) \text{ (para estribos verticales)}$$

$$\psi = \frac{1}{\psi^{4.5}} (1 - \eta) \text{ (para estribos inclinados)}$$

$$k_t = \frac{\tau - \tau_f}{\tau_f}$$

Se pueden determinar del cuadro I (valores de k_b), de los ábacos IIa y IIb (valores de ψ) y del cuadro II (valores de k_t).

Sobre este particular se consideran necesarias las siguientes aclaraciones: el cuadro I da el coeficiente de adherencia, k_b , en función de $\frac{\bar{\omega}_0 (\%)}{\sigma_{pr} (\text{kg/mm}^2)}$ y de $\bar{\omega}_0$ para el acero St III b (acero corrugado Thor; $x = 1$). Para redondos lisos debe incrementarse k_b en un 50 %, ya que $x = 1.5$. Estos valores de k_b sirven también para los cálculos de rotura por flexión, aunque en este caso tenga menor influencia el coeficiente de adherencia. Los ábacos IIa y IIb valoran la influencia de la relación momento-esfuerzo cortante $\left(\frac{M}{Th} \right)$ y la del coeficiente de «garantía a ro-

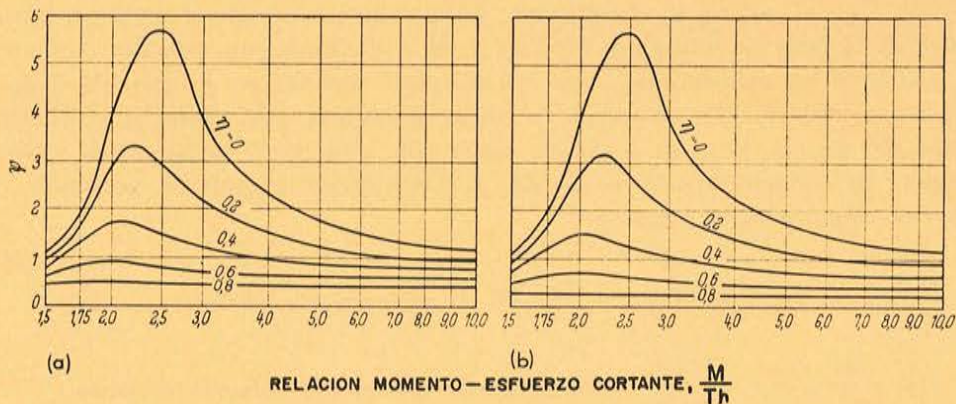
tura por esfuerzo cortante» (η) en los casos de estribos verticales (a) y de estribos inclinados y barras levantadas (b).

Finalmente, el cuadro II, que da los valores de $k_{\nu} = \frac{\tau - \tau_f}{\tau_f}$ tiene en cuenta parte de la

Cuadro I.—Coeficiente de adherencia, k_b , para acero corrugado. Para redondos lisos estos valores deben incrementarse un 50 %

$$k_b = \left(0.9 + 0.3 \frac{\bar{\omega}_0 (\%) \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_0}}}{\sigma_{pr} (\text{kg/mm}^2)} \right) \sqrt{\frac{\phi}{\phi_0}}$$

$\frac{\sigma}{\sigma_0}$ (%)	ϕ (mm)	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
0.1		0.45	0.51	0.58	0.63	0.68	0.73	0.77	0.82	0.86	0.89	0.93
0.2		0.46	0.53	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.84	0.88	0.92	0.96
0.3		0.48	0.54	0.61	0.67	0.73	0.78	0.82	0.87	0.91	0.95	0.99
0.4		0.49	0.56	0.63	0.69	0.75	0.80	0.85	0.85	0.94	0.98	1.02
0.5		0.50	0.58	0.65	0.71	0.77	0.82	0.87	0.92	0.97	1.01	1.05
0.6		0.52	0.59	0.67	0.73	0.79	0.85	0.90	0.95	0.99	1.04	1.08
0.7		0.53	0.61	0.69	0.75	0.81	0.87	0.92	0.97	1.02	1.07	1.11
0.8		0.55	0.63	0.71	0.77	0.84	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.14
0.9		0.56	0.64	0.73	0.80	0.86	0.92	0.97	1.02	1.08	1.12	1.17
1.0		0.58	0.66	0.74	0.82	0.88	0.94	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20
1.1		0.59	0.68	0.76	0.84	0.90	0.97	1.02	1.08	1.13	1.18	1.23
1.2		0.61	0.69	0.78	0.86	0.92	0.99	1.05	1.11	1.16	1.21	1.26
1.3		0.62	0.71	0.80	0.88	0.95	1.01	1.07	1.13	1.18	1.24	1.29
1.4		0.63	0.73	0.82	0.90	0.97	1.04	1.10	1.16	1.21	1.27	1.32
1.5		0.65	0.74	0.84	0.92	0.99	1.06	1.12	1.18	1.24	1.30	1.35
1.6		0.66	0.76	0.86	0.94	1.01	1.08	1.15	1.21	1.27	1.33	1.38



Abaco IIa: $\psi = (1 - 0.75\eta) / \psi 4,5$ para estribos verticales

Abaco IIb: $\psi = (1 - \eta) / \psi 4,5$ para estribos oblicuos y barras inclinadas

Cuadro II.—Coeficiente k_t' de la tensión cortante, $k_t' = \frac{\tau_u - \tau_t}{\tau_t}$

τ_u (kg/mm ²)	B 160	B 225	B 300	B 450
10	-	-	-	-
15	(0.82)*	(0.54)*	-	-
20	1.43	1.05	(0.78)*	-
25	2.04	1.56	1.22	(0.81)*
30	2.64	2.08	1.67	1.18
35	3.26	2.59	2.11	1.56
40	3.87	3.10	2.55	1.90
45	4.47	3.62	3.00	2.26
50	5.08	4.13	3.44	2.63
55	5.69	4.64	3.89	2.99
60	6.30	5.15	4.33	3.35
65	6.90	5.67	4.77	3.71
70	7.51	6.18	5.22	4.08
75	8.12	6.69	5.66	4.44
80	8.73	7.20	6.11	4.80

* k_t' es siempre mayor que la unidad (por definición). Los valores entre paréntesis se dan únicamente a efectos de interpolación

deformación del alma; la otra parte, el factor $(1 - \eta)$ o bien $1 - \frac{3}{4} \eta$, se incluye en la expresión de ψ para simplificación del cuadro II. Como expresión de la tensión cortante, τ_t , capaz de originar la fisuración, se ha tomado:

$$\tau_t = 0,65 \sqrt{\sigma_w} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 6,5 \sqrt{\sigma_w} \text{ (kg/mm}^2\text{)}$$

El empleo de estas tablas auxiliares en el caso del esfuerzo cortante tropieza con el inconveniente de que ambos parámetros, τ y η , son función del esfuerzo cortante de rotura, T_u , o crítico, T_{cr} , esfuerzo que «a priori» es desconocido. Pero esto no constituye un serio inconveniente ya que, en general, la carga de rotura por flexión, y el correspondiente esfuerzo cortante, pueden determinarse mediante un método cualquiera, calculándose después en función de dicho esfuerzo los valores de τ y η . Sólo en el caso de que la carga de rotura por cortante sea mucho menor que la de rotura por flexión, v. g. en el caso de vigas con muy poca armadura de cortante, será necesario efectuar un segundo proceso de cálculo. A continuación se indican, de nuevo, las expresiones de las dos magnitudes en cuestión:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot 7/8 h} \text{ (tensión de cortante en rotura)}$$

$$\eta = \frac{A_t \cdot \sigma_{0,2}}{t \cdot T_{cr}} \frac{7/8 h}{\text{sen } \alpha} \text{ (coeficiente de garantía al esfuerzo cortante)}$$

Una vez determinada la tensión del acero (σ_a), en rotura, puede hallarse cómodamente el momento de rotura, siendo conveniente utilizar los valores de σ_a y \bar{w}_o/σ_{pr} , ya conocidos.

En el caso de rotura por flexión, se tendrá :

$$\mu_u = \frac{M_u}{\sigma_{pr} \cdot bh^2} = \frac{\sigma_a}{100} \cdot \frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}} \left(1 - \frac{\sigma_a}{200} \cdot \frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}} \right) \quad [22]$$

($\bar{\omega}_o$ en %)

y en el de rotura por cortante :

$$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{\sigma_{pr} \cdot bh^2} = \frac{\sigma_a}{100} \cdot \frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}} \left(1 - \frac{\sigma_a}{200} \cdot \frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_t} \right) \left(1 + \frac{\eta}{2} \frac{M}{Th} \right) \quad [22a]$$

o, con suficiente precisión :

$$\mu_{tu} = \frac{M_{tu}}{\sigma_{pr} \cdot bh^2} = \frac{\sigma_a}{100} \cdot \frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}} \left(1 - \frac{\sigma_a}{200} \cdot \frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}} \right) \left(1 + \frac{\eta}{2} \frac{M}{Th} \right) \quad [22b]$$

En la [22b] se ha sustituido la σ_t por la resistencia en probetas prismáticas (σ_{pr}) ; en el peor de los casos, esta simplificación introduce un error del 3 %, que es despreciable. Naturalmente, la [22b] es también aplicable al caso de rotura por flexión pura, ya que entonces el segundo factor entre paréntesis se hace igual a la unidad, por ser $\frac{M}{Th} = \infty$

4. 3. - Dimensionamiento de las armaduras transversales

Puede hacerse siguiendo el camino inverso al indicado en el párrafo anterior ; considerando la [21] y la relación $\mu_{critico} = \gamma \cdot \mu_{g+p}$ * (en donde γ es el coeficiente de seguridad), se puede determinar la tensión del acero (σ_a) que debe alcanzarse al menos, en la rotura por cortante, para conseguir la adecuada seguridad. En el presente caso, puede despreciarse la contribución directa de la armadura de esfuerzo cortante, que en la [22b] se tenía en cuenta, y considerarla como una reserva suplementaria de seguridad. Con el valor de σ_a así obtenido, se puede determinar, en el ábaco I, el correspondiente de k_s ; la armadura de cortante necesaria puede hallarse mediante el valor de η en los ábacos IIa y IIb. Este proceso, algo complicado, sólo es justificable en el caso de elementos muy importantes, o fabricados en grandes series, que exigen un dimensionamiento muy cuidadoso por razones económicas.

Sin embargo, para el dimensionamiento normal, se puede usar un método mucho más sencillo, imponiendo que la tensión del acero, σ_a , correspondiente a la rotura por flexión, sea también la de rotura por cortante, aunque, en realidad, esto no sea posible debido a la directa contribución adicional de la armadura de cortante al momento de rotura (M_{tu}) [22b], que impide que se produzca la rotura por esfuerzo cortante.

Según la [20], esta hipótesis se cumple si $k_t/\psi^{1.5} = 1$, es decir, si :

$$\frac{1}{\psi^{1.5}} \cdot \frac{\tau_u - \tau_f}{\tau_f} (1 - \eta) = 1 \quad \text{para estribos inclinados (a } 45^\circ \text{) y barras levantadas}$$

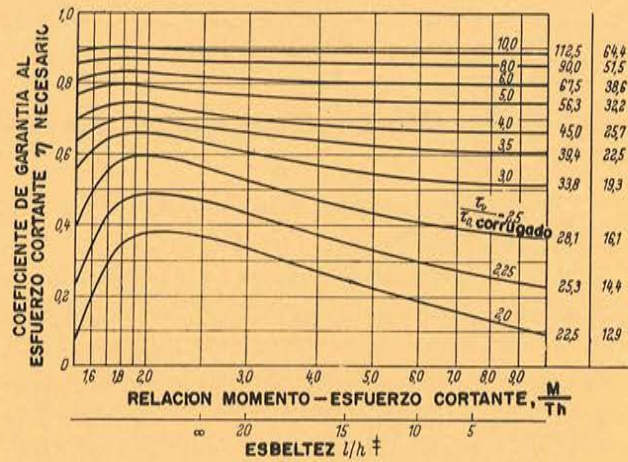
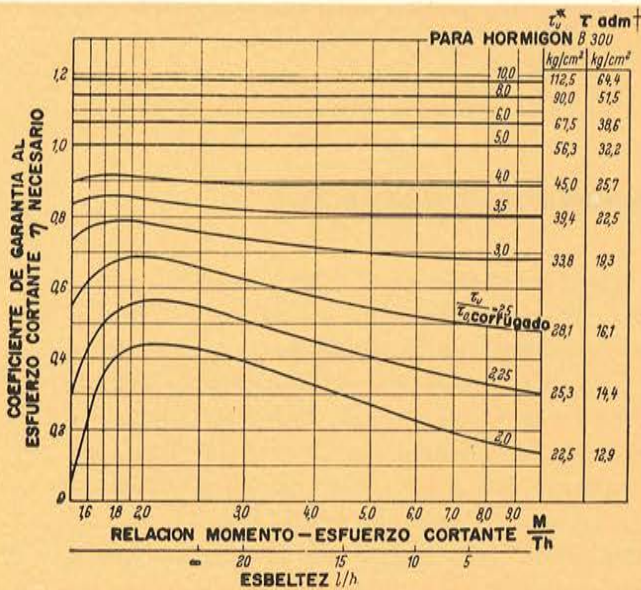
$$\frac{1}{\psi^{1.5}} \cdot \frac{\tau_u - \tau_f}{\tau_f} \left(1 - \frac{3}{4} \eta \right) = 1, \quad \text{para estribos verticales} \quad [23]$$

* g indica la carga permanente y p la sobrecarga.

Así, para cada par de valores $\frac{M}{Th}$ y τ_u (o bien $\tau_{crítica} = \gamma \cdot \tau_{g+p}$), se puede determinar el coeficiente de «garantía al esfuerzo cortante» (η) que satisface a la [23]. Puede hacerse esto mejor gráficamente, ya que la relación entre $\psi \left(\frac{M}{Th} \eta \right)$ representa una función implícita de η . Con este objeto, se han preparado los ábacos IIIa y IIIb, que permiten la determinación directa del valor necesario de η , en función de $\frac{M}{Th}$ y de $\frac{\tau_u}{\tau_f}$. Para uso práctico, conviene disponer de ábacos particulares, para diferentes resistencias del hormigón en los que figuren directamente los valores τ_{g+p} en vez de los de $\frac{\tau_u}{\tau_f}$. En el presente trabajo no ha podido hacerse así por falta de espacio. No obstante, a la derecha de los ábacos IIIa y IIIb se dan, como ejemplo, los valores correspondientes a un hormigón de 300 kg/cm², a los 28 días.

Como en el caso de vigas simplemente apoyadas, con carga uniforme, el cociente $\left(\frac{M}{Th} \right)_{crítico}$

Abaco III: Determinación del coeficiente de garantía al esfuerzo cortante, η , necesario en función de τ_u^* y M/Th o l/h



Abaco IIIa.—Para estribos inclinados

Abaco IIIb.—Para estribos inclinados (a 45°) o barras levantadas

* τ_u = tensión cortante calculada en rotura o bajo la carga crítica, es decir:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \frac{h}{8}} \quad \text{ó} \quad \frac{T_{crítica}}{b_0 \frac{h}{8}}; \quad \text{para hormigón B 300}$$

$$\tau_u \text{ se calcula con la hipótesis de que } \tau_f = 0,65 \sqrt{\sigma_w}$$

Coeficiente de garantía al esfuerzo cortante,

$$\eta = \frac{A_t \sigma_{0,2}}{T_{crítica}} \frac{7h}{8t \sin \alpha}$$

† $T_{crítica} = \gamma T_{g+p}$ (γ = coeficiente de seguridad = 1,75).

‡ Para vigas simplemente apoyadas con carga uniformemente distribuida.

no se conoce «a priori»; es preciso determinarlo previamente o, mejor aún, calcularlo en función de la esbeltez $\frac{h}{l}$.

Los ensayos demuestran (véase por ejemplo la referencia bibliográfica (1); II. 2, figura 31) que la destrucción de la zona comprimida por esfuerzo cortante se produce a una distancia comprendida entre $2h$ y $3,5h$ del soporte. De dichos ensayos se obtiene la relación:

$$\left(\frac{M}{Th}\right)_{\text{crítico}} \approx 9 - 0,3 \frac{l}{h} \geq 2,5 \quad [23]$$

Utilizando esta relación y a partir de los correspondientes valores de $\frac{M}{Th}$, se ha determinado la segunda escala de abscisas que aparece en los ábacos IIIa y IIIb, utilizable en el caso de carga uniformemente distribuida.

Para vigas de gran luz, simplemente apoyas, y sometidas a carga uniforme, en las que la armadura longitudinal se mantiene constante, hasta los apoyos, este método de cálculo proporciona, sin embargo, una seguridad, a rotura por cortante, superior a la requerida.

Si se desea conseguir un dimensionamiento muy económico, se debe determinar la relación $\frac{M}{Th}$ y la tensión τ_u en diversas secciones, y calcular el correspondiente η . No obstante raras veces merecerá la pena hacer esto.

En los ábacos IIIa y IIIb se ha tenido en cuenta, de un modo aproximado, la contribución directa (M_{ta}) al momento de rotura por cortante, en el caso de valores bajos de τ_u (o de $\frac{\tau_u}{\tau_f}$), rebajando el coeficiente de garantía, η , al esfuerzo cortante, proporcionalmente a M_{ta} .

5.- hormigón pretensado

La presente teoría puede aplicarse también a las vigas de hormigón pretensado, ya que sólo se basa en las condiciones generales de deformación y equilibrio.

Bastará tener en cuenta que el giro, ρ , por esfuerzo cortante, no se producirá mientras que la deformación, ϵ_z , de la armadura de pretensado, no exceda de la $\epsilon_{zv}^{(0)}$ correspondiente al instante en que se transmite el esfuerzo de pretensado al hormigón.

Si se designa por $\epsilon_{z\rho}$ * el incremento de deformación unitaria debido al giro por esfuerzo cortante, se obtiene, a partir de [12a]:

$$\frac{\epsilon_{b \text{ máx}}}{\epsilon_{z\rho}} = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^4} \sqrt{k_x} \quad [12b]$$

* En este capítulo se ha conservado, en parte, la notación del manuscrito original, que es la usual en Alemania.

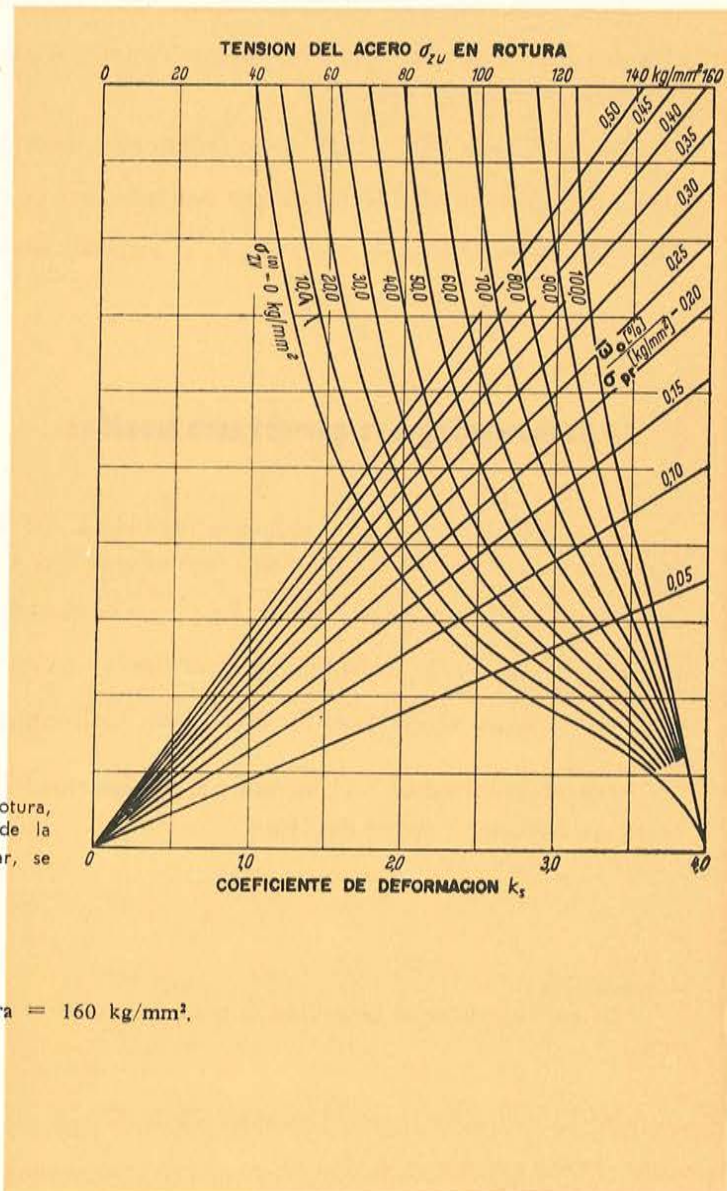
y la condición de equilibrio será :

$$\sigma_t \cdot bh k_x = A_s (\sigma_{zv}'' + \sigma_{z\rho}) \quad [16a]$$

Partiendo de ambas ecuaciones se deduce la posición de la fibra neutra (k_x) y, por tanto, el momento de rotura (M_{tu}). De todas formas resulta más práctico utilizar el método de determinación gráfica de la tensión del acero en el estado de rotura, a partir de la ecuación :

$$\frac{1}{\sqrt{\sigma_{zv}^{(0)} + \sigma_{z\rho}}} \left(\frac{\varepsilon_{b \text{ max}}}{\varepsilon_{z\rho}} \right) = \frac{k_t \cdot k_b}{\psi^{1.5}} \sqrt{\frac{\bar{\omega}_o}{\sigma_{pr}}} \quad [24]$$

De este modo, para una curva de tensiones-deformaciones dada se obtiene el ábaco IV, similar al I pero que contiene una familia de líneas de tensiones que dependen de $\sigma_{zv}^{(0)}$. Para construir este ábaco se ha utilizado el diagrama de tensiones-deformaciones, reproducido en la figura 9, correspondiente a un acero estirado, de pretensado (calidad 140/160 *); se indica, asimismo, cómo se determina la función del primer miembro de la ecuación. Finalmente, los valores de σ_a y μ_{tu} pueden deducirse mediante un proceso análogo al indicado en el capítulo 3, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones :



Abaco IV: Determinación de la tensión del acero, σ_{zu} , en rotura, para hormigón pretensado (acero 140/160) en función de la tensión inicial de pretensado, $\sigma_{zv}^{(0)}$ que, para simplificar, se puede tomar igual a σ_{zv}

* Limite elástico = 140 kg/mm^2 ; tensión de rotura = 160 kg/mm^2 .

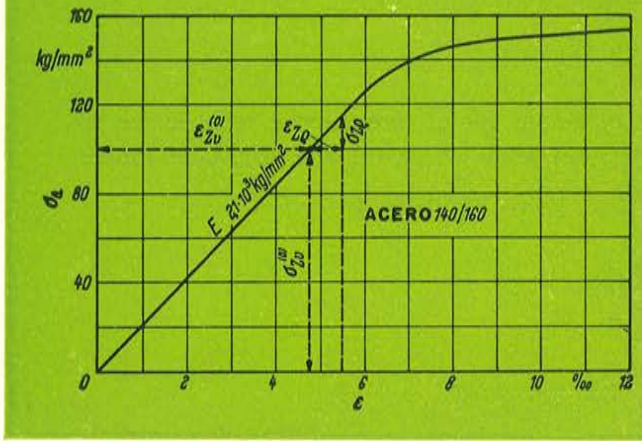


Fig. 9.—Diagrama de tensiones-deformaciones utilizado para construir el ábaco IV; corresponde a un alambre estirado, para pretensado

COEFICIENTE DE ADHERENCIA, k_b

En hormigón pretensado es normal utilizar pequeñas cuantías y hormigones de altas resistencias. Se puede, por tanto, despreciar la influencia de $\frac{\bar{\omega}_0}{\sigma_{pr}}$ en el coeficiente k_b . Esta aproximación está justificada ya que, además de manera general, la adherencia influye menos en la capacidad de resistencia del hormigón pretensado que en la del hormigón armado. Por consiguiente, se toma: En el caso de armaduras pretesas:

$$k_{bv} = \chi \sqrt{\frac{\bar{\omega}}{\bar{\omega}_0}}$$

(El subíndice «v» se refiere a la condición de pretensado).

Tipo de armadura y estado de su superficie	Coefficiente, χ , de rugosidad
alambres y barras lisas	1,5
alambres corrugados	1,25
alambres eficazmente corrugados; cordones	1,0 - 0,75

En el caso de armaduras postesas (adherencia por inyección) se puede adoptar, a título provisional, y a falta de resultados experimentales precisos:

$$k_{bv} = 1$$

COEFICIENTE DE TENSIÓN TANGENCIAL, $k_t = \frac{\tau_u - \tau_f}{\tau_f} \rightarrow \frac{\sigma_u - \sigma_{II}}{\sigma_{II}}$

Es sabido que el pretensado aumenta considerablemente la resistencia a tracción del hormigón por reducción de las microfisuras de retracción. En consecuencia, se puede usar, en el caso de pretensado total, la siguiente expresión de σ_{II} :

$$\sigma_{II} = (0,8 \text{ a } 1,0) \sqrt{\sigma_w}$$

a menos que se desee tomar valores más aproximados; v. g., los indicados por Rüsck y Vigorust (12).

En este caso, una parte del esfuerzo cortante es absorbida por la componente vertical del esfuerzo de pretensado, T_v . Si se considera necesario se puede tener en cuenta este hecho, en las expresiones de τ_u y de $\frac{M}{Th}$, introduciendo en el cálculo los valores siguientes :

$$\tau_u = \frac{T_u - T_v}{b_o \cdot \frac{2}{3} h}$$

$$\left(\frac{M}{Th} \right)_u = \frac{M_u}{[T_u (1 - \eta) - T_v] h}$$

PRETENSADO INICIAL $\sigma_{zv}^{(0)}$ *

Esta tensión debe calcularse teniendo en cuenta las pérdidas por retracción y fluencia. En la práctica, sin embargo, basta introducir en el cálculo la tensión residual de pretensado, $\sigma_{zv\infty}$

De este modo se puede determinar el momento de rotura, por flexión o por cortante, de manera rápida y segura. En general, el problema consistirá en comprobar la seguridad a rotura más que en dimensionar la armadura transversal. En hormigón pretensado, las cargas de trabajo suelen ser las que determinan, en definitiva, el dimensionamiento. Ciertamente, el cálculo en rotura puede ser muy útil para un dimensionado previo, pero nunca puede tomarse como base única de cálculo.

Así, por ejemplo, la principal función de la armadura transversal es la de absorber las tensiones principales de tracción (para las que pueden admitirse, sin riesgo alguno, valores mayores que los actualmente especificados en la DIN 4227) y evitar de este modo que se abran más y se propaguen las fisuras de cualquier clase y, especialmente, las de retracción. En términos generales, de esta forma se garantiza también la adecuada seguridad a la rotura por esfuerzo cortante, la cual puede comprobarse fácilmente mediante la teoría desarrollada en el presente trabajo. Si esta seguridad resulta insuficiente, habrá que aumentar la cuantía de la armadura transversal o, en casos excepcionales, la sección de hormigón.

Con todo, corrientemente, el cálculo realizado de acuerdo con la presente teoría conducirá a una armadura de cortante menor que la necesaria conforme al método especificado en la DIN 4227, la cual se basa en el cálculo de las tensiones principales de tracción en la sección sin fisurar, y exige, además, la aplicación de un coeficiente 1,75 de mayoración de las cargas de trabajo. Esto no sólo es incorrecto, sino que, además, es laborioso y conduce a veces a una armadura excesiva. Por ello, en la práctica real suele eximirse ocasionalmente de este requisito, con la aprobación del ingeniero responsable de la comprobación de los cálculos.

Como conclusión final de todo lo expuesto se deduce de un modo evidente la conveniencia de que los problemas relacionados con la rotura del hormigón por esfuerzo cortante se estudien aún con más detalle, tanto teórica como experimentalmente. Ambos estudios constituyen en la actualidad el programa de investigación del profesor LEONHARDT en Stuttgart.

* El término «Spannbett-Vorspannung» utilizado en el original alemán, traducido literalmente es «tensión de pretensado en el banco de pretensado». De acuerdo con una definición dada en el «Beton-Kalender» de 1961 significa: «Tensión de tracción en la armadura originada por el pretensado en el banco de pretensado. En el caso de armadura postesa: tensión en la armadura para un estado de carga, bajo el cual la tensión de la fibra de hormigón adyacente a la armadura resulta nula». Por analogía, al símbolo $\varepsilon_{zv}^{(0)}$ se le denomina «deformación en el banco de pretensado». (Nota del traductor.)

referencias

- (1) LEONHARDT, F. y WALTHER, R.: «Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau». Beton-und Stahlbetonbau. Vol. 56. Núm. 11. 1961. Vol. 57. Núms. 2, 3, 6, 7 y 8. 1962.
- (2) WALTHER, R.: «The ultimate strength of prestressed and conventionally reinforced concrete under the combined action of moment and shear». Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory. Octubre 1957. Report núm. 223.17.
- (3) WALTHER, R.: «The shear strength of prestressed concrete beams». Tercer Congreso de la F.I.P. Berlín 1958. Londres, Cement and Concrete Association, 1958. pp. 80-100. Sesión I. Paper núm. 9.
- (4) GURALNICK, S. A.: «Shear strength of reinforced concrete beams». Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Structural Division, Vol. 85. Núm. ST 1. Enero 1959. pp. 1-63.
- (5) GOSCHY, B.: «Bruchsicherheitsnachweis der Spannbetonbalken». Fourth Congress of the F.I.P. Roma 1962. Londres, Cement and Concrete Association, 1963. Vol. 1. pp. 490-495.
- (6) JÄGER, K.: «Der Einfluss der Querkraft auf die Tragfähigkeit des Stahlbetonbalkens». Schriftenreihe Betonstahl in Entwicklung, Tor-Isteg Steel Corporation, Heft 13
- (7) BAY, H.: «Schubbruch und Biegemoment». Beton-und Stahlbetonbau. Vol. 55. Núm. 10. Octubre, 1960. pp. 230-235.
- (8) BAY, H.: «Biegung und Querkraft beim Verbundquerschnitt». Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 57. Núm. 4. Abril, 1962. pp. 79-85.
- (9) ROS, M.: «Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise». Zürich, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe (EMPA). 1950. Bericht. Núm. 162.
- (10) BAY, H.: «Die Schubkraftfläche und ihre Verminderung durch die lotrechten Balkenpressungen». Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 50. Núm. 3. Marzo, 1955. pp. 79-81.
- (11) MOODY, K. G. and VIEST, I. M.: «Shear strength of reinforced concrete beams». Part 4. Journal of the American Concrete Institute. Vol. 26. Núm. 7. Marzo, 1955. pp. 697-730.
- (12) RÜSCH, H. and VIGERUST, G.: «Schubsicherung bei Spannbeton ohne Schubbewehrung». Berlín, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1960. Núm. 137. pp. 1-18.
- (13) MASSONET, C. H. and MOENAERT, P.: «Calcul du béton armé à la rupture en flexion simple ou composée». Comparaison statistique de diverses théories avec l'ensemble des résultats des recherches expérimentales. Comunicado presentado a la International Association for Bridge and Structural Engineering, Estocolmo, 27 junio-1 julio 1960. pp. 105-127.
- (14) RÜSCH, H.: «Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone». Berlín, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1955. pp. 94. Núm. 120.
- (15) LEONHARDT, F.: «Spannbeton für die Praxis». 2nd edición. Berlín, Wilhelm Ernst & Sohn, 1962. pp. 672.

procedimientos **Barredo**

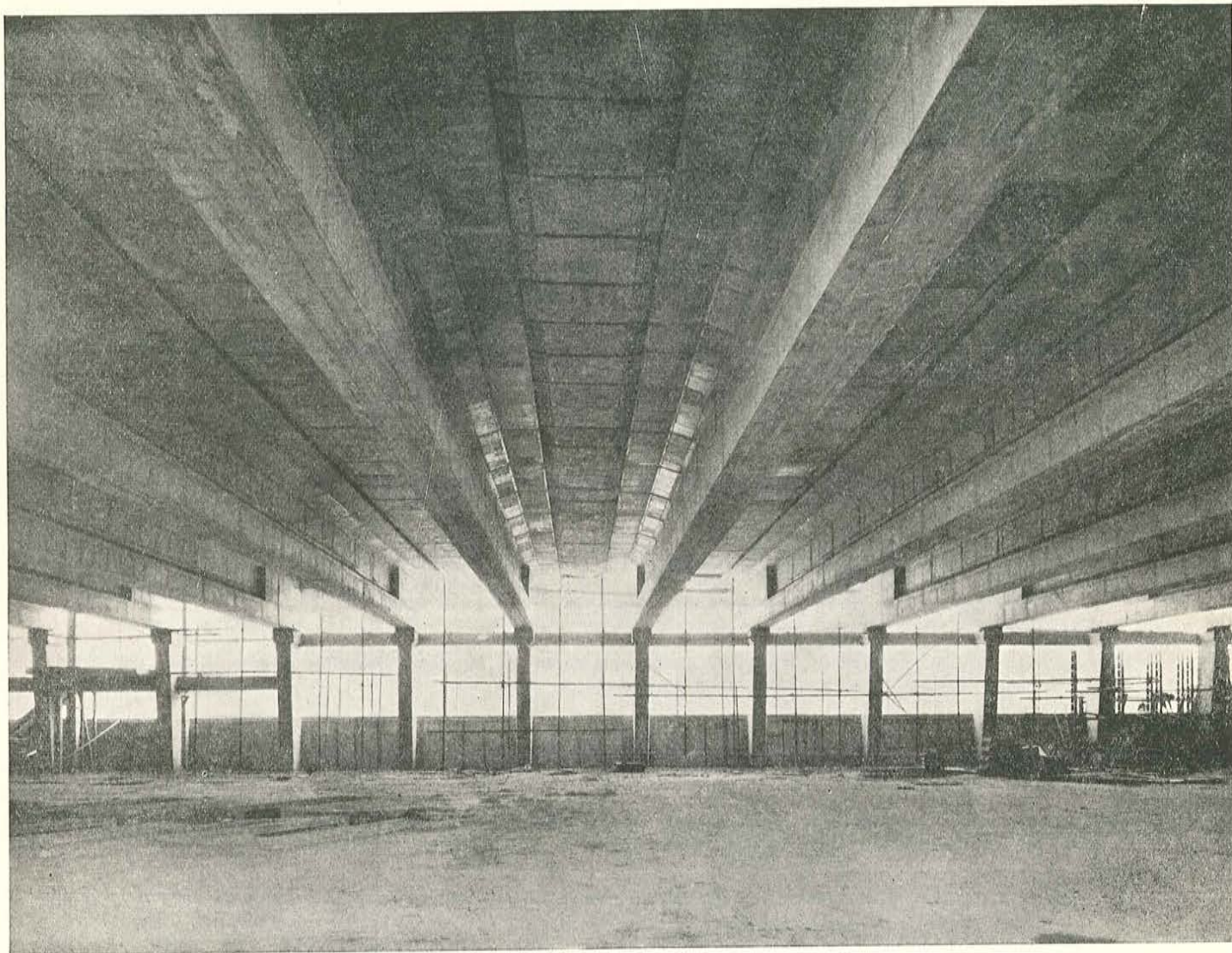
Forjado de 32 m de luz para entreplanta en edificio industrial de TREMA OSNUR, S. A.

Postesado con el Sistema Barredo con cables de 12 mm de diámetro

Empresa constructora: Construcciones MB

Arquitecto: D. Luis Blanco Soler

Ingeniero: D. Vicente Cudós



procedimientos **Barredo**

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00

MADRID

puente sobre el río Paraná, en Brasil

Dr. Ing. SERGIO MARQUES DE SOUZA

Tomado de: *L'Industria Italiana del Cemento*. Septiembre, 1964

El puente sobre el río Paraná que constituye la principal obra de la BR 34, la autopista de unión de S. Paulo y Porto Moutinho (fig. 1), está situado cerca de la ciudad Presidente Epitácio en la frontera de S. Paulo con Mato Grosso.

La ciudad de S. Paulo, situada a unos 700 km, constituyó el centro principal de abastecimiento de materiales para la obra.



Fig. 1.—Trazado de la autopista BR-34

Dado que la zona elegida para cruzar el río presentaba características hidrográficas y orográficas variadas, se pensó, durante la fase de proyecto, en considerar la obra dividida en cuatro partes. En efecto: el puente parte de la orilla alta de S. Paulo, que no es alcanzada por las cre-

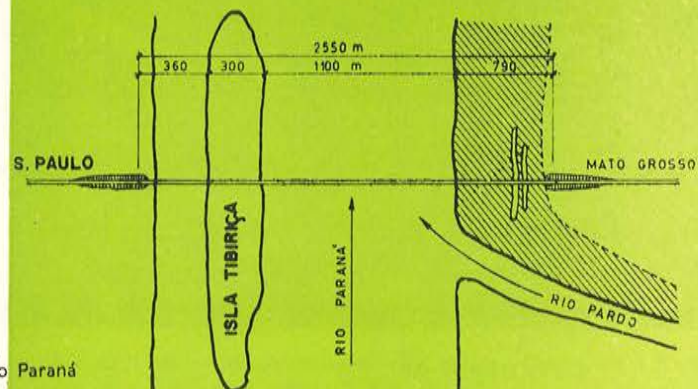


Fig. 2.—Plano de situación del puente sobre el río Paraná

cidas; cruza primero un brazo del río, que no es navegable; prosigue sobre la isla Tibiriçà, y alcanza después el brazo principal. Cruzado este último llega a los límites del Mato Grosso y atraviesa todavía unos 790 m de una zona que, en el período de crecida, queda sumergida, alcanzando en ella la corriente una velocidad de 2 m/s (fig. 2).

Ya que el terreno, constituido prácticamente por arenas sobre una base rocosa de arenisca, es fácilmente erosionable, se decidió realizar la cimentación mediante pilotes, construidos «in situ», que apoyan sobre el estrato de arenisca, a una profundidad que varía entre los 15 y los 30 metros.

proyecto

Aunque para cubrir las exigencias de la navegación hubieran sido suficientes dos tramos de 100 m, se prefirió atravesar todo el brazo navegable del río, mediante tramos de esta longitud, debido, principalmente, a la existencia de numerosos bancos de arena movedizas a lo largo del cauce.

En los demás tramos, que no presentan problemas de navegación, se han adoptado luces menores, en correlación con el tipo de cimentación elegido.

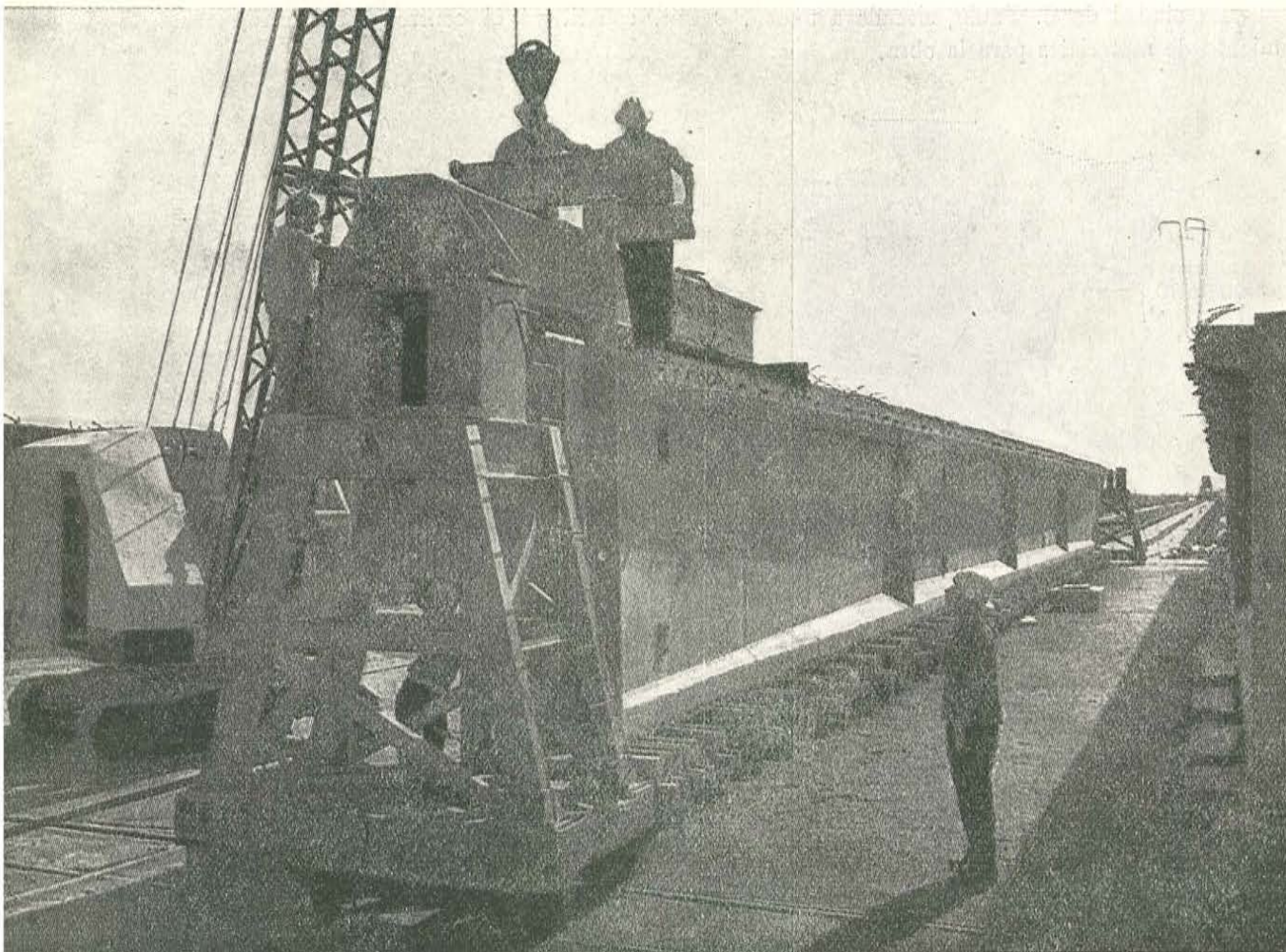


Fig. 3.—Transporte, desde el taller de prefabricación, de las vigas pretensadas prefabricadas de 45 m de luz; se emplearon para ello carretones sobre los que apoyaban los extremos de las vigas

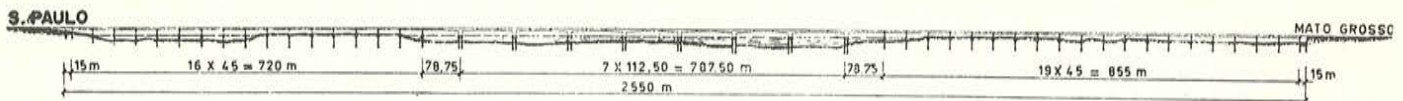


Fig. 4.—Sección longitudinal del puente

Por ello, tanto para salvar el brazo secundario del río como para el tramo sobre la isla Tibiriçá y el limoso de la orilla del Mato Grosso, se adoptaron vanos de 45 m, constituidos por una serie de vigas prefabricadas de hormigón pretensado.

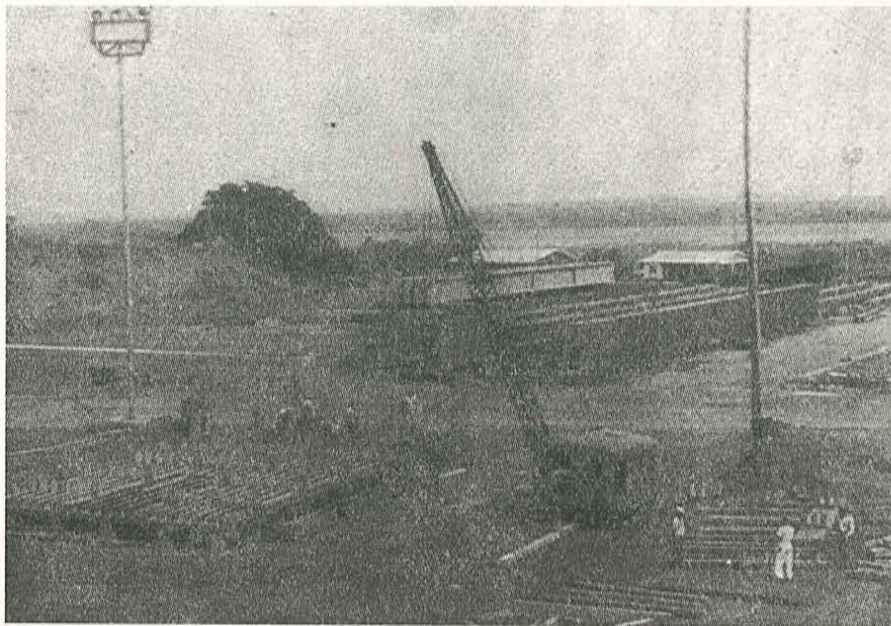


Fig. 5.—Dos sectores del taller de prefabricación de las vigas pretensadas

La estructura del tramo que cruza el brazo principal del río es del tipo «Gerber». Cada vano está formado por dos ménsulas laterales, que sostienen una serie de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, de 45 m de luz.

Mientras que la cimentación de las pilas en el tramo no navegable, salvado con vanos de 45 m de luz, está constituida por dos únicos pilotes, las pilas que hay en el brazo principal están cimentadas sobre seis pilotes de sección circular, con diámetro de 2 m, constante hasta la base. Esta base se ensancha, en forma de campana, cerca del plano de apoyo, alcanzando un diámetro máximo de 4 metros.

Uniendo las cabezas de los pilotes correspondientes a una misma pila, se obtiene la plataforma de apoyo para la pila propiamente dicha.

La superestructura en los tramos de 45 m de luz está formada por cuatro vigas prefabricadas, de hormigón pretensado y de 2,60 m de canto, unidas transversalmente entre sí mediante losas y riostras de hormigón pretensado.

Para el pretensado de las vigas se utilizaron cables de $12 \text{ } \varnothing \text{ } 7 \text{ mm}$; y para las losas y riostras, cables de $12 \text{ } \varnothing \text{ } 5 \text{ mm}$. Se utilizó el sistema Freyssinet.

Las ménsulas de los vanos de 112,50 m de luz están constituidas por dos vigas-cajón de hormi-

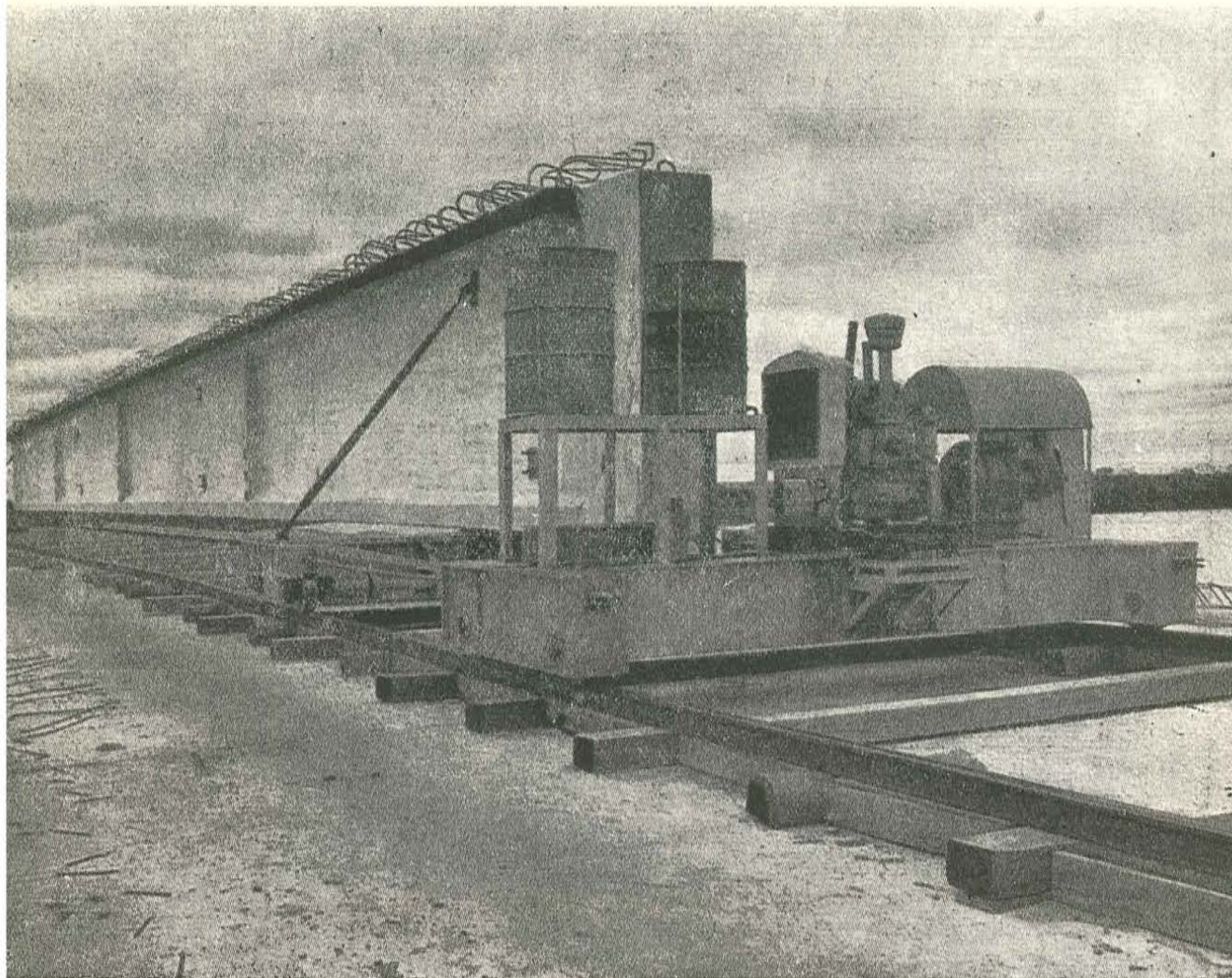


Fig. 6.—Transporte de una viga pretensada a lo largo de las vías de lanzamiento

gón pretensado, con canto variable entre 5,60 y 2,60 m. El arriostramiento transversal se consiguió asimismo mediante losas y riostras de hormigón pretensado, que constituyen también parte del tablero.

La cimentación y las pilas se construyeron por los procedimientos normales. El hormigón, amasado en central, se transportó, casi siempre, mediante hormigoneras móviles, excepto en algunos casos, en los que fue necesario efectuar el transporte por vía fluvial.

construcción de los tramos de 45 m de luz

La realización de la superestructura de estos tramos se dividió en tres fases distintas: prefabricación de las vigas; transporte y puesta en obra de las mismas, y hormigonado y acabado del forjado del tablero.

La prefabricación de las vigas se efectuó en un taller, dividido en cuatro sectores situados donde empieza el puente, en el lado de S. Paulo (fig. 8). En cada uno de estos cuatro sectores se fa-

Fig. 7.—Organigrama de las distintas fases de prefabricación de las vigas pretensadas

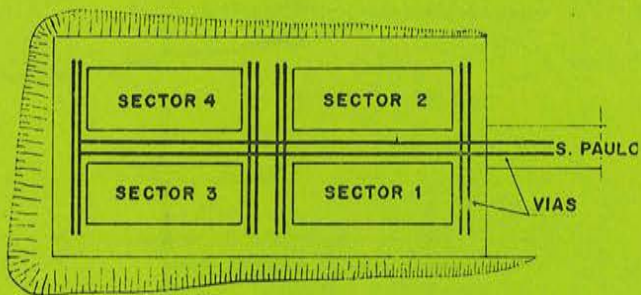
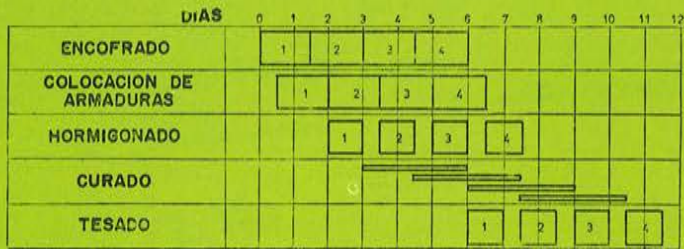


Fig. 8.—Planta del taller de prefabricación

Fig. 9.—Organigrama de las diversas fases relativas a la prefabricación, al transporte y a la puesta en obra de las cuatro vigas de cada tramo y a la construcción del forjado



bricaban cuatro vigas, de modo que se conseguía tener listas, simultáneamente, las vigas de cuatro tramos. Se necesitaron dos semanas de trabajo para cada ciclo.

Tras un primer pretensado, ejecutado en el taller de prefabricación, las vigas quedaban listas para ser transportadas. El transporte y la puesta en obra se subdividieron en seis fases (fig. 10) :

- 1.ª fase : Tras haber dispuesto el aparejo de lanzamiento sobre el tramo de partida, se toma, del sector que corresponda, una de las cuatro vigas prefabricadas, y se la coloca sobre rodillos transversales, haciéndola deslizar hasta unos raíles, dispuestos longitudinalmente, sobre los que hay unos carretones (fig. 3).
- 2.ª fase : Dichos carretones transportan la viga hasta el extremo posterior de la estructura metálica, de la viga de lanzamiento ; en este extremo se encuentran ya colocados los dos pórticos móviles que deslizan sobre la viga de lanzamiento.
- 3.ª fase : El primer pórtico eleva después la viga unos 10 cm y la arrastra hasta que el segundo pórtico móvil puede ya elevarla también por el otro extremo.

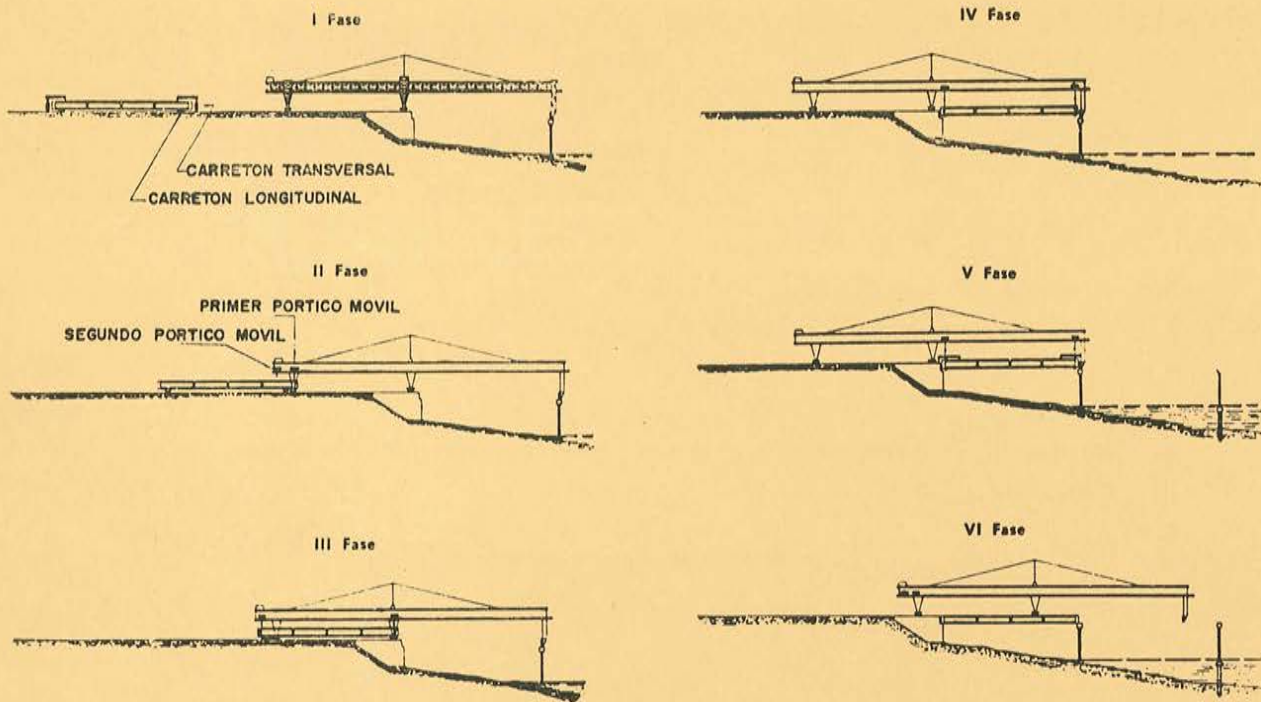


Fig. 10.—Las diversas fases del transporte y de la puesta en obra de las vigas prefabricadas

- 4.^a fase : Colgada de este modo la viga, se transporta hasta su respectivo tramo; entonces se baja y se deja sobre unos apoyos provisionales en el centro de la pila (fig. 11).
- 5.^a fase : Un carretón transversal, transporta después la viga hasta su posición definitiva (fig. 12).
- 6.^a fase : Una vez colocadas las cuatro vigas de cada tramo, se solidarizan entre sí mediante riostras metálicas transversales (fig. 13). Entonces el aparejo de lanzamiento se eleva, mediante unos tirantes, por su extremo anterior, de tal modo que quede apoyado únicamente en el centro y en el extremo posterior. Cuando el extremo anterior alcanza la pila siguiente, se reduce la tensión de los tirantes y se repiten, en el nuevo tramo, las diversas fases del lanzamiento.

La construcción del forjado del tablero se realizó empezando por los tramos centrales y terminando en los extremos, con objeto de evitar que el paso del aparejo de lanzamiento pudiese dañar el hormigón aún fresco.

Los encofrados de las losas del tablero estaban constituidos por paneles suspendidos de las alas superiores de las vigas (fig. 32).

construcción de los tramos de 112,50 m de luz

Estos tramos se salvan con unas ménsulas, sobre cuyos extremos se apoyan vigas, de 45 m de luz, prefabricadas.

La construcción de los siete tramos necesarios para salvar el brazo principal del Paraná se hizo por fases sucesivas.

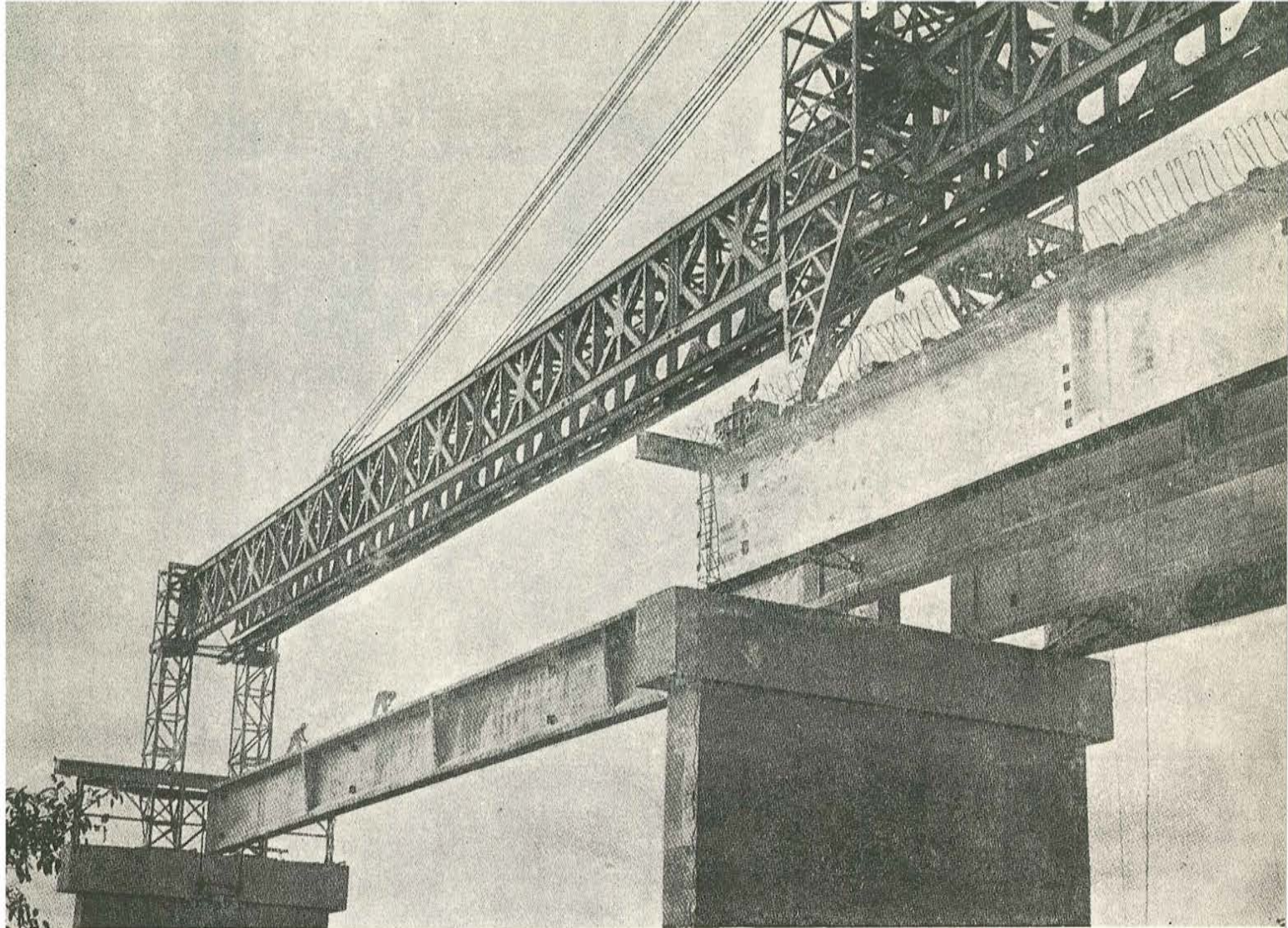


Fig. 11.—Puesta en obra, mediante el adecuado aparejo de lanzamiento de una de las vigas pretensadas

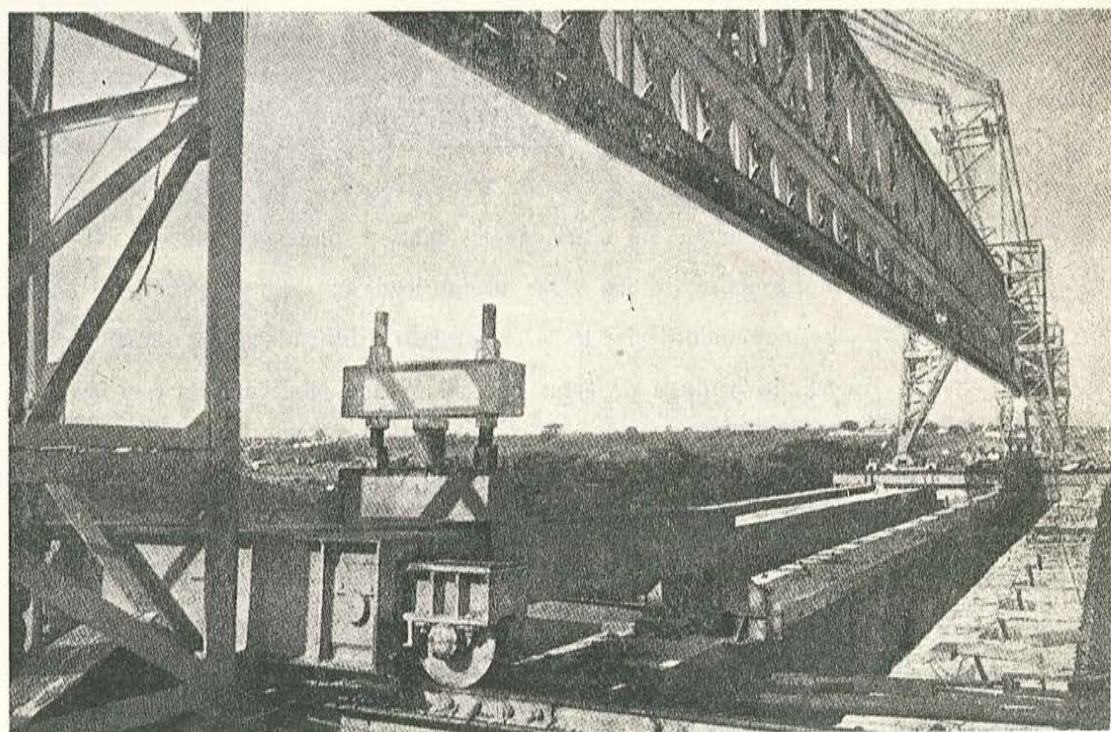


Fig. 12.—Traslado transversal de una de las vigas, mediante carretones móviles, sobre raíles

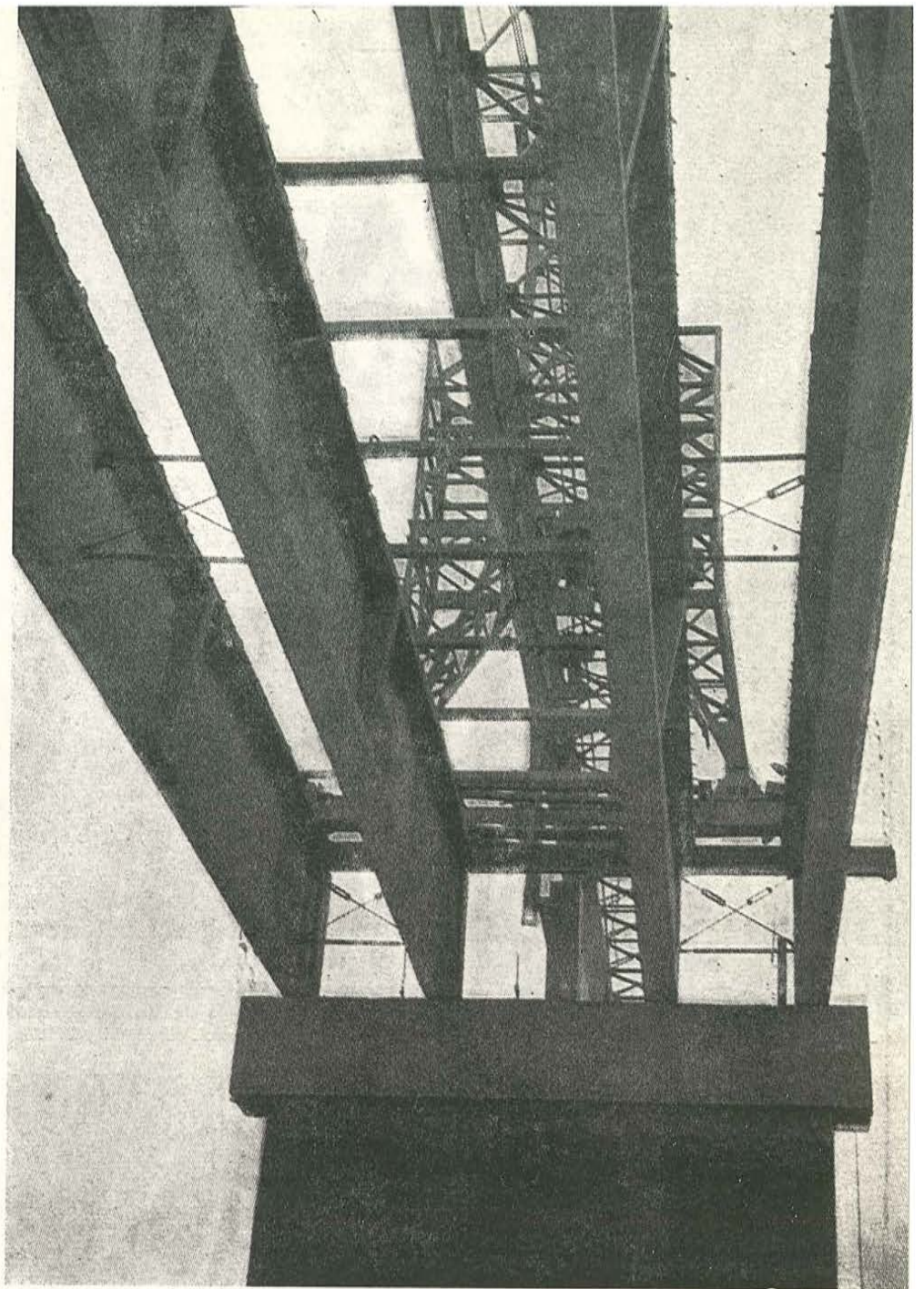


Fig. 13.—Vista inferior de uno de los tramos, durante la colocación de las riostras metálicas, entre vigas

- 1) hormigonado, «in situ», de las pilas y ménsulas ;
- 2) lanzamiento de las vigas prefabricadas ;
- 3) hormigonado de las losas del tablero sobre adecuados paneles prefabricados.

A su vez, la primera de estas operaciones se subdividió en tres fases :

La primera comprendió la ejecución de los seis pilotes de cimentación, su unión en cabeza mediante una plataforma de hormigón armado y el hormigonado de la pila, propiamente dicha, hasta alcanzar el nivel inferior de la ménsula.

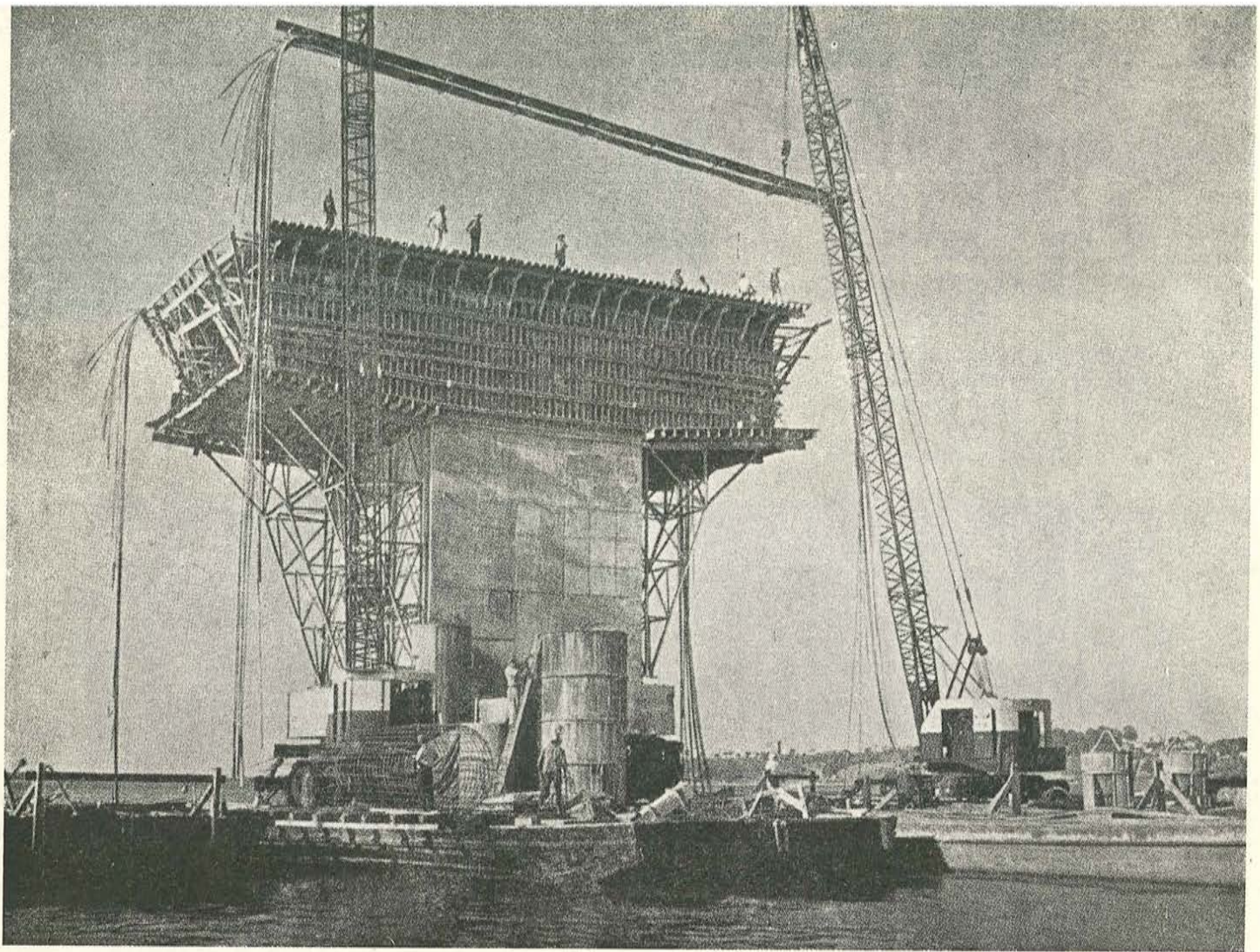


Fig. 14.—Preparación de los cables de pretensado de las ménsulas de uno de los tramos centrales de 112,50 metros

Fig. 15.—Hormigonado, en dovelas sucesivas, de las ménsulas de los tramos centrales

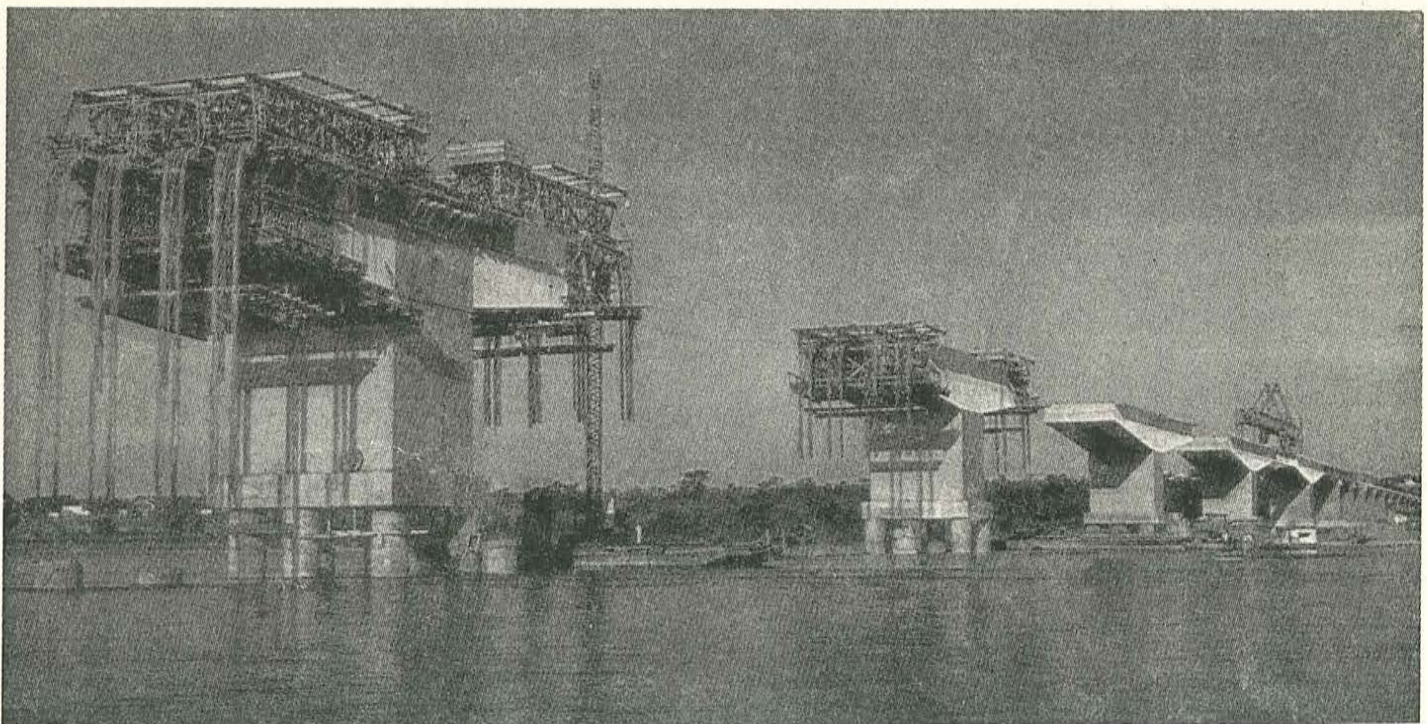


Fig. 25.—Una de las ménsulas centrales casi terminada

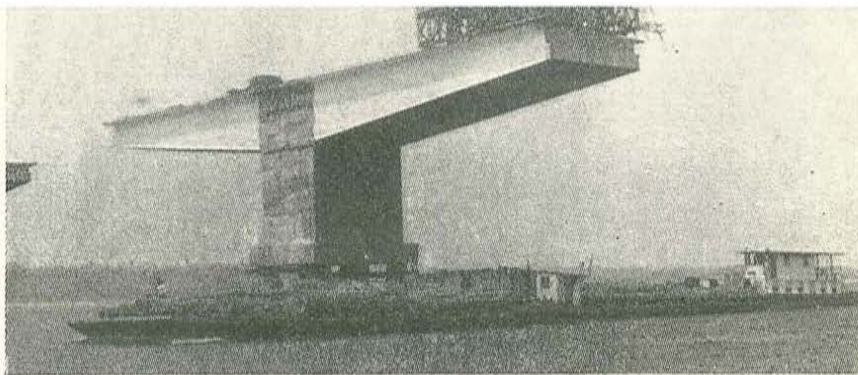
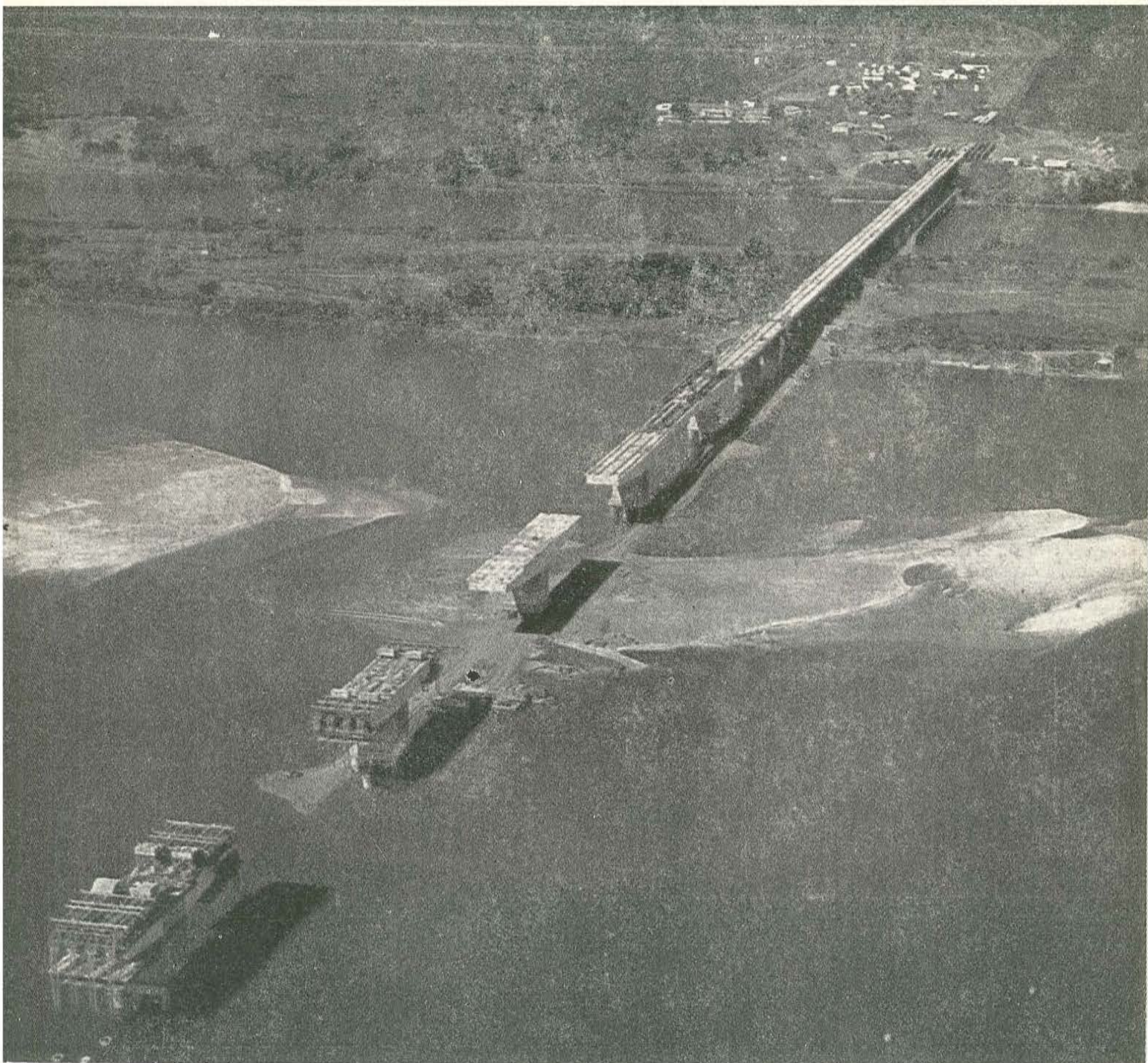


Fig. 26.—Mientras se termina el hor-
migonado de algunas ménsulas se pro-
cede, en los tramos en que ya están
acabadas, al lanzamiento de las vi-
gas prefabricadas que cierran el va-
no entre extremos de ménsulas



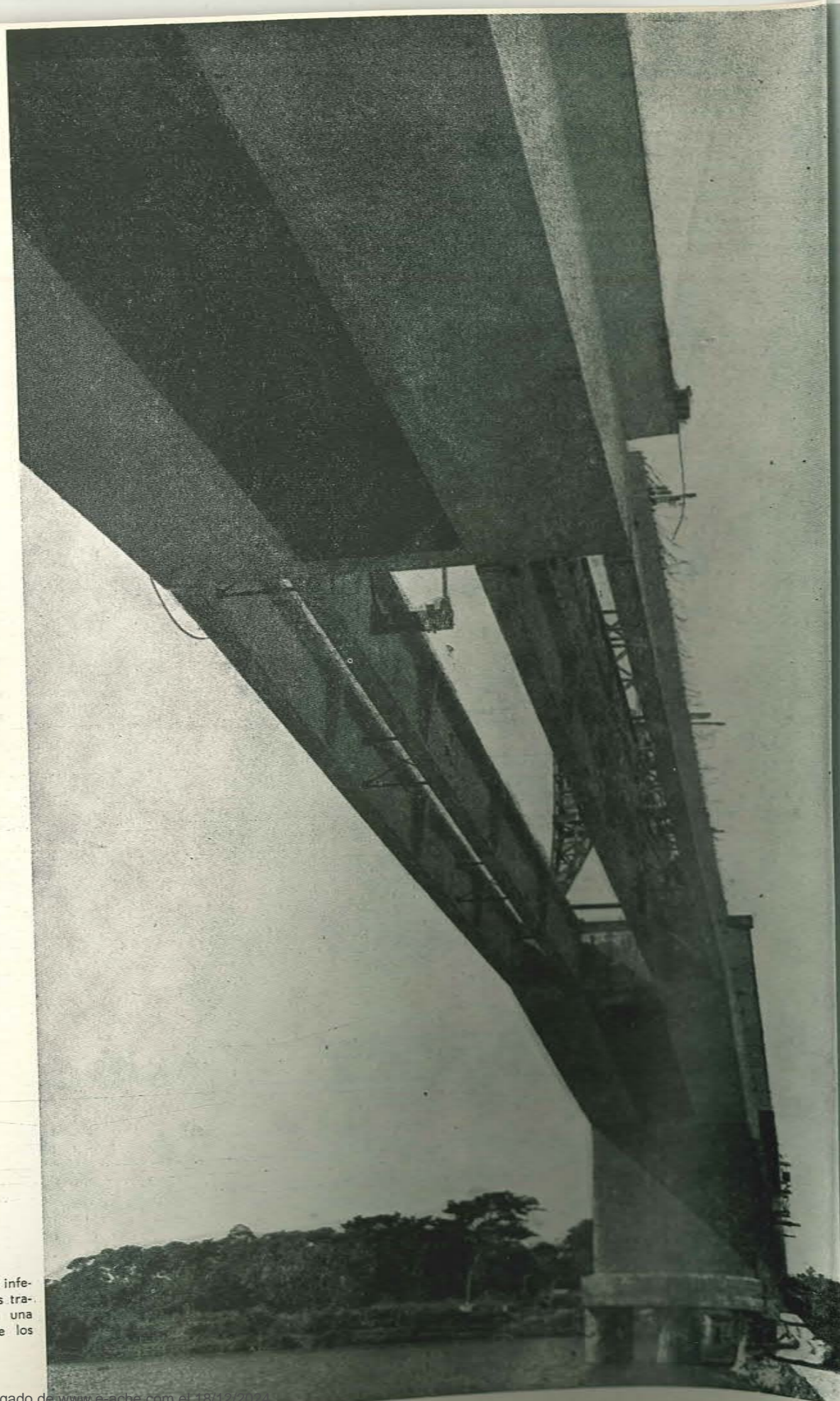
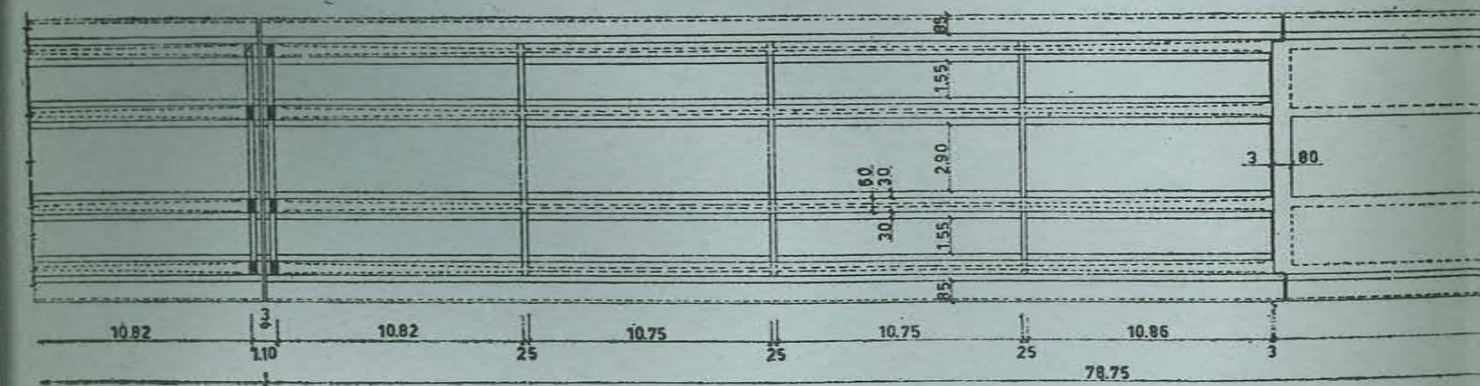
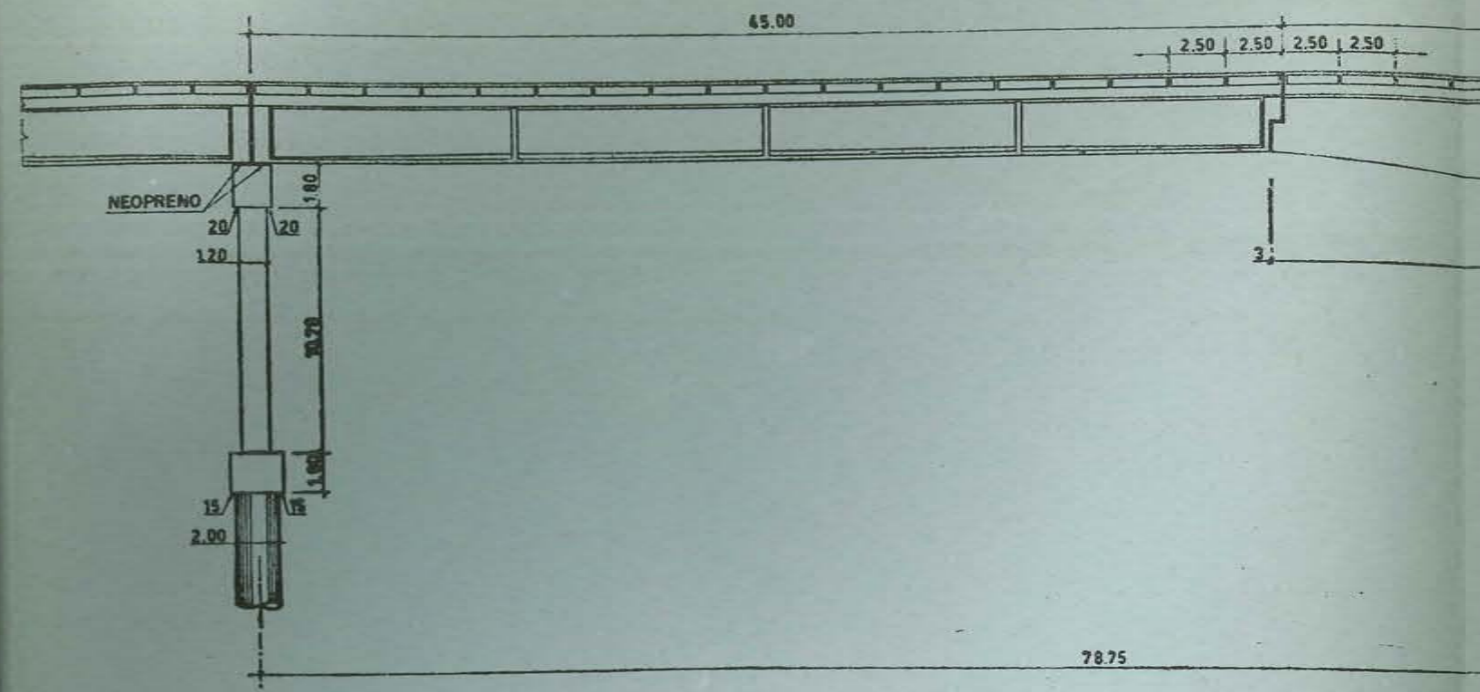


Fig. 31. — Vista inferior de uno de los tramos centrales en una fase avanzada de los trabajos



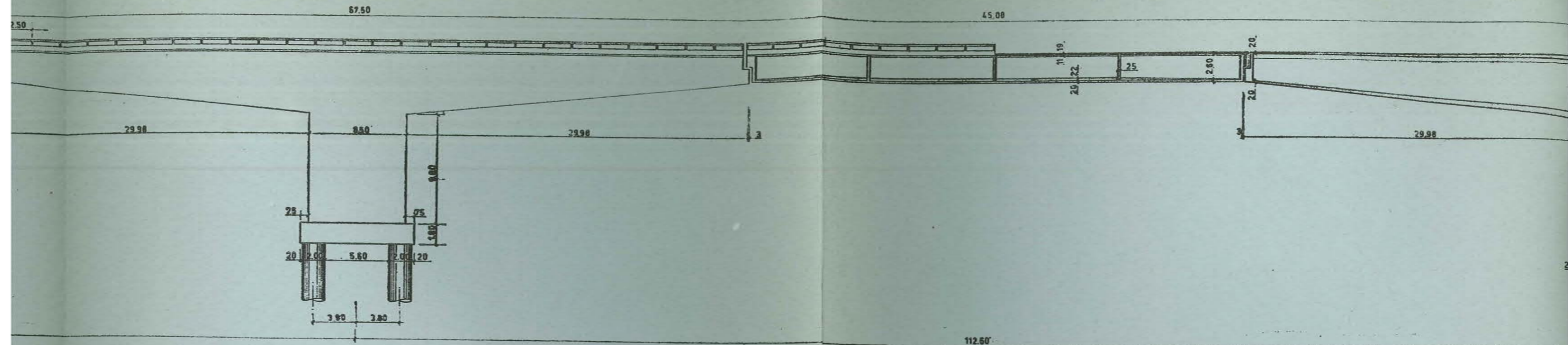


Fig. 20.—Sección longitudinal

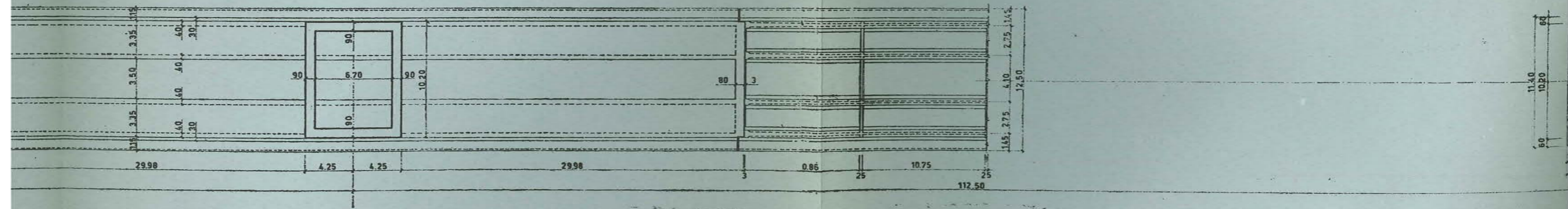
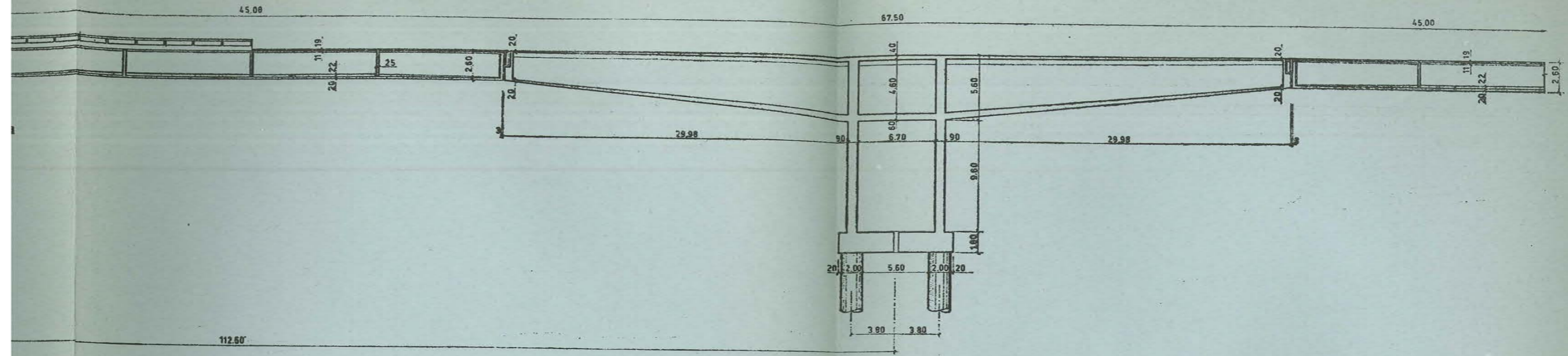


Fig. 21.—Planta de forjado del tablero



LAMINA II
Tramos de 45 m de luz

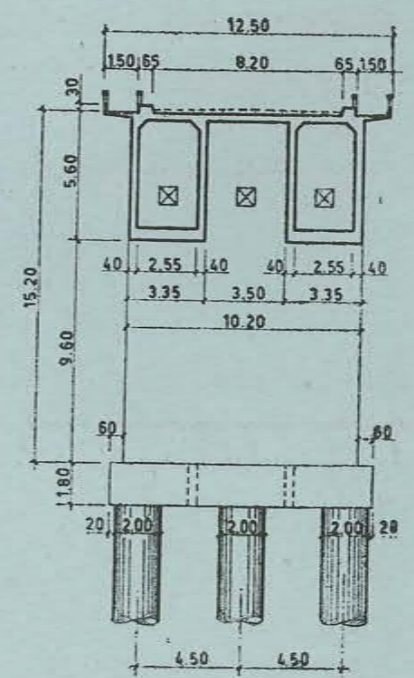
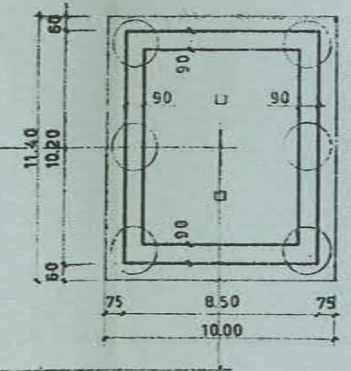
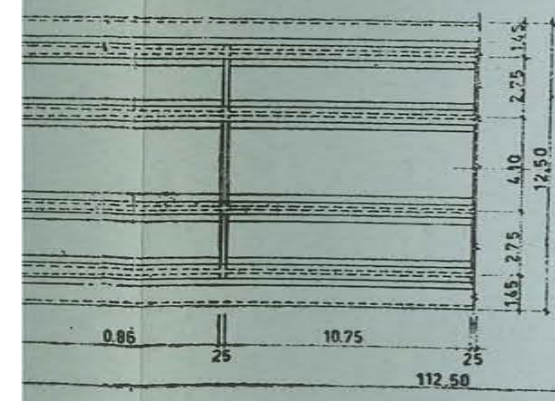


Fig. 22.—Sección transversal, próxima a una de las pilas centrales

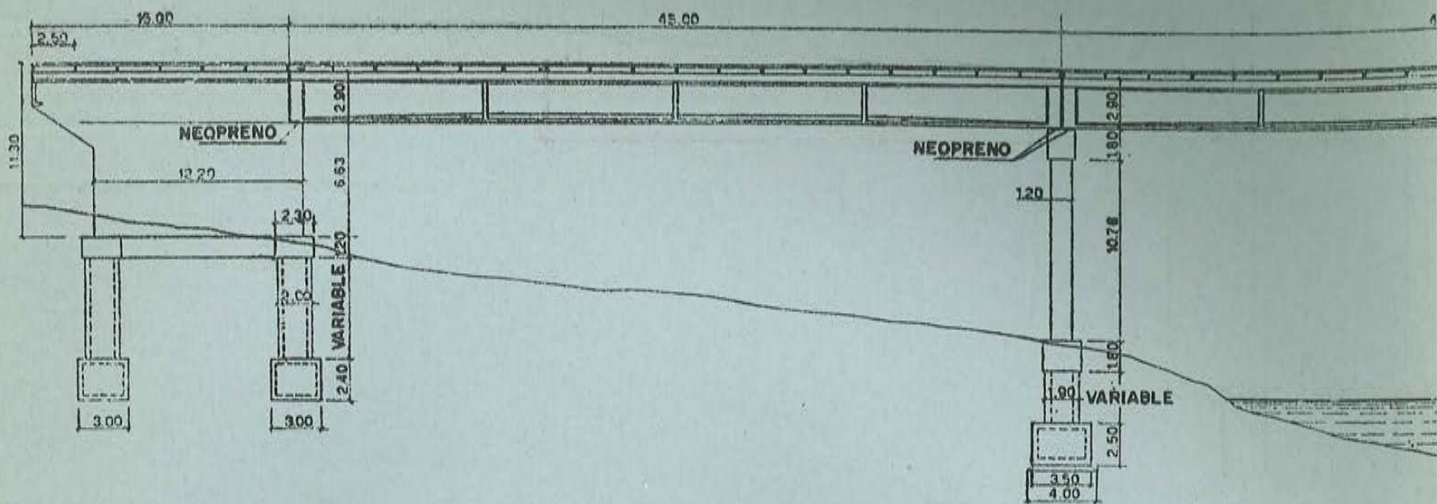


Fig. 16.—Alzado

LAMINA I
Tramos de 45 m de luz

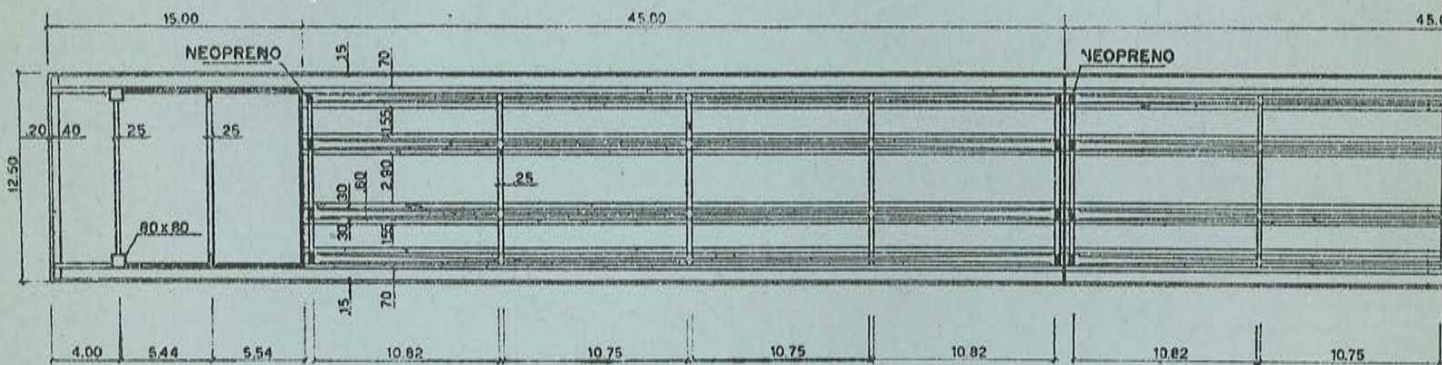


Fig. 17.—Planta de forjado del tablero

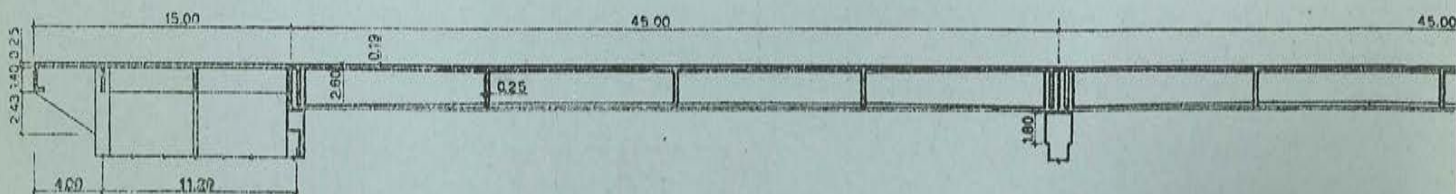


Fig. 18.—Sección longitudinal

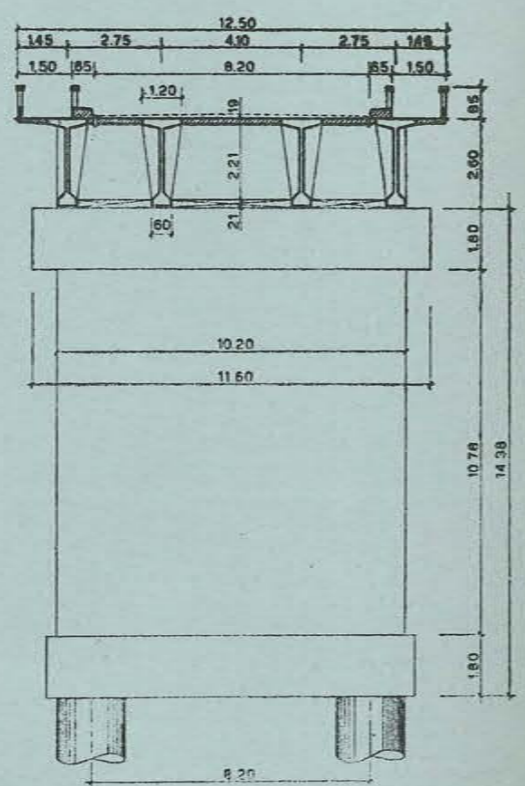
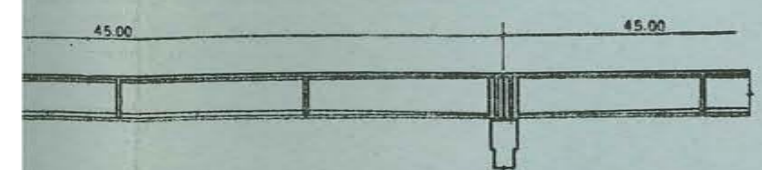
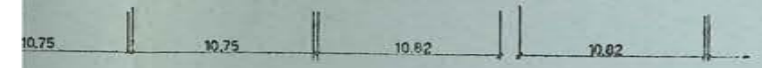
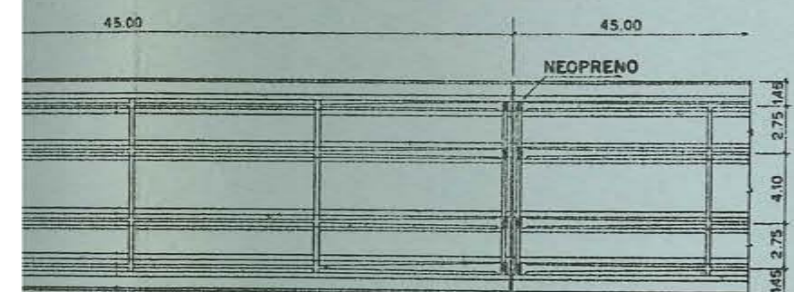
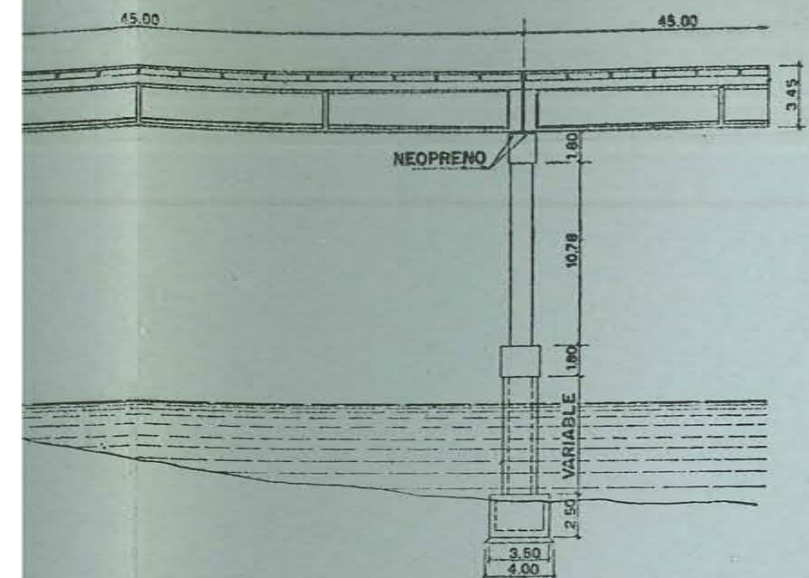


Fig. 19.—Sección transversal

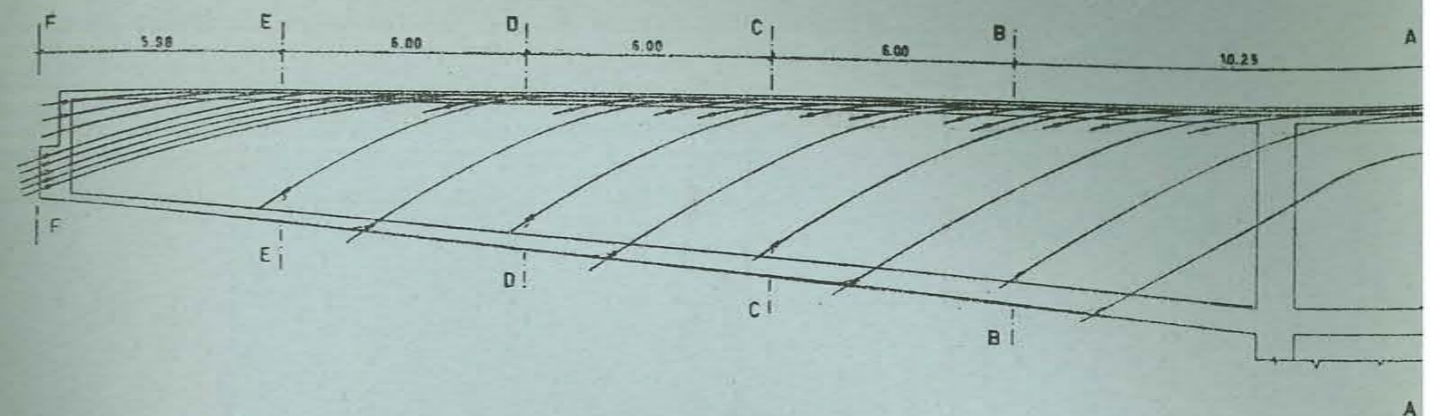
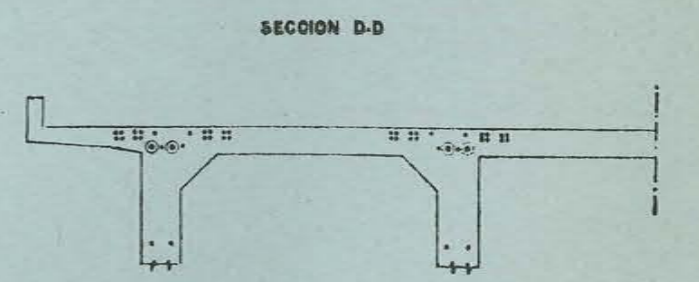
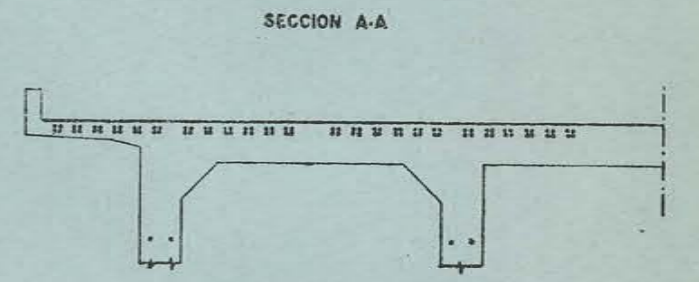
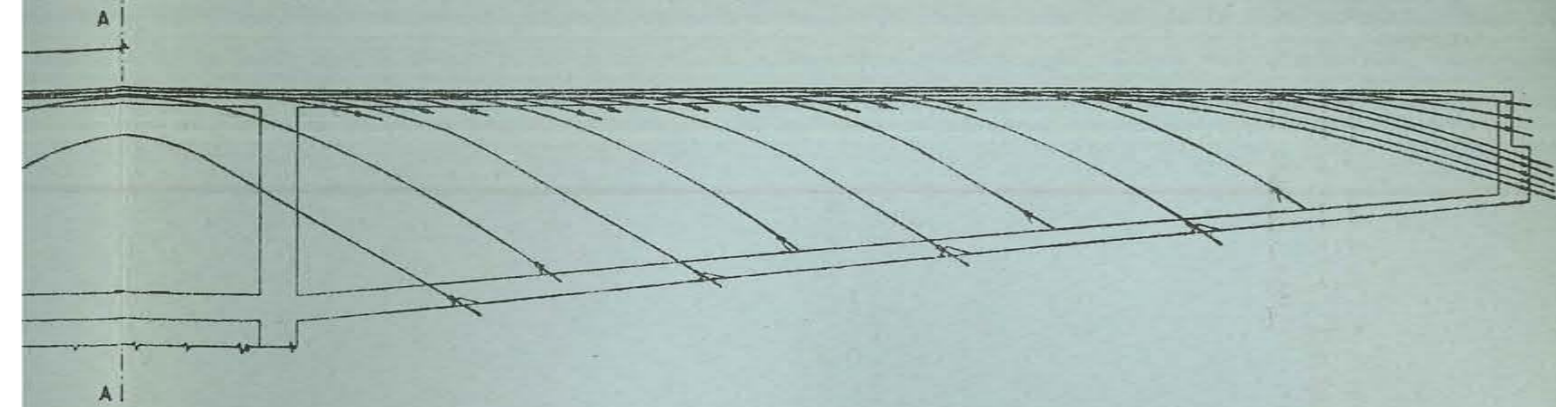


Fig. 23.—Sección longitudin

LAMINA III
Ménsulas de los vanos de 112,50 m
de luz: disposición de los cables de
pretensado





longitudinal de las dos ménsulas

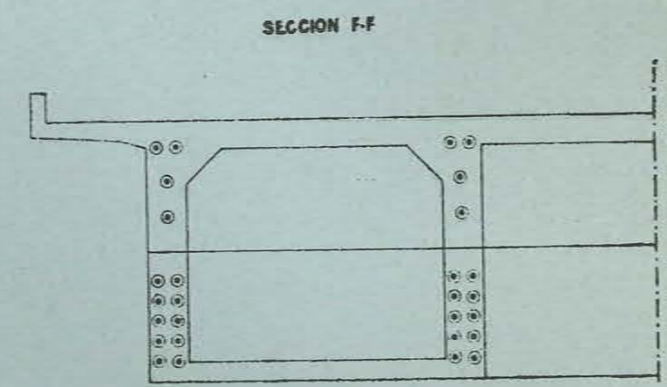
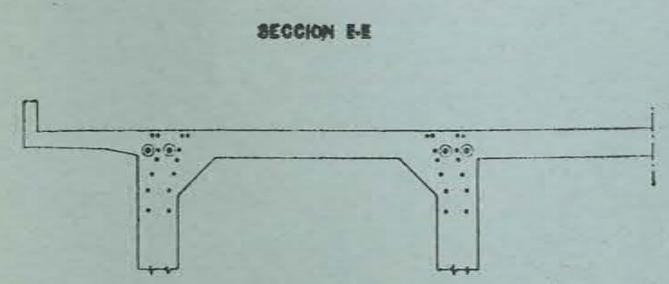
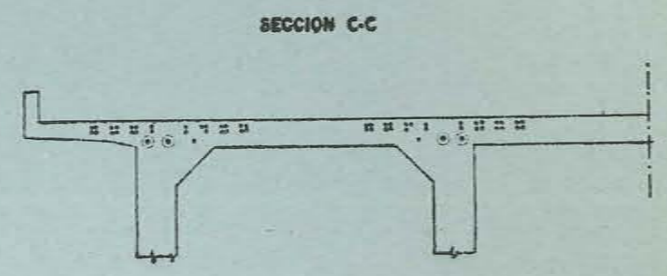
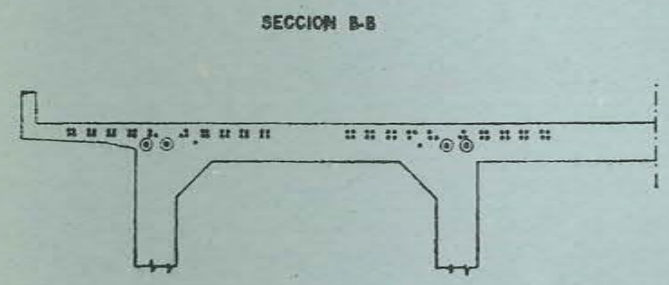


Fig. 24.—Secciones transversales del forjado del tablero

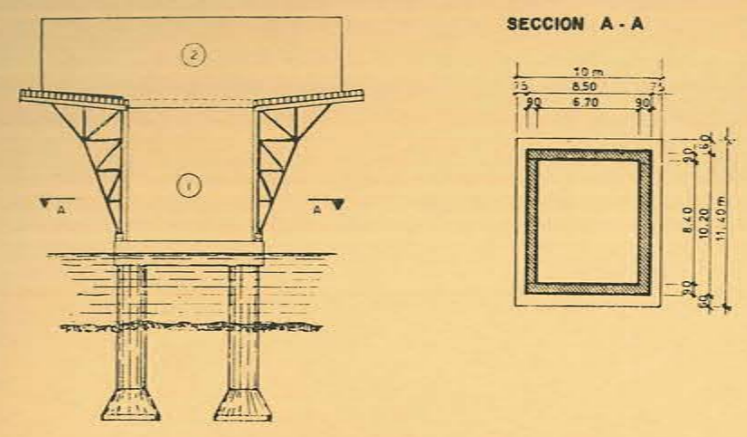


Fig. 27.—Cimbra adosada a los laterales de la pila mediante vientos para hormigonar las dos primeras dovelas de 6 metros

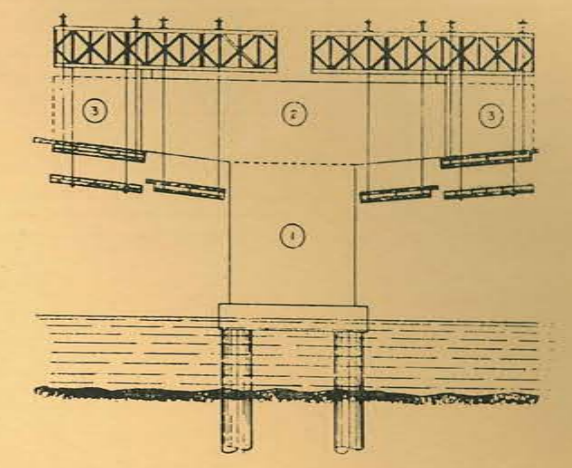


Fig. 28.—Los puentes en voladizo de sostén de las sucesivas dovelas se anclan a las dovelas ya terminadas

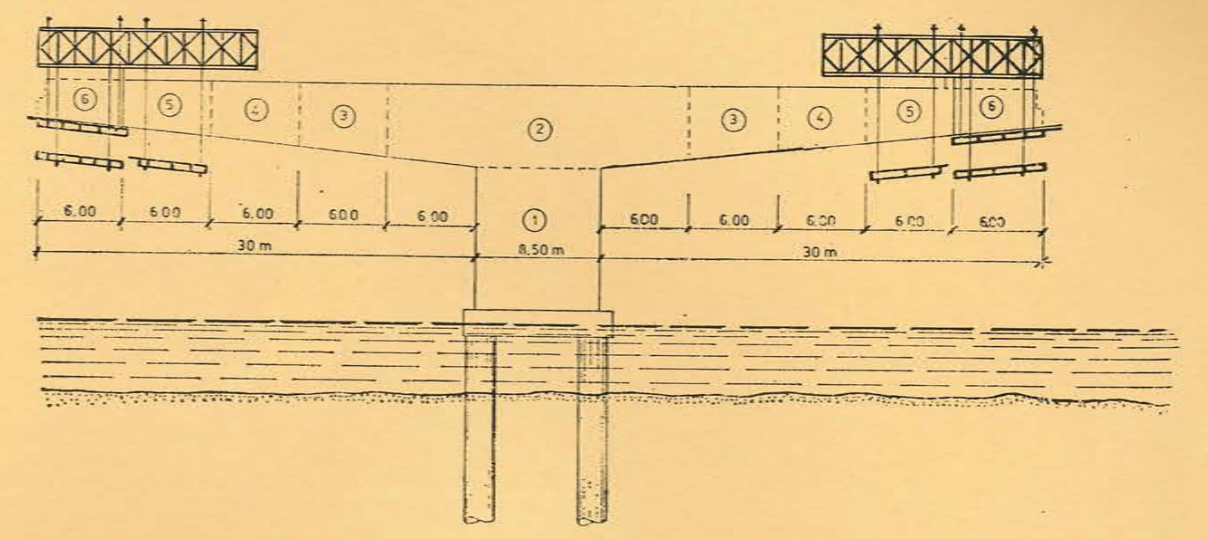


Fig. 29.—Hormigonado de las últimas dovelas

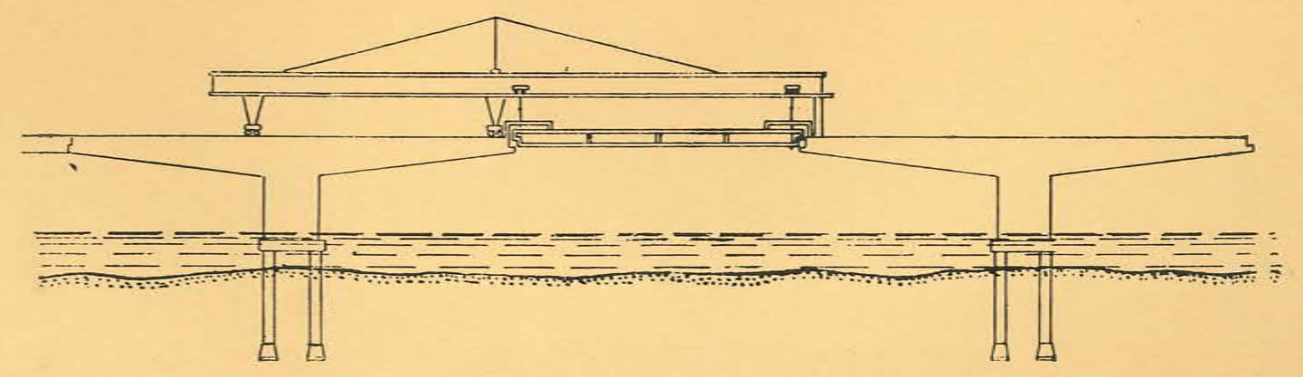


Fig. 30.—Esquema de la colocación de una de las vigas pretensadas que cierran el vano entre ménsulas

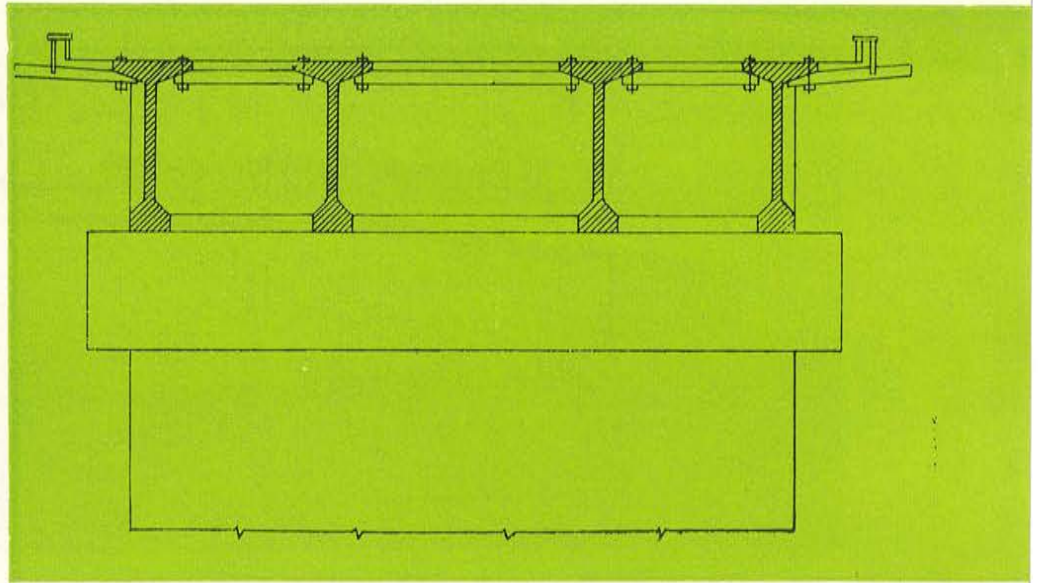
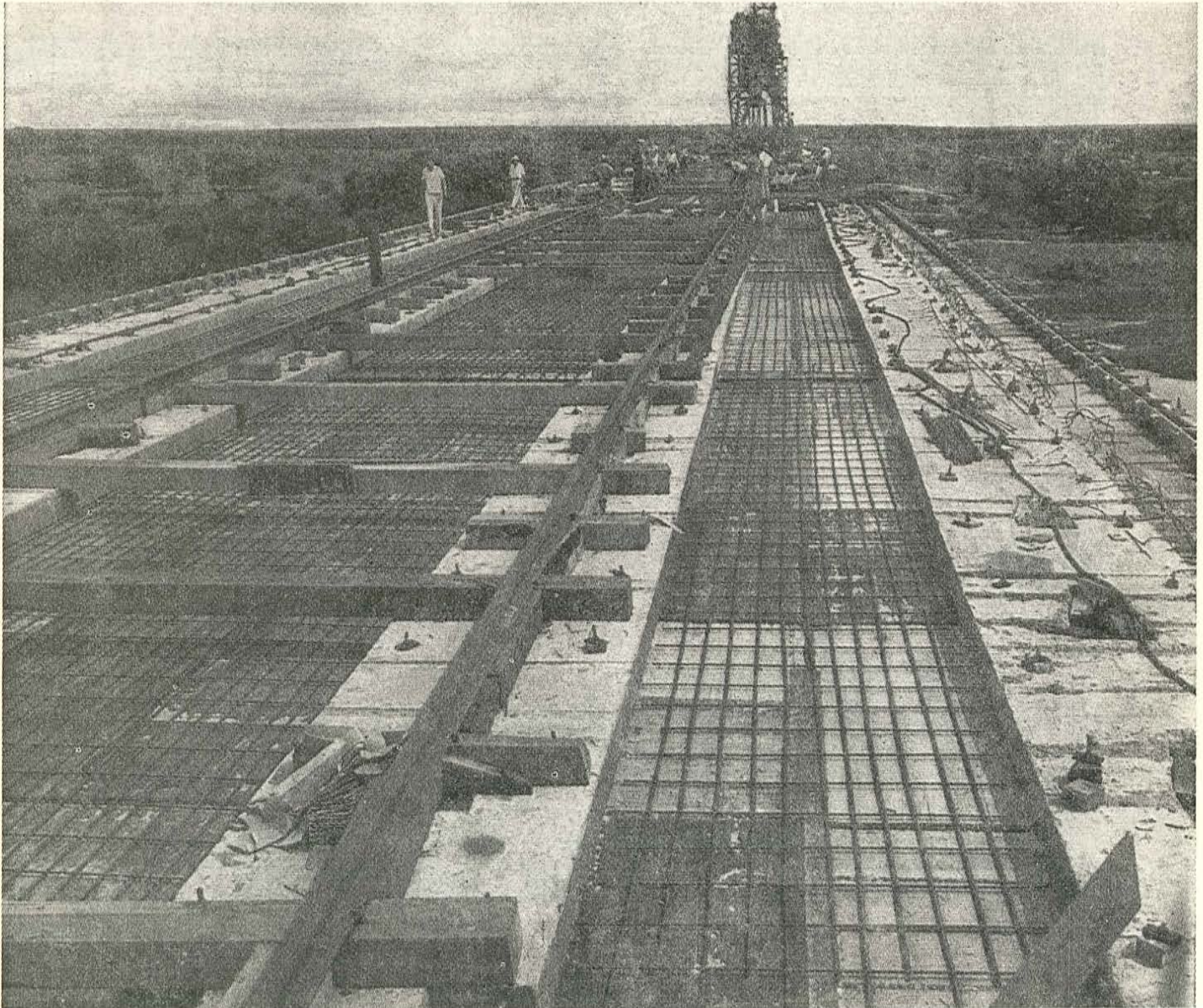


Fig. 32.—Esquema del encofrado para hormigonar las losas del tablero

Fig. 33.—El tablero del puente antes del hormigonado; sobre las vigas centrales apoyan los raíles del dispositivo de lanzamiento



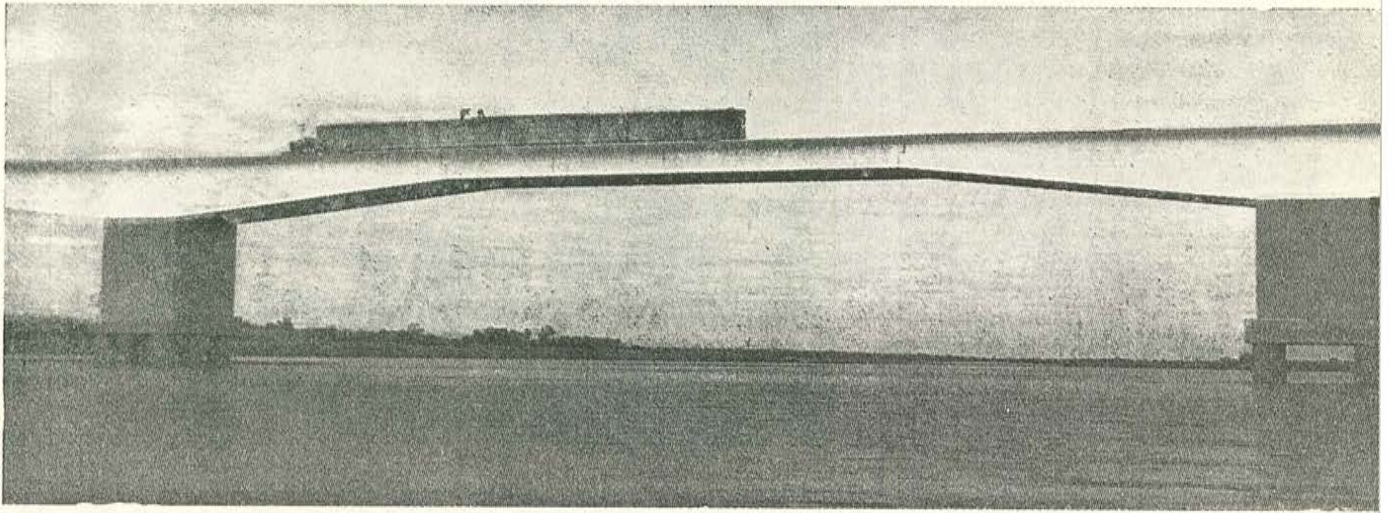


Fig. 34.—Vista de uno de los tramos centrales, mientras pasa sobre él una de las vigas prefabricadas

Figs. 35-36.—Dos vistas del puente durante las últimas fases de su construcción



La segunda fase consistió en el hormigonado de dos de las dovelas de 6 m, que constituyen las ménsulas, utilizando una cimbra metálica de apoyo, sujeta mediante vientos a los bordes de la pila (figura 27).

En la tercera fase se construyeron, a cada lado, otras dos dovelas de 6 m, usando como encofrado unas placas metálicas suspendidas por su extremo superior de unos puentes en ménsula, anclados a los tramos ya ejecutados (fig. 28).

El hormigonado de las siguientes dovelas se efectuó haciendo avanzar los puentes en ménsula y sus correspondientes placas metálicas de encofrados (fig. 29).

La construcción de dos dovelas de 6 m (una a cada lado) requirió, normalmente, un período de seis-siete días.

El procedimiento de lanzamiento de las vigas prefabricadas y del hormigonado posterior de las losas del tablero, fue el mismo utilizado ya en los tramos de 45 m de luz.

pilotaje

Los pilotes empleados, de 2 m de diámetro, soportan una carga de 700 t cada uno y pueden absorber un momento máximo de $130 \text{ m} \cdot \text{t}$.

La base, apoyada en estratos de arenisca, se ensancha en forma de campana hasta alcanzar un diámetro máximo de 4 m, y trabaja, a lo largo de los bordes, a una compresión de $9,00 \text{ kg/cm}^2$.

vigas prefabricadas

Estas vigas de 45 m de luz tienen 2,60 m de canto y sección transversal en doble T.

En su posición definitiva, además del peso propio, deben soportar también las cargas ocasionadas por el transporte de las otras vigas a sus respectivas posiciones.

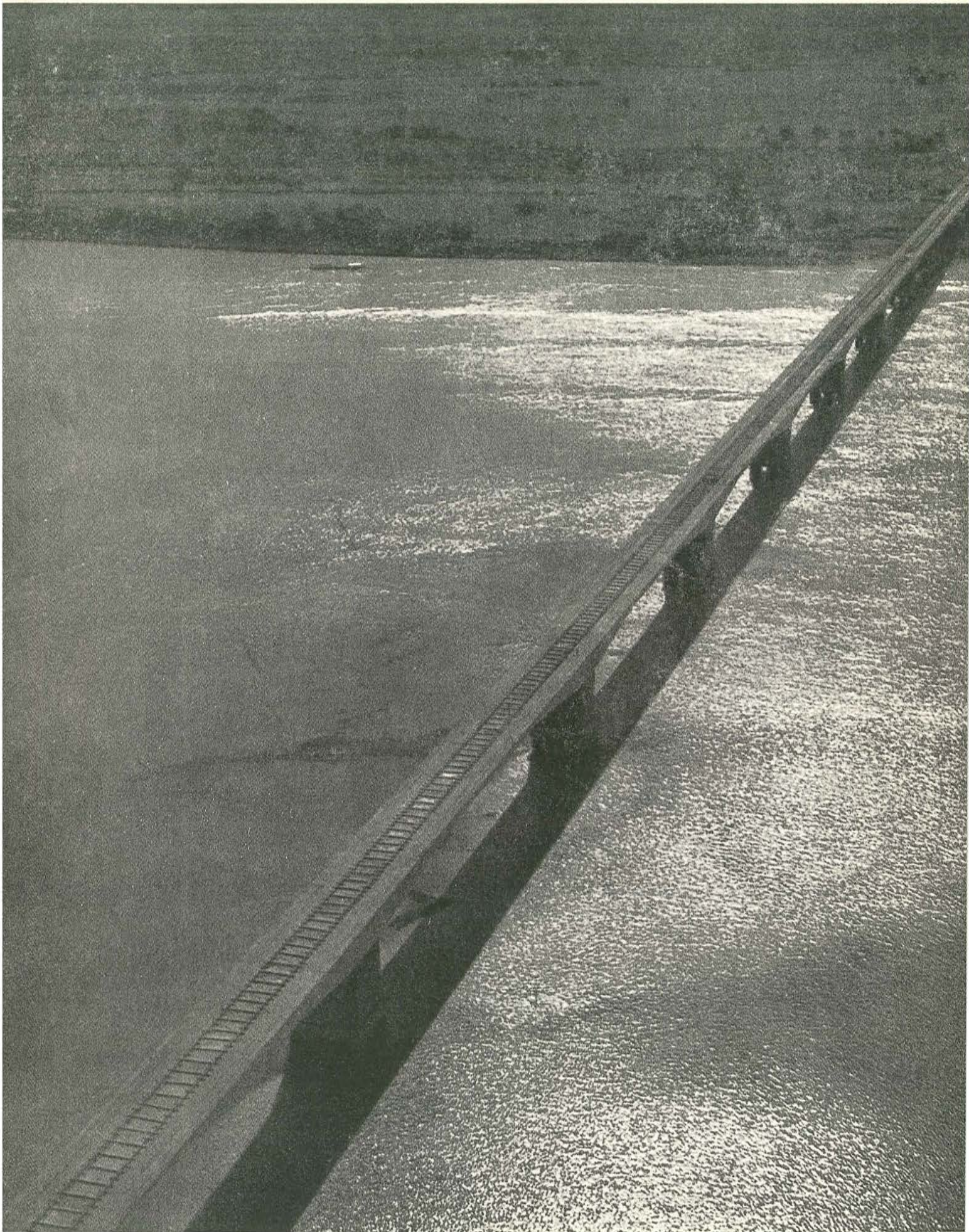
Después del hormigonado del forjado del tablero, se obtiene un perfecto monolitismo entre vigas y forjado, resultando la superestructura del puente continua desde el punto de vista estático.

El momento originado por el peso propio de la viga resulta de $480 \text{ m} \cdot \text{t}$ y el debido a las sobrecargas accidentales es de $1.000 \text{ m} \cdot \text{t}$.

La viga se armó con dieciocho cables, de 40 t, de $12 \text{ } \varnothing 7$: doce cables se tesaron en el taller de prefabricación; los otros seis, después de hormigonadas las losas del forjado.

maquinaria auxiliar de obra utilizada

- 1 Central de hormigonado, con silos para áridos y para el cemento. Capacidad de producción 400 m^3 diarios.
- 4 Hormigoneras móviles, de 2,2 m^3 de capacidad cada una.
- 4 Hormigoneras fijas.



- 12 Baldes para hormigón, de 1,2 m³ de capacidad cada uno.
- 2 Grúas de 30 y 12 t, con equipo de dragalina.
- 1 Grúa de 25 toneladas.
- 1 Transportador CATERPILLAR mod. 995.
- 3 Tractores de diversa potencia, equipados con hoja.
- 8 Compresores giratorios.
- 10 Campanas de aire comprimido.
- 2 Depósitos de aire comprimido, de 2 m³ de capacidad cada uno.
- 6 Generadores de 278 KVA.
- 7 Máquinas soldadoras.
- 1 Taller mecánico completo, con 3 tornos mecánicos, taladradoras, sierras, esmeriladoras, etc. ...
- 12 Camiones volquete.
- 2 Camiones normales.
- 5 Jeeps.
- 1 Camioneta.
- 3 Embarcaciones aparejadas para el transporte de los baldes que contienen hormigón.
Equipo completo para el pretensado, con cinco gatos de 20 t y seis de 40 toneladas.
- 1 Viga de lanzamiento para el transporte de vigas de hasta 120 t. Tiene 96,50 m de longitud y 180 t de peso.
- 4 Vigas de lanzamiento, para los tramos de 112,50 m de luz. Tienen 120 m de longitud y 60 t de peso.
- 5 km de ralles.

datos definitivos sobre los materiales utilizados

Excavación	3.000 m ³	Arena	33.000 m ³
Pilotes	2.800 m	Acero endurecido	900 t
Encofrados	130.000 m ²	Acero CA - 37	1.250 t
Hormigón	50.000 m ³	Conos de anclaje	20.000
Cemento	20.000 t	Neopreno para apoyos ...	1.000 kg
Gravas y gravillas ...	45.000 m ³	Barandillas	10.250 m

normas danesas de hormigón pretensado

proyecto y ejecución de estructuras de hormigón con armaduras pretensas

Tomado de: C. & C.A. Library Translation. Cm. 8 (8/64)

introducción

Se refiere la presente norma al proyecto y ejecución de estructuras y elementos de hormigón, pretensados por medio de alambres o cables de acero, anclados directamente en el hormigón que les rodea mediante la adherencia entre el hormigón y la superficie del alambre.

Para la fabricación de estas piezas—realizadas normalmente en taller—primero se tesan los alambres entre estribos especialmente dispuestos a tal fin. Después, se vierte el hormigón y se espera a que endurezca. Una vez endurecido el hormigón se sueltan los alambres de sus anclajes en los estribos, con lo cual se transmite al hormigón el esfuerzo de pretensado. La retracción del hormigón y las deformaciones diferidas de ambos materiales, hormigón y acero, ocasionan pérdidas en el esfuerzo de pretensado que es necesario considerar en los cálculos.

Tanto el hormigón como el acero deben ser de alta calidad.

1. - materiales

1.1. - Acero

Debido a las pérdidas considerables de tensión en el acero por efecto de la retracción y las deformaciones diferidas, es necesario introducir en la armadura un esfuerzo de pretensado muy elevado. Por ello, el acero de pretensado no suele tener una resistencia a tracción menor de 10.000 kg/cm². Su módulo de elasticidad, E_s , correspondiente a la parte recta del diagrama tensiones-deformaciones, varía entre $1,8 \times 10^6$ y $2,1 \times 10^6$ kg/cm².

Su límite de proporcionalidad es relativamente bajo y no presenta un escalón de relajamiento definido. Tanto para el dimensionamiento de la armadura como para la comprobación del esfuerzo de pretensado, puede ser necesario tener en cuenta la forma del diagrama tensiones-deformaciones del acero empleado.

Algunas veces se utilizan alambres corrugados con objeto de mejorar la adherencia con el hormigón. Sin embargo, tales resaltes pueden causar una disminución importante de la resistencia a la fatiga del acero. El uso de alambres lisos, trenzados por parejas para aumentar la adherencia, no se considera tampoco recomendable.

Para llevar a cabo el control ordinario del acero de pretensado se recomiendan los siguientes ensayos :

- (1) Determinación del diagrama completo tensiones-deformaciones del acero, sometido a carga rápida, acotando especialmente los valores de :

σ_B : tensión de rotura

δ : alargamiento anterior al comienzo de la estricción.

La tensión de rotura debe ser determinada para cada rollo de alambre. Sin embargo, no es necesario hallar experimentalmente el valor de δ con tanta frecuencia ; el número de ensayos, en este caso, dependerá de la importancia y naturaleza de la estructura.

Los ensayos anteriores son suficientes, siempre que se trate de un tipo de acero conocido, producido por una factoría de solvencia, ya que, en este caso, se conocen sus deformaciones diferidas y su resistencia a la fatiga. Sin embargo, cuando se trate de un nuevo tipo de acero o si éste procede de una nueva factoría, se hace necesaria la realización de los siguientes ensayos adicionales :

- (2) Estudio de la fluencia del acero bajo una tensión igual al 0,8 de la de rotura.
- (3) Determinación de la resistencia a la fatiga del acero (no es necesario efectuar esta determinación cuando se trate de alambres lisos). El estudio de la resistencia a la fatiga puede basarse en datos experimentales, dignos de confianza, obtenidos en otros países.

A continuación se indican, a título informativo, los intervalos normales de variación de los valores característicos del material. Corresponden a los aceros comerciales de tipo medio existentes en el mercado en 1950 y son aplicables tanto a los alambres lisos como a los corrugados de diámetro comprendido entre 2 y 5 milímetros :

$$\sigma_B = 22.000 - 14.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_j \approx 2,0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

y para las deformaciones diferidas :

para $\sigma_j = 0,80 \sigma_B$	$\epsilon_{pl} \approx 0,1 - 0,2 \%$
» $\sigma_j = 0,75 \sigma_B$	$\epsilon_{pl} \approx 0,05 \%$
» $\sigma_j = 0,45 \sigma_B$	$\epsilon_{pl} \approx 0$

Se debe hacer notar que la mayor parte de las deformaciones diferidas del acero tienen lugar durante un período de tiempo relativamente corto (algunos días, solamente).

1. 2. - Hormigón

El pretensado exige el empleo de hormigones de muy alta calidad. Los valores de su retracción y de sus deformaciones diferidas deben ser lo más pequeños posible, con objeto de reducir al mínimo las pérdidas de tensión en los cables de pretensado. Por esta razón, no está permitido, en general, el uso de hormigones con un contenido de cemento superior a 500 kg/m³, a no ser que se determinen, experimentalmente, los valores de la retracción y de las deformaciones diferidas, por

medio de ensayos adecuados. El hormigón debe ser muy compacto y, por consiguiente, siempre vibrado, a menos que se utilice otro método de compactación de igual eficacia.

Para el proceso de fabricación resulta del mayor interés, desde el punto de vista práctico, poder soltar los alambres lo antes posible de los estribos de anclaje. Por este motivo, se emplean métodos artificiales para acelerar el endurecimiento del hormigón; con este fin, se utiliza frecuentemente el curado por vapor. La aplicación de estos métodos requiere cuidados especiales y debe tenerse en cuenta que, si bien un endurecimiento artificial es capaz de proporcionar la adecuada resistencia a compresión, puede también afectar perjudicialmente a otras propiedades importantes del hormigón, tales como su resistencia a tracción y su durabilidad.

La resistencia a compresión del hormigón se debe controlar por medio de ensayos sobre probetas cúbicas de 20 cm de lado. Se admite la utilización de probetas cúbicas de 10 ó de 7 cm de lado, si se aplican a los resultados los correspondientes coeficientes de conversión, deducidos experimentalmente, y siempre que el tamaño máximo del árido no exceda de 20 ó de 10 mm, respectivamente. Las probetas se deben fabricar en moldes metálicos. La resistencia a compresión del hormigón se puede comprobar también, si se desea, empleando probetas prismáticas o cilíndricas.

La resistencia a flexión del hormigón se determina mediante ensayos sobre probetas prismáticas de sección cuadrada, y de longitud igual a cinco veces el lado de la sección. Según la granulometría de los áridos es conveniente utilizar los siguientes tamaños de probetas:

Tamaño máximo del árido ≤ 10 mm	4 × 4 × aprox. 20 cm
» » » » ≤ 20 mm	8 × 8 × aprox. 40 cm
» » » » ≤ 30 mm	12 × 12 × aprox. 60 cm

La resistencia a flexión se calcula para un módulo de sección igual a $a^3/6$, siendo a el lado de la sección transversal cuadrada de la probeta. La resistencia real a tracción (tracción pura) se puede suponer igual al 60 por 100 de la medida en flexión. A título informativo, se indica que la resistencia a flexión de un hormigón de buena calidad—es decir, un hormigón cuya resistencia a compresión en probeta cúbica, a los 28 días, sea, al menos, de 600 kg/cm²—está comprendida entre el 12 y el 15 % de su resistencia a compresión en probeta cúbica. Para los ensayos de rutina, «in situ», es necesario preparar al menos, por cada estructura, un grupo de seis probetas: tres cúbicas y tres prismáticas. El hormigonado de las probetas debe ser simultáneo al empleo del hormigón en la estructura. Tanto el hormigonado como el curado, deben realizarse de acuerdo con las «Normas para estructuras de hormigón y hormigón armado» (DS 411.9.1).

El valor medio de la resistencia a compresión, a los 28 días, de las tres probetas cúbicas de cada grupo, no debe ser inferior a la resistencia exigida, es decir, de 500 a 600 kg/cm², o más. La resistencia en probeta cúbica en el momento de la transferencia (es decir, al soltar los alambres de sus anclajes) debe variar entre 350 y 400 kg/cm².

El valor medio de la resistencia a flexión, para cada grupo de probetas, no debe ser inferior al 10 % de la resistencia a compresión exigida. Además, ninguna probeta dará un valor inferior a 35 kg/cm².

El módulo de elasticidad del hormigón, E_c , se puede tomar igual a 400.000 kg/cm² para cargas de corta duración.

La deformación diferida del hormigón se puede suponer igual al doble de la deformación elástica. Por tanto, la deformación total resulta igual a tres veces la deformación elástica y se puede calcular directamente utilizando un módulo de elasticidad ficticio igual a 1/3 del módulo de elasticidad para cargas de corta duración. A esta deformación hay que sumarle la debida a la retracción, para la que se puede tomar un valor aproximado de 0,04 por 100.

A continuación se indican unos valores de la relación $E_j/E_b = n$, que resultan suficientemente aproximados para las aplicaciones prácticas :

$n = 5$ para cargas de corta duración (sobrecargas).

$n = 15$ para cargas permanentes (peso propio, etc.).

Para estructuras de poca importancia se puede adoptar $n = 10$ en todos los casos.

2. - ejecución

Los alambres de pretensado deben estar exentos de suciedad, grasa, aceite u óxido no adherido. Es necesario proceder al tesado de tal forma que se alcance la tensión deseada en los alambres, con suficiente precisión. Para controlar esta operación puede ser necesaria la utilización del diagrama tensiones-deformaciones. No es conveniente tesar simultáneamente alambres de distinto tipo u origen, ya que las diferencias entre los respectivos diagramas pueden ser importantes.

El hormigón utilizado ha de ser de consistencia «seca» y, por tanto, es imprescindible vibrarlo. Con objeto de evitar el alabeo de las piezas esbeltas es necesario colocar los cables, en su posición correcta, con gran precisión y conseguir un hormigonado lo más uniforme posible.

3. - cálculo

Las estructuras se deben calcular en rotura. Además, es necesario efectuar comprobaciones para los siguientes estados de carga :

- bajo el esfuerzo de pretensado solamente, si existe la posibilidad de que este caso se presente en la práctica;
- bajo el esfuerzo de pretensado + las cargas permanentes ;
- bajo el esfuerzo de pretensado + las cargas permanentes + las sobrecargas.

3. 1. - Flexión

A. En rotura :

La resistencia a compresión utilizada en el cálculo en rotura debe determinarse por uno de los métodos siguientes :

1. Hallando el valor medio, M , y la desviación standard, m^* , correspondiente al ensayo de cincuenta probetas cúbicas ; la resistencia a compresión en rotura, σ_c , se toma igual a : $M - 2$ metros.

* Siendo N el número de ensayos y v su dispersión, se obtiene: $m = \sqrt{\frac{\sum v^2}{N-1}}$; para $N = 50$, resulta así:

$$m = \frac{1}{7} \sqrt{\sum v^2}$$

Este procedimiento es sólo aplicable si se utilizan probetas de 20 cm de arista, ensayadas en la forma normal. En el caso de utilizar probetas de menor tamaño, es necesario aumentar el número de probetas a más de cincuenta, o bien el factor 2.

2. La resistencia a compresión en rotura, σ_c se toma igual al 70 % de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cúbica a los 28 días.

El momento de rotura de la estructura, M_B , se determina a partir de la resistencia a rotura del hormigón. Es imprescindible que se cumpla la siguiente relación :

$$M_B \geq M_{n_1 g + n_2 p}$$

En la fórmula anterior, para los coeficientes de seguridad, n_1 y n_2 , se suele adoptar el valor 2. Según las circunstancias, sin embargo, es posible tomar otros valores para estos coeficientes, por ejemplo : $n_1 = 1,5$ y $n_2 = 2,5$. Siempre hay que considerar las sobrecargas actuando en la posición más desfavorable.

Para la determinación del momento de rotura se admite la hipótesis de que las secciones transversales se conservan planas (fig. 1 b).

La ley de Hooke no es aplicable en este caso. Como consecuencia, el diagrama de distribución de tensiones en el hormigón de la zona comprimida, no será lineal, sino curvo (fig. 1 c).

Como resistencia a compresión por flexión en roturas, σ_c ; se puede adoptar el valor $\sigma_c = 0,8 \sigma_c$, donde σ_c es la resistencia a rotura determinada por cualquiera de los métodos, 1 ó 2, expuestos anteriormente.

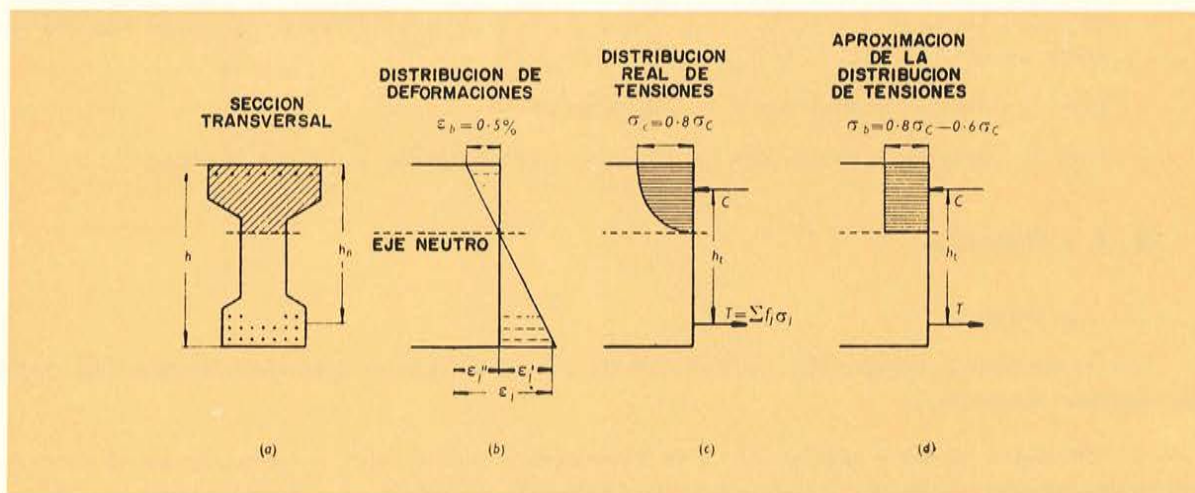


Fig. 1

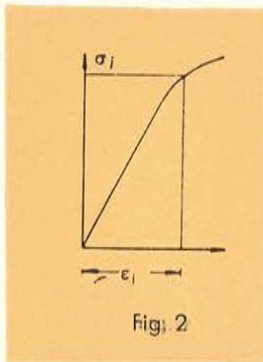
Con objeto de simplificar el cálculo se permite, en la práctica, adoptar una distribución uniforme de tensiones («stress - block»), de la forma indicada en la figura 1 d. El valor, constante, de σ_b (tensión uniforme de cálculo), se puede tomar igual a $0,6 \sigma_c$ en el caso de sección rectangu-

lar y a $0,8 \sigma_c$ si se trata de vigas de sección en T con alas muy delgadas y se desprecia la zona comprimida situada en el nervio (o alma). Para otras secciones, de forma intermedia entre las dos anteriores, se debe adoptar un valor de σ_s comprendido entre $0,6$ y $0,8 \sigma_c$.

Para calcular la posición de la fibra neutra, la profundidad de la zona comprimida y la magnitud del esfuerzo de compresión, se tomará como deformación de rotura del hormigón $\epsilon_B = 0,05\%$. A partir de la hipótesis de que las secciones transversales se conservan planas, puede entonces determinarse la deformación ϵ'_j que le corresponde al acero.

Pero hay que tener en cuenta que el acero, debido al esfuerzo de pretensado aplicado, habrá experimentado previamente una deformación, ϵ''_j ; por consiguiente, su deformación total en rotura será: $\epsilon_j = \epsilon'_j + \epsilon''_j$. Una vez determinada ϵ_j , y conocido el diagrama tensiones-deformaciones del acero (fig. 2), es posible calcular el valor de la tensión de los alambres en el momento de la rotura. En general, no es admisible suponer que todos los alambres tienen la misma tensión.

De esta forma, se deduce el esfuerzo total de tracción; y si éste resulta igual al de compresión, es que la profundidad de la fibra neutra ha sido correctamente elegida. En el caso de que ambos valores sean diferentes, es necesario rectificar el cálculo variando la posición de dicha fibra. Este procedimiento permite garantizar un coeficiente de seguridad igual a 2 para el acero y variable entre 3 y 4 para el hormigón.



Para las pérdidas de pretensado originadas por la fluencia y la retracción, se puede adoptar un valor comprendido entre 1.000 y 2.000 kg/cm^2 (1.500 kg/cm^2 como valor medio). También es posible determinarlo a partir de los resultados obtenidos mediante ensayos confiables, realizados sobre los propios materiales utilizados.

Análogamente, el coeficiente de seguridad a rotura se puede determinar por medio de ensayos, en vez de hallarlo analíticamente.

B. Comprobación de tensiones en las tres hipótesis de carga citadas anteriormente :

Para efectuar esta comprobación se admite que las secciones planas permanecen asimismo planas y que el diagrama de distribución de tensiones en la sección es lineal. Se debe comprobar que, bajo cualquiera de los tres estados de carga, las tracciones en el hormigón se mantienen dentro de unos límites adecuados, que varían según el tipo de estructura.

Bajo la segunda hipótesis de carga (esfuerzo de pretensado + carga permanente), las tensiones de compresión en el hormigón deben ser inferiores al $1/3$ de su resistencia en probeta cúbica, a los 28 días, con el objeto de evitar una fluencia excesiva.

En cualquiera de las tres hipótesis de carga, las tensiones en el acero no deben exceder del 70% de su resistencia a tracción, determinada experimentalmente.

3. 2. - Anclaje

Se deben adoptar todas las precauciones necesarias para asegurarse de que la adherencia entre el hormigón y el acero es suficiente para proporcionar un anclaje eficaz. En este sentido, son preferibles los alambres corrugados a los lisos.

También es necesario evitar los desperfectos en el hormigón que puede ocasionar el anclaje de los alambres en los extremos de las piezas.

Para ello deberán utilizarse cercos, adecuadamente calculados y dispuestos, o cualquier otro dispositivo equivalente.

3. 3. - Estructuras compuestas

Las estructuras en las cuales se incluyen piezas prefabricadas de hormigón pretensado, con armaduras pretesas, deben proyectarse según los mismos principios adoptados para el cálculo de las estructuras de hormigón pretensado construidas «in situ».

La unión entre las distintas partes componentes de una estructura compuesta se efectúa, generalmente, por adherencia entre las superficies de hormigón en contacto. Para poder confiar en esta unión, el valor de la tensión de adherencia desarrollada en rotura, supuesta constante sobre toda la superficie de contacto no debe exceder de la mitad de la resistencia a tracción del hormigón más débil. Además, es necesario picar dichas superficies de contacto para hacerlas rugosas. No es admisible suponer que los estribos o cercos y la adherencia actúan simultáneamente, en especial si tales estribos están pretensados.

4. - resistencia al fuego

El acero de pretensado es muy susceptible al calor, debido, principalmente, a que su alta resistencia se ha obtenido, en general, por un tratamiento en frío. Una temperatura de unos 300° C puede fragilizar este acero, y calentándolo a 600° C o más se produce una disminución notable de su capacidad resistente. En los casos en que, por circunstancias especiales, sea necesaria una gran resistencia al fuego, deberán protegerse las armaduras por medio de un aislamiento apropiado. A este respecto, conviene hacer notar que, debido a la alta calidad del hormigón y a la favorable distribución de armaduras, las estructuras de hormigón con armaduras pretesas ofrecen, frecuentemente, una seguridad contra el fuego superior a la que poseen las estructuras de hormigón armado ordinario.

nota

El núm. 76 de la revista «Hormigón y Acero», correspondiente al tercer trimestre del año 1965, estará dedicado a las «Recomendaciones prácticas unificadas para el cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado», del Comité Europeo del Hormigón.

Dichas Recomendaciones han sido publicadas recientemente por el I. E. T. c. c.