



hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

85

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

SOCIOS PROTECTORES DE LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

Como ya se ha anunciado, a partir del 1 de enero del año actual, se ha creado una nueva categoría, la de **"Socio Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros de nuestra Asociación que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en la nueva categoría de **"Socio Protector"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.

CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ — Carlos III, 48. Pamplona (Navarra).

PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.

PROCEDIMIENTOS BARREDO — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.

La Asociación Española del Hormigón Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento, a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

son instituciones miembros correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia)

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur -Bahía Blanca (República Argentina)

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba, (República Argentina)

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

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

n. 85

octubre - noviembre - diciembre 1967

i. e. t. c. c.

instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

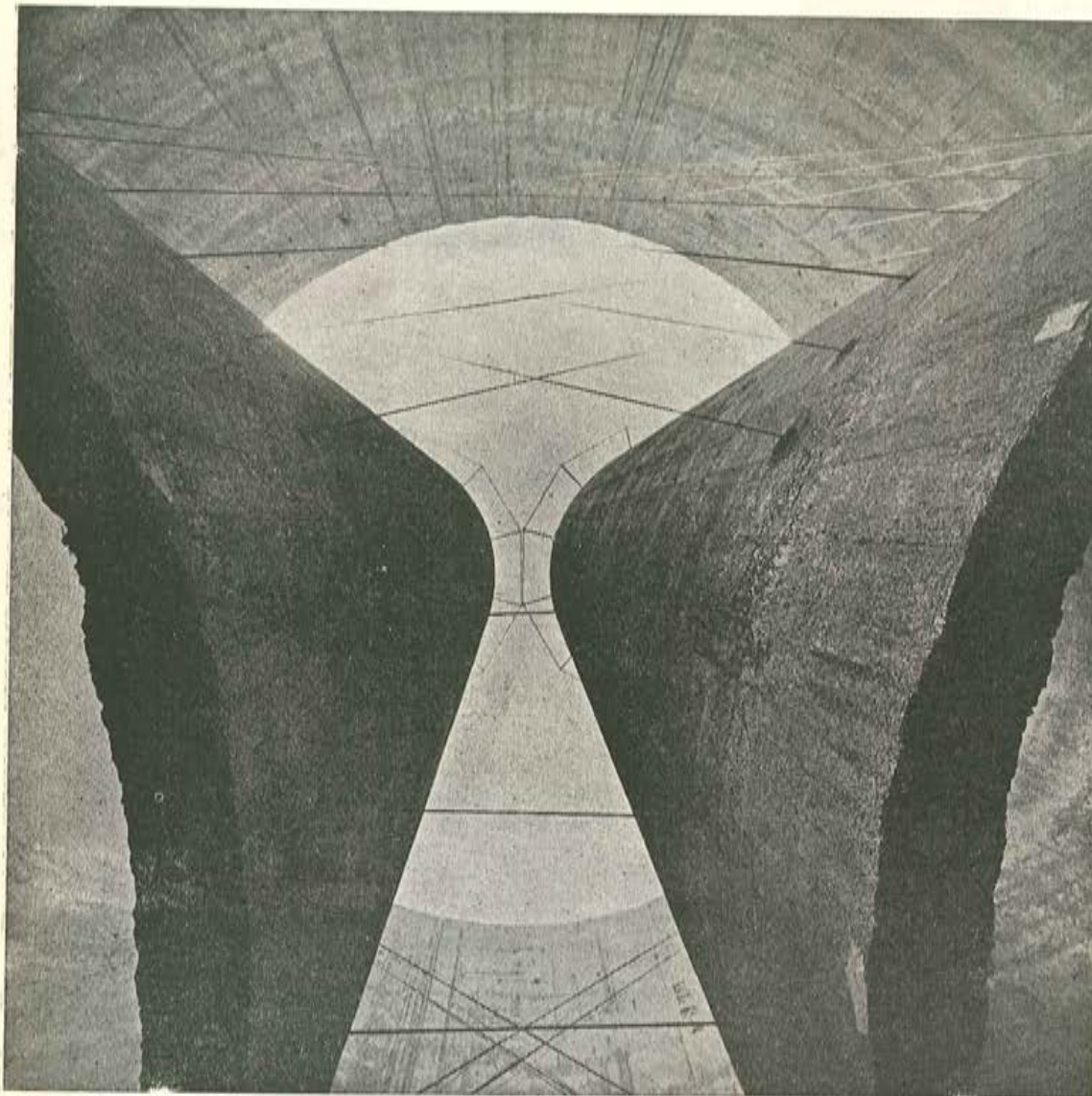
PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito Legal: M. 853 - 1958

procedimientos **Barredo**

(Fotografía n.º 70 del pabellón de OFICEMEN)

Pabellón de OFICEMEN en la FICOP - 1967: Suspensión de los cilindros de 165 Tm con alambre de ϕ 5 mm



postesado con alambre y cables trenzados
lanzamientos y montajes

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

RELACION DE EMPRESAS QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NUMERO, FIGURAN INSCRITAS EN LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO, COMO "SOCIOS COLECTIVOS"

ESPAÑA

ACEROS DEL LLODIO, S. A. — Llodio (Alava)
AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya)
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO — Madrid
AGUSTI, S. L. — Gerona
ARION, S. A. — Barcelona
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO — Barcelona
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona
BUTSEMS, S. A. — Valencia
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA — Valladolid
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid
C. E. J. A. S. A. — Zaragoza
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC — Barcelona
CENTRO INFORMATIVO CANARIO DE LA EDIFICACION — Las Palmas de Gran Canaria
CERAMICA RUBIERA — Gijón (Oviedo)
CIDESA - CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES — La Coruña
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO — Bilbao (Vizcaya)
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. - HIDROCIVIL — Madrid
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL NORTE DE ESPAÑA - SECCION ORIENTAL — Santander
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao (Vizcaya)
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid
CUPRE - PREFABRICADOS DE HORMIGON. — Valladolid.
DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS - MINISTERIO DEL EJERCITO — Madrid
DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA - MINISTERIO DEL AIRE — Madrid
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid
EDES, S. A. — EMPRESA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS — Madrid
ELABORADOS METALICOS, S. A. — La Coruña
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S. A. - AUXINI — Madrid
ENAGA, S. A. — Madrid

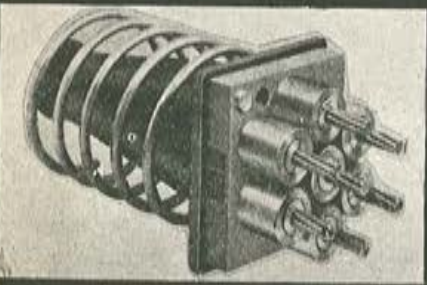
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid
EPTISA - ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION - "EXCO" — Madrid
FACOSA - FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS — Valencia
FERROLAND, S. A. — Valencia
FORMO, S. A. — Barcelona
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS - MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS —
Madrid
GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid
HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.
HIDAQUE, S. A. — Granada
HIFORCEM - HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — Sevilla.
HORMIGON PRETENSADO, S. A. E., BBR — Barcelona
HORPRESA, S. A. — Madrid
HORSA, S. A. — Barcelona
HUARTE Y COMPAÑIA, S. A. — Madrid
IDEAM, S. A. — Madrid
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza
INDUSTRIAS DEL CEMENTO - VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya)
I. N. H. O. R. - INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION — Madrid
INTECSA - INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — Madrid
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS — Valencia
TERCERA JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Bilbao (Vizcaya).
JOSE MARIA ELOSEGUI - CONSTRUCCIONES — San Sebastián (Guipúzcoa)
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO — Madrid
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona)
MATENSA - MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — Madrid
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Barcelona
MATUBO, S. A. — Madrid
J. MIRO TREPAT - CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona
MOSAICOS ROURA, S. A. — Vich (Barcelona)
V. PEIRO, S. A. — Valencia
POSTENSA — PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — Bilbao (Vizcaya)
PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION - PRELCONSA — San Claudio
(Oviedo)
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. - PREASA — Vitoria (Alava)
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada - Pamplona (Navarra)
PREFABRICADOS STUB - MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona)

PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra)
 PRETENSADOS ANDALUCIA, S. A. — Málaga
 PRETENSADOS CUÑAT - Agramunt (Lérida)
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA S. A. — Madrid
 SECOTEC — Madrid
 SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya)
 SOCIEDAD ANONIMA ECHEVARRIA — Bilbao (Vizcaya)
 SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia
 SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S. A. — Eran-
 dio-Bilbao (Vizcaya)
 SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A. OBRASCON. — Córdoba
 TEJERIAS LA COVADONGA — Muriedas de Camargo (Santander)
 TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid
 TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona)
 TEPISA — Tarrasa (Barcelona)
 TETRACERO, S. A. — Madrid
 TOSAM, S. L. — Segovia
 TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Barcelona
 UNION MADERERA CACEREÑA, S. A. — Cáceres
 VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid
 VIALCA, S. L. — Alcalá la Real (Jaén)
 VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada
 VIAS Y OBRAS PROVINCIALES — San Sebastián (Guipúzcoa)
 VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
 VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — La Corredoría (Oyiedo)
 VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla
 VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca

EXTRANJERO

FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL —
 Lima (Perú)
 FACULTAD DE INGENIERIA (Biblioteca) — Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires (República
 Argentina)
 INSTITUTO DE EDIFICACION EXPERIMENTAL - UNIVERSIDAD DE CHILE — Santiago de Chile
 (Chile)
 INSTITUTO DEL LIBRO — Vedado-La Habana (Cuba) (14 suscripciones)
 INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY — Monterrey, N. L.
 (México)
 UNIVERSIDAD DE CHILE - FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS - DEPARTA-
 MENTO DE OBRAS CIVILES (Biblioteca Central). — Santiago de Chile (Chile)
 UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES - FACULTAD DE INGENIERIA — La Paz (Bolivia)
 ZARAZAGA Y DE GREGORIO — San Miguel de Tucumán (República Argentina)

Terminal petrolifera de CEPSA en Tarragona.
Contratista: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.



Sistema CCL para **PRETENSAR Y POSTENSAR**

RECLAMO

Anclajes de alambres y cordones por cuñas de acción directa. ● Posibilidad de obtener grandes y pequeñas concentraciones de esfuerzos. ● Gatos sencillos y manejables. ● Equipos de inyección. ● Placas de apoyo de neopreno. ● Economía de precios. ● Asistencia técnica.

Solicite información y referencias
de obras realizadas en España a

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS S.L.

Valencia, 308 - T. 215 57 85 - Barcelona (9)
Santiago Bernabeu, 2 - Tel. 261 44 73 - Madrid (16)

Ruego me envíen documentación sobre el sistema CCL
para pretensar y postensar

Nombre Profesión

Dirección

Localidad Provincia

método directo para calcular secciones compuestas, en hormigón pretensado

YU - LIN WANG

Senior Engineer, Taiwan Highway Bureau. - Taipei, República de China (*)

resumen

El principio básico de este método para calcular una sección compuesta constituida por una viga prefabricada de hormigón pretensado y una losa superior hormigonada *in situ*, consiste en elegir para la viga una sección en la cual y_b resulte tal que el valor del momento resistente, Z_{bo} , de la sección compuesta respecto al borde inferior sea mínimo. Por lo demás, el procedimiento de cálculo seguido es casi el mismo que se describe en el trabajo citado en la referencia bibliográfica núm. (1). Este método es racional, práctico y proporciona secciones económicas.

introducción

En este artículo se describe un método sencillo para el cálculo de secciones compuestas, en hormigón pretensado. Es una continuación al trabajo publicado por el autor en la Revista *PCI Journal* de febrero de 1964, "Método directo para el cálculo de vigas de hormigón pretensado" (**). La mayor parte de la notación, ecuaciones y ábacos incluidos en dicho trabajo son utilizados también en el presente estudio. Como es lógico, aquí no se repiten.

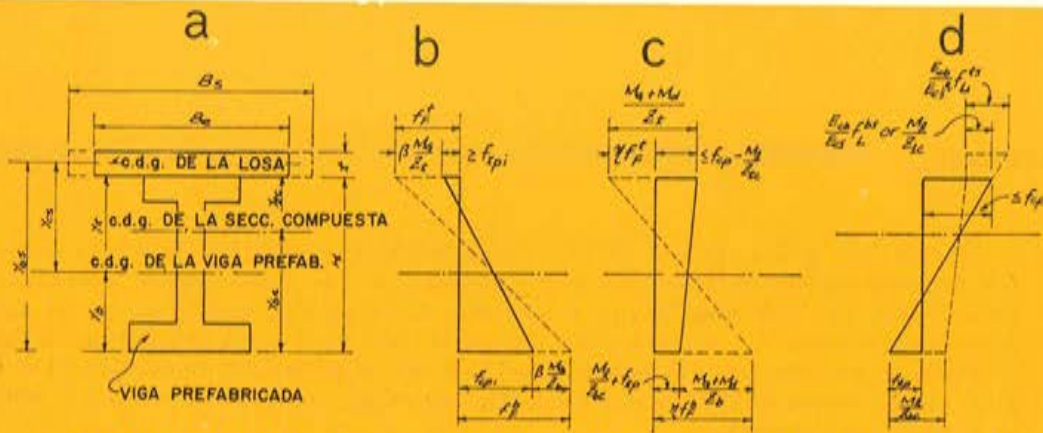
El cálculo de la sección compuesta de una viga prefabricada pretensada y una losa hormigonada *in situ* se basa en la relación ϕ entre Z_{bo} y Z_b , siendo Z_{bo} y Z_b los momentos resistentes, con respecto al borde inferior, de la sección compuesta y de la viga prefabricada respectivamente. Inicialmente, se parte de un valor arbitrario de ϕ y se toma para M_i/ϕ el momento por sobrecarga, que actúa sólo sobre la viga prefabricada. A continuación se calcula el área, A , de la sección que debe darse a la viga prefabricada, como si se

(*) Agradecemos al autor la autorización que amablemente nos ha concedido para incluir en HORMIGÓN Y ACERO la traducción de este artículo, publicado en inglés en el *Journal of Prestressed Concrete Institute*, vol. 10, núm. 5. LA REDACCIÓN.

(**) Este artículo fue publicado en el núm. 74, pág. 20, de HORMIGÓN Y ACERO.

tratase de una viga en I. Se comprueba entonces la relación Z_{bc}/Z_b correspondiente a la sección compuesta constituida por la losa dada y la viga cuya área A ha sido calculada. Si el valor de Z_{bc}/Z_b es prácticamente igual al inicialmente adoptado para ϕ , entonces Z_b y Z_{bc} serán mínimos y la sección tanteada será, por consiguiente, una sección económica. El valor de y_b , tal como se indica en el trabajo de la referencia 1, debe elegirse de forma que se satisfagan las condiciones exigidas: al momento resistente de la sección prefabricada, Z_t , respecto al borde superior; a la excentricidad práctica de la armadura de pretensado, e_s , y a la resistencia en rotura por flexión.

Sobre estas tres condiciones de y_b , representadas por los valores y_m , y_c y y_n , respectivamente, se tratará más adelante. La distribución de tensiones en la viga prefabricada y en la sección compuesta se representa en la figura 1.



a. Sección compuesta.—b. Tensiones bajo el esfuerzo inicial de pretensado y el peso propio de la viga.—c. Tensiones bajo el esfuerzo de pretensado efectivo y la concarga total.—d. Tensiones bajo el esfuerzo de pretensado efectivo y la concarga y sobrecarga total, en la sección compuesta.

Fig. 1.—Distribución de tensiones.

notación adicional

Además de la notación ya explicada en el trabajo de la referencia 1, se utiliza la siguiente:

B_s = anchura de la losa hormigonada *in situ*, en cm.

$B_e = \frac{E_{cs}}{E_{cb}} B_s$, anchura efectiva de la losa, en cm.

t = espesor medio de la losa, en cm.

$A_e = B_e t$, área efectiva de la losa, en cm^2 .

y_{cs} = distancia entre los centros de gravedad de la losa y de la viga prefabricada, en cm.

y_{bs} = distancia entre el centro de gravedad de la losa y la fibra inferior de la viga prefabricada, en cm.

- A_{ad} = parte del área A de la sección de la viga prefabricada, necesaria para resistir la concarga (incluido el peso propio de la viga), en cm^2 .
- A_l = parte del área A , necesaria para resistir la sobrecarga que actúa sobre la viga prefabricada aislada, en cm^2 .
- Z_d = momento resistente, respecto al borde inferior, de la sección de viga necesaria para resistir la carga permanente, en cm^3 .
- Z_l = momento resistente, respecto al borde inferior, de la sección de viga necesaria para resistir la carga permanente, en cm^3 .
- $Z_{uc}(Z_{tc})$ = momento resistente de la sección compuesta, respecto al borde inferior (superior) de la viga prefabricada, en cm^3 .
- $y_{bc}(y_{tc})$ = distancia desde el centro de gravedad de la sección compuesta, al borde inferior (superior) de la viga prefabricada, en cm .
- $Q_{cb} = A_e \cdot y_{bs} + Ay_b$ = momento estático de la sección compuesta, respecto al borde inferior de la sección, en cm^3 .
- ϕ = relación Z_{uc}/Z_b .
- $f_{lc}^b(f_{lc}^t)$ = tensión en el borde inferior (superior) de la viga prefabricada, debida a la sobrecarga que actúa sobre la sección compuesta, en kg/cm^2 .
- $f_l^{bs}(f_l^{ts})$ = tensión en el borde inferior (superior) de la losa, debida a la sobrecarga que actúa sobre la sección compuesta, en kg/cm^2 .
- f_{auc} = máxima tensión media admisible, en el hormigón de la viga prefabricada, bajo la acción de F_u actuando con la excentricidad e_u , en kg/cm^2 .
- $E_{cb}(E_{cs})$ = módulo de elasticidad del hormigón de la viga (losa), en kg/cm^2 .
- d = distancia entre el centro de gravedad de la armadura de pretensado y el borde superior de la losa, es decir, el canto útil de la sección compuesta.
- $p = A_s/B_e \cdot d$ = cuantía de la armadura de pretensado.
- $f_{su} = f'_s \left(1 - 0,5 \frac{P \cdot f'_s}{f'_c} \right)$. (Según las Recomendaciones ACI-ASCE). Tensión de la armadura de pretensado, en rotura.
- $M_u = A_s \cdot f_{su} \cdot d \left(1 - 0,6 \frac{P \cdot f_{su}}{f'_c} \right)$. (Según las Recomendaciones ACI-ASCE). Momento de rotura por flexión.

sección que debe tener la viga prefabricada

El momento resistente, respecto al borde inferior, de la sección de viga pretensada necesaria para resistir la sobrecarga es igual a:

$$Z_s = \frac{M_s}{\gamma f_{cpl} - f_{tp}} \quad [1-4^*]$$

* Las ecuaciones números 1 a 5 se deducen en el trabajo indicado en la Referencia 1.

Haciendo

$$Z_s = Z_d + Z_l \quad \text{y} \quad M_s = M_d + M_l$$

resulta:

$$Z_d = \frac{M_d}{\eta f_{cp1} - f_{tp}} \quad [1-4a] \quad \text{"} \quad Z_l = \frac{M_l}{\eta f_{cp1} - f_{tp}} \quad [1-4b]$$

De acuerdo con la ecuación [4-3]:

$$A = \frac{Z_s k_b + k_1 H^2 B_w}{k_2 H - \alpha Z'_G k_b} = \frac{Z_d + k_1/k_b \cdot H^2 B_w}{k_2/k_b \cdot H - \alpha Z'_G} + \frac{Z_l}{k_2/k_b \cdot H - \alpha Z'_G}$$

Haciendo

$$\frac{Z_d + k_1/k_b \cdot H^2 B_w}{k_2/k_b \cdot H - \alpha Z'_G} = A_{Gd} \quad [6-1]$$

$$\frac{Z_l}{k_2/k_b \cdot H - \alpha Z'_G} = A_l \quad [6-2]$$

se obtiene:

$$A = A_{Gd} + A_l$$

que es otra forma de la ecuación [4-3] para calcular el área que debe tener la sección de la vigueta pretensada. En una sección compuesta, con $Z_{bc}/Z_b = \phi$, el área que debe tener la sección de la viga prefabricada será:

$$A = A_{Gd} + A_l/\phi \quad [6-3]$$

Una vez elegidas todas las dimensiones de la viga prefabricada, excepto B_b y B_l , y fijados mediante tanteo los valores de y_b o k_1 , la única variable en la [6-3], después de sustituir en ella los términos de las [6-1] y [6-2], es ϕ . El valor de ϕ se determina también por tanteo, en función de las características relativas de la losa y la viga prefabricada.

Generalmente ϕ es, en cierto modo, inversamente proporcional a la longitud de la pieza y, para luces normales, para un primer tanteo puede tomarse $\phi = 1,5$.

La relación Z_{bc}/Z_b de una sección compuesta en la cual se conocen las dimensiones o las características, tanto de la losa como de la viga, puede expresarse por:

$$\frac{Z_{bc}}{Z_b} = A_e \left\{ \frac{I^2}{12} + y_{cs}^2 - \frac{y_{cs}}{Q_{cb}} - A_e \cdot \frac{y_{cs} y_b - \frac{I^2}{12}}{I} \cdot \frac{y_{cs}}{Q_{cb}} \right\} + 1 \quad [6-4]$$

En una sección compuesta, si la losa y la sección prefabricada son de proporciones normales, el valor $I^2/12$ es, generalmente, tan pequeño en comparación con y_{cs}^2 o $y_{cs} y_b$ que puede despreciarse y prescindir de él en la [6-4] con un error inferior al 1%. Con ello, la [6-4] se simplifica, quedando reducida a:

$$\phi - 1 = \frac{A_e y_{cs}}{Q_{cb}} \left(\frac{y_{cs}}{K_c} - 1 \right) \quad [6-5]$$

Como quiera que el valor de E_c calculado mediante la expresión, $126.000 + 500 f'_c$ (en kg/cm^2), propuesta en las Recomendaciones del ACI-ASCE, puede diferir un 25 % como máximo de su valor real, se considera que a [6-5] es suficientemente aproximada. El valor de ϕ varía, generalmente, entre 1 y 2 y, por consiguiente, $\phi - 1$ será la parte decimal de ϕ , o sea, el incremento del momento resistente de la sección, con respecto al borde inferior, originado por la acción compuesta de los dos elementos (viga y losa).

Una vez fijado el valor de ϕ por tanteo y sustituido en la [6-3], se halla el valor de A . Con este valor de A se obtiene, a su vez:

$$Q_{cb} = y_{be} A_c + y_b A \quad [6-6]$$

$$K_c = \frac{k_2}{k_b} H - \frac{k_1 H^2 B_w}{k_b A} \quad [4-9]$$

Los valores de Q_{be} y k_c , dados por las [6-6] y [4-9], se introducen entonces en la [6-5] y se calcula así ϕ . Si el valor de ϕ , calculado por esta [6-5], es igual al utilizado en la [6-3], el valor de A dado por ésta será el área de la viga prefabricada necesaria para la sección compuesta que se calcula. Si el ϕ , deducido de [6-5], resulta mayor que el utilizado en la [6-3], será necesario tantear un nuevo valor de ϕ , un poco mayor que el dado por [6-5]. Por el contrario, si el ϕ , deducido de la [6-5], resulta menor que el introducido en [6-3], habrá que tantear un nuevo valor de ϕ , un poco menor que el obtenido en la [6-5].

En los casos comunes, dos tanteos serán suficientes y debe tenerse en cuenta además que el cálculo en el segundo tanteo se simplifica mucho.

Una vez determinado A , los valores de Z_b y de las demás características de la sección compuesta pueden calcularse fácilmente utilizando las siguientes ecuaciones:

$$Z_b = \frac{k_2}{k_b} HA - \frac{k_1}{k_b} H^2 B_w \quad [4-8]$$

$$Z_{be} = \phi Z_b \quad [6-7a]$$

$$y_{be} = \frac{Q_{cb}}{A_c + A} \quad [6-7b]$$

$$y_{te} = H - y_{be} \quad [6-7c]$$

$$Z_{te} = \frac{Z_{be} y_{be}}{y_{te}} \quad [6-7d]$$

esfuerzo de pretensado necesario

El valor medio de la tensión de pretensado $f_a = \frac{F}{A}$ sobre la viga prefabricada de una sección compuesta, con Z_{be} mínimo, y siendo e_s la excentricidad de la armadura de pre-

tensado respecto al centro de gravedad de la sección de hormigón de la pieza prefabricada, puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$f_a = \frac{K_c f_{cpt} + \beta m L^2}{K_c + e_s} \quad [2-2]$$

La tensión media mínima, f_{at} (cuando $e_s = e_l$) puede obtenerse así:

$$f_{at} = f_{cpt} k_t + f_{tp} k_b \quad [2-4]$$

El cálculo de estos valores (f_a , f_{at} y e_l) en la viga prefabricada de una sección compuesta se hace exactamente igual que en una viga en I. Como la máxima tensión media admisible, f_{auc} (cuando $e_s = e_u$), en la viga prefabricada de una sección compuesta es función de las tensiones originadas por la sobrecarga, la expresión de f_{auc} es:

$$f_{auc} = \frac{1}{\eta} [(f_{cp} - f_{lc}^t) k_b + (f_{tp} - f_{lc}^b) k_t] \quad [6-8]$$

o bien:

$$f_{auc} = f_{au} - \frac{1}{\eta} (f_{lc}^t k_b + f_{lc}^b k_t) \quad [6-8a]$$

De la [6-8a] se deduce:

$$f_{auc} - f_{au} = -\frac{1}{\eta} (f_{lc}^t k_b + f_{lc}^b k_t),$$

en la cual f_{lc}^b es una tracción (—) y f_{lc}^t una compresión (+). Teniendo en cuenta que

$$f_{lc}^t k_b < -f_{lc}^b k_t,$$

$f_{auc} - f_{au}$ es siempre positivo. El valor limite superior de e_s (es decir, e_u) en la viga prefabricada puede calcularse sustituyendo el valor de f_a de la [2-1],

$$e_s = K_c \left(\frac{f_{cpt}}{f_a} - 1 \right) + \frac{\beta m L^2}{f_a} \quad [2-1]$$

por el dado para f_{auc} por las [6-8] ó [6-8a].

Como $f_{auc} > f_{au}$, e_u y, por tanto, y_e en la viga prefabricada de una sección compuesta son siempre menores que en una viga en I.

En los cálculos prácticos debe compararse primeramente f_a con f_{au} y f_{at} . Si $f_{au} > f_a > f_{at}$ puede tomarse para el cálculo este valor de f_a . Si $f_{au} < f_a > f_{at}$, deberá calcularse f_a mediante la [6-8a] para tener en cuenta las tensiones originadas por la sobrecarga. Finalmente, si $f_{auc} > f_a > f_{at}$, puede también aceptarse este valor de f_a , con lo que el esfuerzo de pretensado total de la viga prefabricada será: $F = f_a \cdot A$, igual que ocurría en la viga en I.

situación del centro de gravedad de la sección de hormigón

El valor mínimo de k_b , para una viga en I con Z_b y Z_t mínimos es k_m , el cual puede calcularse mediante la ecuación [3-1]:

$$k_m = \frac{\eta f_{cpt} - f_{tp}}{f_{cp} - f_{tp} + \eta (f_{cpt} - f_{tp})} \quad [3-1]$$

Para la viga prefabricada de una sección compuesta se tiene la siguiente expresión análoga:

$$k_m = \frac{\eta f_{cpl} - f_{tp} + f_{lc}^b}{f_{cp} - f_{tp} + \eta (f_{cpl} - f_{tp}) + f_{lc}^b - f_{lc}^t} \quad [6-9]$$

Como en la [6-9] intervienen los términos f_{lc}^b y f_{lc}^t , no puede resolverse en tanto no se conozcan las dimensiones de la sección compuesta. Pero el valor de k_m deducido de la [6-9] es siempre menor que el que se obtiene aplicando la [3-1], y, además, el valor y_b de la viga prefabricada de una sección compuesta es generalmente mayor que y_m por tener que satisfacer la condición impuesta por y_e . Por consiguiente, para calcular una sección compuesta el proyectista debe adoptar, para un primer tanteo, como valor de k_b en la viga prefabricada, el de k_m correspondiente a la viga en I, es decir, el de la [3-1]. De esta forma no necesita, al principio, entrar con unos valores estimativos de f_{lc}^t y f_{lc}^b . Únicamente si el k_b de la viga prefabricada resulta considerablemente menor que el dado por la [3-1], deberá comprobarse su verdadero valor mediante la [6-9].

El y_e de la viga prefabricada de una sección compuesta puede calcularse sustituyendo f_{au} por f_{auc} en la [3-2], aunque siempre será menor que el que corresponde a la viga en I de la misma luz, porque f_{auc} es siempre mayor que f_{au} .

En el caso de luces pequeñas, el y_e de la viga prefabricada no es un factor que tenga mucha importancia. Pero para luces mayores, con armaduras de trazado curvo, y_e puede ser relativamente grande, porque $\beta \frac{m L^2}{f_a}$ es proporcional al cuadrado de la luz. Para el dimensionamiento económico de una sección compuesta no es estrictamente necesario que y_b sea igual al mayor de los dos valores y_m e y_e . Cuanto menor sea y_b , indudablemente menor será la sección de hormigón, pero ello puede obligar a aumentar la armadura para conseguir el esfuerzo de pretensado necesario.

Para un primer tanteo, el valor de y_e , tanto en las vigas en I como en las secciones compuestas, puede calcularse mediante la siguiente expresión deducida de la [3-2]:

$$y_b = 0,2 H + \frac{\eta \beta m L^2}{70,3} + y_s \quad [6-10]$$

Esta expresión se obtiene haciendo, de acuerdo con la propuesta formulada por James R. Libby (2), $\eta f_a = 70,3 \text{ kg/cm}^2$ (1.000 psi) y tomando para $K_e \left(\frac{f_{cpl}}{f_c} - 1 \right)$ su valor aproximado $0,2 H$, teniendo en cuenta que, en una sección de proporciones normales, K_e vale aproximadamente $0,2 H$, y $\left(\frac{f_{cpl}}{f_c} - 1 \right)$ puede tomarse igual a 1, para un primer tanteo.

En el cálculo de una sección compuesta la totalidad, o al menos la mayor parte, del esfuerzo de compresión necesario para resistir el momento de rotura, lo proporciona la losa de hormigón armado construida *in situ*; por lo tanto, el valor que pueda tener y_u en la viga prefabricada no tiene tanta importancia como en el cálculo de las vigas en I. Por ello, para el tanteo de la sección prefabricada no es necesario tener en cuenta el factor y_u .

Una vez determinada la sección de la viga prefabricada partiendo de y_b , lo cual es también aconsejable para definir, tanto y_e como y_m , el proyectista deberá comprobar directamente, por los métodos ordinarios, la resistencia máxima a flexión de la pieza.

trazado de la armadura y corrección de la sección transversal de la pieza

El trazado de la armadura en la viga prefabricada de una sección compuesta se determina de la misma manera que en las vigas en I. Las ecuaciones, desde la [5-1] a la [5-6], pueden utilizarse para el cálculo en la sección compuesta cuando $f_{at} < f_a < f_{au}$. No obstante, en dichas ecuaciones deberán sustituirse los términos M_t (M_{lx}) por M_t/ϕ (M_{lx}/ϕ).

En el caso de que $f_{at} < f_{au} < f_a < f_{aoo}$, toda o parte de la curva límite superior deberá determinarse mediante la expresión:

$$e_{xu} = \frac{k_b}{k_t} K_o \left(1 - \frac{f_{cp}}{\eta f_a} \right) + \frac{M_G + M_d}{\eta F} - 4 \frac{M_G + M_d}{\eta F} \left(\frac{x}{L} \right)^2 + \frac{M_{lx} Z_t}{\eta F Z_{te}} \quad [6-11]$$

Si el valor de e_x del trazado de la armadura en una cierta sección es inferior al valor límite e_{xu} deberá corregirse la sección transversal transformándola en la A' , siendo:

$$A' = A + \frac{\eta F (e_{xu} - e_x)}{\frac{(f_{cp} - \eta f_a) k_2 H}{k_t} + \eta f_a e_x - m(L^2 - 4x^2)} \quad [6-12]$$

El origen de la curva representada por la [6-11] está situado en la sección en la cual:

$$M_{lx} = \frac{f_a - f_{au}}{f_{aoo} - f_{au}} M_t \quad [6-13]$$

Las [5-1], [5-5] y [5-6] pueden utilizarse en el cálculo de las secciones compuestas tanto si $f_a < f_{au}$ como si $f_a > f_{au}$, pero el término M_s de la [5-6] deberá sustituirse por: $M_d + M_t/\phi$.

Teóricamente, cuando se sustituye A por A' , en las [5-4] o [6-12], debería tomarse el valor de ϕ o Z_{te}/Z_t correspondiente a A' en lugar del deducido para A . No obstante, en la práctica puede prescindirse de esta rectificación, ya que el error que con ello se comete en las [5-4] o [6-12] es mucho menor que el que se deriva de la valoración de los módulos de elasticidad E_e asignados a los hormigones de la losa y de la viga prefabricada.

ejemplo

Como ejemplo de aplicación de este método, a continuación se incluye el cálculo de una sección compuesta para un puente de hormigón pretensado.

Los datos iniciales de partida son:

Longitud de la viga: $L = 25$ m;

Separación entre vigas: 1,7 m;

Sobrecarga: H20-S16-44.

Resistencia del hormigón $\left\{ \begin{array}{l} \text{de la losa: } f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{de las vigas: } \left\{ \begin{array}{l} f'_o = 350 \text{ kg/cm}^2, \\ f'_{ot} = 280 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right. \end{array} \right.$

Tensión de rotura del acero: $f'_s = 17.600 \text{ kg/cm}^2$.

Normas que se aplican: AASHO Standard Specifications for Highway Bridges, 1957. ACI-ASCE Tentative Recommendations for Prestressed Concrete, 1958.

Tensiones admisibles:

$$f_{cpl} = 160 \text{ kg/cm}^2; \quad f_{tpl} = -13 \text{ kg/cm}^2;$$

$$f_{cp} = 140 \text{ kg/cm}^2; \quad f_{tp} = 0.$$

$$f_{so} = 12.300 \text{ kg/cm}^2;$$

Para un primer tanteo se supone que las dimensiones de la losa y de la viga prefabricada son las que se indican en la figura 2.

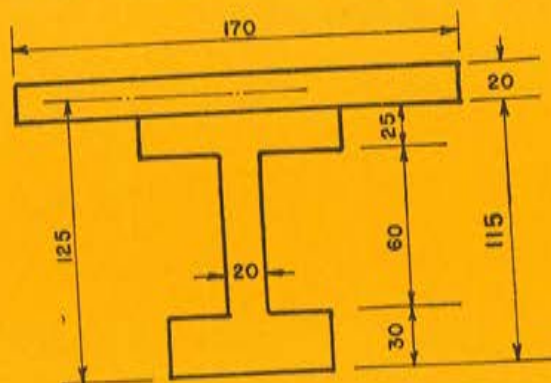


Fig. 2.—Sección considerada.

Se adoptan también los siguientes valores:

$$\eta = 0,85;$$

$$\frac{E_{cs}}{E_{cb}} = \frac{126.000 + 500 \times 280}{126.000 + 500 \times 350} = \frac{252 + 280}{252 + 350} = \frac{532}{602} = 0,88;$$

$$A_c = 0,88 \times 20 \times 170 = 3.000 \text{ cm}^2.$$

1.^a Fase.—Cálculo de Z_d , Z_i y Z_o

El valor del M_d originado por la losa y los diafragmas de $20 \times 70 \times 170 \text{ cm}$, dispuesto a los tercios de la luz, es $6.763.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}$.

Tomando para M_i el valor de la sobrecarga H20-S16 con un coeficiente de impacto igual al 25 %, resulta $M_i = 12.340.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}$.

Se tiene, además:

$$\eta f_{opt} - f_{ip} = 0,85 \times 160 = 136 \text{ kg/cm}^2;$$

$$m L^2 = 0,00029 \times 2.500^2 = 1.810 \text{ kg/cm}.$$

De acuerdo con las [1-4a], [1-4b] y [1-5] se obtiene:

$$Z_a = \frac{6.763.000}{136} = 49.700 \text{ cm}^3;$$

$$Z_i = \frac{12.340.000}{136} = 90.500 \text{ cm}^3;$$

$$\alpha Z_a = 0,15 \times \frac{1.810}{136} = 2 \text{ cm}.$$

2.^a Fase.—Determinación de y_b para la sección que se tantea

Aplicando la [3-1] se halla:

$$y_m = \frac{136}{140 + 0,85(160 + 13)} \times 115 \frac{136 \times 115}{140 + 147} = \frac{15.600}{287} = 54,2 \text{ cm}.$$

Introduciendo en la [6-10] el valor aproximado

$$y_s = \frac{H}{10} = \frac{115}{10} = 11,5 \text{ cm}$$

se obtiene:

$$y_b = 0,3 \times 115 + 0,85 \times \frac{1.810}{70,31} = 34,5 + 21,8 = 56,3 \text{ cm}.$$

Para este valor de y_b en la sección que se trata resulta:

$$k_b = \frac{56,3}{115} = 0,49 \quad " \quad k_i = 0,51.$$

3.^a Fase.—Tanteo de la sección prefabricada con $y_b = 56,3 \text{ cm}$

Siendo $H = 115 \text{ cm}$; $\frac{d_i}{H} = \frac{25}{115} = 0,217$; $\frac{d_b}{H} = \frac{30}{115} = 0,26$; $k_b = 0,49$; $B_w = 20 \text{ cm}$,

se tendrá: $h = 60 \text{ cm}$; $A_w = 20 \times 60 = 1.200 \text{ cm}^2$.

A partir de estos valores se obtiene en el ábaco I (1): $k_1 = 0,067$; y en el ábaco II (1): $k_2 = 0,135$, con lo cual:

$$\frac{k_1}{k_b} H^2 B_w = \frac{0,067}{0,49} 115^2 \times 20 = 0,137 \times 13.200 \times 20 = 36.000 \text{ cm}^3;$$

$$\frac{k_2}{k_b} H - \alpha Z_a = \frac{0,135}{0,49} \times 115 - 2 = 31,7 - 2 = 29,7 \text{ cm};$$

y entonces, de las [6-1] y [6-2] se deduce:

$$A_{ad} = \frac{49.700 + 36.000}{29,7} = \frac{85.700}{29,7} = 2.900 \text{ cm}^2;$$

$$A_i = \frac{90.500}{29,7} = 3.050 \text{ cm}^2.$$

Adoptando para este primer tanteo un valor prudente de ϕ ($\phi = 1,5$), resulta:

$$\frac{A_t}{\phi} = \frac{3.050}{1,5} = 2.030 \text{ cm}^2,$$

y según la [6-3]:

$$A = 2.900 + 2.030 = 4.930 \text{ cm}^2.$$

Con las [6-6] y [4-9] se obtiene ahora:

$$Q_{ob} = 125 \times 3.000 + 56,3 \times 4.930 = 375.000 + 278.000 = 653.000 \text{ cm}^3;$$

$$K_e = \frac{k_2}{k_b} H - \frac{k_1 H^2 B_w}{k_b A} = 31,7 - \frac{36.000}{4.930} = 31,7 - 7,3 = 24,4 \text{ cm}.$$

Comprobación del valor ϕ mediante la [6-5]:

$$y_{ca} = 125 - 56,3 = 68,7 \text{ cm};$$

$$A_e y_{ca} = 3.000 \times 68,7 = 206.100 \text{ cm}^3;$$

$$\phi - 1 = \frac{206.100}{653.000} \left(\frac{68,7}{24,4} - 1 \right) = 0,316 (2,81 - 1) = 0,316 \times 1,81 = 0,571 > 0,5.$$

Para un segundo tanteo, se toma $\phi = 1,58 (> 1,571)$:

$$\frac{A_t}{\phi} = \frac{3.050}{1,58} = 1.930 \text{ cm}^2;$$

$$A = 2.900 + 1.930 = 4.830 \text{ cm}^2;$$

$$Q_{ob} = 125 \times 3.000 + 56,3 \times 4.830 = 375.000 + 272.000 = 647.000 \text{ cm}^3;$$

$$K_e = 31,7 - \frac{36.000}{4.830} = 31,7 - 7,46 = 24,24 \text{ cm}.$$

Nueva comprobación de ϕ :

$$\phi - 1 = \frac{206.100}{647.000} \left(\frac{68,7}{24,24} - 1 \right) = 0,319 (2,83 - 1) = 0,319 \times 1,83 = 0,582 \approx 0,58;$$

$$Z_b = K_e A = 24,24 \times 4.830 = 115.000 \text{ cm}^3.$$

Si se desea, la sección así dimensionada puede comprobarse mediante la [1-6]:

$$Z_m = 49.700 + \frac{90.500}{1,58} + 2 \times 4.830 = 49.700 + 57.200 + 9.660 = 116.560 \text{ cm}^3.$$

Los valores de B_b y B_t se deducen de las [4-6] y [4-7]:

$$B_b = \frac{(2 \times 58,7 - 25) 4.830 - (115 - 30) 1.200}{(115 + 60) 30} = \frac{92,4 \times 4.830 - 85 \times 1.200}{175 \times 30} =$$

$$= \frac{446.000 - 102.000}{5.250} = \frac{344.000}{5.250} = 65,5 \text{ cm};$$

$$B_i = \frac{(2 \times 56,3 - 30) 4.830 - (115 - 25) 1.200}{175 \times 25} = \frac{82,6 \times 4.830 - 90 \times 1.200}{4.370} =$$

$$= \frac{399.000 - 108.000}{4.370} = \frac{291.000}{4.370} = 66,5 \text{ cm.}$$

4.^a Fase.—Determinación del esfuerzo de pretensado y de la excentricidad

Se tantea el valor $y_s = 13$, con lo cual resulta:

$$e_s = 56,3 - 13 = 43,3 \text{ cm.}$$

Según la [2-2]:

$$f_a = \frac{24,24 \times 160 + 1.810}{24,24 + 43,3} = \frac{3.880 + 1.810}{67,54} = \frac{5.690}{67,54} = 84 \text{ kg/cm}^2;$$

$$F = 84 \times 4.830 = 406.000 \text{ kg};$$

$$A_s = \frac{406.000}{12.300} = 33 \text{ cm}^2.$$

El valor adoptado $y_s = 13$, resulta adecuado para poder disponer cómodamente las armaduras de pretensado.

Aplicando ahora las [2-4] y [2-3] se obtiene:

$$f_{at} = 160 \times 0,51 - 13 \times 0,49 = 81,6 - 6,37 = 75,2 \text{ kg/cm}^2 < 84 \text{ kg/cm}^2;$$

$$f_{au} = \frac{1}{0,85} (140 \times 0,49) = 80,6 \text{ kg/cm}^2 < 84 \text{ kg/cm}^2.$$

La diferencia entre f_{au} y f_a es $84 - 80,6 = 3,4 \text{ kg/cm}^2$.

Se puede entonces estudiar f_{at} de acuerdo con la [6-8a]:

$$f_{tc}^b = \frac{12.340.000}{1,58 \times 115.000} = 67,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Según las ecuaciones [6-7b] y [6-7c]:

$$y_{bc} = \frac{647.000}{3.000 + 4.830} = \frac{647.000}{7.830} = 82,6 \text{ cm};$$

$$y_{tc} = 115 - 82,6 = 32,4 \text{ cm}$$

y, por consiguiente:

$$f_{tc}^t = 67,8 - \frac{32,4}{82,6} = 26,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Como

$$-\frac{1}{0,85} (26,5 \times 0,49 - 67,8 \times 0,51) = -\frac{1}{0,85} (13 - 34,6) = \frac{21,6}{0,85} = 25,4 > 3,4,$$

se comprueba que:

$$f_{unc} > f_a > f_{at}.$$

5.ª Fase.—Cálculo de la resistencia máxima a flexión

Se supone que el área de la sección de la armadura de pretensado utilizada es, exactamente, igual al valor deducido:

$$A_s = 33 \text{ cm}^2.$$

Como $g_s = 13$, resulta $d = 135 - 13 = 122 \text{ cm}$.

Por otra parte: $B_e = 0,88 \times 170 = 150 \text{ cm}$.

Entonces resulta: $p = \frac{33}{150 \times 122} = 0,0018$.

Según las Recomendaciones ACI-ASCE se deduce:

$$f_{su} = f'_s \left(1 - 0,5 \frac{p f'_s}{f'_c} \right) = 17.600 \left(1 - 0,5 \frac{0,0018 \times 17.600}{350} \right) =$$

$$= 17.600 \left(1 - \frac{0,09 \times 176}{350} \right) = 17.600 (1 - 0,0453) = 17.600 \times 0,9547 = 16.800 \text{ kg/cm}^2,$$

con lo cual:

$$p \frac{f}{f'_c} = 0,0018 \frac{16.800}{350} = 0,0864 < 0,3$$

y, por lo tanto:

$$M_u = A_s \cdot f_{su} \cdot d \left(1 - 0,6 \frac{p \cdot f_{su}}{f'_c} \right) = 33 \times 16.800 \times 122 \left(1 - 0,6 \frac{0,0018 \times 16.800}{350} \right) =$$

$$= 67.500.000 (1 - 0,6 \times 0,0864) = 67.500.000 \times 0,948 = 63.900.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}.$$

Como $M_G = m L^2 A = 1.810 \times 4.830 = 8.750.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}$;

$$M_d = 6.763.000 \text{ cm} \cdot \text{kg};$$

$$M_l = 12.340.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}.$$

resulta que el momento máximo que debe resistir la pieza es:

$$\begin{aligned}
 1,5 D \cdot L + 2,5 L \cdot L &= 1,5 (6.763.000 + 8.750.000) + 2,5 \times 12.340.000 = \\
 &= 1,5 \times 15.513.000 + 2,5 \times 12.340.000 = 23.270.000 + 30.850.000 = \\
 &= 54.120.000 \text{ cm} \cdot \text{kg} < 63.900.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}.
 \end{aligned}$$

6.ª Fase.—Determinación del trazado de la armadura

Aplicando la ecuación [5-1], se deduce que la posición límite inferior del centro de gravedad de la armadura de pretensado, en los extremos de la viga, es:

$$e_{ei} = 43,3 - \frac{4 \times 0,00029}{84} 1.250^2 = 43,3 - \frac{0,00116}{84} 1.256.250 = 43,3 - 21,6 = 21,7 \text{ cm}.$$

Como $f_u > f_{un}$, la posición límite superior del centro de gravedad de la armadura de pretensado, en los extremos de la viga, se deduce mediante la [6-11]:

$$e_{su} = \frac{0,49}{0,51} 24,24 \left(1 - \frac{140}{0,85 \times 84} \right) = 23,3 (1 - 1,96) = -23,3 \times 0,96 = -22,4 \text{ cm}.$$

De acuerdo con la [6-13], el origen de la curva límite, dada por la [6-11], está en la sección en la que el momento producido por la sobrecarga vale:

$$M_{iw} = \frac{84 - 80,6}{25,4} 12.340.000 = 0,134 \times 12.340.000 = 1.650.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}.$$

Se supone que el trazado de la armadura es una curva parabólica con $e_s = 43,3$ cm en el centro de la viga y $e_u = 0$ en los extremos. El máximo momento originado por la sobrecarga, en las distintas secciones situadas a lo largo de la viga, separadas entre sí una distancia igual a $1/10$, puede calcularse mediante el ábaco propuesto por el Profesor G. K. Gillan en el trabajo indicado en la referencia bibliográfica (3), incluida al final de este artículo.

Según se deduce de dicho ábaco, la sección en la cual el M_{iw} es $1.650.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}$ está situada entre $x = 10 \text{ m}$ y $x = 12,5 \text{ m}$, en una zona en la cual el trazado de la armadura queda muy por debajo de su posición límite correspondiente. Utilizando la [5-2], se ha calculado la tabla 1 adjunta, análoga a la del ejemplo incluido en el trabajo de la Referencia 1.

TABLA 1

Secciones situadas a una distancia entre sí igual a $\frac{l}{10}$	x (m)	M_{lx}/ϕ (cm - kg)	$\frac{M_{lx}/\phi}{\eta F}$ (cm)	$\frac{4(M_d + M_a)}{\eta F} \left(\frac{x}{L}\right)^2$ (cm)	$e_s - \frac{M_l/\phi}{\eta F}$ (cm)	e_{xu} (cm)	e_x (cm)	$e_{xu} - e_x$ (cm)
0,5 l	0	7.800.000	22,6	0	20,7	43,3	43,3	0
0,4 l	2,5	7.490.000	21,7	1,8	20,7	40,6	41,6	-1,0
0,3 l	5	6.560.000	19,0	7,2	20,7	32,5	36,4	-3,9

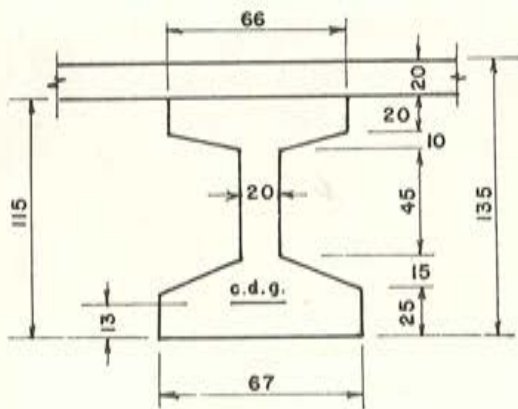
$$\eta F = 0,85 \times 406.000 = 345.000 \text{ kg}$$

$$\frac{4(M_d + M_a)}{\eta F} = \frac{4 \times 15.513.000}{345.000} = 180 \text{ cm.}$$

Como se ve todos los valores de $e_{xu} - e_x$ son negativos. Esto significa que la armadura queda siempre por debajo de la curva límite superior y que, por consiguiente, la sección adoptada para la viga prefabricada es correcta, no siendo necesario, por lo tanto, realizar ninguna corrección.

7.ª Fase.—Croquis de la sección

En la figura 3 se presenta un croquis de la sección adoptada.



Nota: Esfuerzo de pretensado inicial $F = 406.000 \text{ kg}$. Área mínima de la sección de la armadura de pretensado $A_s = 33 \text{ cm}^2$.

Fig. 3.—Croquis de la sección final adoptada.

referencias bibliográficas

- (1) WANG, YU-LIN: "A Direct Method of Designing Prestressed Concrete Beams", *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 9, núm. 1, febrero 1964.
- (2) LIBBY, JAMES R.: "Prestressed Concrete. Design and Construction", *The Ronald Press Company*, New York, 1961.
- (3) GILLAN, G. K.: *Engineering News Record*, 7 octubre 1954.



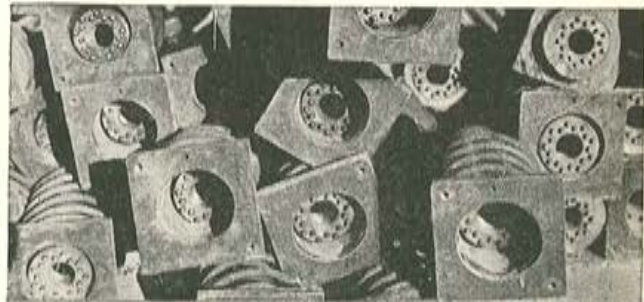
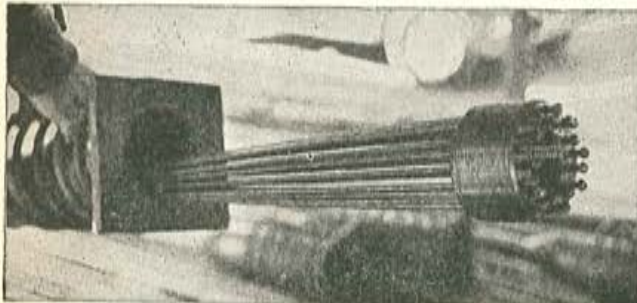
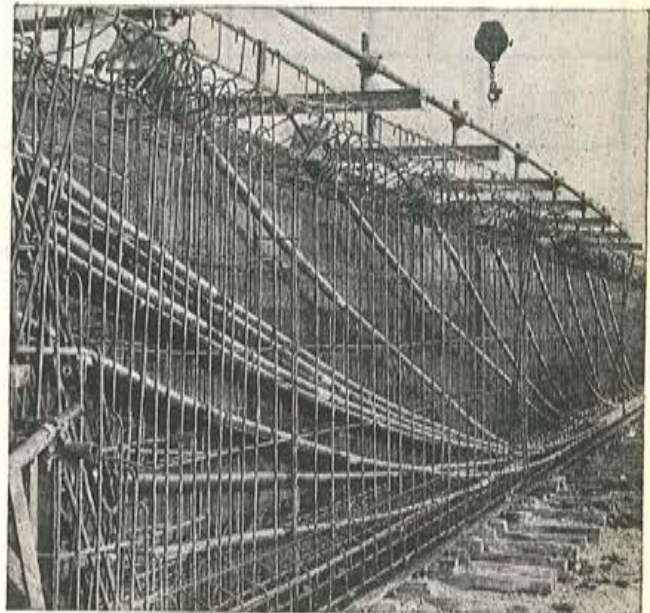
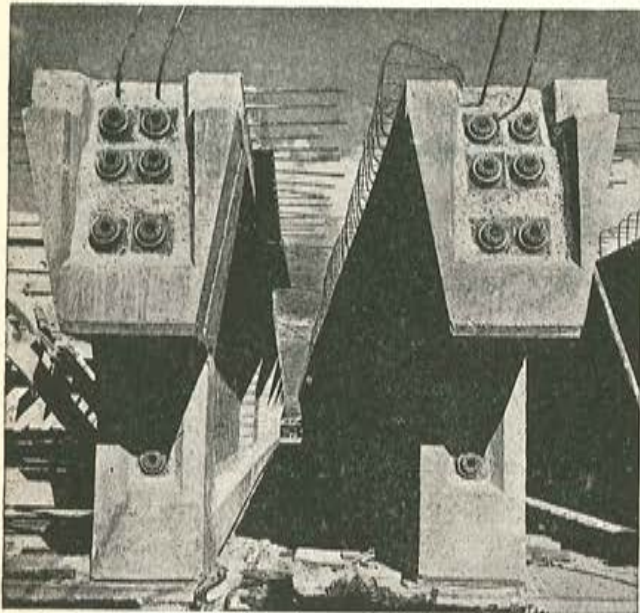
S. A. E. BBR

rosellón, 229, 1.º, 2.º barcelona (8) tel. 227 46 49 - 227 88 24

**HORMIGON
PRETENSADO
PROCEDIMIENTO**

BBRV

PUENTES CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES TANQUES ANCLAJES EN ROCA



PUENTE SOBRE EL EBRO EN AMPOSTA

Contratista: **EMPRESA FINANCIERA Y CONSTRUCTORA, S. A. (E. F. Y. C. S. A.) - Madrid**

Propietario: **MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

Inspección: **5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS - SERVICIO REGIONAL DE CONSTRUCCION DE BARCELONA**

Cables

En alambres de alta resistencia estirados en frío especiales para post-tensado \varnothing 5-7 mm.

Tipos normalizados

32 Tm 64 Tm 100 Tm 138 Tm 170 Tm 220 Tm
Otras potencias según demanda

Anclajes BBRV

Las cabezitas patentadas BBRV en el extremo de cada alambre son remachadas en frío con una máquina especial.

Estáticamente las cabezitas alcanzan mayor resistencia que el alambre. Dinámicamente se soportan dos millones de veces amplitudes de tensión de más de 15 kg./mm² en el recinto de las tensiones admisibles.

Tipos de Anclajes

Existe una gran variedad de anclajes móviles y fijos que permite elegir los más idóneos para cada caso particular.

El procedimiento BBRV está acreditado en numerosas obras en todo el mundo con una experiencia de más de 15 años.

Ingenieros especializados resolverán sus consultas técnicas.

la viga «**PREFLEX**»

1.ª parte

L. BAES, † Ing. Civil (A. I. Br.)
A. LIPSKI, Ing. Civil (A. I. G.)

observación preliminar

Desde hace años se vienen utilizando, en casi todos los países de la Europa Occidental, con resultados plenamente satisfactorios, y cada vez con más frecuencia, las vigas PREFLEX para la construcción de todo tipo de estructuras: puentes para carretera y ferrocarril, viaducos, pasarelas, túneles, obras hidráulicas, edificios industriales, almacenes, edificios para viviendas, etc. En España, según nuestras referencias, por el contrario, este sistema es poco conocido.

Haciendo uso de la documentación que la S. A. PREFLEX (10, avenue Brugmann, Brusel-les 6, Bélgica) amablemente nos ha proporcionado, vamos a incluir en nuestra revista una información, bastante completa, sobre este tema que juzgamos puede ser de interés.

Dada su extensión, este trabajo lo dividiremos en dos partes. En la primera, que se publica a continuación, se resumen las principales ventajas de la "Preflexión" y se expone un método aplicable al cálculo rápido de anteproyectos en los casos corrientes. En una segunda parte que aparecerá, si es posible, en el próximo número de HORMIGON Y ACERO, se explicará un nuevo método propuesto a A. Lipski y A. Dobruszkes para calcular las vigas preflectadas con arreglo a la teoría de los estados límites.

preámbulo

Es evidente que, en la actualidad, el arte de la construcción ha evolucionado considerablemente. Por lo que respecta a la propia estructura de las construcciones, durante los últimos decenios se han desarrollado diversos nuevos procedimientos, algunos de ellos francamente interesantes.

Entre ellos, merecen destacarse, por sus notables resultados, todos aquellos que se basan en la sistemática aplicación de presolicitaciones en los elementos principales, e incluso en los secundarios, de las estructuras. Anteriormente, sólo en casos excepcionales se hacía uso de las presolicitaciones y siempre, en general, de un modo demasiado elemental y, por consiguiente, poco eficaz.

La experiencia ha demostrado que, en muchas ocasiones, estas modernas soluciones, hábilmente concebidas y convenientemente ejecutadas, permiten obtener sensibles ventajas. Con su aplicación se consigue reducir el canto de la vigería y su peso propio y, al propio tiempo se proporcionan a las estructuras una gran belleza desde el punto de vista arquitectónico.

Dichas presolicitaciones, por otra parte, acrecientan de un modo considerable la libertad creadora del proyectista en cuanto a la propia concepción de la obra y a sus proporciones.

Uno de estos procedimientos es el denominado "PREFLEX", que consiste en someter los perfiles metálicos a una preflexión especial, recubriéndolos posteriormente con un hormigón de alta calidad, generalmente en dos fases totalmente distintas.

1 - A. resumen de los principios y ventajas fundamentales de la «preflexión» de vigas metálicas, recubiertas posteriormente de hormigón

1-A/1. INTRODUCCION

Desde hace ya muchos años, la industria siderúrgica produce, con un pequeño suplemento de precio, aceros laminados de calidades sensiblemente superiores a la del acero dulce ordinario denominado en Bélgica acero A 37.

Merece destacarse, en particular, el acero A 52, cuyo límite elástico y tensión de rotura a tracción son 1,5 veces superiores a las del A 37, y cuyo diagrama característico conserva, plenamente, sin embargo, el adecuado escalón de fluencia al nivel del límite elástico y un gran alargamiento de rotura.

A pesar de ello, el uso de aceros de esta calidad o similar apenas se había generalizado, sobre todo porque, en la mayoría de los casos prácticos, no era posible aprovechar las mejores características de estos materiales o, en otras palabras, hacerlos trabajar a las elevadas tensiones que por su alto límite elástico y gran resistencia a rotura les correspondía.

Este hecho, lamentable, se debe principalmente a las dos causas siguientes:

- a) En el caso de viguetas desnudas (no recubiertas de hormigón), el hecho de hacerlas trabajar a tensiones admisibles más elevadas (por ejemplo, a 24 kg/mm², o más, en lugar de a 16 kg/mm²) equivale, como consecuencia inmediata, a tolerar deformaciones o flechas (*) $\frac{24}{16} = 1,5$ veces mayores, puesto que el módulo de elasticidad E_a es prácticamente el mismo para todos los aceros laminados.

(*) El término flecha indica, a veces, dos conceptos distintos:

- 1) El concepto de deformación, en el punto medio de una viga, bajo la acción de una sollicitación (por ejemplo la aplicación de una carga) o a consecuencia de un fenómeno (la retracción del hormigón) o de una operación (la curvatura previa). Es decir, es una noción dinámica, de un movimiento.
- 2) El concepto de distancia máxima entre una línea curva y la cuerda que pasa por sus extremos. Esta distancia es, en realidad, el valor acumulado de las sucesivas flechas (en su primera acepción) experimentadas por una viga, a partir de su forma original, supuesta rectilínea.

Para evitar confusiones sin introducir una nueva terminología, se utilizará:

- el término "*flecha*" para designar el primer concepto (deformación máxima o movimiento);
- y el término "*contraflecha*" para designar la segunda acepción (forma de la viga en un momento determinado o distancia entre arco y cuerda; podría decirse, si no resultase demasiado largo, "flecha acumulada").

Tanto la flecha como la contraflecha se considerarán positivas, para evitar errores, cuando sean hacia abajo.

En general, la curvatura inicial de las vigas está orientada hacia arriba; se dirá, entonces, que la contraflecha es negativa.

En este caso, si no se indica de otra forma el sentido de la contraflecha, el número que exprese el valor de ésta vendrá afectado por el signo menos (—).

Cuando la convexidad esté orientada hacia abajo se dirá que es positiva.

Ejemplo:

Una viga apoyada en sus extremos presenta bajo la acción de todas las cargas permanentes una "contraflecha" de — 100 mm (por consiguiente, una curvatura hacia arriba). Una sobrecarga cualquiera produce una flecha de + 60 mm (por tanto, hacia abajo). La nueva contraflecha será: — 100 + 60 = — 40 mm (convexidad hacia arriba).

Ahora bien; es muy frecuente que aun calculándola solamente a 16 kg/mm^2 , una viga metálica de alma llena resulte demasiado flexible y, en consecuencia, sea necesario hacerla trabajar, incluso siendo de acero A 37, a una tensión inferior a 16 kg/mm^2 ; es decir que, en general, no es posible utilizar al máximo ni siquiera las características resistentes de este acero ordinario.

En el caso del acero A 52 el problema "flecha" o "rigidez" es, por consiguiente, todavía mucho más restrictivo, lo cual significa que la mayor parte de las veces hay que dimensionar las vigas de acero A 52 como si fueran de acero A 37.

Es necesario, además, recordar que los fenómenos de "pandeo", que tienen frecuentemente una importancia trascendental en las vigas sin recubrir, dependen también, sobre todo, de E_a , cuyo valor es igual para el A 52 que para el A 37. Por consiguiente, en general, el peligro de pandeo reduce aún más, o anula totalmente, las ventajas prácticas del primero de estos aceros con relación al segundo.

- b) En el caso de viguetas metálicas embebidas en hormigón desaparecen, generalmente, los dos motivos antes citados (grandes flechas y peligro de pandeo) que impedirían sacar provecho de los aceros de alta calidad; pero presentan en cambio otro inconveniente: el hormigón no es capaz de experimentar sin fisurarse los alargamientos del acero al que está adherido, cuando estos alargamientos corresponden a una tensión del orden de 7 a 10 kg/mm^2 (en estos casos, por hipótesis, todos los esfuerzos de tracción son absorbidos exclusivamente por el acero).

Por razones económicas se admite, generalmente, una tensión de 14 kg/mm^2 en el acero en contacto con el hormigón, aunque esto suponga, como es natural, prescindir del adecuado margen de seguridad a fisuración. Pero aún así, una vez más resultará completamente inútil recurrir al empleo de aceros de alta calidad que permitan trabajar, por ejemplo, a tensiones de 24 kg/mm^2 , o superiores, a menos que se pueda aceptar la presencia de una amplia fisuración.

1-A/2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA VIGA PREFLEX

El procedimiento PREFLEX elimina totalmente los inconvenientes antes citados.

Este resultado se consigue gracias a una "preflexión", es decir, sometiendo la *viga metálica desnuda* a una flexión artificial muy fuerte, en el mismo sentido que la prevista en servicio y recubriendo a continuación, de hormigón, únicamente la zona de tracción de la viga metálica (hormigón *b*).

La viga se mantiene flectada hasta que el hormigón ha endurecido y queda bien adherido al acero. Entonces, se libera la viga del dispositivo que la mantenía en flexión, con lo que se provoca una *fuerte precompresión* del hormigón de recubrimiento y una flecha "de retorno" sensiblemente menor, en valor absoluto, a la de *preflexión*.

Se comprende que una nueva puesta en carga de la viga (por ejemplo al entrar en servicio):

- 1.º Descomprime el hormigón (*b*) sin que aparezcan en él tracciones o, todo lo más, siendo éstas muy pequeñas; por consiguiente, no hay fisuras.
- 2.º Provoca una nueva flecha, del orden de la que se origina al liberar la viga, pero mucho menor que la de *preflexión*; en consecuencia, aumenta su rigidez.

Frecuentemente, esta rigidización se aumenta aún mucho más recubriendo de hor-

migón las partes de la viga metálica que no se hormigonaron en la primera fase; es decir, en el período comprendido entre la preflexión y el desbloqueo.

Este hormigonado complementario (hormigón b_2) se aprovecha, en general, para constituir una losa superior, necesaria, por otra parte, para formar la superficie de rodadura del puente o el forjado del edificio. Proporciona además a la estructura un monolitismo que, desde el punto de vista resistente, resulta muy eficaz.

1-A/3. VENTAJAS DE LA VIGA PREFLEX

No es posible, dentro de los reducidos límites de este trabajo, ni siquiera reseñar brevemente todas las ventajas, tanto teóricas como prácticas, de este sistema. Por consiguiente, se mencionarán únicamente sus principales características que son las siguientes:



Economía de material.—El hecho de poder aprovechar plenamente el acero de alta calidad haciéndolo trabajar a su elevada tensión admisible origina, como consecuencia, una fuerte reducción en el peso de acero (y, por lo tanto, también de hormigón) que es preciso utilizar. Por otra parte, esta reducción es mucho más importante de lo que a primera vista pudiera parecer, porque:

1.º La tensión admisible del acero A 52 puede, sin riesgo alguno, elevarse hasta el 0,8 de su límite elástico, es decir, a 28,8 kg/mm² aproximadamente (y no sólo al 0,67 de dicho límite, o sea, 24 kg/mm²), ya que:

- α) Por el propio proceso de fabricación, cada viga metálica utilizada, antes de añadirle el hormigón, se ensaya íntegra y automáticamente a una carga equivalente a la máxima de servicio prevista. En otras palabras, todas las tensiones máximas (o peligrosas) originadas por los momentos flectores y esfuerzos cortantes a que habrá de verse sometida la viga durante su vida de servicio se alcanzan o sobrepasa durante el ensayo que constituye la operación de “preflexión”.
- β) El margen de oscilación de las tensiones del acero bajo la acción de las sobrecargas se reduce considerablemente, con lo cual disminuye en gran parte el peligro de rotura por fatiga.
- γ) Las tensiones internas, frecuentemente muy elevadas, de los perfiles metálicos laminados o de las vigas compuestas constituidas por chapas soldadas se eliminan casi por completo gracias a la “preflexión”.

Como consecuencia de cuanto queda expuesto, la relación entre las tensiones admisibles en el acero de las vigas PREFLEX y en el de las viguetas metálicas corrientes recubiertas de hormigón alcanza, por lo menos, el valor: $\frac{28,8}{14} = 2,06$.

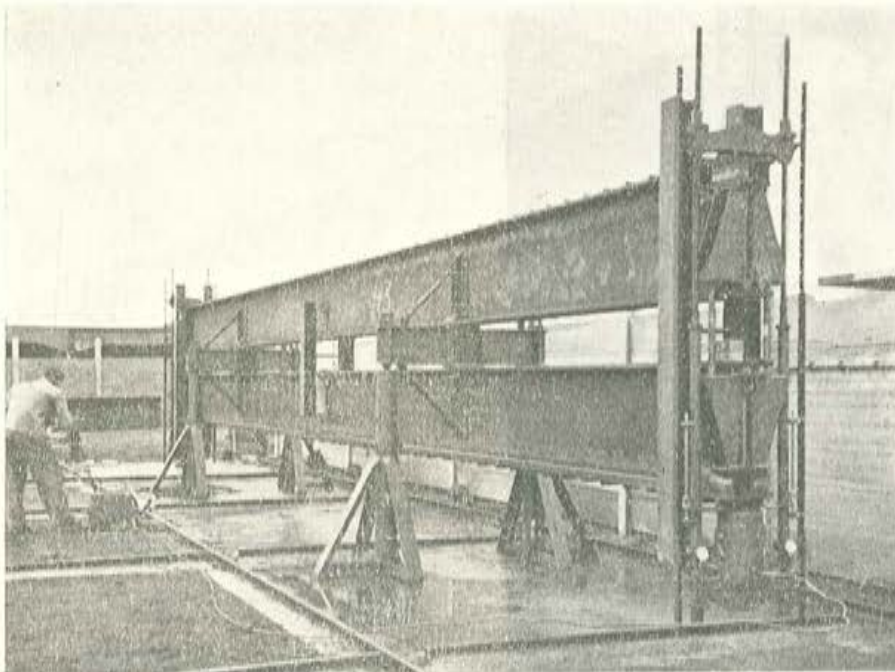
2.º En realidad, la reducción en el peso de acero necesario es todavía superior al 2,06 como consecuencia de la disminución en el valor de las solicitaciones a que da origen el menor peso propio de las vigas. En definitiva, ocurre en la práctica que el ahorro en la cantidad de acero no suele ser inferior a 2,5 y, con frecuencia, llega hasta 3,5 (en estructuras de 20 a 50 m de luz en las cuales la influencia del peso propio es muy grande).

b *Extraordinaria seguridad.*—En los casos normales es prácticamente imposible que se rompa una viga PREFLEX (ocurre lo mismo, por otra parte, con las vigas metálicas corrientes recubiertas de hormigón).

Al ir aumentando la carga que actúa sobre una viga de este tipo se llega, en general, a una carga *máxima* (pero no de rotura) que se caracteriza por el hecho de que pequeños suplementos de carga originan aumentos muy grandes de flecha.

Se obtienen así flechas enormes, y el único elemento que se rompe (en realidad, que se fisura) es el hormigón de la zona en tracción; pero la viga metálica, poderosamente auxiliada, por otra parte, por el hormigón en compresión (que aumenta el brazo de palanca de los esfuerzos internos e impide cualquier manifestación del fenómeno de inestabilidad lateral), forma con este hormigón un conjunto indestructible a menos que se desprenda el hormigón o fallen los apoyos.

Estas circunstancias, junto con los hechos anteriormente mencionados en los párrafos 1.º, α), β) y γ), proporcionan a la viga PREFLEX una seguridad incomparable, muy apreciada por los directores de obra, los proyectistas y los constructores.



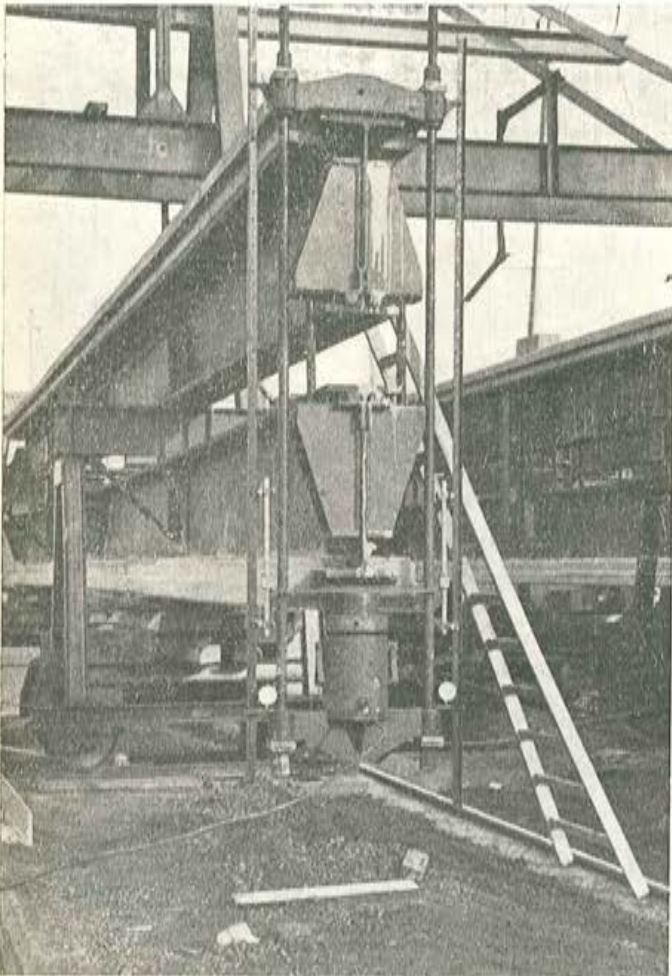
Un par de vigas, de 14,50 m de longitud, antes de iniciar la preflexión.

c *Nuevas e importantes posibilidades constructivas.*—Las vigas PREFLEX pueden alcanzar luces, soportar cargas y satisfacer condiciones de flecha muy exigentes, con unos cantos mínimos. Recíprocamente, a igualdad de las demás condiciones, son capaces de alcanzar luces mayores que las conseguidas con las vigas de otros tipos.

Con frecuencia, la reducción de peso o de canto en un puente o un forjado da lugar a notables economías y mejoras.

Entre ellas pueden citarse las siguientes:

- α) Reducción de la longitud y pendiente de las vías de acceso en diversos tipos de estructura (puentes, túneles, aparcamientos de varias plantas..., etc.), que constituyen problemas de plena actualidad.
- β) Posibilidad de reducir, en las estructuras para viviendas, el número de puntos de apoyo sin aumentar el espesor de los forjados.
- γ) Reducción de la altura total de los edificios.
- δ) Reducción de las cargas totales sobre los soportes, cimentaciones o cualquier otro tipo de apoyo.



Desbloqueo de las vigas. Puede verse:

- a) Las cabezas de hormigón que recubren las alas de las vigas metálicas.
- b) El gato de 100 t que se utiliza para efectuar la preflexión.
- c) Los flexímetros para medir las flechas.

- ε) Numerosas facilidades para la ejecución de los diferentes trabajos en obra. Estas vigas son capaces de soportar los encofrados eventualmente necesarios para la construcción o colocación de los elementos de entrevigado, sin que sea preciso recurrir al empleo de ninguna clase de apeos verticales; son fáciles de colocar en obra; su unión con los soportes o los elementos que sobre ellas apoyan resulta muy sencilla; en caso necesario, pueden servir de apeo a cualquier tipo de muro de contención antes de pasar a formar el elemento vital de la bóveda de un túnel; etc.

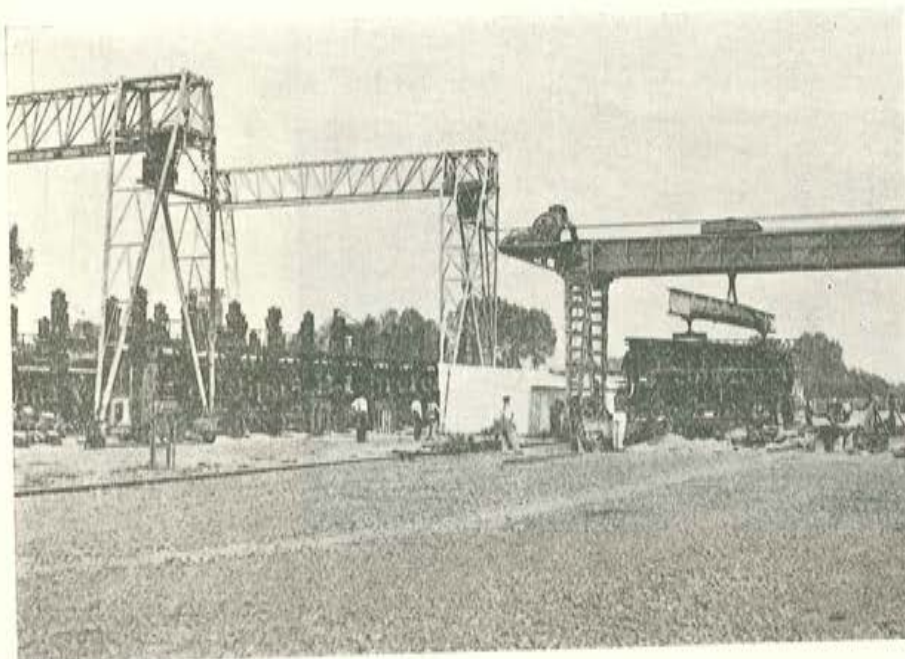


Prefabricación.—Este problema ha sido resuelto de manera satisfactoria gracias, sobre todo, al procedimiento que consiste en aparear las vigas, prefectándolas simultáneamente, con lo cual cada una de ellas sirve de pórtico de apoyo para la otra.

Debe señalarse que las estructuras proyectadas para ser construidas a base de estas vigas prefabricadas, en su estado final se comportan, sin embargo, como monolíticas.

Las vigas PREFLEX, con su primer recubrimiento de hormigón (el de la zona en tracción), pueden ser transportadas, sin ningún riesgo, tanto en camión, como en ferrocarril, como por vía fluvial o marítima.

En caso de obras de la suficiente importancia, si se considera necesario, pueden organizarse talleres de fabricación en las inmediaciones de la propia obra.



Vista general del taller de fabricación de vigas PREFLEX en Ternat, cerca de Bruselas.

1-A/4. ENSAYOS

Numerosos ensayos de todo tipo, tanto estáticos, como dinámicos, de endurance, etc., han sido realizados para comprobar las características resistentes de este tipo de vigas bajo distintas condiciones de carga. Los resultados obtenidos han sido siempre totalmente favorables y han confirmado plenamente los principios teóricos en que se basa este nuevo sistema constructivo.

1-A/5. OBSERVACION

Si bien es cierto que en la solución PREFLEX interesa, desde el punto de vista económico, utilizar los aceros laminados más resistentes de que pueda disponerse y así, en general, se ha recurrido siempre al acero A 52, cuya tensión admisible es de 2.880 kg/cm^2 , no debe pensarse que este procedimiento excluye la utilización del acero dulce ordinario (A 37, por ejemplo).

Este último tipo de acero puede emplearse en las vigas PREFLEX con una tensión admisible de $R_a = 0,8 \times R_{oe} = 0,8 \times 2.400 = 1.920 \text{ kg/cm}^2$, en lugar de los 1.200 ó 1.400 kg/cm^2 admitidos para las viguetas ordinarias, no preflexadas, recubiertas de hormigón.

Evidentemente, en ciertos casos, esta solución puede estar justificada, pero, como ya se ha indicado, desde el punto de vista económico, es siempre preferible utilizar el acero A 52, u otro de calidad aún superior, con tal de que se pueda conseguir en condiciones normales de mercado.



Autopista Bruselas-Aix-la-Chapelle.—Puente en Lonein constituido por 21 vigas PREFLEX de 22,92 m de luz.

1-A/6. CONCLUSIONES

La viga PREFLEX ofrece:

- una gran resistencia;
- una gran rigidez;
- un canto total muy reducido;
- numerosas facilidades de puesta en obra y de unión con los demás elementos de la estructura;
- numerosas simplificaciones y facilidades para la ejecución de diversos trabajos en obra;
- grandes economías, directas e indirectas, de material;
- gran libertad de proyecto, tanto en lo que respecta al tipo de estructura como en lo referente a distribuciones y método de ejecución.

En consecuencia, y en particular en el campo de la edificación, la solución PREFLEX permite cubrir grandes luces con un canto mínimo y una rigidez adecuada, aun en el caso de grandes cargas (por ejemplo cargas de varios pisos construidos encima de salas, grandes vestibulos de acceso, locales de almacén o garajes). En el campo de la ingeniería civil o militar, evidentemente ocurre lo mismo, por lo que resulta de especial interés para la construcción de puentes, túneles, recubrimientos de ríos ejecutados a cielo abierto, etcétera, todos ellos problemas de la máxima actualidad.



Edificio del "Crédit Communal" en el Bulevar Pacheco, de Bruselas.

1 - B. método para el cálculo rápido de anteproyectos en los casos corrientes

1-B/1. CONDICIONES FUNDAMENTALES

Tres condiciones fundamentales deben tenerse en cuenta al hacer la elección de un perfil. Son las siguientes:

- a) *Resistencia y seguridad.*—Para el anteproyecto, en los casos corrientes, bastará con conocer la tensión máxima de tracción a la que va a estar sometido el acero bajo la acción de las cargas totales previstas.
- b) *Rigidez de la estructura terminada, una vez completado el recubrimiento de las*

vigas con el hormigonado in situ.—Se comprobará la flecha bajo el efecto de las sobrecargas útiles y se cuidará de que no exceda de los límites admisibles. En ciertos casos es necesario comprobar también las flechas bajo otras condiciones de carga.

- c) *Necesidades de gálibo, especialmente en altura, que limitan el canto total que puede darse a las vigas.*—Esta condición está íntimamente relacionada con los datos básicos geométricos y arquitectónicos del problema planteado, o sea, con el propio proyecto de la estructura.

Las vigas PREFLEX permiten utilizar cantos muy reducidos, aunque las cargas y/o las luces sean importantes, sin perjuicio para las demás características de la estructura, tales como la rigidez, la ausencia de fisuras, y la resistencia al fuego, a la corrosión y a los choques.

En la actualidad, con frecuencia, la necesidad de recurrir al empleo de forjados de canto mínimo es tan perentoria que resulta decisiva en el momento de elegir la solución que debe adoptarse para resolver un problema determinado, aun cuando con dicha solución, si las posibilidades de reducción de canto se aprovechan al máximo, puedan resultar estructuras de costo más elevado.

1-B/2. PRINCIPIOS BASICOS DEL METODO QUE SE PROPONE



Con relación a la resistencia y la seguridad.—Respecto al cálculo de la tensión en el acero en el instante de la preflexión de la viga, no hay nada especial que decir; se comprobará la resistencia partiendo del momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)_a$ correspondiente a la viga sin recubrimiento.

Para calcular la tensión en el acero una vez completado el recubrimiento de la viga, se valora previamente el aumento del momento resistente, calculado en acero, (*) $\left(\frac{I}{V}\right)_a$ de la nueva sección con relación al de la viga sin recubrir, debiendo señalarse que, en definitiva, este aumento proviene casi exclusivamente de la eventual presencia de hormigón en la cabeza superior, es decir, del hormigón comprimido bajo el efecto de las solicitaciones de servicio ($b'_2 = b_2$, menos el recubrimiento del alma).

En efecto, es evidente que el hormigón de la cabeza inferior, precomprimido en el momento de soltar la viga después de la preflexión, no contribuye apenas a este aumento, puesto que, por hipótesis, bajo la carga máxima de servicio estará casi totalmente descomprimido.

En cuanto al posible recubrimiento del alma de la viga metálica, se puede igualmente prescindir de su influencia en el aumento del momento resistente, puesto que sus tensiones, que en unas zonas son de tracción y en otras de compresión, son siempre muy débiles y actúan sólo sobre pequeñas superficies que, por otra parte, se encuentran muy próximas al centro de gravedad de la viga compuesta.

(*) Quiere decirse en la sección homogeneizada tomando, en sustitución de la parte de hormigón, su equivalente en acero.

En los casos corrientes (ver 1-B/4, más adelante) el aumento del momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)$, calculado en acero (*), con relación al de la viga metálica sin recubrir, es del orden del 10%; el coeficiente multiplicador:

$$(\alpha) \left(\frac{I}{V}\right) = \frac{\left(\frac{I}{V}\right)_{a+b'_2}}{\left(\frac{I}{V}\right)_a} \quad \text{es, por lo tanto, del orden de 1,10.}$$

b Con relación a las deformaciones bajo las cargas de servicio (flechas).—Como en el caso anterior, se valora previamente el aumento del momento de inercia, calculado en acero (*), $(I)_{a+b_1+b_2}$ de a viga una vez determinada, o sea con todo el recubrimiento de hormigón, con relación al de la viga sin recubrir

En los casos corrientes el aumento del momento de inercia oscila entre el 150 y el 250 %, siendo, por tanto, el coeficiente multiplicador, $\beta_I = \frac{(I)_{a+b_1+b_2}}{I_a}$, del orden de 2,5 a 3,5.

Ambos coeficientes multiplicadores

$$(\alpha) \left(\frac{I}{V}\right) \simeq 1,10 \quad \text{y} \quad \beta_I \simeq 2,5 \text{ a } 3,5$$

son aplicables, en primera aproximación, para resolver todos los problemas en los casos corrientes.

1-B/3. TENSIONES ADMISIBLES

En las condiciones expuestas, y aplicando este método de cálculo, la única tensión que hay que comprobar es la de las fibras extremas del perfil metálico, especialmente la de la fibra extrema en tracción.

Para el acero A 52, cuyo límite elástico aparente, en tracción, es de 3.600 kg/cm² (**), la tensión admisible es:

$$R_a = 0,8 \times R_{ae} = 0,80 \times 3.600 = 2.880 \text{ kg/cm}^2.$$

Debe señalarse que, teniendo en cuenta lo indicado en 1-B/2, la elección del perfil PREFLEX resulta tan sencilla como la del perfil de una vigueta metálica ordinaria, sin recubrir. Bastará que el momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)_a$ y el de inercia $(I)_a$ del perfil elegido sean los necesarios y que se satisfaga también la condición de canto total $(h)_{\text{tot}}$ impuesta.

(*) Quiere decirse en la sección homogeneizada tomando, en sustitución de la parte de hormigón, su equivalente en acero.

(**) Según la Norma belga N.B.N. 1.

1-B/4. LIMITE DE APLICACION DE ESTE METODO

En realidad, como ya se ha indicado, la única limitación de este método consiste en que para su aplicación es necesario conocer previamente los dos coeficientes multiplicadores de $\left(\frac{I}{I_r}\right)$ y de I . Este conocimiento exige una cierta experiencia sobre casos similares, para poder valorar a priori, de un modo aproximado, la relación entre las áreas de las distintas zonas de hormigón del recubrimiento y las del perfil metálico.

Se ha dicho anteriormente que el valor aproximado de estos coeficientes era 1,10 y 2,5-3,5, respectivamente, para los casos corrientes. Conviene aclarar qué se entiende por casos corrientes. Para la aplicación de este método de cálculo se consideran casos corrientes aquellos en los cuales (ver fig. 1):

- El ala superior del perfil metálico es sensiblemente igual a la inferior.
- La sección bruta b_1 del hormigón de recubrimiento de la cabeza inferior, en tracción, del perfil metálico (primera fase del recubrimiento), es, aproximadamente, diez veces mayor que ésta.
- El espesor de la capa C'' de recubrimiento es igual, aproximadamente, a 1/10 del canto total de la viga terminada.

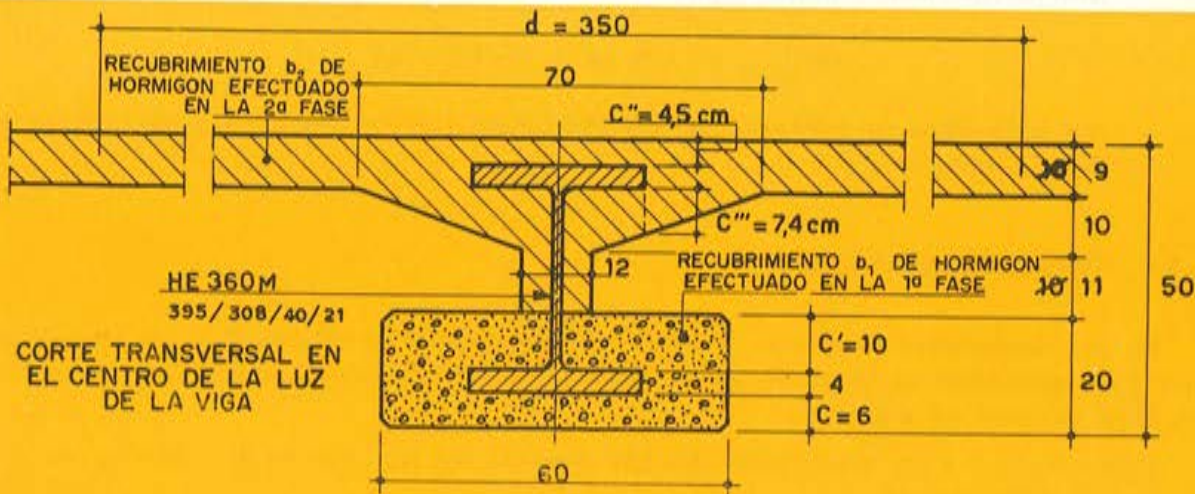


Fig. 1

1-B/5. EJEMPLO, COMENTADO, DE UN CALCULO REALIZADO CON ARREGLO AL METODO RAPIDO QUE SE PROPONE

1-B/5.1. Datos.

Sea el problema de la figura 2.

Se trata de construir un forjado de hormigón armado, de 18 m de luz, simplemente



Fig. 2

apoyado, capaz de soportar, además de su peso propio: p (de la losa) + $p. pr.$ (de la viga):

- 1) Una carga permanente (pavimento + cielo raso, p. ej.) de:

$$\Delta p = 150 \text{ kg/m}^2.$$

- 2) Una sobrecarga de uso de:

$$q = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (en garajes, p. ej.)}.$$

- 3) Además, la altura máxima total disponible, en el centro de la luz (altura total $h_{tot.}$), es:

$$h_{tot.} = 50 \text{ cm} \left(\frac{1}{36} \text{ de la luz } L \right).$$

- 4) Y la flecha máxima admisible bajo la acción de la sobrecarga de uso (q) es:

$$f_{max} = 40 \text{ mm} \left(\frac{1}{450} \text{ de la luz } L \right).$$

1-B/5.2. Cálculo desde el punto de vista resistente. (Determinación del perfil y de la separación entre vigas.)

Se supone, en principio, que:

- a) La losa (plana, sin nervios) entre jácenas PREFLEX tiene 10 cm de espesor; por tanto:

$$p = 0,10 \times 2.400 = 240 \text{ kg/m}^2;$$

$$p + \Delta p + q = 240 + 150 + 400 = 790 \text{ kg/m}^2.$$

- b) El peso propio de la viga (por debajo la losa) es:

$$p. pr. = 0,50 \times 0,40 \times 2.400 = 480 \text{ kg/m. l.}$$

- c) El perfil metálico elegido para la vigueta es HE 360 M (DIR 36), es decir, el *más pesado* de los que pueden utilizarse para que el canto total de la viga no exceda del admitido $h_{tot.} = 50 \text{ cm}$ (*) (**).

(*) Eso sí la separación entre vigas *puede elegirse libremente*. A este respecto debe señalarse que, en principio, resulta siempre más económico utilizar un número restringido de viguetas más pesadas, que un número mayor de viguetas ligeras, ya que existen ciertos gastos de fabricación y conservación que son casi iguales para todos los tipos de vigas PREFLEX, es decir, independientes de su peso.

Por otra parte, con frecuencia es conveniente utilizar perfiles disimétricos, por ejemplo con el ala inferior reformada mediante la adición de una platabanda.

No es necesario aclarar que, no obstante, en algunas ocasiones se hace preciso recurrir al empleo de perfiles más ligeros, por ejemplo cuando las condiciones arquitectónicas de la obra así lo exijan. Como casos más frecuentes pueden citarse aquellos en los que la separación entre vigas viene impuesta por la distribución de los entrepaños de fachada o por la luz máxima que puede darse a los elementos resistentes entre las vigas sucesivas (ver nota del párrafo e) de 1-B/5.3).

(**) Ver catálogo de viguetas "Grey".

- d) La contribución del hormigón de recubrimiento de la cabeza superior al aumento del momento resistente total de la viga ($M_{\text{res. tot.}}$) se estima en un 10 %.

En estas condiciones la carga total por metro lineal es:

$$P_{\text{tot.}} = (p + \Delta p + q) d + p. \text{ pr.},$$

siendo d la distancia entre ejes de las vigas del forjado.

Además:

$$M_{\text{res. tot.}} = \frac{I}{V} R_u = (1,1 \times 4.300) 2.880 = 13.600.000 \text{ cm} \cdot \text{kg} = 136 \text{ m} \cdot \text{t.}$$

Por otra parte, el momento total que debe soportarse es:

$$M_{\text{sol. tot.}} = \frac{P_{\text{tot.}} \times L^2}{8} = \frac{(d \times 0,790 + 0,480) 18^2}{8} = (d \times 0,790 + 0,480) 40,5 \text{ m} \cdot \text{t.}$$

Igualando este último momento al resistente resulta:

$$d \times 0,790 + 0,480 = \frac{136}{40,5} = 3,36$$

y, por tanto:

$$d = \frac{3,360 - 0,480}{0,790} = \frac{2,880}{0,790} = 3,61 \text{ m.}$$

Adoptando una sección de hormigón pretensado de $60 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 1.200 \text{ cm}^2$ (aproximadamente 10 veces la sección del ala metálica) se obtiene la sección transversal indicada en la figura 1.

Determinación del espesor de la losa y del peso propio de la viga: Mediante la aplicación de los métodos clásicos del hormigón armado se puede calcular fácilmente la losa, como tal. En este caso se trata de una losa continua, de varios tramos, acartelada sobre los apoyos intermedios. Se comprueba que el espesor de 10 cm, inicialmente adoptado, puede ser rebajado a 9 cm ($R'_b = 80 \text{ kg/cm}^2$). El peso propio de la viga (excluida la losa) resulta:

$$\begin{aligned} p. \text{ pr.} &= \frac{0,70 + 0,12}{2} \times 0,10 = 0,0410 \text{ m}^2 \\ &0,12 \quad \times 0,11 = 0,0132 \text{ m}^2 \\ &0,60 \quad \times 0,20 = 0,1200 \text{ m}^2 \\ &\frac{0,1742 \text{ m}^2 \times 2.400 \text{ kg/m}^3}{7.850} = 418 \text{ kg/m. l. (hormigón)} \\ 250 \text{ kg/m. l.} \times \frac{7.850 - 2.400}{7.850} &= 174 \text{ kg/m. l. (vigüeta me-} \\ &\text{tálica menos} \\ &\text{hormigón} \\ &\text{desplazado)} \\ &= 592 \text{ kg/m. l.} \end{aligned}$$

Se comprueba que el peso propio había sido subestimado (recuérdese que se había valorado en 480 kg/m. l.). Como consecuencia de estas dos correcciones se obtiene para d un nuevo valor, que es:

$$d = \frac{3,360 - 0,592}{0,790 - 0,01 \times 2,4} = \frac{2,768}{0,766} = 3,60 \text{ m.}$$

Desde el punto de vista resistente, con esto queda terminado el cálculo inicial. En la práctica, el único error posible podría provenir de la estimación del aumento del momento resistente total debido al recubrimiento de hormigón de la cabeza superior, aumento que, en este ejemplo, se ha valorado en un 10 %.

El proyectista que haya calculado ya algunas vigas PREFLEX sabrá determinar, sin gran error, este porcentaje en los casos corrientes. En otros, deberá recurrir a alguno de los métodos que a tal objeto pueden utilizarse.

Como ya se ha indicado en los cálculos anteriores, se ha estimado que el hormigón de recubrimiento de la cabeza superior aumentaba en un 10 % el momento resistente total de la viga. Esto equivale a suponer que dicho hormigón aumenta la resistencia de la pieza frente a todas las cargas, incluidas su peso propio y el de la viga.

En otros términos, se supone que tanto este hormigón como su encofrado no actúan sobre la viga hasta que el hormigón no ha adquirido la resistencia suficiente para soportar las cargas correspondientes. Para ello sería preciso que, durante el hormigonado y fraguado, el encofrado apoyase sobre el suelo a través de los adecuados apeos verticales.

Sin embargo, en la práctica, los constructores suelen preferir aprovechar la cabeza de hormigón pretensado para apoyar en ella los encofrados de la losa y evitar así los apeos y puntales, siempre costosos y molestos en las obras por el espacio que ocupan.

En estas condiciones, el hormigón de la cabeza superior colabora únicamente para soportar las sobrecargas, y la determinación del perfil de la viga debe hacerse entonces de la forma siguiente:

Se calcula separadamente el momento originado por las cargas que actúan antes del fraguado y endurecimiento del hormigón de la cabeza superior (pesos propios de la viga, del hormigón de recubrimiento y de la losa, así como los pesos de los encofrados que apoyan sobre las vigas) y el momento flector producido por las cargas que actúan en la segunda fase, es decir, después del endurecimiento del hormigón de dicha cabeza superior (carga permanente de pavimentos, muros, tabiques, etc., y sobrecargas útiles), descontándose el peso de los encofrados que se suprimen cuando ya el hormigón ha endurecido.

Sean M' y M'' estos momentos, respectivamente. El momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)$ de la viga necesaria será entonces:

$$\left(\frac{I}{V}\right) = \frac{M'}{2,880} + \frac{M''}{1,10 \times 2,880}.$$

Admitiendo que, en el ejemplo propuesto, los encofrados pesan 100 kg/m^2 y que sea necesario reducir d desde $3,60 \text{ m}$ hasta $3,40 \text{ m}$, los momentos flectores valdrán:

$$M' = \frac{18^2}{8} [0,592 + 3,40 (0,216 + 0,100)] = 67,49 \text{ m} \cdot \text{t};$$

$$M'' = \frac{18^2}{8} 3,40 (0,150 + 0,400 - 0,100) = 61,96 \text{ m} \cdot \text{t}.$$

Por lo tanto:

$$\left(\frac{I}{V}\right) = \frac{6.749 \text{ cm} \cdot \text{t}}{2,88 \text{ t/cm}^2} + \frac{6.196 \text{ cm} \cdot \text{t}}{1,10 \times 2,88 \text{ t/cm}^2} = 4.295 \text{ cm}^3;$$

es decir, inferior al momento resistente del perfil elegido, que vale 4.300 cm^3 .

1-B/5.3. Cálculo desde el punto de vista de la rigidez y deformaciones.

- a) *Definiciones.*—Deben recordarse las definiciones de los términos “flecha” y “contraflecha”, dadas anteriormente.
- b) *Flecha de preflexión (f_{ax}) (valor técnicamente exacto).*—Como el perfil metálico es simétrico (ala superior igual a la inferior) y se ha previsto que, durante la preflexión, la tensión en el acero sea igual a su tensión máxima en servicio, es decir: $\sigma_{ax} = R_a = 2.880 \text{ kg/cm}^2$ (caso corriente), si la preflexión, como es normal, se efectúa por medio de dos fuerzas iguales aplicadas a los cuartos de la luz, la flecha correspondiente vendrá dada por:

$$f_{ax}^{(mm)} = 0,322 \frac{L^2(m)}{h(m)} \quad (*).$$

(*) En efecto, para dos cargas iguales F aplicadas a los cuartos de la luz se tiene:

$$f_{ax} = \frac{11}{384} \frac{F L^3}{E_a I_a},$$

o también, como

$$M_{ax} = \frac{F L}{4},$$

se puede poner:

$$f_{ax} = \frac{11}{96} \frac{M_{ax}}{E_a} \frac{L^2}{I_a}.$$

Por otra parte, se tiene:

$$M_{ax} = \left(\frac{I}{V}\right)_a R_{ax} = 2 \frac{I_a}{h} R_{ax},$$

pues $h = 2V$, ya que el perfil metálico es simétrico.

→ (Continúa en la página siguiente.)

En esta fórmula, L es la luz teórica de cálculo y h el canto de la vigueta, ambos expresados en metros; f_{ax} viene dada en milímetros. Por tanto, en el caso que se estudia:

$$f_{ax} = 0,322 \frac{18^2}{0,395} = + 263 \text{ mm.}$$

Dado el gran valor de esta flecha

$$\left(\frac{263}{18.000} = \frac{14,6}{1.000} \quad \text{ó} \quad \frac{1}{68,5} \text{ de la luz, aproximadamente} \right)$$

se ve, inmediatamente, que si se desea efectuar la primera fase del hormigonado, o sea, el recubrimiento del ala inferior del perfil, en un encofrado recto, lo que es siempre preferible, no será posible, en la práctica, para la fabricación de la viga PREFLEX, partir de un perfil metálico recto porque se produciría la situación indicada en la figura 3.

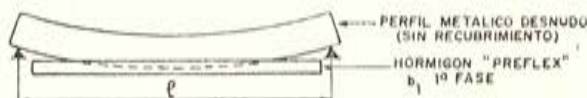


Fig. 3

Para evitar que la vigueta sobresalga por encima del encofrado preparado para hormigonar el ala inferior se podría, evidentemente, recurrir a los siguientes procedimientos:

- α) Aumentar el espesor del hormigón en las proximidades de los extremos; pero esto no es fácil de ejecutar y puede tener, además, otros inconvenientes.

Por consiguiente:

$$f_{ax} = \frac{11}{48} \frac{L^2}{h} \frac{R_{ax}}{E_a},$$

siendo: R_{ax} = tensión admisible.

Por tanto, si para el caso estudiado se toma como módulo de elasticidad del acero el valor $E_a = 2.050.000 \text{ kg/cm}^2$ y se admite que, en la vigueta desnuda, al someterla a preflexión

$$\sigma_{ax} = R_{ax} = 2.880 \text{ kg/cm}^2,$$

resulta:

$$f_{ax} \text{ (en mm)} = 0,322 \frac{L^2 \text{ (en m)}}{h \text{ (en m)}}.$$

A veces se dice que ésta es la expresión geométrica de la flecha de preflexión.

Esta fórmula, con el coeficiente numérico 0,322 sólo es válida, evidentemente, para los valores indicados de la tensión σ_{ax} y del módulo de elasticidad E_a .

Si la vigueta no fuese simétrica, la flecha de preflexión, para los mismos valores de σ_{ax} y E_a , valdría:

$$f_{ax} \text{ (en mm)} = 0,1605 \frac{L^2 \text{ (en m)}}{a \text{ (en m)}},$$

en donde:

a = distancia entre la fibra neutra y la fibra extrema en tracción.

- β) Curvar el encofrado de manera que se adapte lo mejor posible a la curvatura de la vigueta; pero esto presenta igualmente dificultades de ejecución y además puede ocurrir que, aun después de su desbloqueo y puesta en obra, la cara inferior de la viga PREFLEX quede curvada presentando una flecha, hacia abajo, que es inadmisibile desde el punto de vista estético.

La verdadera solución consistiría, por consiguiente, al menos en el presente caso, en pedir al taller de laminación una vigueta con una contraflecha inicial k_0 de valor:

$$k_0 = -f_{ax} = -263 \text{ mm.}$$

De esta manera, durante la preflexión, tanto la vigueta como el encofrado para el hormigonado del ala inferior serán rectos.

Al desbloquear la vigueta después de la preflexión tomará una contraflecha negativa, es decir, hacia arriba. Del estudio detallado del proceso de ejecución se deducirá si es necesario dar inicialmente a la vigueta desnuda una contraflecha k_0 diferente de f_{ax} .

- c) *Flecha producida, únicamente, por las sobrecargas de uso previstas.*—Dentro de este método rápido de cálculo no cabe más que deducir el valor aproximado de esta flecha. Según se ha indicado, en los casos corrientes se puede admitir que el momento de inercia de la viga PREFLEX terminada, con su recubrimiento total, es, aproximadamente, 2,5 a 3,5 veces superior al del perfil metálico desnudo (*). Supóngase que se adopta el valor medio 3. Entonces la flecha producida por las sobrecargas de uso, únicamente, valdrá:

$$f''_{11} = \frac{f_{ax}}{3} \frac{\text{sobrecargas de uso por metro lineal de viga}}{\text{cargas totales, incluidas las sobrecargas de uso, por metro lineal}}$$

Aplicando esta expresión al caso que se estudia se obtiene:

$$f''_{11} = \frac{263}{3} \frac{3,40 \times 400}{592 + 3,40(216 + 150 + 400)} = \frac{263}{3} \frac{1.360 \text{ kg/m. l.}}{3.196 \text{ kg/m. l.}} = 37,2 \text{ mm (**).}$$

Se comprueba entonces si esta flecha es inferior a la máxima admisible. En el caso presente se tiene:

$$f_{\max} = \frac{L}{450} = \frac{18.000}{450} = 40 \text{ mm;}$$

$$f''_{11} = 37,2 < 40 \text{ mm.}$$

Debe recordarse que, para este cálculo, se ha supuesto que las cargas F que actúan sobre el perfil metálico durante la preflexión son tales que producen la misma tensión máxima de tracción en el acero que el conjunto de las cargas previstas aplicado a la viga terminada.

(*) Este coeficiente tomado *a priori*, evidentemente no puede ser muy preciso. Depende de un gran número de factores: las secciones, los cantos, la calidad del hormigón, etc. No se trata, por tanto, más que de una estimación previa que permite al ingeniero proyectista darse rápidamente cuenta de si las características de rigidez de la sección adoptada quedan muy por encima, próximas, o muy por debajo de los valores límites impuestos. De esta forma podrá juzgar sobre la conveniencia de modificar la sección o proceder a un cálculo más afinado de su rigidez utilizando otro método más aproximado.

(**) Con mayor aproximación: $\frac{10}{11} \times 37,2 = 33,8 \text{ mm.}$

Conviene señalar también que, en el caso de edificios, la flecha real de la viga (una vez colocada en obra) suele ser mucho menor, debido a las uniones semirrígidas existentes entre vigas y soportes y a las diversas causas que, en la práctica, coarctan la libertad de giro de las piezas, pero que no es posible tener en cuenta en los cálculos habituales.

d) *Rectificación de la solución obtenida.*—De acuerdo con los resultados de este último cálculo se retocará o no, según convenga, la solución adoptada. Después, se completará el proyecto de la sección añadiendo los conectadores precisos para evitar el deslizamiento y algunas armaduras secundarias adecuadamente distribuidas en el hormigón de recubrimiento del alma y del ala inferior del perfil metálico.

e) *Observaciones y conclusiones relativas al método de cálculo propuesto:*

α) *Con respecto a la resistencia.*—El único error de cierta importancia que puede producirse será el que resulte de la equivocada estimación del aumento del valor medio del momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)$, originado por el recubrimiento de hormigón de la cabeza superior del perfil metálico. Se ha indicado que este aumento suele ser del orden del 10 %, pero, en algunos casos, su valor real puede ser diferente. No obstante, este error nunca podrá ser muy grande a menos que C'' (fig. 2), por ejemplo, sea mucho mayor de lo que se ha supuesto en el estudio aquí realizado.

Por consiguiente, este método suele ser muy adecuado para el cálculo de anteproyectos, e incluso, a veces, para el cálculo definitivo.

β) *Con respecto a las flechas y contraflechas.*—Cuando la flecha f_{ae} de preflexión es moderada (esbelteces pequeñas, lo que no ocurre en el ejemplo estudiado) y las condiciones límites impuestas a f''_{II} y al canto total de la viga en el centro de la luz y en las proximidades de los apoyos dejan suficiente margen, este método es muy adecuado, por lo menos para anteproyectos. En caso contrario, será preciso recurrir a procedimientos más afinados.

γ) Este método, por consiguiente, permite al arquitecto y al ingeniero, en la mayoría de los casos corrientes, darse cuenta, aunque sólo sea en primera aproximación, de las posibilidades que ofrece una solución PREFLEX para resolver, en un caso dado, un problema sencillo de un forjado o de un puente.

δ) En el ejemplo anteriormente estudiado se ha supuesto que, para la realización del forjado, el proyectista podía elegir libremente la distancia d entre ejes de las vigas PREFLEX.

En la práctica, ocurre frecuentemente que esta distancia viene impuesta a priori. El problema consiste entonces en dimensionar una viga PREFLEX, conociendo, no sólo la luz, sino también la totalidad de las cargas permanentes y sobrecargas, excepto, únicamente, el peso de la propia viga (la parte situada por debajo de la losa).

El problema es entonces mucho más sencillo y se resuelve prácticamente igual que en el caso de una vigueta ordinaria.

Desde el punto de vista resistente.—Será necesario que se cumpla:

$$\left(\frac{I}{V}\right) \text{ de la viga metálica desnuda} \geq \frac{1}{1,10} \times \frac{M_{f \max}}{0,80 R_{ae}}$$

siendo R_{ae} el límite del acero.

Para el acero A 52: $0,80 R_{ae} = 2.880 \text{ kg/mm}^2$.

Desde el punto de vista de la rigidez.—Se comprobará si la flecha

$$f_q \approx \frac{1}{3} \times \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot d \cdot L^4}{E_a \cdot I_a}$$

no excede de un cierto límite impuesto.

En la anterior expresión:

f_q = Flecha producida por las sobrecargas de uso.

q = Sobrecarga de uso por m^2 .

d = Anchura de la zona de forjado soportado por la viga.

L = Luz del vano.

Desde el punto de vista del canto total máximo.—Será necesario satisfacer las condiciones impuestas en el caso particular de que se trate.

Desde el punto de vista de la contraflecha.—Será necesario satisfacer las condiciones impuestas, por una parte bajo el peso propio sólo y por otra bajo las cargas totales.

En principio se adoptará para la viga metálica el perfil que, según el prontuario, tenga un canto compatible con la altura libre total impuesta, y que poseyendo un momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)_a$ y un momento de inercia I_a al menos igual al exigido, pese lo menos posible. Una vez elegido el perfil metálico, el proyectista determinará la contraflecha que debe dársele durante la preflexión.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Los autores del presente trabajo han publicado, además, los siguientes artículos relativos a las vigas PREFLEX:

- 1.º La viga PREFLEX: "Principios e informes sobre los ensayos efectuados". Comunicación núm. B-39 presentada al Congreso Internacional del Hormigón Pretensado, de Gante. Septiembre, 1951.
- 2.º La viga PREFLEX: "Consideraciones teóricas y métodos de cálculo". Comunicación núm. B-39, continuación, al mismo Congreso.
- 3.º "Un nuevo tipo de viga presolicitada; la viga PREFLEX". L'Ossature Métallique; septiembre, 1951, Bruselas.
- 4.º "Perfeccionamiento, mediante flexión previa, de las vigas metálicas recubiertas de hormigón". Technique des Travaux; septiembre-octubre, 1951, Lieja.
- 5.º La viga PREFLEX: Fascículo núm. II; Método de "Cálculo semi-rápido". Método de "Cálculo técnicamente exacto".
- 6.º La viga PREFLEX: "La precompresión del hormigón de recubrimiento del ala de tracción. El problema de la retracción y la fluencia. Conclusiones fundamentales". Acta Technica Belgica. Revue "C" —Génie Civil-Constructiions I—, núm. 4, 1957.

tratamientos térmicos del hormigón *

J. CALLEJA, Dr. en Ciencias Químicas

sinopsis

Principios fundamentales, científicos y técnicos, en que se basa el tratamiento térmico del hormigón. Resumen abreviado de los aspectos más importantes acerca de este tema, extraídos de la bibliografía, a partir de 1934 y hasta la fecha. Contribución experimental y original al conocimiento de la influencia de la temperatura en el fraguado y endurecimiento del cemento.

1. PARTE GENERAL

La prefabricación de piezas o elementos estructurales de hormigón requiere una aceleración de los procesos de fraguado y de endurecimiento, si se tienen en cuenta los factores técnicos y económicos del problema. La productividad en sus diferentes aspectos, tales como el número de moldes utilizados, la producción unitaria por molde, la mano de obra en las diferentes etapas del proceso, etc., junto con el espacio de curado, la demora en la entrada en servicio de las piezas, etc., son los principales puntos a considerar.

Los métodos para acelerar el fraguado y el endurecimiento son de carácter vario y forman dos grandes grupos: el de los métodos de naturaleza química (empleo de cementos especiales o uso de aditivos aceleradores), y el de los métodos de naturaleza física (curado por tratamientos térmicos).

En cuanto al curado térmico se refiere, se han utilizado diferentes sistemas para transmitir calor a una masa de hormigón:

- i) calentamiento previo de los materiales (agua, áridos, cemento);
- ii) inmersión en agua caliente;
- iii) curado en vapor a presión ordinaria;
- iv) curado en vapor a alta presión (en autoclave);
- v) calentamiento eléctrico (por efecto Joule);

* Condensado de una Monografía del Instituto "Eduardo Torroja".

aparte de otros procedimientos más complejos y menos económicos, tales como la diatermia, la calefacción infrarroja y la calefacción por alta frecuencia.

El empleo de vapor a baja o alta presión constituye el método más extendido de acelerar el fraguado y el endurecimiento en las instalaciones de prefabricación, mientras que el calentamiento por electricidad se ha aplicado más al hormigón en masa de grandes obras, tales como presas, principalmente en la Unión Soviética y en el Japón.

La humedad es un factor de la máxima importancia en los tratamientos térmicos, en relación con las resistencias mecánicas, con los cambios de volumen, y con la fisuración y agrietamiento del hormigón. Las resistencias a edades cortas y más largas dependen, considerablemente, de las características técnicas de los procesos y, principalmente, de la dependencia entre la temperatura y el tiempo.

El efecto del aumento de la temperatura en una masa de hormigón es acelerar tanto el fraguado como el endurecimiento. En cuanto al fraguado, tanto el principio como el final tienen lugar más pronto y, además, el intervalo de fraguado se acorta. En cuanto al endurecimiento, las resistencias a edades tempranas son mayores, mientras que las resistencias finales pueden ser mayores o menores, dependiendo de las relaciones entre la temperatura y el tiempo.

Los procedimientos mecánicos normales para establecer el tiempo de fraguado no sirven para determinar la influencia de la temperatura en el fraguado, pero otras técnicas especiales son particularmente aptas para este tipo de estudios. Las curvas resistencia eléctrica-tiempo de pastas de cemento presentan un mínimo que corresponde al final del fraguado*. Este mínimo se desplaza hacia la izquierda al aumentar la temperatura de curado, tal como indica la figura 1 y esquemáticamente también la figura 2. La dependencia existente entre el principio, el final y el intervalo de fraguado, por una parte, y la temperatura, por otra, puede verse en la figura 3.

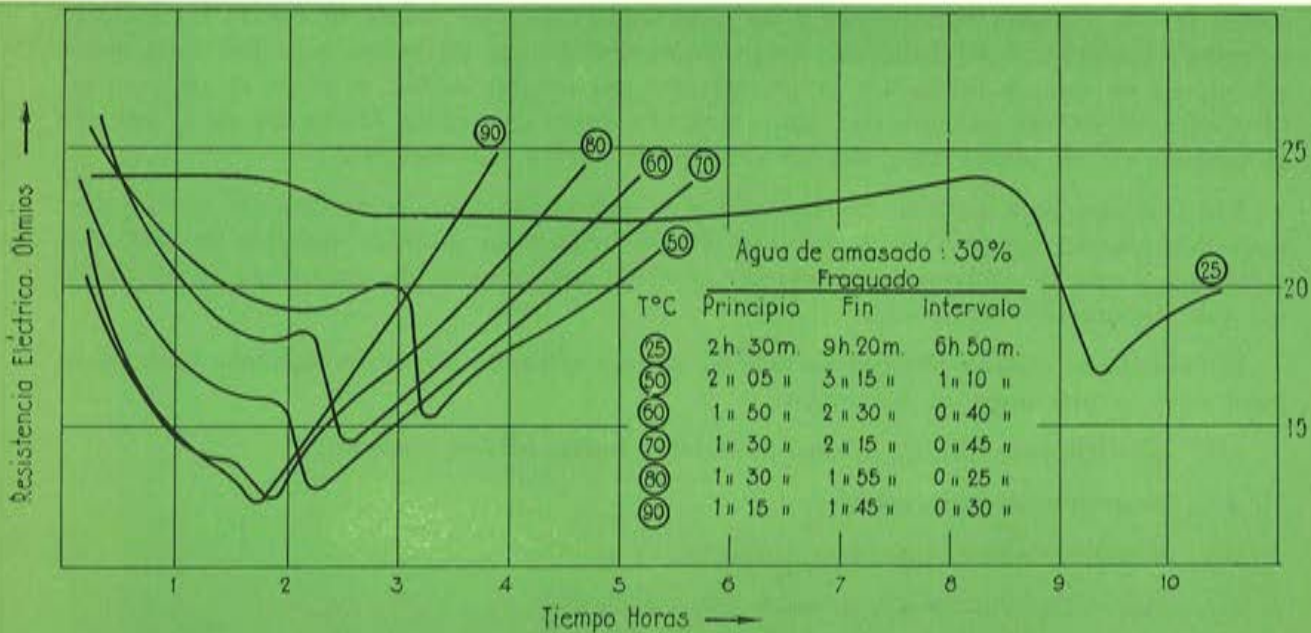


Fig. 1

* J. CALLEJA: Cuadernos de Investigación, núms. 2 y 3, del I.E.T.c.c.

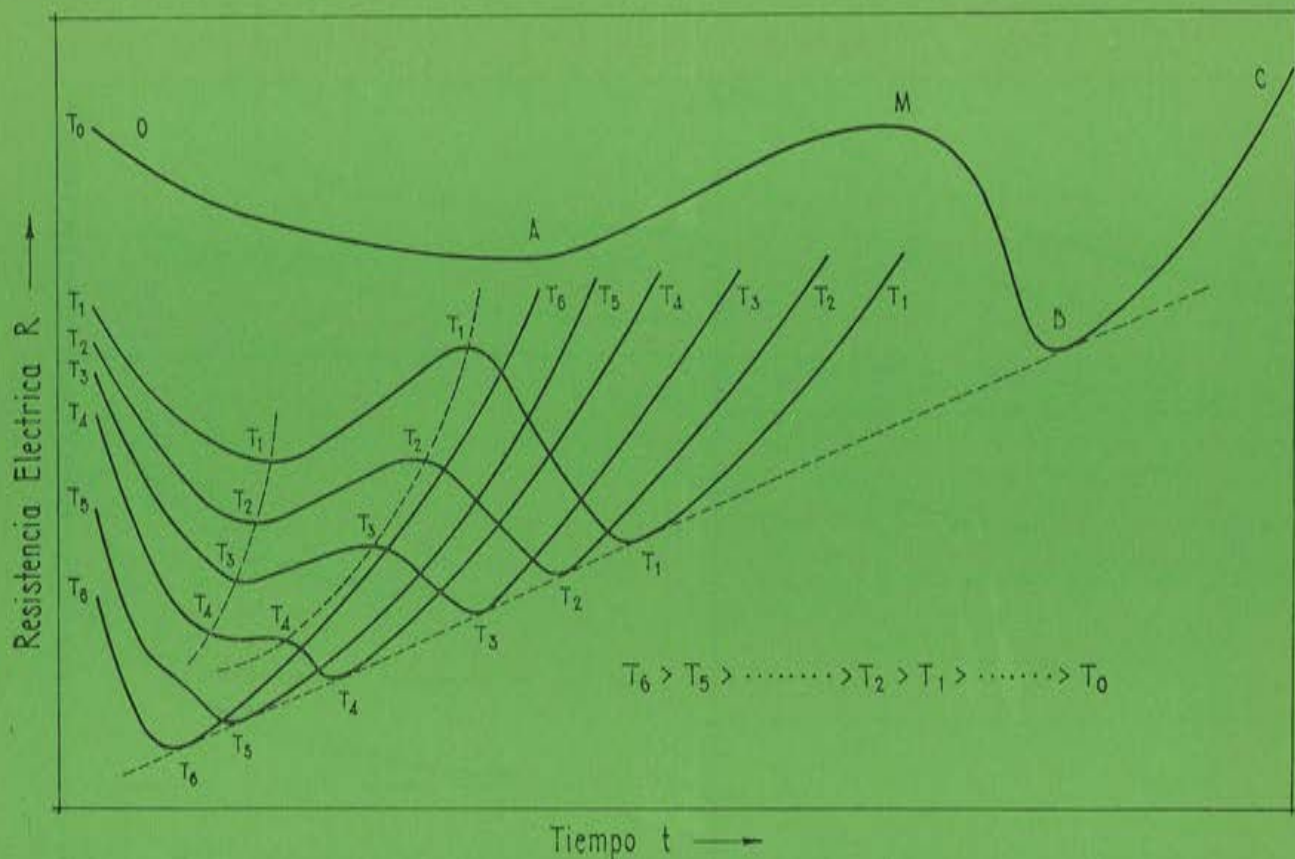


Fig. 2

2. TRATAMIENTOS CON VAPOR A BAJA PRESION

Los factores principales que influyen en un tratamiento con vapor a baja presión son los siguientes:

- a) el periodo preliminar de curado normal a temperatura ordinaria, desde el enmolado del hormigón hasta el comienzo del tratamiento térmico;
- b) la velocidad de calefacción desde el comienzo del tratamiento hasta alcanzar la máxima temperatura;
- c) la máxima temperatura alcanzada;
- d) el periodo de permanencia a la máxima temperatura;
- e) la velocidad de enfriamiento desde el final del período de permanencia a la máxima temperatura hasta alcanzar la temperatura ordinaria.

Estos periodos y etapas determinan el tiempo total del proceso completo y permiten establecer el programa de trabajo en cada caso. La figura 4 representa gráficamente varios de estos programas. Algunos detalles y valores particulares de tales periodos y etapas son los siguientes:

- 1) cuanto mayor es a), tanto mayores pueden ser b) y c) para alcanzar una resistencia final dada. Valores razonables para a) están comprendidos entre 1 y 3 horas;

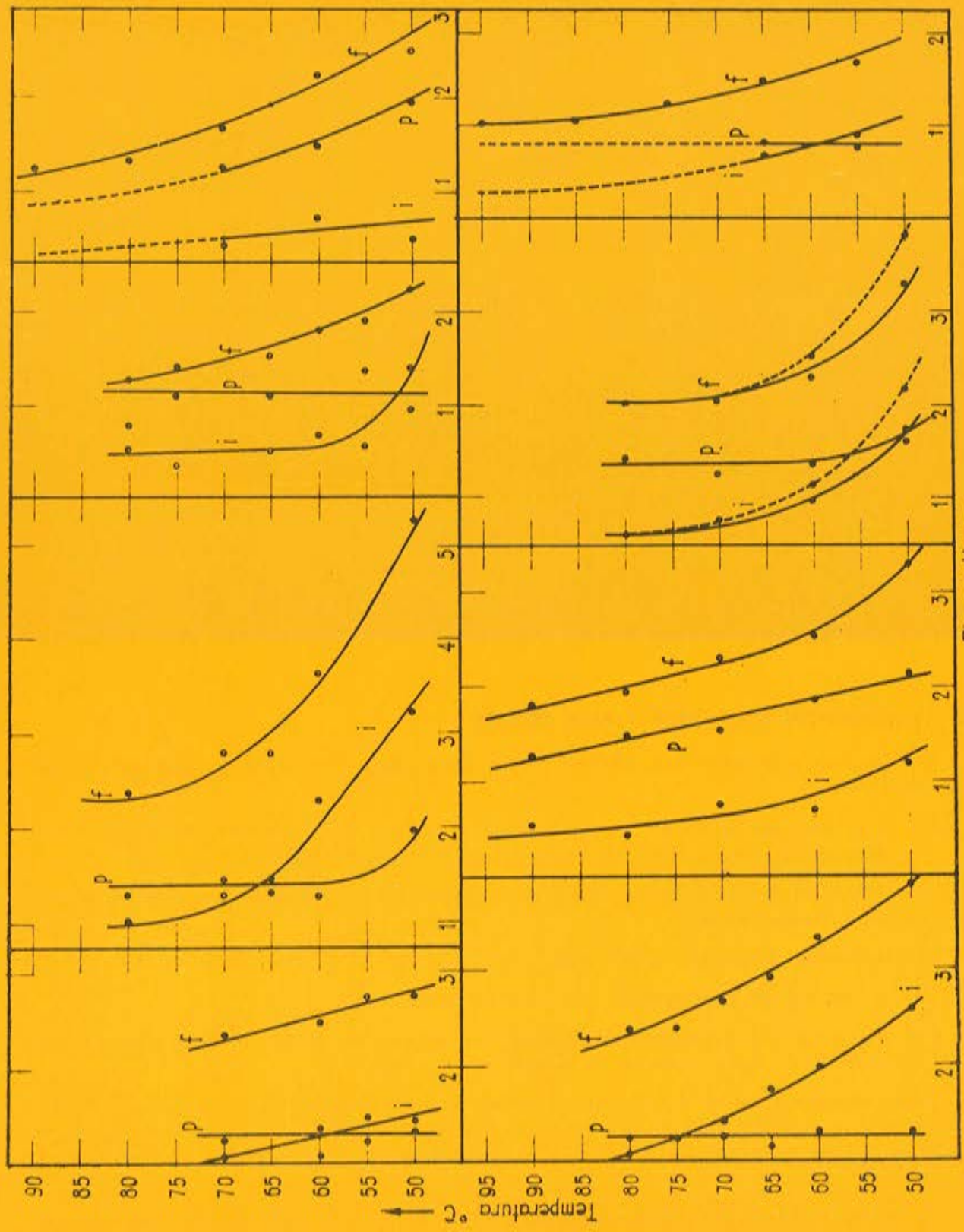


Fig. 3

→

- 2) cuanto mayor es b), tanto mayores son también las resistencias iniciales, pero las finales pueden quedar reducidas hasta un 50 a 70 por ciento de las correspondientes a un curado normal. Valores razonables para b) se hallan comprendidos entre 10°C/hr y 20°C/hr (12°C/hr a 15°C/hr);
- 3) los valores más frecuentes para la temperatura máxima se encuentran entre 70° y 90°C ($75^\circ\text{-}85^\circ \text{C}$);
- 4) cuanto mayor es d), mayores son también las resistencias finales, pero ello va en detrimento de la producción. Valores frecuentes para d) son 8, 10 y 12 horas;
- 5) cuanto menor es e), tanto mejores son las características generales de la producción. Valores razonables para e) se hallan comprendidos entre 5°C/hr y 20°C/hr (10°C/hr a 12°C/hr).

En cuanto al tiempo total de tratamiento, éste puede variar entre 8 y 24 horas, siendo valores normales los comprendidos entre 15 y 20 horas.

Otras variables que naturalmente influyen en los resultados de un tratamiento son: la composición del hormigón, la naturaleza y granulometría de los áridos, el tipo, calidad y proporción de cemento, la relación agua/cemento, el grado de compactación del hormigón y la naturaleza y proporción de los aditivos eventualmente empleados.

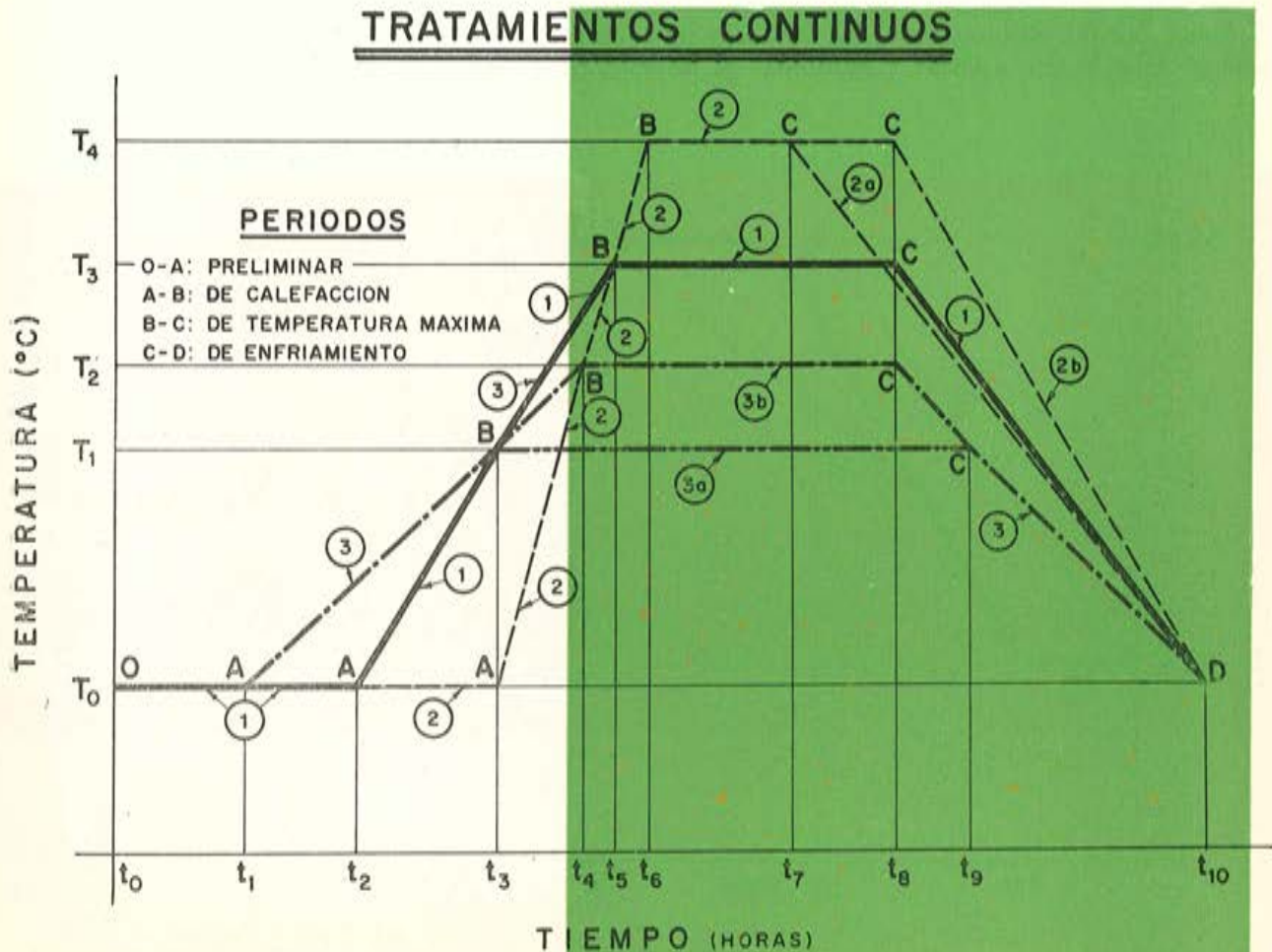


Fig. 4

3. TIPOS DE TRATAMIENTOS A BAJA PRESION

Los tratamientos a baja presión pueden ser continuos o discontinuos. Ejemplos de tratamientos continuos, sin cortes o regresiones en los periodos de calefacción y enfriamiento, son los representados gráficamente en el esquema de la figura 4. El ejemplo señalado con el número 1 muestra un tratamiento medio que puede servir como punto de partida para el establecimiento por vía experimental del proceso más conveniente en un caso particular, modificando de forma adecuada los valores de las variables implicadas. Valores medios y más frecuentes de tales variables pueden ser los indicados en el cuadro 1:

CUADRO 1

Periodo preliminar de curado normal.....	2 horas
Velocidad de calefacción	20° C/h
Periodo de calefacción	3 horas
Máxima temperatura alcanzada	80° C
Periodo de permanencia a la máxima temperatura.....	8 horas
Velocidad de enfriamiento	10° C/h
Periodo de enfriamiento	6 horas
Temperatura inicial y final	20° C
Tiempo total	19 horas

Las 5 horas restantes hasta las 24 horas de cada jornada se emplean en limpiar moldes, colocar armaduras, amasar y enmoldar el hormigón, así como en operaciones secundarias.

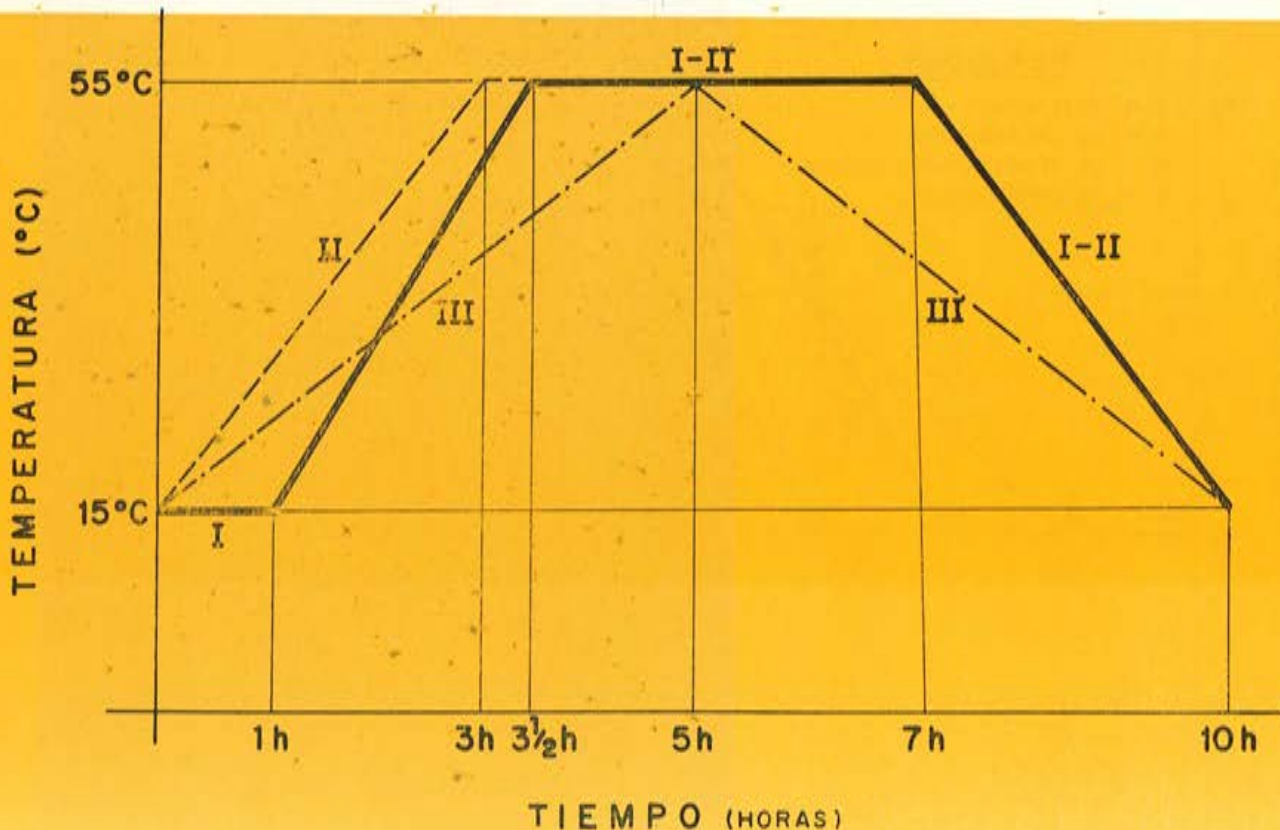


Fig. 5

TRATAMIENTOS DISCONTINUOS

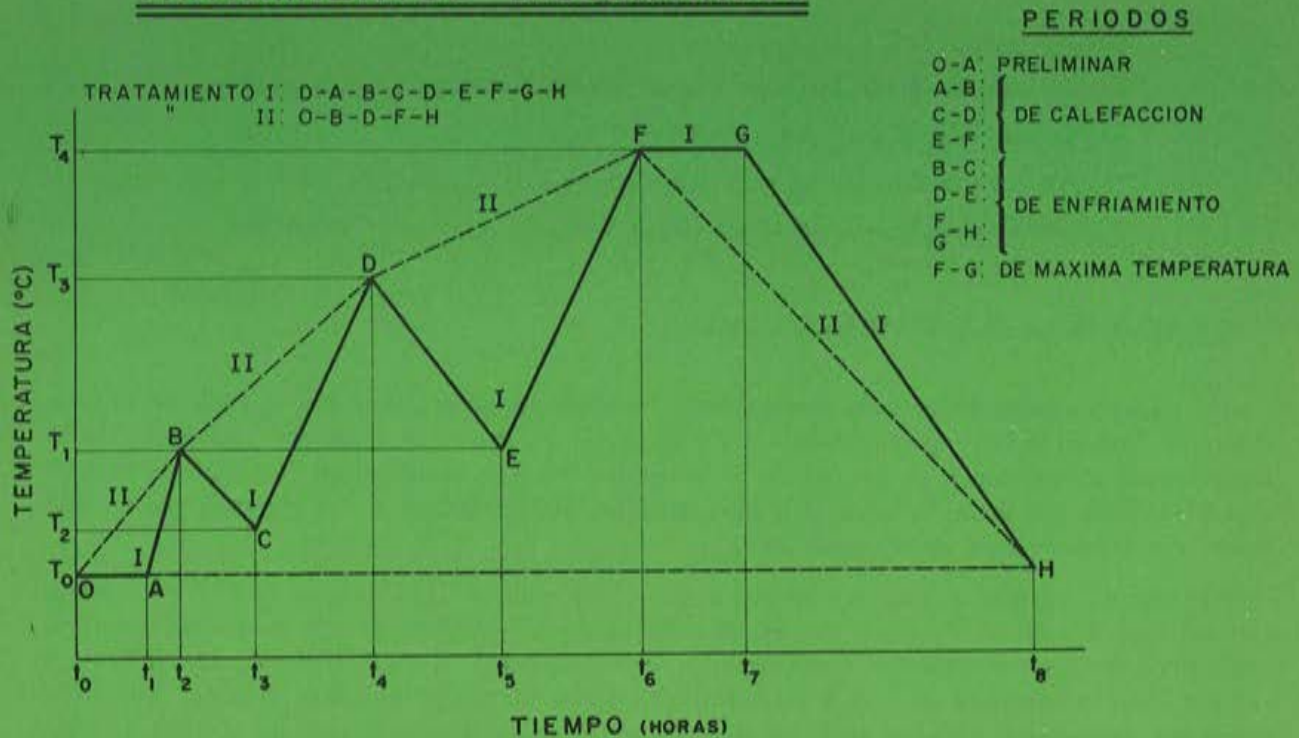


Fig. 6

Como ejemplo real y práctico de los principios y reglas expuestos en el apartado 2, el I.E.T.c.c. ha llevado a cabo ensayos para determinar las condiciones óptimas de tratamiento para curar en agua caliente traviesas de ferrocarril hechas con hormigón. Condiciones fijadas para ello fueron una temperatura máxima de 55° C y un tiempo total de tratamiento de 10 horas. La figura 5 muestra tres procesos, de los cuales los numerados II y III pueden considerarse como extremos, siendo con mucho el número I, recomendado por el autor, el más adecuado para obtener las mejores resistencias del hormigón a cualquier edad.

Los tratamientos a baja presión pueden ser también discontinuos, cuando el hormigón se somete a ciclos o etapas alternativas de calefacción y enfriamiento, o cuando se aplican sucesivamente distintos ritmos de calefacción. Ejemplos de tales tratamientos son los representados gráficamente en la figura 6. Algunos valores prácticos se dan en los cuadros 2 y 3:

CUADRO 2

Periodo preliminar	0 horas
Primer período de calefacción desde 20° C hasta 57-60° C.....	10-15 min
Primer período de enfriamiento desde 57-60° C hasta 43° C.....	1 hora
Segundo período de calefacción desde 43° C hasta 71° C.....	30 min
Segundo período de enfriamiento desde 71° C hasta 57° C.....	60-75 min
Tercer período de calefacción desde 57° C hasta 95° C.....	10 min
Periodo de permanencia a la máxima temperatura de 95° C.....	1 hora
Tercer período de enfriamiento desde 95° C hasta el final.....	3 horas
Tiempo total de tratamiento	7,5 horas

CUADRO 3

Periodo preliminar	0 horas
Primer periodo de calefacción desde 20° C hasta 50° C.....	2 horas
Segundo periodo de calefacción desde 50° C hasta 100° C.....	4 horas
Velocidad de calefacción en el primer periodo	15° C/h
Velocidad de calefacción en el segundo periodo	12,5° C/h

4. CALCULO DE LA TEMPERATURA MAXIMA

Un cálculo aproximado de la temperatura máxima en un tratamiento se basa en el concepto de "maduración" (o madurez) del hormigón, es decir, el producto (integral) de la temperatura de curado y el tiempo de tratamiento. Se basa también en la hipótesis de que a una maduración dada, cualesquiera que sean las temperaturas y los tiempos para obtenerla, corresponde una resistencia dada.

Un curado normal a una temperatura T_n (° C) durante un tiempo t_n (h) representa una maduración $M_n = T_n \cdot t_n$ (° C · h). El calculo de la maduración M_t correspondiente a cualquiera de los tratamientos representados en la figura 4 es fácil, teniendo en cuenta los valores correspondientes de t_t y T_t , y admitiendo una variación lineal de T con t (las temperaturas medias durante los periodos de calefacción y enfriamiento son las medias aritméticas de las temperaturas inicial y final de los correspondientes periodos). M_t es de la forma $M_t = A + B \cdot T$, siendo A y B valores numéricos deducidos y T la temperatura máxima, incógnita del tratamiento. Según la hipótesis, se tiene:

$$M_n = T_n \cdot t_n = M_t = A + B \cdot T,$$

de donde se obtiene T . Este método permite calcular la temperatura máxima para obtener al final de un tratamiento dado y bien definido la resistencia correspondiente a cualquier edad, corta, media o larga de un curado normal a temperatura ordinaria.

5. TRATAMIENTOS A ALTA PRESION (AUTOCLAVE)

La característica principal de estos tratamientos es que la llamada resistencia final del hormigón (es decir, la resistencia correspondiente a la edad de 1 año, por ejemplo) puede ser alcanzada en 24 horas.

Los productos de hidratación en tales condiciones pueden ser distintos de los correspondientes a un curado normal ordinario, y pueden verificarse también reacciones puzolánicas. Las temperaturas de trabajo suelen estar comprendidas entre 120° C y 160° C.

Las ventajas principales del tratamiento en autoclave son las siguientes:

- A) Un endurecimiento más rápido.
- B) Una retracción inicial menor y una menor retracción de secado y/o expansión.
- C) Un mayor grado de sequedad en los productos.
- D) Una mayor aptitud para tratar hormigones ligeros y porosos.
- E) Una mayor resistencia al ataque por sulfatos (durabilidad).

Desventajas correspondientes son una menor adherencia entre las armaduras de acero y el hormigón y un mayor costo inicial de instalación del sistema.

6. TRATAMIENTOS ELECTROTÉRMICOS

Los tratamientos electrotérmicos del hormigón llevados a cabo por aplicación del "efecto Joule" han sido utilizados desde 1932, principalmente en la Unión Soviética (presas del Dniéper) y en el Japón.

En el hormigón en masa la técnica consiste en hacer pasar corriente a través del material, entre electrodos a fondo perdido en la masa del hormigón. El tiempo de tratamiento varía entre 6 y 18 horas (media 10 horas), aumentando la temperatura desde 5-20° C hasta 80-85° C, bien sea rápidamente, o bien durante un periodo de 4-6 horas. Según sea el aumento de la temperatura, la máxima alcanzada puede mantenerse durante el resto del tiempo, o bien puede seguir un periodo de enfriamiento durante 3-4 horas. Se utiliza corriente alterna de baja tensión (220 V) y frecuencia industrial (50-60 periodos), no siendo necesario ningún control ni regulación de la corriente. De esta forma el consumo de energía es de 0,65-1,00 kW · h por metro cúbico de hormigón, para obtener un aumento de temperatura de 10-15° C/h. Puede aumentarse la conductividad del hormigón mediante la adición de electrólitos de tipo salino, de naturaleza clorurada, tales como el cloruro sódico o el cloruro cálcico. Debe evitarse una rápida desecación del hormigón.

En el hormigón armado las armaduras de acero pueden servir de electrodos. En este caso es preciso evitar un calentamiento prolongado de las barras de acero para impedir la formación de tensiones y grietas en el hormigón. El aumento de temperatura debe ser uniforme, sin sobrepasar los 40° C, y el tratamiento debe comenzar 2 ó 3 horas después de vertido el hormigón. A este respecto se recomienda reducir en lo posible la cantidad de agua en el hormigón, así como determinar experimentalmente la influencia de la densidad de corriente y de la frecuencia. Las frecuencias de los suministros industriales ordinarios (50-60 periodos) ocasionan una ligera vibración de las armaduras que favorece la compactación del hormigón y la adherencia entre éste y el acero de las armaduras.

En el hormigón pretensado hay que tener en cuenta la posibilidad de una corrosión intercrystalina fisurante en los alambres de las armaduras, así como algunos efectos electro-líticos que pueden producir una cierta porosidad en el hormigón. Particularmente importante es la buena adherencia entre el hormigón y el acero, y todas las posibles causas que debiliten esta adherencia deben ser eliminadas. Las vigas pretensadas se pueden calentar por electricidad. La tensión V que debe utilizarse se puede calcular por la relación:

$$V = l \sqrt{\Delta T \cdot \rho},$$

en la que l es la distancia entre los electrodos (en dm), ΔT es la velocidad de calefacción (en° C/h) y ρ es la resistencia específica del hormigón. Normalmente $\Delta T = 10^\circ \text{C/h}$ y ρ puede variar entre 500 y 2.000 ohms · cm, dependiendo de la relación agua/cemento, de la proporción y el tipo de cemento y, sobre todo, de la presencia de electrólitos en el hormigón. El rendimiento térmico depende, a su vez, de varios factores y no puede calcularse sino para casos particulares. Como ejemplo, un tratamiento durante 8 horas con alambres de armadura de 2,5 mm de diámetro requiere una potencia de 50 W por metro lineal de armadura, es decir, 150 W por metro lineal de viga con tres armaduras, equivalente a 1,2 kW · h por metro lineal de viga, lo que a su vez representa 180 kW por cada bancada

de 12 vigas de 100 metros de longitud. Estos datos, junto con la resistencia eléctrica del circuito deducida de la disposición de los alambres y con la resistividad del acero empleado (que hay que medir), permite calcular la tensión de alimentación, la cual es característica para cada bancada y para cada tiempo de tratamiento. La tensión debe corregirse por la temperatura, teniendo en cuenta que el voltaje aumenta en 0,6 por ciento por cada grado centígrado de aumento de la temperatura.

El factor económico en los tratamientos eléctricos depende de la disponibilidad y precio de la energía. Para hormigón estructural (en masa o armado) el costo del tratamiento puede representar, por término medio, de un 10 a un 15 por ciento del costo total de la estructura.

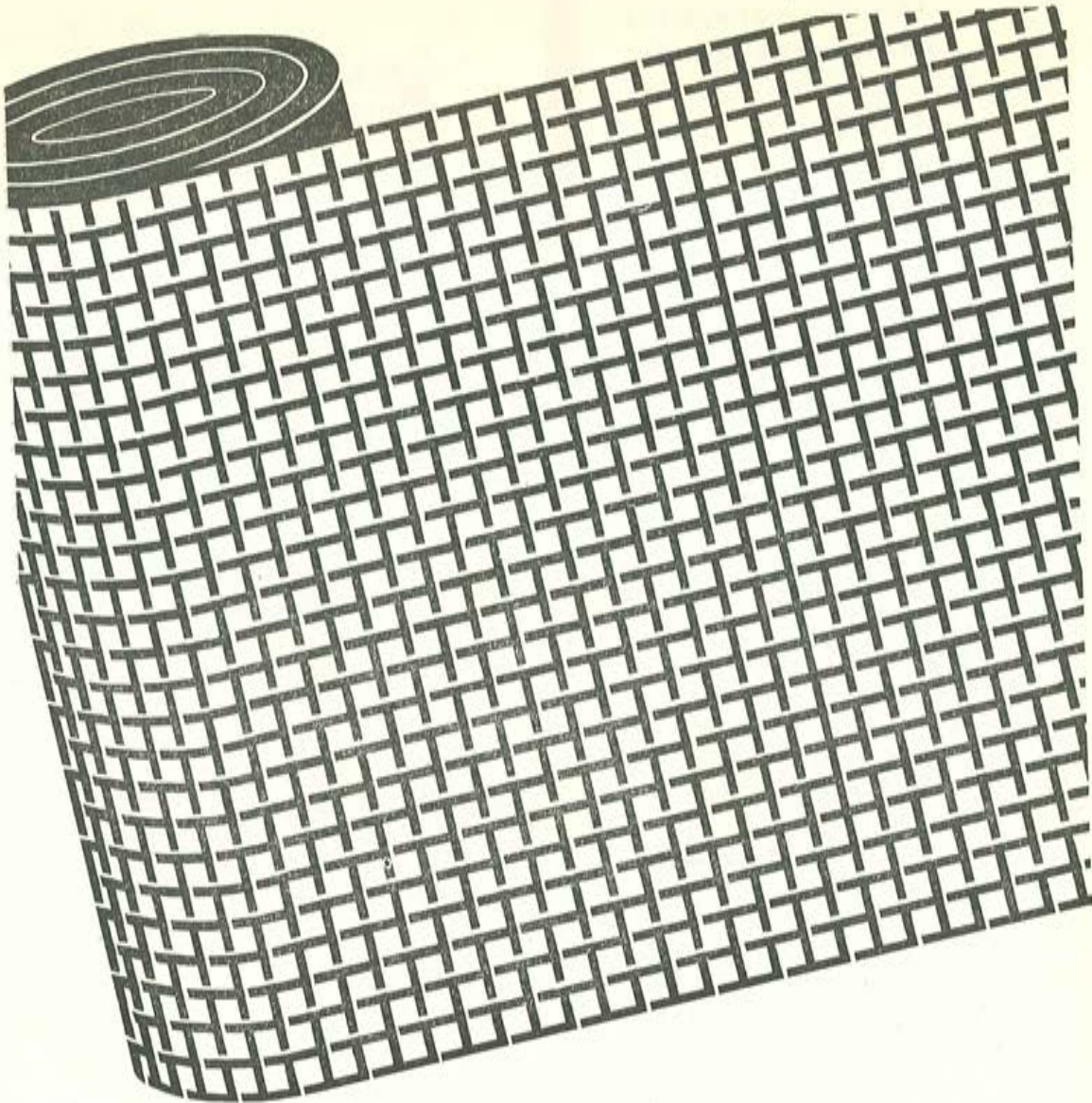
7. CONSIDERACIONES FINALES

El aspecto principal es que el rendimiento, tanto desde el punto de vista técnico como del económico, del tratamiento o proceso elegido debe ser determinado experimentalmente para cada caso particular. Las resistencias a plazos cortos, medianos y largos deben compararse con las que resultan de un curado normal. A este respecto, la producción y los costos son los principales factores que hay que tener en cuenta.

Un control adecuado de los procesos, seguido de un idóneo control de la producción deben garantizar tanto los aspectos técnicos como los económicos de cualquier instalación para el curado térmico del hormigón.

bibliografía

- CALLEJA, J.: "Tratamientos térmicos del hormigón" (nota previa). *Materiales de Construcción*, I.E.T.c.c., núm. 85, 1958.
- CALLEJA, J.: "Neue Verfahren zur Erforschung des Abbinde- und Erhärtungsvorganges der hydraulischen Bindemittel. V. Beschleunigung des Abbindevorganges mittels Erwärmung durch Joule-Effekt". *Zement-Kalk-Gips*, 6/42, 282, 1953.
- CALLEJA, J.: "Nuevas técnicas para el estudio del fraguado y endurecimiento de los aglomerantes hidráulicos. IV: Influencia de la temperatura en el fraguado". *Revista de Ciencia Aplicada*, IV, 606, 1952.
- CALLEJA, J.: "New techniques in the study of setting and hardening of hydraulic materials", I, II and III. *Journal of the American Concrete Institute*, 23, 525, 1952; 24, 329, 1952; 25, 249, 1953.
- CALLEJA, J.: Trabajo no publicado: ensayos e investigaciones privadas. I.E.T.c.c., 1958.



RIVIERE
SOCIEDAD ANONIMA

**contribuye a tejer
un brillante resurgir**

para toda la industria nacional con la
utilización de sus

TELAS METALICAS

Toda la gama de especialidades de
tejidos metálicos para MINERIA,
INDUSTRIAS, CONSTRUCCION,
AGRICULTURA, etc.

BARCELONA - MADRID - PAMPLONA

Productor nacional desde 1837

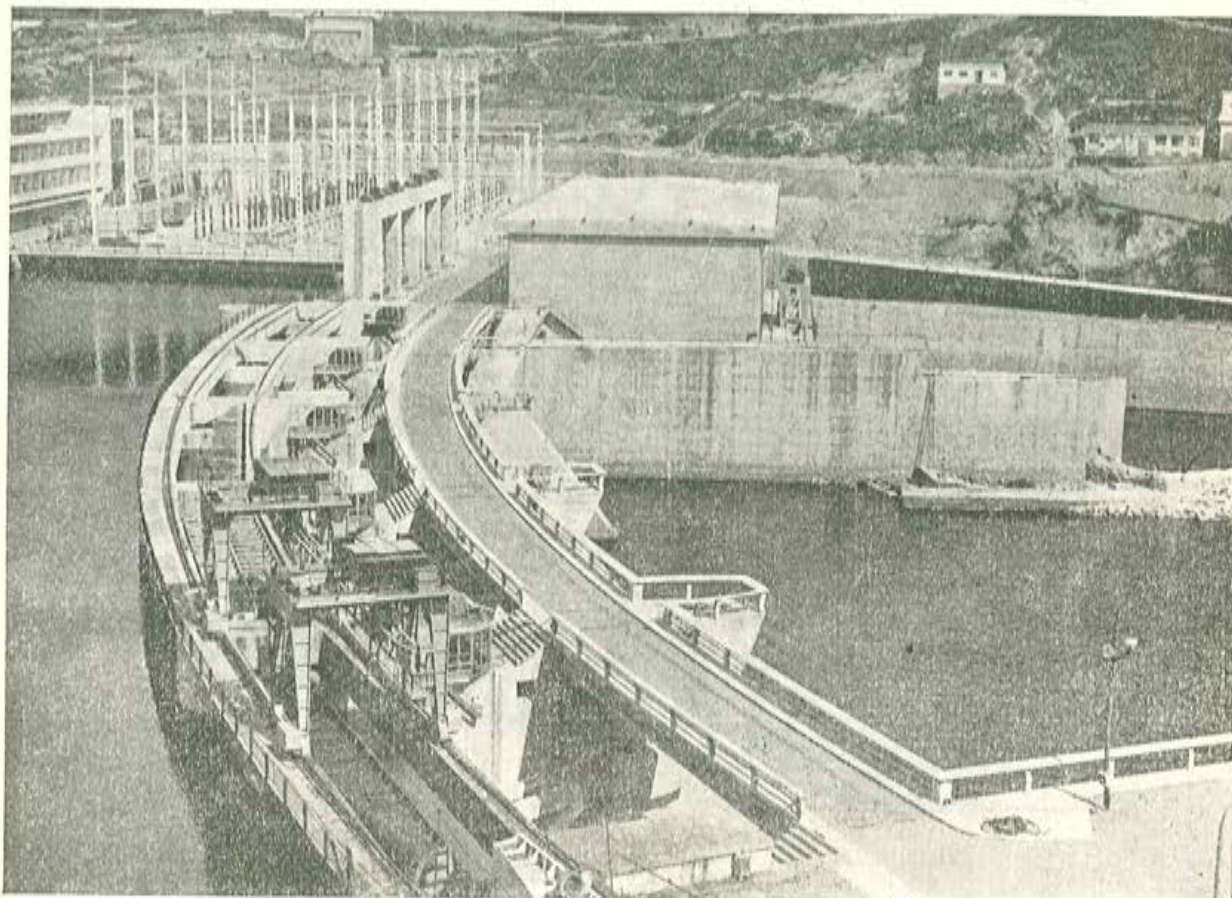


estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas de apoyo en neopreno
gatos planos, etc.

PROCEDIMIENTOS

freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO



Cubierta y coronación de la presa del Salto de Velle en Orreaga
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.

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

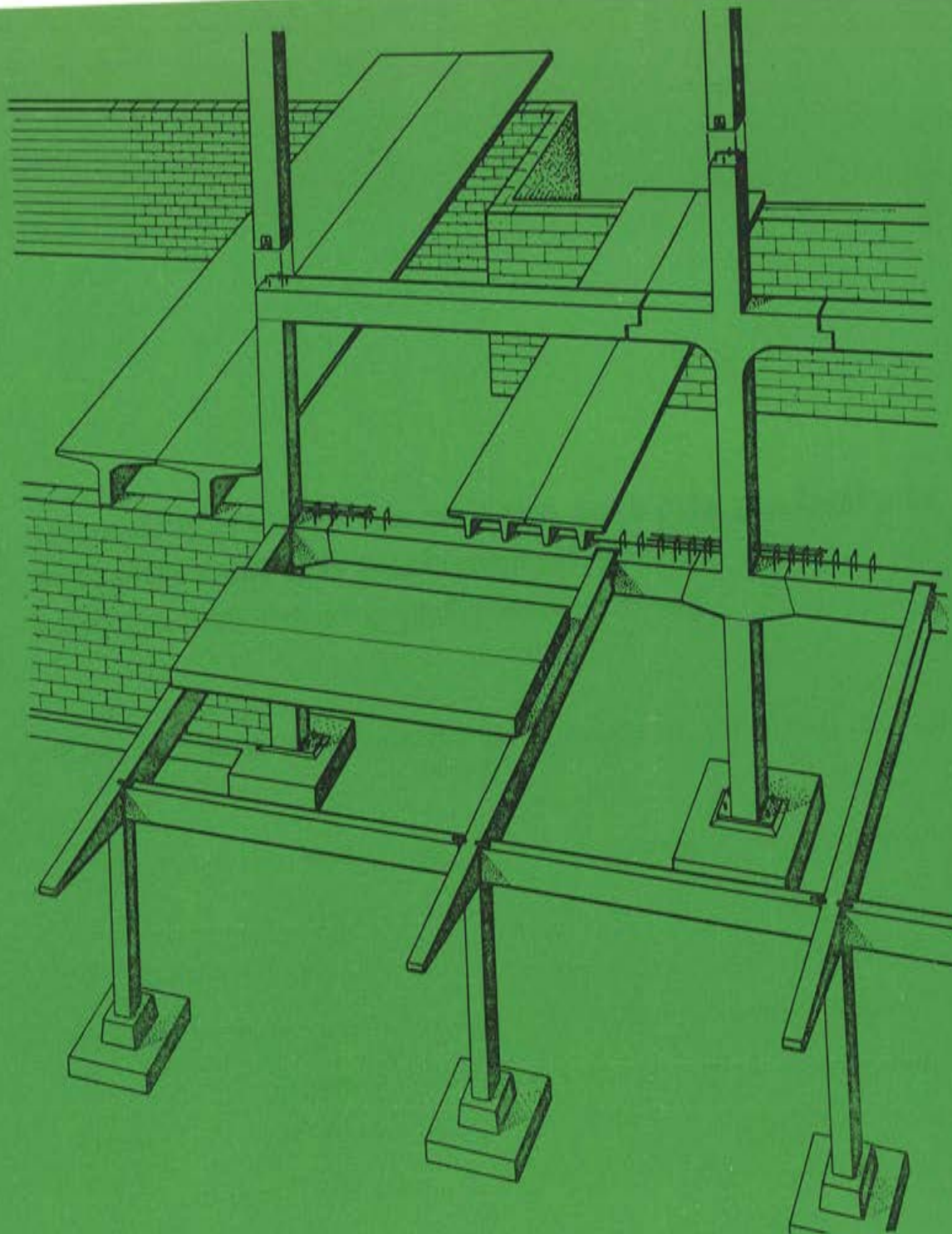
AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 - TEL. 239797 - BILBAO

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



837-4-19

**detalles de las uniones
entre piezas prefabricadas
de hormigón pretensado,
en edificación**

detalles de las uniones entre piezas prefabricadas de hormigón pretensado, en edificación

COMISION DEL INSTITUTO DEL HORMIGON PRETENSADO PARA EL ESTUDIO DE LAS UNIONES ENTRE PIEZAS:

Presidente: Thomas A. Hanson.....	Consulting Engineer.
Laurence Cazaly.....	Consulting Engineer.
Felix Kulka	T. Y. Lin and Assoc., Consultants.
Frederic A. Nassaux.....	Frederic. A. Nassaux and Assoc., Consultants.
Irwin J. Speyer.....	Consulting Engineer.
Peter J. Verna, Jr.....	Concrete Materials, Inc.
H. Carl Walker.....	T. Y. Lin and Assoc., Consultants.
Robert L. Whitaker	Ross H. Bryan, Consultants.
Alfred A. Yee.....	Alfred A. Yee and Assoc., Consultants.
Miembro Asociado: Henning Collborg.....	Aktiebolaget Strangebetong.
Miembro de enlace: Jack. R. Janney.....	Wiss, Janney, Elstner and Assoc., Consultants
Presidente del Comité Mixto ACI-ASCE 712 sobre "Estructuras Prefabricadas de Hormigón".	

Instituto del Hormigón Pretensado.

nota de la redacción

Cuando, hace ya tiempo, llegó a nuestro poder un ejemplar de la publicación "Connection Details for Precast-Prestressed Concrete Buildings", editada por el Instituto del Hormigón Pretensado norteamericano, se estimó que, tanto por el tema en ella tratado como por la forma concisa y práctica en que se exponía, merecía ser difundida, en nuestra Revista "Hormigón y Acero", para conocimiento e información de nuestros Asociados, a muchos de los cuales podría resultar interesante el estudio de las soluciones propugnadas para resolver las uniones entre piezas prefabricadas, de hormigón pretensado, en estructuras de edificios.

Con esta idea se realizaron las oportunas gestiones cerca del mencionado Instituto y, finalmente, el Director de Publicaciones del mismo tuvo la deferencia de conceder, a la Asociación Española del Hormigón Pretensado, la necesaria autorización para incluir, en "Hormigón y Acero", la versión española de tan interesante trabajo.

La traducción no ha sido fácil, ya que, dada la forma casi telegráfica en que aparece redactado el texto original americano, la interpretación de algunos párrafos resultaba dudosa y ha sido preciso estudiarlos detenidamente. Creemos, no obstante, que el resultado final puede calificarse de satisfactorio y que han quedado suficientemente claras todas las normas que deben observarse para la adecuada realización de los diferentes tipos de uniones que se proponen.

Nos gustaría saber que nuestro esfuerzo no ha sido baldío y que el trabajo que a continuación se incluye resulta útil e interesante para nuestros lectores.

Queremos testimoniar también públicamente, desde esta página, nuestro sincero agradecimiento al Director de Publicaciones del P. C. I. por su amabilidad al atender nuestra petición y autorizarnos a reproducir este texto.

índice

INTRODUCCION

UNIONES ENTRE SOPORTE Y CIMENTACION (Serie CB)

- CB-1. La placa de base sobresale de la sección del soporte: Unión mediante pernos de anclaje.
- CB-2. Unión mediante angulares soldados.
- CB-3. La placa de base queda enrasada con la sección del soporte.
- CB-4. Unión mediante pasadores.
- CB-5. Unión mediante empotramiento.

UNIONES ENTRE VIGA Y SOPORTE (Serie BC)

- BC (a). Placa horizontal en voladizo.
- BC (b). Ménsulas formadas por angulares sujetos con pernos.
- BC (c). Placa vertical en voladizo.
- BC-1. Tramos simples: Unión por soldadura (solamente en el extremo superior del soporte).
- BC-2. Tramos simples: Unión por soldadura.
- BC-3. Tramos continuos: Unión por soldadura.
- BC-4. Tramos simples o continuos: Unión por soldadura.
- BC-5. Tramos continuos: Unión hormigonada in situ.
- BC-6. Tramos simples: Unión mediante pernos.
- BC-7. Tramos simples: Unión mediante pasadores (solamente en la cabeza superior del soporte).
- BC-8. Tramos continuos: Unión mediante pasadores (solamente en la cabeza superior del soporte).
- BC-9. Tramos continuos: Unión mediante armaduras postesas.
- BC-10. Tramos continuos.—Vigas compuestas (Caso general).
- BC-11. Tramos continuos.—Vigas compuestas: Unión mediante armaduras postesas.
- BC-12. Tramos continuos.—Vigas compuestas: Ménsulas hormigonadas in situ.

UNIONES ENTRE VIGAS Y JACENAS (Serie BG)

- BG-1. Tramos simples: Unión mediante pasadores.
- BG-2. Tramos simples: Unión mediante angulares sujetos con pernos.
- BG-3. Tramos simples: Unión por soldadura.
- BG-4. Tramos continuos: Unión por soldadura.
- BG-5. Tramos continuos: Unión mediante empalme por solapo.
- BG-6. Tramos continuos: Vigas compuestas.
- BG-7. Tramos simples: Unión mediante dispositivos metálicos.
- BG-8. Tramos continuos: Unión mediante armaduras postesas.
- BG-9. Jácena hormigonada in situ.
- BG-10. Unión mediante placa en voladizo.
- BG-11. Vigas colgadas.

UNIONES CON MUROS DE CARGA (Serie BW)

- BW_{gen.} Observaciones generales sobre los muros de carga.—Tipos de muros de carga.
- BW (a). Unión por simple apoyo (Caso general).
- BW (b). Unión mediante pasadores (Caso general).
- BW (c). Unión por soldadura (Caso general).
- BW (d). Unión hormigonada in situ (Caso general).
- BW-1. Tramos simples.—Placas: Unión por simple apoyo.
- BW-2. Tramos continuos.—Placa con una capa superior hormigonada in situ: Unión por simple apoyo.
- BW-3. Tramos simples.—Piezas de sección en TT enlazadas mediante una placa trabajando a tracción: Unión por simple apoyo.
- BW-4. Tramos simples.—Piezas de sección en TT con una capa superior hormigonada in situ: Unión por simple apoyo.
- BW-5. Tramos simples.—Placa con hendidura: Unión hormigonada in situ.
- BW-6. Tramos continuos.—Placa con una capa superior hormigonada in situ: Unión hormigonada también in situ.
- BW-7. Tramos continuos.—Piezas de sección en TT: Unión hormigonada in situ.
- BW-8. Tramos continuos.—Piezas de sección en TT con una capa superior hormigonada in situ: Unión hormigonada también in situ.
- BW-9. Muros de hormigón: Unión por simple apoyo.
- BW-10. Muros de hormigón: Unión por soldadura, con angular de apoyo.
- BW-11. Piezas de sección en TT con una capa superior hormigonada in situ: Unión por soldadura.

introducción

En numerosas ocasiones los miembros del Instituto del Hormigón Pretensado (P. C. I.) han expresado su deseo de que se realizasen estudios sobre detalles de unión entre piezas prefabricadas, de hormigón pretensado, destinadas a la construcción de estructuras para edificios. En respuesta a este deseo, el Comité de Actividades Técnicas (C. A. T.) de dicho Instituto nombró una Comisión, en enero de 1961, para el estudio de estos detalles. El C. A. T. encargó a la citada Comisión que, previa una recopilación de los diversos tipos de uniones que venían siendo utilizados en esta industria, seleccionase los que considerase más idóneos para incluirlos en una publicación del P. C. I., especialmente destinada a estos detalles de uniones. El resultado de estos trabajos es, precisamente, el que a continuación se incluye, con el deseo de que pueda ser útil tanto para la industria de prefabricados de hormigón pretensado como para los profesionales dedicados al cálculo y proyecto de edificios de hormigón pretensado.

El objetivo de este trabajo es servir de ayuda a los técnicos en la elección de los tipos de unión más apropiados para la edificación a base de piezas prefabricadas de hormigón pretensado.

Se supone que los que hayan de utilizar este texto poseen los oportunos conocimientos sobre el comportamiento de los materiales y saben calcular adecuadamente los elementos de unión para que sean capaces de soportar los momentos, esfuerzos cortantes y empujes que sobre ellos han de actuar de acuerdo con las condiciones previstas en el proyecto. Por tanto, será el proyectista el único responsable del perfecto funcionamiento de los enlaces utilizados para la unión entre los diversos elementos.

Los detalles que a continuación se incluyen representan, de un modo esquemático, los tipos de unión que han demostrado satisfactoriamente su eficacia en obra. Lógicamente estos detalles deberán modificarse en la forma conveniente, en función del tamaño de los elementos que van a ser unidos; del tipo y magnitud de los esfuerzos que haya de transmitir la unión, y de la maquinaria auxiliar de obra disponible. Cuando sea necesario introducir alguna variación deberá tenerse en cuenta primeramente, aparte de la estabilidad de la estructura, que es preciso reducir todo lo posible el tiempo durante el cual va a estar ocupado el equipo pesado utilizado para el transporte y colocación de las diferentes piezas. Con frecuencia, resulta más económico emplear una mayor cantidad de materiales en la unión, si con ello se consigue liberar antes la maquinaria necesaria para su construcción.

Los detalles que se incluyen son aplicables, exclusivamente, a la construcción de edificios y se dividen en los cuatro grupos siguientes: Uniones entre soporte y cimentación; entre viga y soporte; entre viga y jácena y, por último, uniones con muros de carga. Dentro de cada uno de estos grupos se indican diferentes tipos, tales como uniones por soldadura; hormigonadas in situ; uniones mediante pasadores y uniones mediante armaduras postesas. Es aconsejable, cuando sea posible, conservar el mismo tipo de unión en todo el edificio.

A cada uno de los detalles de unión se le designa en el índice por un número, unas letras y un título, con el fin de facilitar las referencias.

En cada localidad, el constructor preferirá utilizar un determinado tipo de unión, según las condiciones climatológicas, las características de los elementos prefabricados disponibles, la mano de obra utilizable, el equipo de maquinaria auxiliar con que cuente, etc.

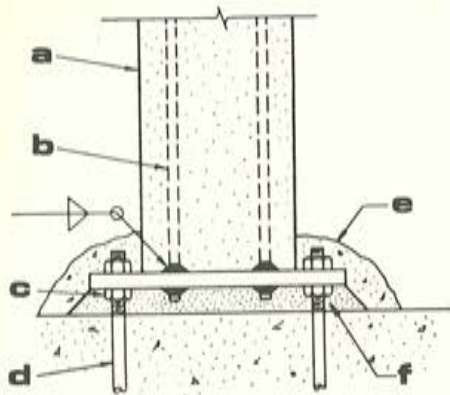
Por esta razón, habrá algunos detalles, entre los que a continuación se indican, que no le resulten utilizables y, en cambio, puede haber otros, aquí no incluidos, que se ajusten mejor a las particulares condiciones de la localidad. No obstante, se recomienda que, siempre que sea posible, se recurra a las soluciones que a continuación se proponen, con vistas a una futura normalización de las mismas. Es indudable que la habilidad e ingenio de los proyectistas es fundamental para el progreso de la industria del pretensado, pero no cabe duda que desde el punto de vista económico, lo más ventajoso es llegar a una normalización de los tipos de uniones empleados, reduciendo su número al mínimo indispensable.

Los miembros de la Comisión que han realizado el presente trabajo desean expresar su agradecimiento a todos aquellos que les han prestado su colaboración enviándoles datos sobre los diferentes tipos de unión que venían utilizando. Todos estos datos han sido estudiados y revisados por la Comisión y muchos de ellos fueron aceptados e incorporados a las soluciones que a continuación se proponen.

THOMAS A. HANSON

Presidente de la Comisión del Instituto del Hormigón Pretensado para el estudio de las uniones entre piezas.

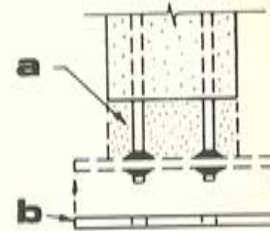
CB-1. LA PLACA DE BASE SOBRESALE DE LA SECCION DEL SOPORTE: UNION MEDIANTE PERNOS DE ANCLAJE



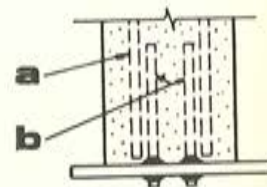
- a Soporte prefabricado.
- b Armadura del soporte.
- c Tuercas de nivelación.
- d Pernos de anclaje.
- e Recubrimiento de hormigón para la protección de todos los elementos metálicos utilizados para la nivelación de la placa.
- f Mezcla seca para relleno de la junta.

- a Mezcla seca para relleno de la junta.
- b Placa de base soldada a la armadura del soporte después de retirado éste del molde.

VARIANTE "A"



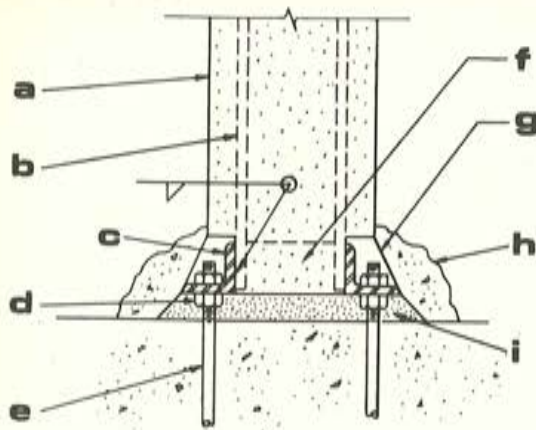
VARIANTE "B"



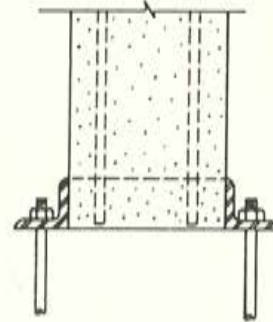
- a Armadura del soporte.
- b Pasadores que se empalman por solapo a las armaduras del soporte. La longitud del solapo deberá ser la exigida por las Normas.

Esta es la forma más comúnmente utilizada para las uniones entre soporte y cimentación, ya que proporciona una estabilidad inmediata que permite continuar rápidamente la estructura y facilita la colocación y aplomado del soporte. Si las dimensiones de la placa, pernos y refuerzos son las adecuadas, este tipo de unión es capaz de absorber un determinado momento. Sin embargo, cuando se prevea que habrán de producirse momentos importantes es preferible recurrir a otro tipo de unión.

1. Cuando los soportes se fabriquen en moldes continuos se recomienda soldar la placa de base a la armadura del soporte, una vez retirado éste de su molde, según se indica en la variante "A". El espacio entre la placa y el soporte se rellena después con un hormigón de consistencia seca, que tenga igual resistencia que el utilizado en la fabricación del soporte.
2. La placa de base puede ir soldada a unos pasadores que después se empalman por solapo a las armaduras del soporte como se indica en la variante "B". Esta solución permite obtener una soldadura más perfecta, ya que se efectúa en taller en lugar de en obra.
3. Antes de efectuar el relleno de la junta debe comprobarse si los valores previstos en el proyecto para las sobrecargas de ejecución y los momentos originados por el viento u otras cargas laterales, coinciden con los que realmente se producen en el momento de construir dicha junta.
4. En el caso de soportes de gran peso, antes de hormigonar la junta conviene colocar, bajo el soporte y centrado con el mismo, un calzo de mortero o de acero, de 15×15 cm y el espesor adecuado para que al apoyar sobre él la placa de base quede a la cota prevista. De esta forma, el aplomado del soporte resulta más fácil y rápido, y se evita que flecte la placa bajo la acción de los pesos propios y las sobrecargas de ejecución.

CB-2. UNION MEDIANTE ANGULARES SOLDADOS

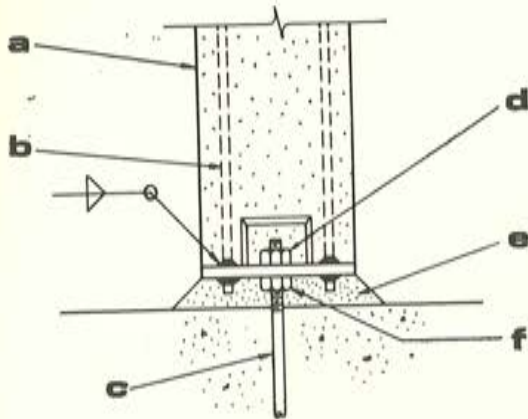
- a Soporte prefabricado.
- b Armadura del soporte.
- c Ala del angular.
- d Tuercas de nivelación.
- e Pernos de anclaje.
- f Pletina embebida en el soporte.

VARIANTE

- g Recrecimiento de la sección, para recuperar la resistencia total del soporte.
- h Recubrimiento adicional de hormigón para proteger los elementos metálicos, cuando se estime necesario.
- i Mezcla seca para el relleno de la junta.

Es una variante del tipo CB-1 preferida por algunos constructores. La cantidad de acero empleada es menor, y las soldaduras son más fáciles de hacer.

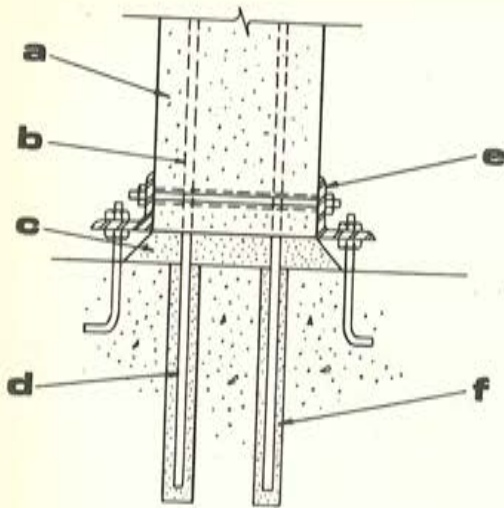
1. Pueden añadirse cartelas de rigidización para disminuir las tensiones de flexión en las alas horizontales de los angulares.
2. Los angulares correspondientes a caras opuestas del soporte van unidos entre sí, mediante pletinas, a través del soporte.
3. Para aumentar la estabilidad y no alterar la resistencia del soporte, las pletinas que lo atraviesan deben prolongarse hasta las caras exteriores del mismo y los angulares colocarse adosados a dichas caras tal como se indica en la variante.
4. Antes de efectuar el relleno de la junta debe comprobarse si los valores previstos en el proyecto para las sobrecargas de ejecución y los momentos originados por el viento u otras cargas laterales, coinciden con los que realmente se producen en el momento de construir dicha junta.
5. En el caso de soportes de gran peso, antes de hormigonar la junta conviene colocar, bajo el soporte y centrado con el mismo, un calzo de mortero o de acero, de 15×15 centímetros y el espesor adecuado para que al apoyar sobre él la placa de base quede a la cota prevista. De esta forma, el aplomado del soporte resulta más fácil y rápido, y se evita que flechte la placa bajo la acción de los pesos propios y las sobrecargas de ejecución.

CB-3. LA PLACA DE BASE QUEDA ENRASADA CON LA SECCION DEL SOPORTE

- a Soporte prefabricado.
- b Armadura del soporte.
- c Pernos de anclaje.
- d Cajeadado (uno en cada cara del soporte) que se rellena después con mortero para recuperar la resistencia total del soporte.
- e Mezcla seca para el relleno de la junta.
- f Tuercas de nivelación.

Es otra variante del tipo CB-1 que proporciona una unión más compacta. El espesor de la placa de base puede reducirse y el soporte construirse en molde continuo. Este tipo de unión resulta especialmente aconsejable cuando el empalme de los soportes se realiza entre dos forjados de piso sucesivos. Si el empalme de los soportes se hace entre dos forjados en lugar de al nivel del forjado, la unión viga-soporte, generalmente, se simplifica.

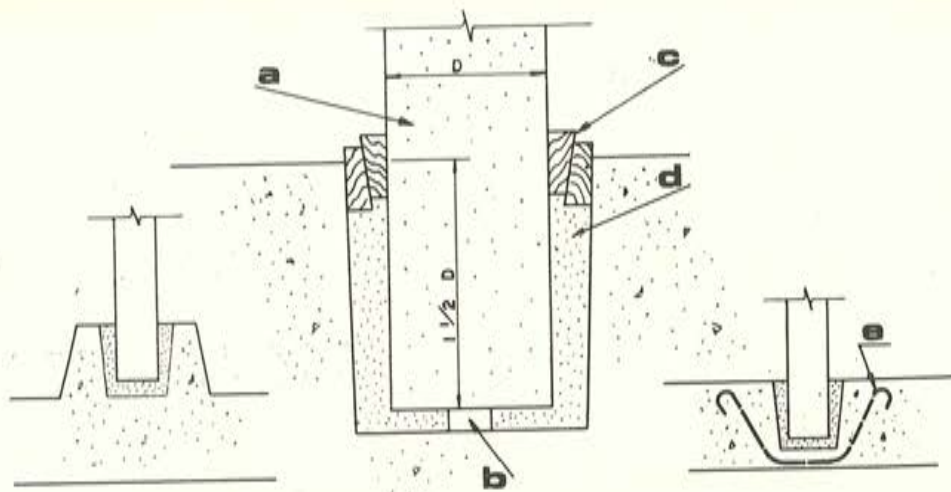
1. El cajeadado en la base del soporte para los pernos de anclaje debe tener la altura suficiente (10 a 12 cm) para poder introducir, por el extremo superior del perno, la llave de tubo utilizada para el ajuste de las tuercas de nivelación.
2. Antes de efectuar el relleno de la junta debe comprobarse si los valores previstos en el proyecto para las sobrecargas de ejecución y los momentos originados por el viento u otras cargas laterales, coinciden con los que realmente se producen en el momento de construir dicha junta.
3. En el caso de soportes de gran peso, antes de hormigonar la junta conviene colocar, bajo el soporte y centrado con el mismo, un calzo de mortero o de acero, de 15×15 cm y el espesor adecuado para que al apoyar sobre él la placa de base quede a la cota prevista. De esta forma, el aplomado del soporte resulta más fácil y rápido, y se evita que flecte la placa bajo la acción de los pesos propios y las sobrecargas de ejecución.

CB-4. UNION MEDIANTE PASADORES

- a Soporte prefabricado.
- b Armadura del soporte.
- c Mezcla seca para el relleno de la junta.
- d Orificios para el alojamiento y anclaje de los pasadores.
- e Pernos y angulares provisionales, para el montaje. Se disponen cuatro pernos sujetos a la cimentación y dos que atraviesan el soporte dentro de sus correspondientes vainas.
- f Inyección para el anclaje de los pasadores.

Este tipo de unión elimina el empleo de materiales que no sean los del propio soporte y siempre que se disponga de la suficiente longitud de empotramiento, es capaz de resistir fuertes momentos en la base del soporte.

1. Los orificios que debe llevar el elemento de sustentación para el alojamiento y anclaje de los pasadores pueden prepararse al hormigonar dicho elemento o perforarse después.
2. Durante la colocación del soporte pueden utilizarse, con carácter provisional, angulares sujetos con pernos. Una vez terminada la construcción de la junta y endurecido el hormigón se retiran estos angulares para ser reutilizados en otro soporte. Con el mismo objeto pueden emplearse también cuñas metálicas, siempre y cuando el soporte se encuentre adecuadamente arriostrado.
3. Los orificios en el elemento de sustentación para el alojamiento de los pasadores se rellenan con una inyección de mortero de cemento, inmediatamente antes de la colocación del soporte. La consistencia de este mortero debe ser tal que permita la penetración de los pasadores mediante el desplazamiento de una cierta cantidad de mortero. Para la inyección, se recomienda utilizar pastas sin retracción o de gran adherencia (preparadas a base de resinas epoxi, u otros productos análogos).
4. Para evitar flexiones de los angulares y facilitar el aplomado del soporte es aconsejable colocar, centrado en la base de éste, un calzo metálico, del espesor adecuado, capaz de soportar el peso propio del elemento. De esta forma, se puede dejar ya apoyado el soporte, desde el primer momento, sobre la cimentación, a través de este calzo, y construir la junta con mayor facilidad.
5. En soportes de pequeña longitud, en lugar del entubado para el paso de los pernos que sujetan, a través del soporte, los angulares provisionales de montaje, según se indica en la figura, pueden utilizarse simplemente pernos roscados. En soportes de gran altura deben disponerse tirantes, vientos o cualquier otro tipo de arriostramiento capaz de proporcionar la estabilidad necesaria durante la construcción.

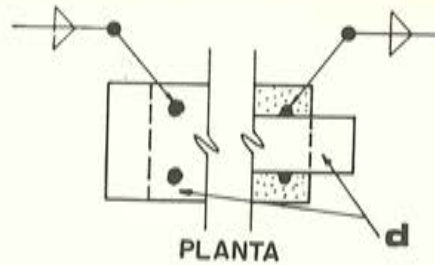
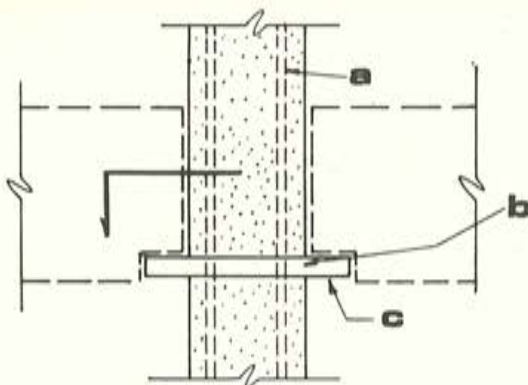
CB-5. UNION MEDIANTE EMPOTRAMIENTO

- a Soporte prefabricado.
- b Taco de nivelación.
- c Cuñas para asegurar la estabilidad durante el hormigonado de la junta.
- d Hormigón sin retracción.
- e Armadura para evitar el punzonamiento.

Este tipo de unión puede utilizarse cuando haya que transmitir a la cimentación fuertes momentos.

Algunos ensayos realizados han demostrado que un empotramiento de longitud igual a vez y media el lado del soporte es suficiente para absorber los correspondientes momentos.

1. Antes de introducir el soporte en su empotramiento debe situarse, en el fondo de éste, un taco de nivelación del espesor necesario para que al apoyar sobre él el soporte quede a su cota exacta.
2. Durante el fraguado y endurecimiento del hormigón de relleno de la junta se asegurará la estabilidad del soporte sujetándolo mediante cuñas laterales. Si estas cuñas son de madera deberán retirarse después, rellenando con mortero los huecos correspondientes. Si son metálicas pueden dejarse embebidas en la junta.
3. Cuando la caja para el empotramiento del soporte se forma encima de una losa de cimentación o sobre la cabeza de pilotes hormigonados in situ (ver el detalle de la izquierda de la figura), la parte superior del empotramiento deberá reforzarse adecuadamente para que sea capaz de resistir el momento transmitido por el soporte.
4. Cuando el empotramiento se hace en la propia losa de cimentación los esfuerzos de punzonamiento pueden llegar a tener gran importancia. En este caso, si la capa de hormigón que queda por debajo del soporte es delgada, es muy conveniente la colocación de una armadura destinada a resistir la carga total del soporte (ver el detalle de la derecha de la figura).
5. Si los soportes son de gran tamaño o se prevé que las sobrecargas de ejecución han de actuar antes de que haya fraguado el hormigón de la junta, deberán colocarse cuñas adicionales metálicas, bajo la base del soporte, que se dejarán allí embebidas.

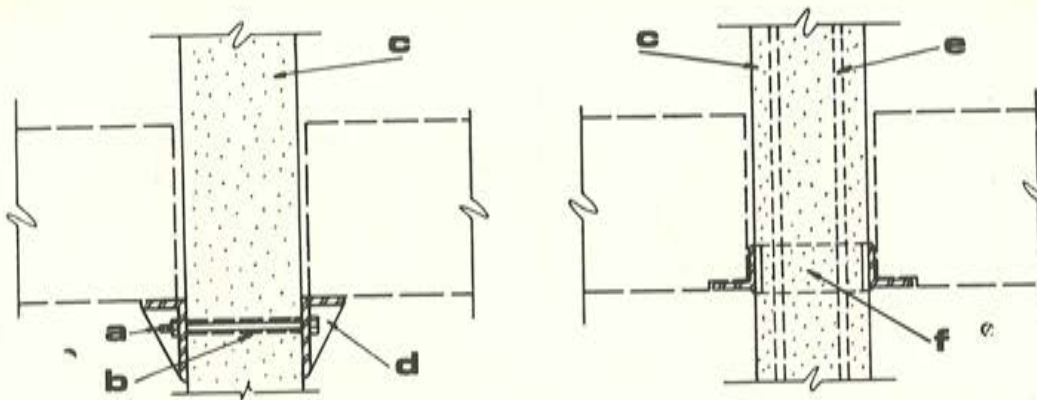
BC (a). PLACA HORIZONTAL EN VOLADIZO**DETALLE DE LOS DOS TIPOS DE PLACA QUE PUEDEN UTILIZARSE**

- a** Armadura del soporte.
- b** Placa de apoyo.
- c** Entalladura hecha en la viga y que, una vez colocada ésta, se rellena con mortero.
- d** Placa de apoyo.

Este tipo de unión se utiliza en estructuras vistas cuando se desea que los elementos de la junta no sobresalgan por debajo de la viga y la profundidad de la entalladura en el extremo de la viga debe ser mínima.

1. La placa puede ser de anchura igual a la del soporte, en cuyo caso las barras de la armadura de éste deberán atravesarla, o puede pasar entre dichas barras (véase en la figura el detalle de las dos alternativas). En cualquiera de los dos casos es prudente soldar la placa a las armaduras para asegurar la adecuada transmisión de cargas.
2. Mientras no se posea información más completa sobre el comportamiento de este tipo de unión, se admitirá que el momento en el voladizo de la placa es absorbido por las armaduras del soporte, lo cual deberá tenerse en cuenta al dimensionar estas armaduras.
3. En las estructuras expuestas a riesgo de incendio, la placa debe quedar embebida en la viga de tal forma que el hormigón de ésta la recubre también por su cara inferior.
4. Para evitar la concentración de las cargas de apoyo en puntos aislados y lograr su reparto uniforme debe ponerse especial cuidado en que la placa quede perfectamente perpendicular a la cara del soporte.

NOTA: Este tipo de unión puede considerarse como una variante de los empalmes viga-soporte, resueltos a base de ménsulas de hormigón.

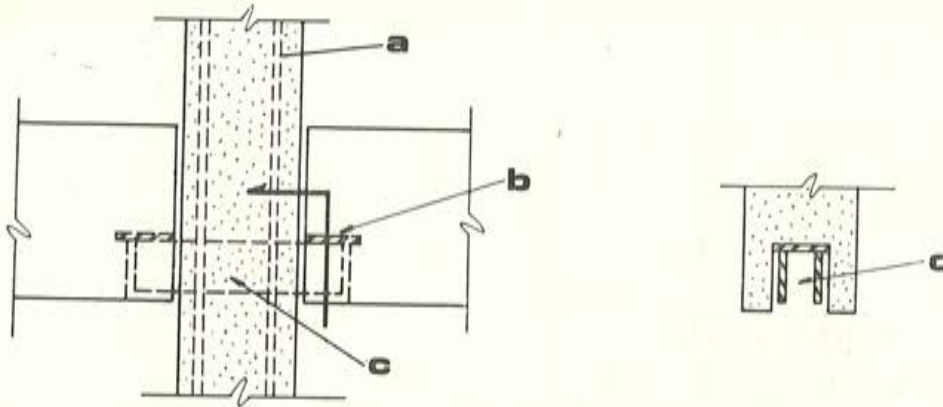
BC (b). MENSULAS FORMADAS POR ANGULARES SUJETOS CON PERNOS

- a Pernos.
- b Vainas para los pernos. (No es imprescindible su empleo.)
- c Soporte prefabricado.
- d Angulares permanentes o provisionales, con rigidizadores.
- e Armadura del soporte.
- f Dos pletinas soldadas a la armadura del soporte.

Algunos constructores prefieren utilizar este tipo de unión, a base de angulares, ya que requiere menos cantidad de acero que la placa horizontal en voladizo. Por otra parte, si la unión entre los angulares situados sobre las caras opuestas del soporte se realiza mediante pletinas, la soldadura de éstas a las armaduras del soporte son más fáciles de hacer que las de la placa horizontal.

1. Cuando los esfuerzos cortantes finales vayan a absorberse por otros procedimientos pueden utilizarse angulares provisionales sujetos mediante pernos que atraviesan el soporte. En este caso, el diámetro de los pernos se elegirá en función de las tensiones de compresión que sea capaz de resistir el hormigón sobre el que habrán de apoyarse.
2. Se estudiará la posibilidad de reducir el costo de este tipo de unión utilizando cartelas para rigidizar los angulares que constituyen las ménsulas de apoyo.
3. En las estructuras expuestas a riesgo de incendio, los angulares deben dejarse embebidos en la viga de tal forma que el hormigón de ésta los recubra también por debajo.
4. Este tipo de unión resulta aconsejable únicamente cuando las cargas que deban transmitirse sean relativamente pequeñas.

NOTA: Este tipo de unión puede considerarse como una variante de los empalmes viga-soporte, resueltos a base de ménsulas de hormigón.

BC (c). PLACA VERTICAL EN VOLADIZO

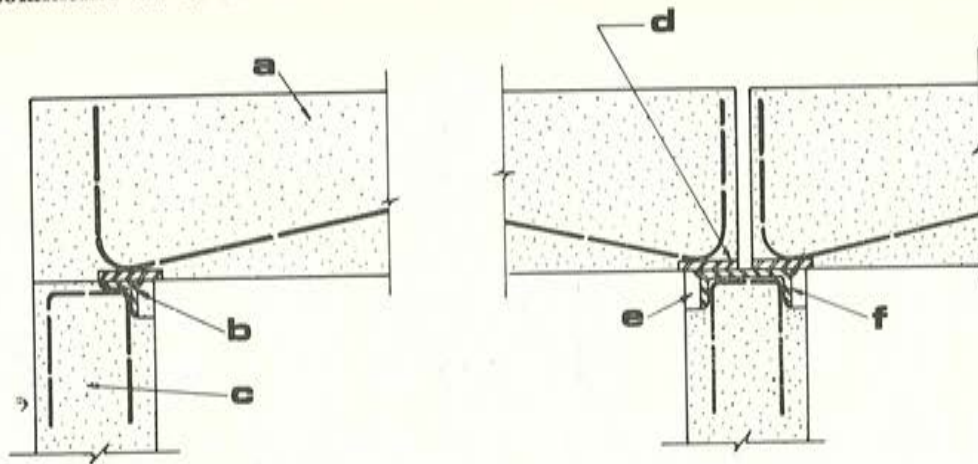
- a Armadura del soporte.
- b Placa de apoyo de la viga.
- c Dos placas soldadas a la armadura del soporte o a pasadores independientes.
- d Cavity que se rellena con mortero después de colocada la viga.

Cuando las reacciones de apoyo en los extremos de las vigas sean considerables es preferible utilizar este tipo de ménsula, ya que el momento resistente de las placas en posición vertical es mucho mayor y, además, los largos cordones de soldadura que unen las placas a las armaduras del soporte proporcionan una gran seguridad.

1. El momento en el voladizo de las placas debe ser absorbido por las armaduras del soporte. Será preciso tener esto en cuenta al dimensionar estas armaduras.
2. La placa de apoyo que lleva la viga debe tener la anchura suficiente para evitar el vuelco de la viga durante su montaje. La superficie de la placa será además la necesaria para que las tensiones originadas por las reacciones de apoyo no excedan de los límites admisibles.
3. En las estructuras expuestas a riesgo de incendio, los angulares deben dejarse embebidos en la viga de tal forma que el hormigón de ésta los recubra también por debajo.

NOTA: Este tipo de unión puede considerarse como una variante de los empalmes viga-soporte, resueltos a base de ménsulas de hormigón.

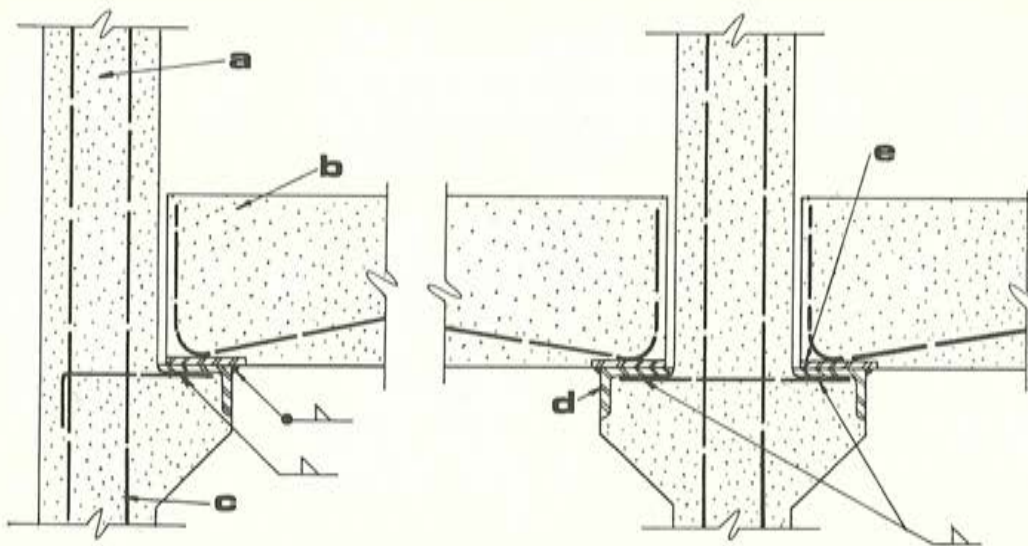
BC-1. TRAMOS SIMPLES: UNION POR SOLDADURA (solamente en el extremo superior del soporte)



- a Viga prefabricada.
- b Angular con anclaje.
- c Soporte prefabricado.
- d Placa y anclaje, embebidos en la viga.
- e Caja que, una vez efectuada la soldadura, se rellena con mortero.
- f Perfil "U" con anclaje (o soldado a las armaduras del soporte), o dos angulares arriostrados lateralmente, o placa metálica.

Para el caso de vigas de pequeña luz y poco cargadas, esta solución resulta muy adecuada. Constituye un tipo de unión que puede utilizarse con cualquier clima y permite una gran rapidez de ejecución. Está especialmente indicado cuando se desea no transmitir momentos de un tramo a otro y que no se produzcan cambios de signos en las tensiones.

1. En las estructuras expuestas a riesgo de incendio puede conseguirse una buena protección dejando embebidos los angulares en el soporte. Para ello se hace un cajeadado en el extremo del soporte, según se indica en la figura, y en él se coloca el angular. Una vez soldado éste a la armadura del soporte, se rellena el hueco con inyección de mortero.
2. Es fundamental disponer, tanto en el soporte como en la viga, unos redondos horizontales de anclaje a los cuales irán soldados los elementos metálicos (angulares o placas) de la unión. Estos anclajes deben ser capaces de resistir los esfuerzos axiales originados por los cambios de temperatura y los acortamientos por deformación lenta que experimentan las vigas pretensadas, aun después de su colocación en obra.
3. Si la viga ha de estar sometida a fuertes cargas permanentes conviene realizar inicialmente una soldadura por puntos, mientras se construye la estructura, y sustituirla después, cuando ya actúan todas las cargas permanentes, por un cordón continuo. De esta forma se reducen las tensiones en la soldadura.
4. Si la unión se hace sobre un soporte interior puede utilizarse un perfil en "U" embebido en el soporte, tal como se indica en la figura. Este perfil puede sustituirse por una simple placa o, en el caso de grandes soportes, por dos angulares que deberán ir convenientemente arriostrados en dirección lateral.
5. Las vigas pretensadas experimentan, con el tiempo, unos pequeños acortamientos longitudinales. Por lo tanto, si se trata de una estructura rígida (debido a poseer muros de fábrica de ladrillo, etc.) uno de los extremos de cada viga debe poderse deslizar libremente. Lo mismo ocurre en el caso de vigas prefabricadas, con armaduras de acero dulce ordinario, las cuales tienden también a acortarse a causa de la retracción.

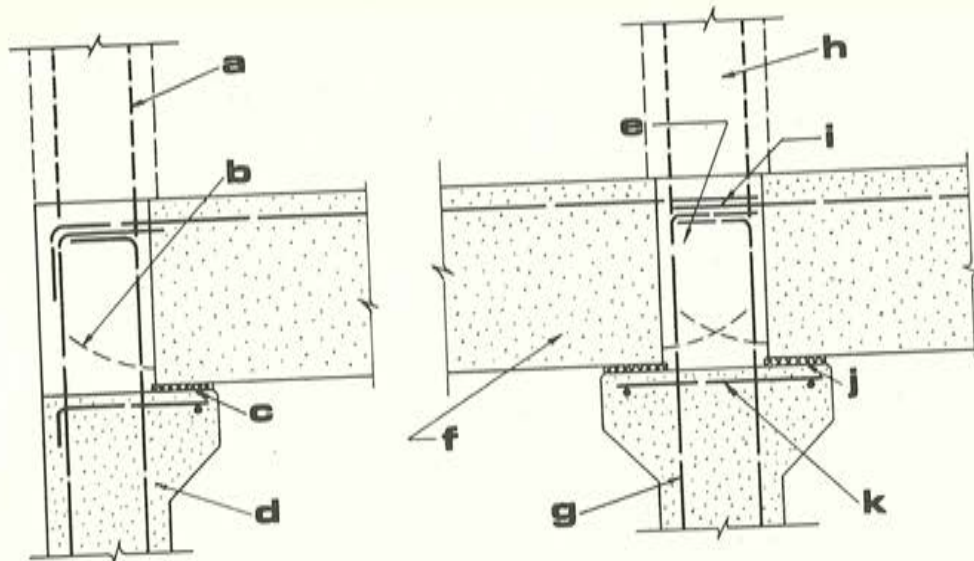
BC-2. TRAMOS SIMPLES: UNION POR SOLDADURA

- a Soporte prefabricado.
- b Viga prefabricada.
- c Armadura del soporte.
- d Angular con anclaje soldado.
- e Placa y anclaje, embebidos en la viga.

Este tipo de unión resulta indicado cuando interesa eliminar los momentos de continuidad sobre los soportes. No obstante, deberán tenerse en cuenta los momentos originados por excentricidad si la desigualdad entre las longitudes o las cargas de los tramos adyacentes es grande. En estos casos deberá garantizarse la estabilidad de la estructura por otros procedimientos, tales como muros de arriostamiento.

1. En el caso de estructuras expuestas a riesgo de incendio puede obtenerse una buena protección dejando embebidos en el soporte los elementos metálicos de la unión, soldándolos a las armaduras y recubriéndolos después con mortero.
2. Es fundamental disponer, tanto en el soporte como en la viga, unos redondos horizontales de anclaje a los cuales irán soldados los elementos metálicos (angulares o placas) de la unión. Estos anclajes deben ser capaces de resistir los esfuerzos axiales originados por los cambios de temperatura y los acortamientos por deformación lenta que experimentan las vigas pretensadas, aun después de su colocación en obra.
3. Si la viga ha de estar sometida a fuertes cargas permanentes conviene realizar inicialmente una soldadura por puntos, mientras se construye la estructura, y sustituirla después, cuando ya actúan todas las cargas permanentes, por un cordón continuo. De esta forma se reducen las tensiones en la soldadura.
4. Una variante de este tipo de unión consiste en disponer la unión soldada en la superficie superior de la viga y dejar que el extremo de ésta descansa sobre la ménsula del soporte interponiendo entre ambos una placa de apoyo flexible (de neopreno o material análogo). De esta forma puede conseguirse un empotramiento parcial.

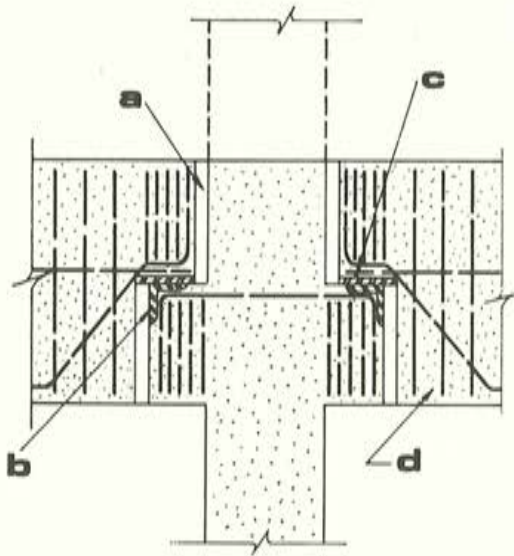
BC-3. TRAMOS CONTINUOS: UNION POR SOLDADURA



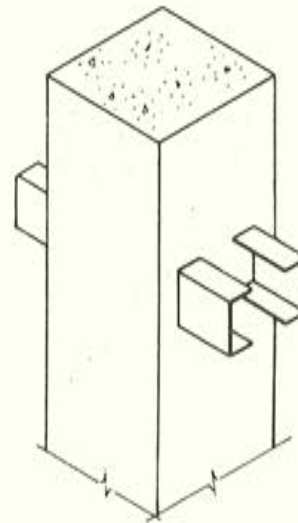
- a Armaduras corridas a lo alto de los soportes de todas las plantas.
- b Prolongación de las armaduras de pretensado.
- c Placa de apoyo.
- d Soporte prefabricado.
- e Nudo hormigonado en obra.
- f Viga pretensada.
- g Armadura del soporte.
- h Prolongación actual o futura del soporte.
- i Anclaje por soldadura de la armadura superior de la viga.
- j Placa de apoyo.
- k Malla horizontal, electrosoldada, de armadura.

Este tipo de unión proporciona un comportamiento monolítico al conjunto de las vigas y soportes, y permite realizar fácilmente, tanto durante la construcción de la estructura como en el caso de posteriores ampliaciones, el empalme de un soporte con el de las plantas superiores.

1. El anclaje de la armadura superior de la viga puede hacerse asegurando con soldadura el empalme, por solapo o en ángulo, del extremo de dicha armadura.
2. Las armaduras de pretensado deben prolongarse, en el nudo hormigonado en obra, lo suficiente para conseguir la resistencia necesaria para soportar los momentos invertidos y los acortamientos de las vigas.
3. El soporte debe calcularse para resistir las solicitaciones que se originan en la zona en que se producen los momentos de continuidad.
4. Este tipo de unión puede usarse tanto con vigas prefabricadas como pretensadas. Si se trata de piezas prefabricadas, la armadura inferior, de acero dulce ordinario, deberá prolongarse más allá del extremo de la viga para su empalme en el nudo que se hormigona in situ.
5. Resulta aconsejable achaflanar un poco el borde superior de las ménsulas de apoyo dispuestas en el soporte, para evitar que se descantillen. También conviene utilizar delgadas placas de apoyo (de 0,6 cm de espesor) que impiden la fisuración de las esquinas exteriores de estas ménsulas.

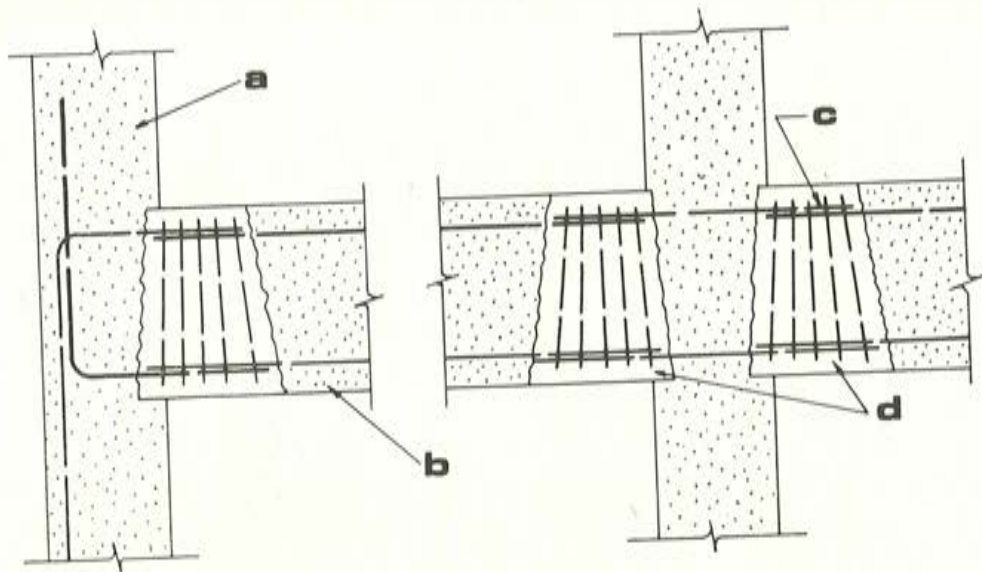
BC-4. TRAMOS SIMPLES O CONTINUOS: UNION POR SOLDADURA**VARIANTE**
(utilizando perfiles metálicos)

- a Relleno con mortero seco.
- b Angulares arriostrados lateralmente.
- c Placa soldada a la barra levantada.
- d Viga prefabricada.



Este tipo de unión posee dos características fundamentales: En primer lugar proporciona un intradós totalmente plano, lo que puede ser interesante por razones arquitectónicas y, además, no exige utilizar apeos provisionales para sujetar la viga durante la construcción. Si la viga es de poco peso, bastará una ligera grúa para el montaje de las piezas.

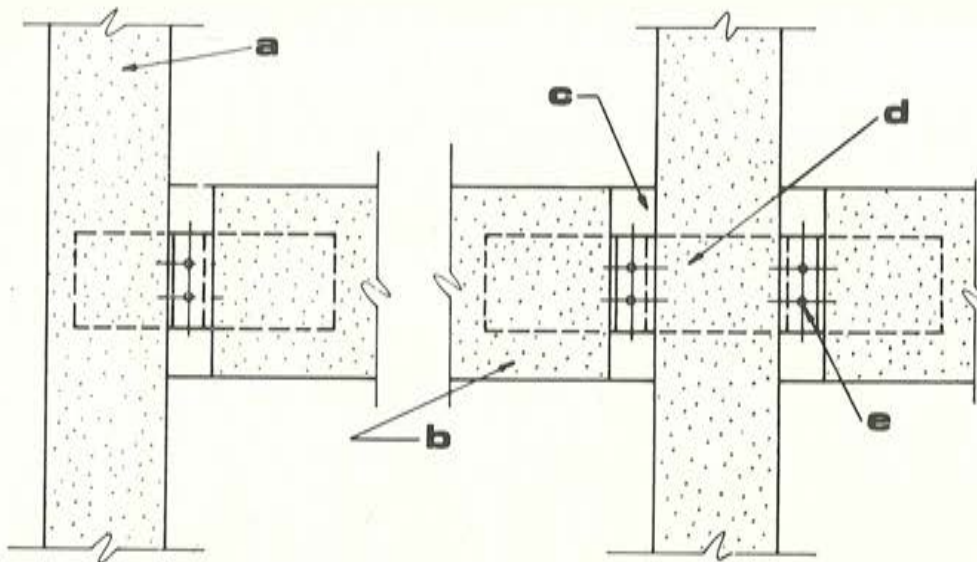
1. Las barras diagonales, dobladas, deberán calcularse para que resistan el esfuerzo cortante total de la viga.
2. Las ménsulas del soporte para el apoyo de las vigas pueden ser de hormigón o metálicas. La elección entre unas y otras deberá hacerse en función de la magnitud de los esfuerzos cortantes de la viga y de la amplitud del espacio disponible.
3. Si es necesario obtener la continuidad de las vigas a través del nudo será preciso rellenar todos los huecos, en los extremos de las vigas, con mortero seco. Para facilitar la adherencia, las caras verticales del cajeadado de las vigas se dejarán rugosas.

BC-5. TRAMOS CONTINUOS: UNION HORMIGONADA IN SITU

- a Soporte prefabricado.
- b Viga prefabricada.
- c Empalmes soldados, en las armaduras superiores e inferiores.
- d Zonas hormigonadas in situ.

El comportamiento y aspecto de las estructuras en las que se utiliza esta unión son semejantes a los de una estructura monolítica. Durante la construcción deberán estar apeadas las vigas.

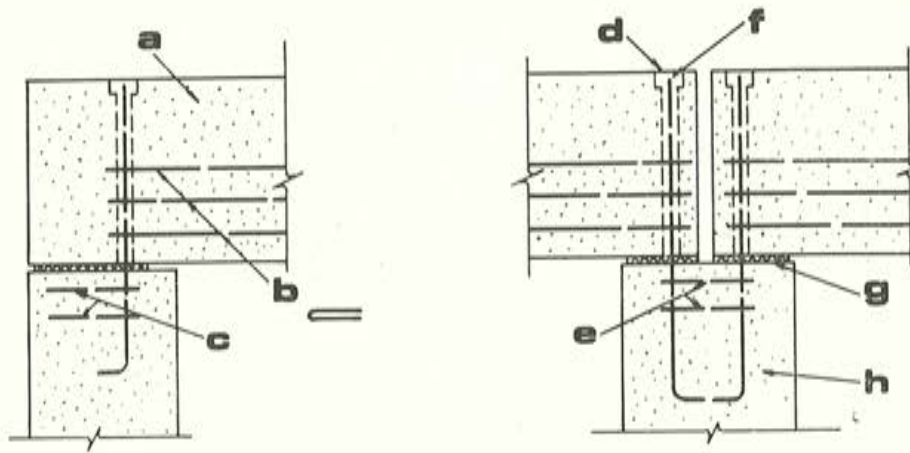
1. Los extremos de las vigas se dejarán rugosos para facilitar la transmisión de los esfuerzos cortantes.
2. Las soldaduras deben ser capaces de permitir que se alcance la resistencia a rotura de las barras de la armadura. Los empalmes soldados de las barras pueden hacerse por solapo o en ángulo.
3. En las zonas hormigonadas in situ se dispondrán cercos, muy próximos unos a otros, capaces de resistir, por lo menos, los dos tercios del esfuerzo cortante total.
4. Cuando se utilice este tipo de unión, las vigas deberán estar perfectamente curadas, antes de su colocación en obra.

BC-6. TRAMOS SIMPLES: UNION MEDIANTE PERNOS

- a Soporte prefabricado.
- b Viga prefabricada.
- c Relleno con mortero seco.
- d Placa embebida en el soporte y soldada a sus armaduras.
- e Pernos.

Este tipo de unión es de fácil realización en cualquier circunstancia. Es apropiado para vigas sometidas a pequeñas cargas y cuando en otras zonas de la estructura se utilizan también uniones mediante pernos.

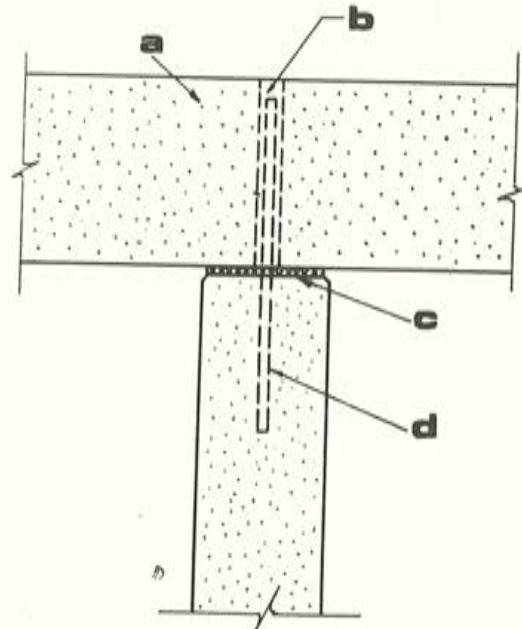
1. Siempre que sea posible, cuando la unión haya de trabajar a doble esfuerzo cortante, deberán utilizarse pernos de alta resistencia.
2. Deberán tenerse en cuenta todas las causas posibles de rotura, tales como el esfuerzo cortante en los pernos y placas, la flexión de éstas y las tensiones originadas en el apoyo de los bordes de las placas sobre el soporte y las vigas. Es recomendable soldar unos pasadores a las placas para conseguir una adecuada transmisión de las cargas.
3. En el cálculo del soporte debe tenerse en cuenta el efecto de la posible excentricidad de las cargas.
4. Es aconsejable que los orificios para el paso de los pernos sean alargados, en dirección horizontal, para una mayor facilidad en el montaje y ajuste de unas placas con otras.
5. Debe cuidarse que la resistencia a torsión de la viga quede asegurada durante todo el proceso constructivo.

BC-7. TRAMOS SIMPLES: UNION MEDIANTE PASADORES
(solamente en la cabeza superior del soporte)

- a** Viga prefabricada.
- b** Cercos
- c** Cercos laterales.
- d** Orificio que se rellena posteriormente con inyección de mortero.
- e** Cercos laterales.
- f** Mortero de relleno.
- g** Placa de apoyo.
- h** Soporte prefabricado.

Este es uno de los tipos más sencillos para las uniones entre los elementos de cubierta y, por consiguiente, muy económico. Si se usan pernos en lugar de pasadores, la unión es inmediata y proporciona, por lo tanto, una seguridad adicional durante la ejecución.

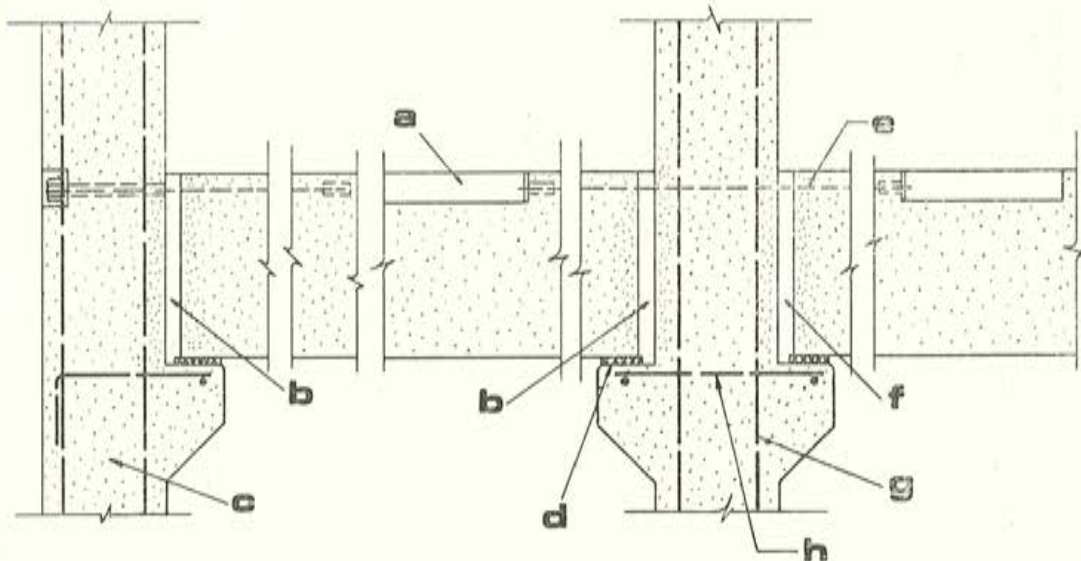
1. Si se desea que la unión permita pequeños movimientos, el fondo del orificio en el que se introduce el pasador deberá rellenarse con un mástico.
2. Si las condiciones ambientales pueden resultar agresivas para el pasador, será imprescindible rellenar el orificio en el que éste va introducido.
3. Deberán disponerse cercos horizontales, alrededor de los orificios para los pasadores, con el fin de resistir las tracciones axiales originadas por las caídas de temperatura y el acortamiento longitudinal diferido que experimentan las vigas pretensadas, aun después de su colocación en obra.
4. El orificio para el pasador ha de ser lo suficientemente amplio para permitir el ajuste de las vigas con las tolerancias propias de fabricación.
5. Si las vigas son muy flexibles, los movimientos de sus bordes superiores extremos pueden dañar el material de cobertura. En estos casos, la cubierta deberá proyectarse de forma que pueda acomodarse a estos movimientos o habrá que disponer juntas adecuadas que le proporcionen la necesaria flexibilidad sin pérdida de su continuidad. (Véase el estudio de las placas de apoyo que se incluye en el apartado BW (a) 3.)

BC-8. TRAMOS CONTINUOS: UNION MEDIANTE PASADORES
(solamente en la cabeza superior del soporte)

- a** Viga continua.
- b** Mortero de relleno
- c** Placa de apoyo.
- d** Pasador.

Este tipo de unión se utiliza normalmente para vigas en voladizo sobre la cabeza superior del soporte, o en el caso de tramos extremos en los que la continuidad se consigue por algún otro procedimiento tal como el postensado.

1. Si la viga no está rigidamente empotrada en el soporte es aconsejable achaflanar los bordes de éste para evitar que se descantillen.
2. Los pasadores deberán quedar embebidos en el hormigón del soporte al construir éste, o se colocarán en orificios del tamaño adecuado, preparados al construir el soporte y que después se rellenan con una inyección de mortero.
3. La sección del orificio en el que habrá de alojarse el pasador será la adecuada para el ajuste de la viga teniendo en cuenta las tolerancias normales de fabricación.
4. Cuando se desee una unión inmediata se pueden sustituir los pasadores por pernos de anclaje.
5. Si se desea que la unión permita pequeños movimientos, el fondo del orificio en el que se introduce el pasador deberá rellenarse con un mástique, o disponerse pernos de anclaje sin recubrimiento alguno. En el caso de atmósferas agresivas o peligro de heladas no podrán dejarse nunca los pernos sin recubrir.

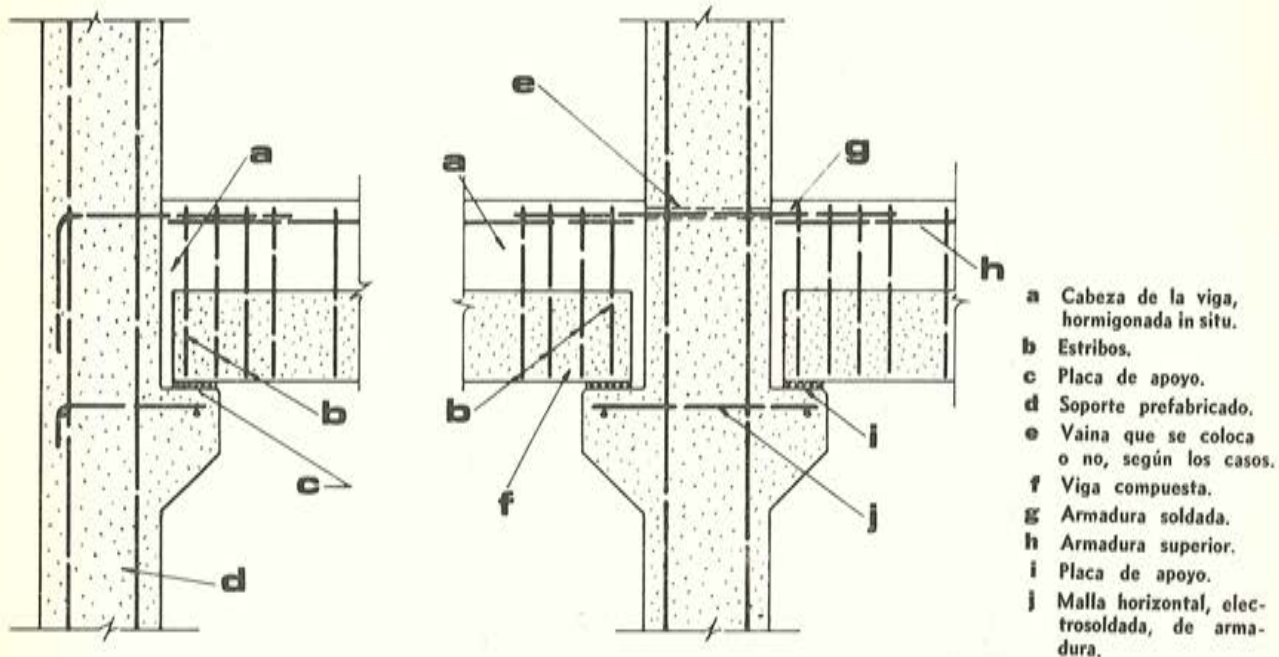
BC-9. TRAMOS CONTINUOS: UNION MEDIANTE ARMADURAS POSTESAS

- a Hueco provisional para la colocación de gato de tesado y que posteriormente se rellena con mortero.
- b Junta que se rellena en seco, o con el adecuado encofrado, antes del postesado.
- c Soporte prefabricado.
- d Placa de apoyo.
- e Armaduras para el postesado.
- f Junta que se rellena en seco, o con el adecuado encofrado, antes del postesado.
- g Armaduras del soporte.
- h Malla horizontal, electrosoldada, de armadura.

Este tipo de unión es muy adecuado en el caso en que sea necesario resistir fuertes momentos. Bien ejecutado proporciona uniones sin fisuras y que se comportan como un conjunto perfectamente monolítico.

1. Todos los anclajes y dispositivos de postesado se ajustarán a lo indicado en las normas correspondientes al sistema utilizado.
2. Como las barras o cables utilizados para el postesado de estas uniones son, generalmente, muy cortos, una pequeña variación de su longitud origina una sensible variación de su tensión. La exacta colocación de los anclajes resulta, por tanto, de la mayor importancia. En consecuencia, se recomienda que la colocación de estas armaduras sea siempre supervisada por un ingeniero representante de la empresa encargada del postesado.
3. Los conductos para el alojamiento de las armaduras tesas se rellenan con una inyección de mortero, excepto cuando se utilicen otros procedimientos especiales para la protección de estas armaduras.
4. Achaflanando ligeramente el borde superior de las ménsulas de hormigón de los soportes, se reduce sensiblemente el peligro de que se descantillen. También conviene, utilizar delgadas placas de apoyo (de 0,6 cm de espesor) para impedir la fisuración de las esquinas exteriores de dichas ménsulas.

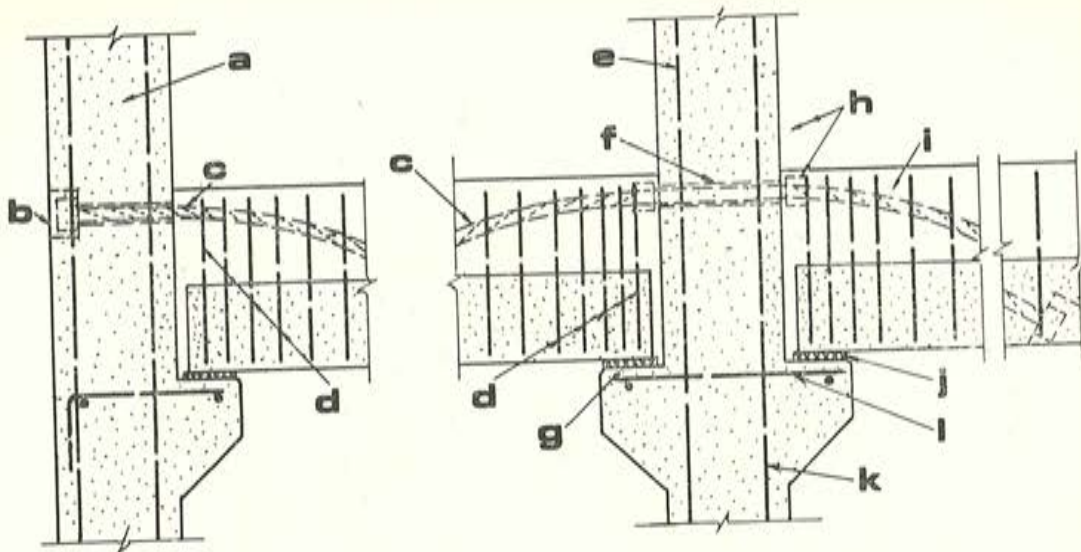
BC-10. TRAMOS CONTINUOS.—VIGAS COMPUESTAS
(Caso general)



Este tipo de unión se utiliza generalmente en el caso de forjados constituidos por vigas semirresistentes pretensadas, de sección en TT, cuya cabeza superior se hormigona in situ. En estos casos, es normal tener que apelar provisionalmente la viga semirresistente, hasta que se hormigona la cabeza superior. Por consiguiente, los esfuerzos cortantes en los extremos de la viga, durante la construcción, suelen ser pequeños. El comportamiento y aspecto de las estructuras en las que se utiliza este tipo de unión son análogos al de las estructuras monolíticas de hormigón.

1. En el interior del nudo, las barras de la armadura superior de las vigas deberán ser lo suficientemente largas para cubrir toda la zona de momentos negativos. En caso contrario habrá que empalmar las correspondientes barras suplementarias, pudiéndose hacer el empalme por solapo o soldadura, según se indica en el croquis adjunto.
2. Cuando se utilizan barras empalmadas suplementarias, éstas deberán ir embebidas una cierta longitud en el soporte o atravesarlo pasando por una vaina que se coloca adecuadamente en el interior del soporte, al construirlo. Esta vaina simplifica bastante la unión.
3. Es necesario calcular los esfuerzos cortantes que se producen en la unión entre la viga pretensada semirresistente y la cabeza superior hormigonada in situ y disponer los estribos precisos para absorber dichos esfuerzos, de acuerdo con las prescripciones de las Normas correspondientes.
4. Es fundamental rellenar perfectamente el hueco existente entre el soporte y la viga pretensada para que puedan transmitirse, de modo adecuado, los esfuerzos de compresión.
5. Si se prevé que habrá de producirse inversión de momentos será preciso disponer los necesarios elementos de enlace a tracción en la base de la viga.

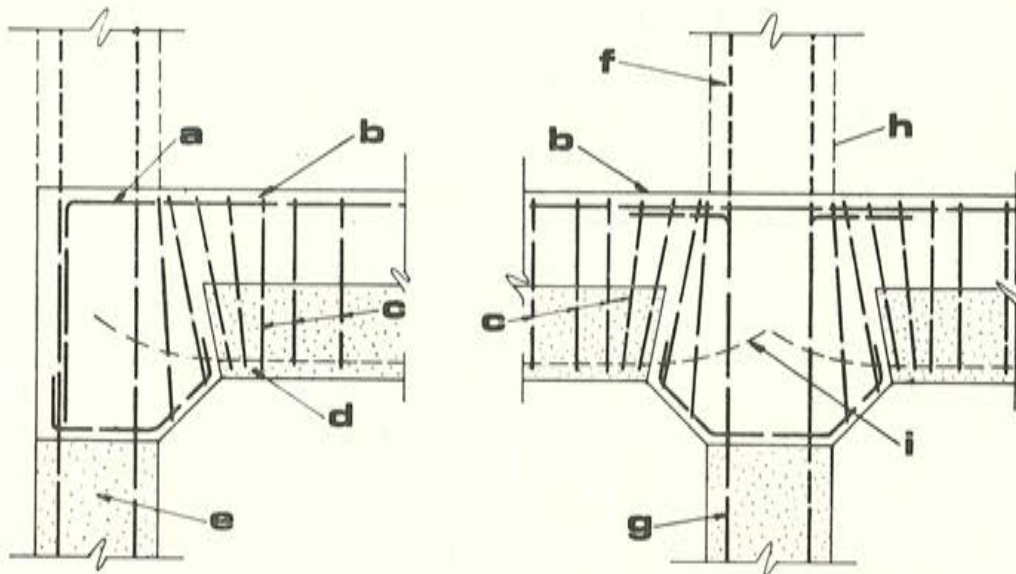
BC-11. TRAMOS CONTINUOS.—VIGAS COMPUESTAS: Unión mediante armaduras postesas.



- a Soporte prefabricado.
- b Caja que se rellena con mortero una vez efectuada la inyección de los conductos dispuestos para alojar las armaduras postesas.
- c Armadura postesa.
- d Estribos.
- e Armaduras corridas a lo alto de los soportes de todas las plantas.
- f Vaina.
- g Placa de apoyo.
- h Manguitos de empalme.
- i Cabeza de la viga, hormigonada in situ.
- j Placa de apoyo.
- k Armadura del soporte.
- l Malla horizontal, electrosoldada, de armadura.

En este tipo de unión, que es una variante del BC-10, se recurre al empleo de armaduras postesas para resistir los momentos negativos.

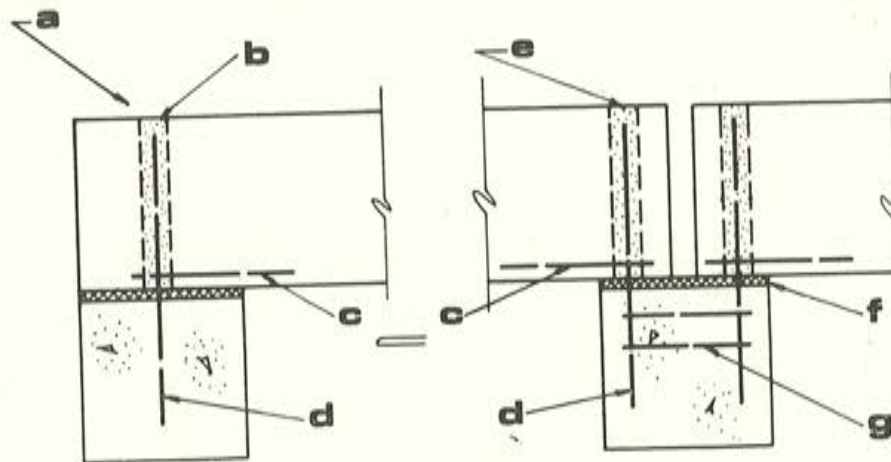
1. Es necesario calcular los esfuerzos cortantes que se producen en la unión entre la viga pretensada semirresistente y la cabeza superior hormigonada in situ y disponer los estribos precisos para absorber dichos esfuerzos, de acuerdo con las prescripciones de las Normas correspondientes.
2. Todos los anclajes y dispositivos de postesado se ajustarán a lo indicado en las Normas correspondientes al sistema utilizado.
3. Como las barras o cables utilizados para el postesado de estas uniones son, generalmente, muy cortos, una pequeña variación de su longitud origina una sensible variación de su tensión. La exacta colocación de los anclajes resulta, por tanto, de la mayor importancia. En consecuencia, se recomienda que la colocación de estas armaduras sea siempre supervisada por un ingeniero representante de la empresa encargada del postesado.
4. Los conductos para el alojamiento de las armaduras tesas, se rellenan con una inyección de mortero, excepto cuando se utilicen otros procedimientos especiales para la protección de estas armaduras.

BC-12. TRAMOS CONTINUOS.—VIGAS COMPUESTAS: Ménsulas hormigonadas in situ.

- a Armadura superior.
- b Zona de la viga hormigonada in situ.
- c Estribos de la viga.
- d Viga pretensada.
- e Soporte prefabricado.
- f Armaduras corridas a lo alto de los soportes de todas las plantas.
- g Armadura del soporte.
- h Prolongación posible o real del soporte existente.
- i Prolongación de las armaduras de pretensado.

Este tipo de unión es muy adecuado para resistir fuertes momentos negativos, debido al aumento de canto que se da a la viga en su unión con el soporte. Admite relativamente amplias tolerancias en la prefabricación del soporte y de la viga semirresistente. Se ha utilizado con éxito en estructuras elevadas, de numerosas plantas, para las cuales resulta esencial que trabaje solidariamente toda la estructura.

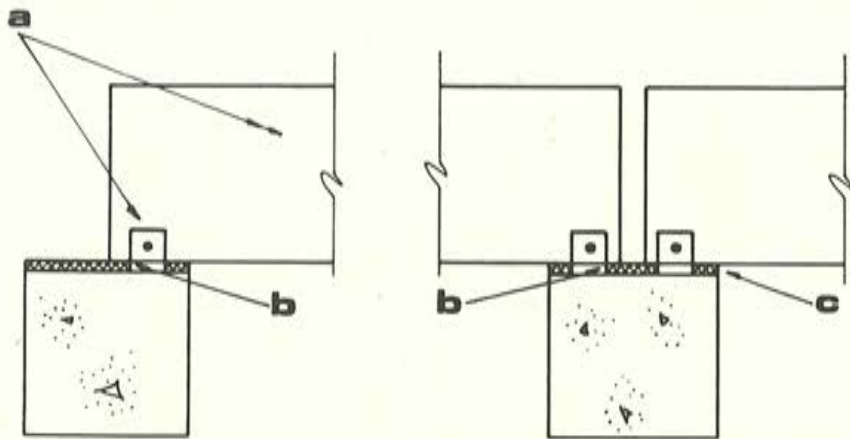
1. La viga semirresistente que constituye el intradós del forjado puede ser prefabricada o pretensada.
2. Los estribos deben calcularse para resistir los esfuerzos cortantes totales correspondientes a la sección de la viga compuesta.
3. Es necesario calcular los esfuerzos cortantes que se producen en la unión entre la viga pretensada semirresistente y la cabeza superior hormigonada in situ y disponer los estribos precisos para absorber dichos esfuerzos, de acuerdo con las prescripciones de las Normas correspondientes.

BG-1. TRAMOS SIMPLES: UNION MEDIANTE PASADORES

- a Orificio para alojar el pasador, que posteriormente se rellena con mortero.
- b Mortero de relleno.
- c Estribos.
- d Pernos o pasadores.
- e Mortero de relleno.
- f Placa de apoyo.
- g Estribos para el arriostamiento lateral de los pasadores.

Cuando se utilice este tipo de unión con pasadores, deberán tenerse en cuenta las siguientes normas:

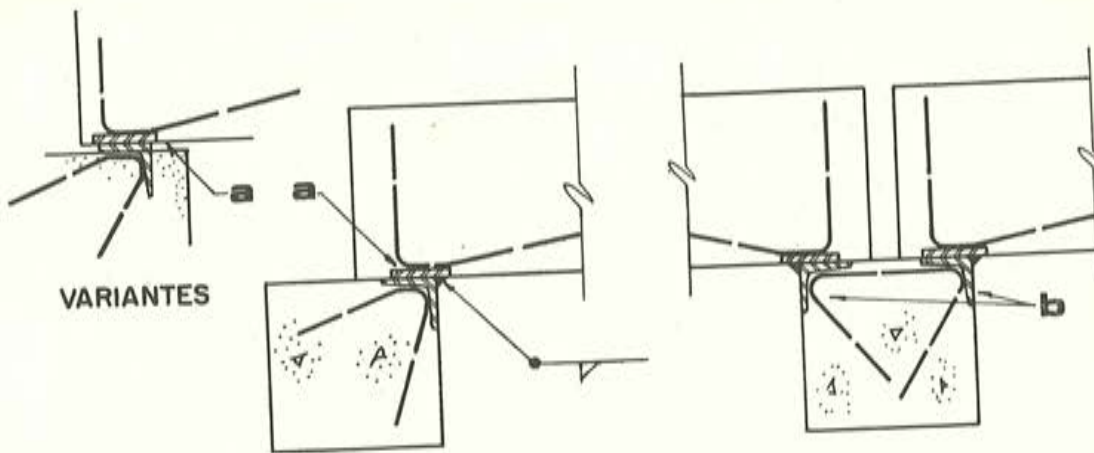
1. Deberán disponerse unos estribos en horquilla rodeando el orificio para el pasador y otros estribos horizontales, normales, sujetando los diferentes pasadores dentro de la jácena de apoyo. Estos pasadores estarán calculados para resistir los esfuerzos longitudinales originados por los acortamientos o alargamientos de las vigas.
2. Si se desea que la unión permita pequeños movimientos, el fondo del orificio en el que se introduce el pasador deberá rellenarse con un mástique.
3. Los dispositivos utilizados en este tipo de unión son sencillos cuando se emplean pasadores lisos. Sin embargo, en los casos en que exista peligro de que, durante la colocación de la pieza, puedan producirse daños, se colocarán pasadores roscados o pernos, provistos de la correspondiente tuerca y arandela, que quedarán alojadas en una entalladura enrasada con la superficie superior de la viga.
4. Cuando se utilizan estos pasadores roscados o pernos y se dejan sin rellenar los orificios en que van alojados, la unión permite unos ciertos movimientos. Pero no podrán dejarse sin rellenar dichos orificios si existe peligro de ataque por la presencia de atmósferas agresivas o riesgo de heladas.
5. El diámetro de los orificios en los que van alojados los pasadores deberá ser el adecuado para permitir unas ciertas tolerancias de fabricación en las dimensiones de las vigas.

BG-2. TRAMOS SIMPLES: UNION MEDIANTE ANGULARES SUJETOS CON PERNOS

- a** Angular sujeto a la viga mediante pernos o soldándolo a una placa metálica embebida en la viga.
- b** Angular de sujeción.
- c** Placa de apoyo.

Este tipo de unión es más costoso que el BG-1. Se puede utilizar en el caso de que el espesor del alma de la viga no permita la formación del orificio necesario para alojar el pasador.

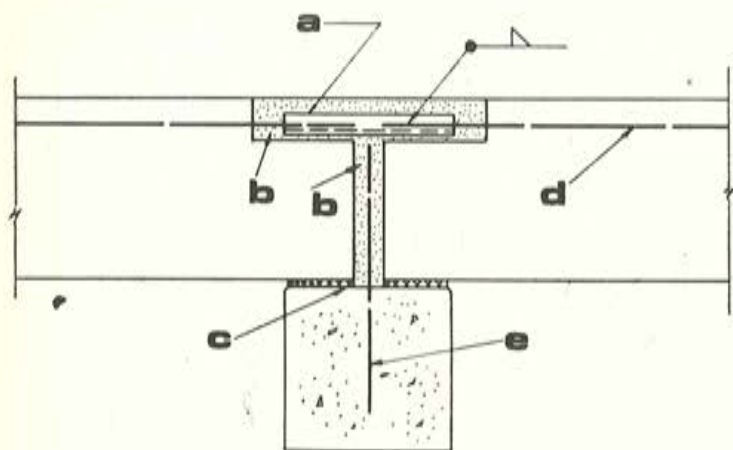
1. Permite ciertos corrimientos si los taladros en los angulares para el paso de los pernos son alargados y se dispone un adecuado material de apoyo.
2. En el caso de que se produzcan esfuerzos longitudinales será necesario reforzar el hormigón que rodea los pernos con cercos, tal como se ha indicado en la unión tipo BG-1.

BG-3. TRAMOS SIMPLES: UNION POR SOLDADURA

- a Placa soldada.
b Angular embebido en la jácena. Puede sustituirse por una simple placa en el caso de que las cargas sean pequeñas.

Este tipo de unión debe utilizarse solamente en el caso de que en el resto de la estructura haya otras varias uniones soldadas. Normalmente, si sólo hay que hacer una soldadura resulta cara.

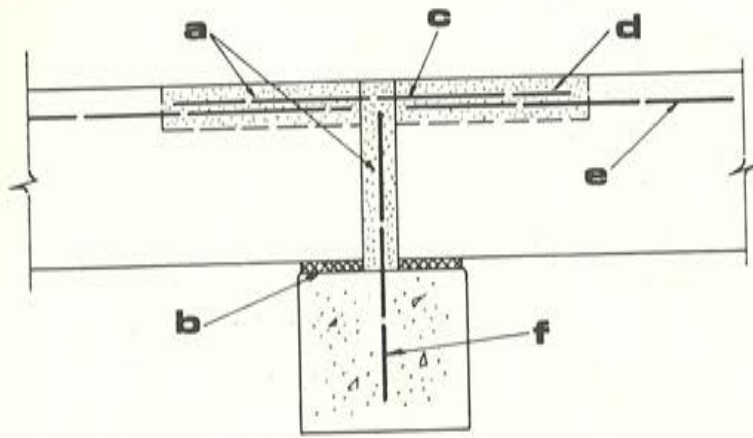
1. No es necesario placa de apoyo. El cordón de soldadura debe ser capaz de resistir la totalidad de las reacciones de apoyo para prever el caso en que, al flectar la viga, se levanten los extremos.
2. Al efectuar la soldadura es fácil que se manche el hormigón; por lo tanto, este tipo de unión no debe utilizarse a no ser que, tanto el hormigón como los elementos metálicos de la unión, vayan a quedar recubiertos o a ser pintados posteriormente.
3. En el caso de vigas pretensadas, si se sueldan sus dos extremos es fácil que se produzcan fisuras a consecuencia del acortamiento originado por las deformaciones lentas del hormigón. Por ello, si no se disponen los elementos necesarios para absorber totalmente los esfuerzos longitudinales, es necesario dejar que uno de los extremos de la viga pueda deslizar libremente.

BG-4. TRAMOS CONTINUOS: UNION POR SOLDADURA

- a** Angular o placa de unión.
- b** Junta hormigonada in situ.
- c** Placas de apoyo.
- d** Armadura superior.
- e** Pasador.

En este tipo de unión se confía en la soldadura para empalmar las armaduras de tracción. Como consecuencia, la longitud del cajado que deben llevar las piezas que se unen es menor que el que se necesita cuando este empalme se hace por solapo, obteniéndose, además, una unión inmediata. En cambio, resulta más costoso que los empalmes por solapo.

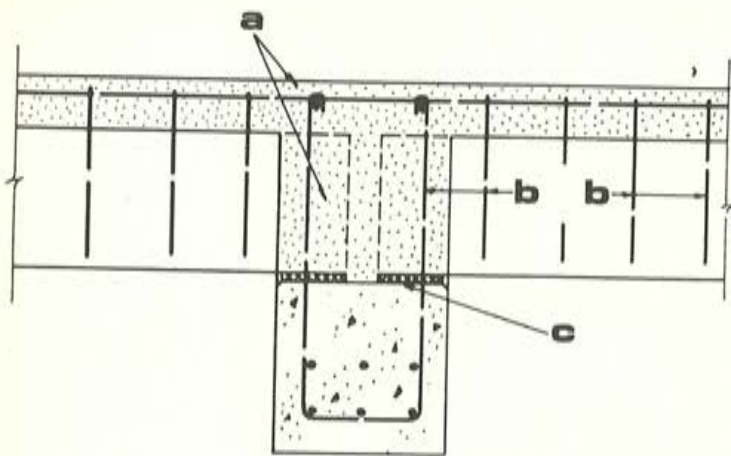
1. Cuando existe suficiente espacio, es preferible utilizar un angular en lugar de una placa para efectuar el empalme, ya que de esta forma la carga transmitida de una a otra barra es concéntrica.
2. Se recomienda vigilar y comprobar cuidadosamente las soldaduras para tener la garantía de que han de permitir aprovechar al máximo la resistencia de las armaduras empalmadas.

BG-5. TRAMOS CONTINUOS: UNION MEDIANTE EMPALME POR SOLAPO

- a Junta hormigonada in situ.
- b Placas de apoyo.
- c Barra empalmada por solapo.
- d Cajado en la parte superior de las vigas.
- e Armadura superior.
- f Pasador.

Esta es la forma más sencilla de unión entre vigas continuas.

1. Si la placa de apoyo utilizada es compresible deberá disponerse, en forma continua, a través de toda la junta hormigonada in situ.
2. Cuando, por falta de espacio, la junta entre vigas sea muy delgada, el mortero de relleno de la misma puede no ser suficiente para conseguir la perfecta adherencia necesaria entre las dos piezas que se unen. En caso de duda deberán utilizarse las uniones tipo BG-4 ó BG-6.
3. Para los tramos extremos la unión deberá ser del tipo BG-1 o similar. Generalmente, no conviene someter la jácena o viga principal de apoyo a un excesivo momento torsor, como ocurre cuando se intenta conseguir un empotramiento totalmente rígido de la viga secundaria que en ella apoya.

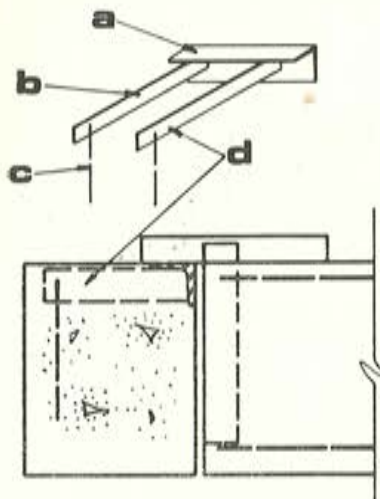
BG-6. TRAMOS CONTINUOS.—VIGAS COMPUESTAS

- a Zona hormigonada in situ.
- b Estribos para absorber los esfuerzos cortantes.
- c Placas de apoyo.

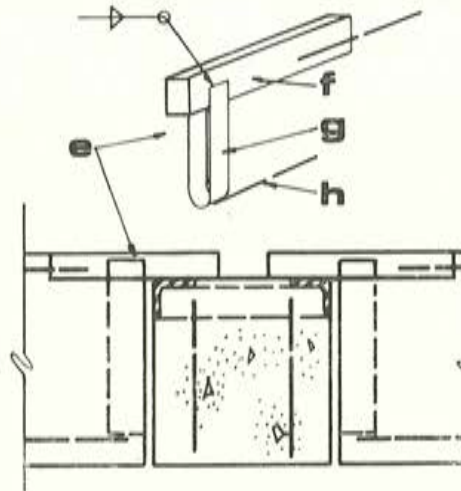
En los casos de vigas compuestas, con una sección semirresistente y cabeza superior hormigonada in situ, resulta más fácil la colocación de las armaduras superiores de tracción que aseguran la continuidad de la viga en el nudo. Si la jácena es también una viga compuesta, el nudo, una vez terminado, se comporta como el de una estructura monolítica.

1. Las secciones semirresistentes, tanto de la viga como de la jácena, pueden estar constituidas por elementos prefabricados, o pretensados.
2. Los estribos de las vigas y de la jácena deberán calcularse para que sean capaces de absorber los esfuerzos cortantes correspondientes a las solicitaciones máximas que pueden resistir las secciones compuestas de los elementos citados.
3. Es necesario calcular los esfuerzos cortantes que se producen en la unión entre la viga pretensada semirresistente y la cabeza superior hormigonada in situ y disponer los estribos precisos para absorber dichos esfuerzos, de acuerdo con las prescripciones de las Normas correspondientes.

BG-7. TRAMOS SIMPLES: UNION MEDIANTE DISPOSITIVOS METALICOS



EL ELEMENTO METALICO SUPERIOR DE LA UNION SOBRESALE POR ENCIMA DE LA VIGA

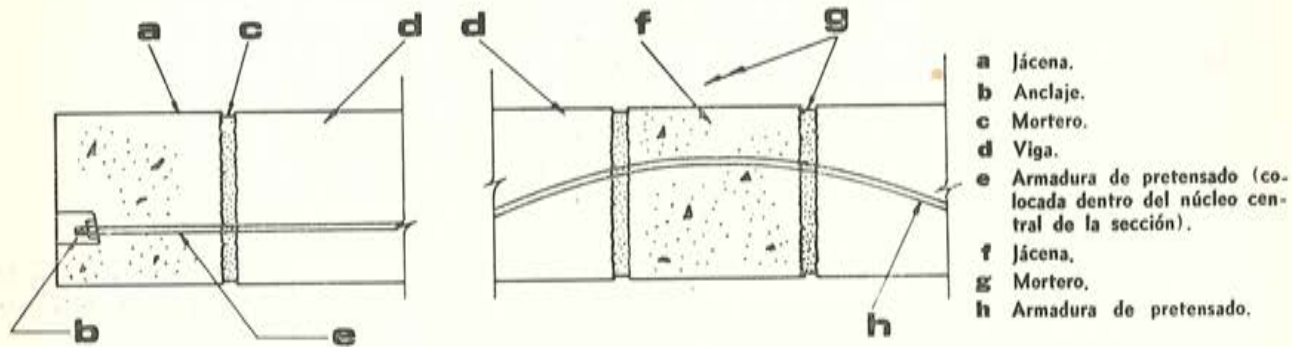


EL ELEMENTO METALICO SUPERIOR DE LA UNION QUEDA EMBEBIDO EN LA VIGA Y ENRASADO CON SU SUPERFICIE SUPERIOR

- a Angular.
- b Pletina.
- c Pasador.
- d Elemento inferior de la unión.
- e Elemento superior de la unión.
- f Tubo o barra maciza.
- g Pletina.
- h Pasador.

Si se utiliza este tipo de unión, el montaje de la estructura se realiza con gran rapidez, en cualquier época del año. Generalmente, los dos elementos que constituyen la unión, tanto el superior como el inferior, suelen ser metálicos.

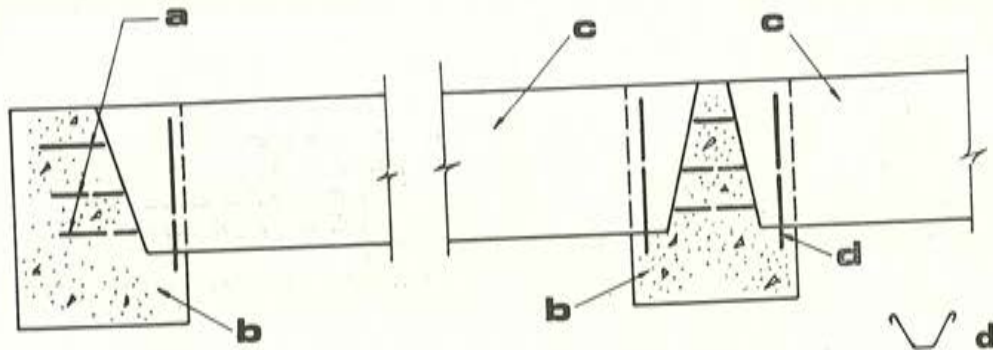
1. No es necesario utilizar placas de apoyo suplementarias.
2. Para compensar las posibles deficiencias de ejecución es aconsejable adoptar un coeficiente de seguridad igual a 4, en el cálculo de los elementos metálicos que constituyen la unión.
3. Las tensiones de apoyo en el hormigón, dentro del área limitada por la proyección de las secciones horizontales de los elementos metálicos de la unión, no excederán de los 175 kg/cm².
4. Los pasadores que van soldados al elemento metálico superior de la unión deberán ser capaces de absorber la totalidad de los esfuerzos longitudinales que puedan originarse. En ningún caso deberá prescindirse totalmente de estos pasadores.

BG-8. TRAMOS CONTINUOS: UNION MEDIANTE ARMADURAS POSTESAS

En este tipo de unión se pretensan también las vigas que se unen. La junta puede rellenarse con mortero. En las vigas prefabricadas que se unen deben dejarse los conductos adecuados para el paso de las correspondientes armaduras de pretensado necesarias.

Este tipo de unión debe calcularse suponiendo que existe una perfecta continuidad entre la jácena y las vigas que se enlazan.

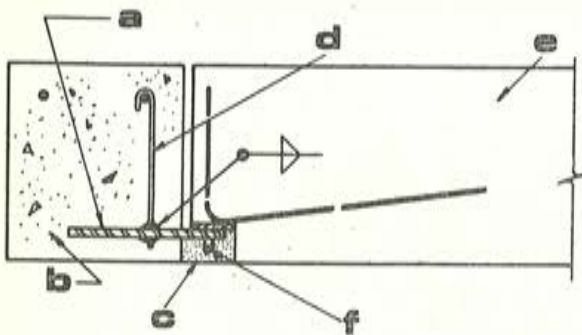
1. Las vigas interiores se pueden apoyar sobre la jácena y, de este modo, se eliminan en ésta los conductos que en caso contrario debe llevar para alojar las armaduras de pretensado.
2. Los extremos de las vigas y las caras correspondientes de la jácena deben ser rugosos para aumentar su adherencia y asegurar una buena transmisión de los esfuerzos cortantes que se producen en la junta.
3. Cuando se utiliza este tipo de unión, hay que tener muy en cuenta los efectos originados por la retracción y las deformaciones lentas del hormigón.

BG-9. JACENA HORMIGONADA IN SITU

- a Armaduras salientes de la viga prefabricada.
- b Jácena hormigonada in situ.
- c Viga prefabricada.
- d Estribos abiertos, de la jácena, colocados por debajo de las vigas prefabricadas.

Para realizar este tipo de unión se coloca el encofrado de la jácena y se sitúan en él las vigas prefabricadas. A continuación, se hormigona la jácena, obteniéndose así una junta perfectamente monolítica, al quedar incorporados a la jácena tanto los extremos de las vigas como las armaduras salientes que en ellas se dejan.

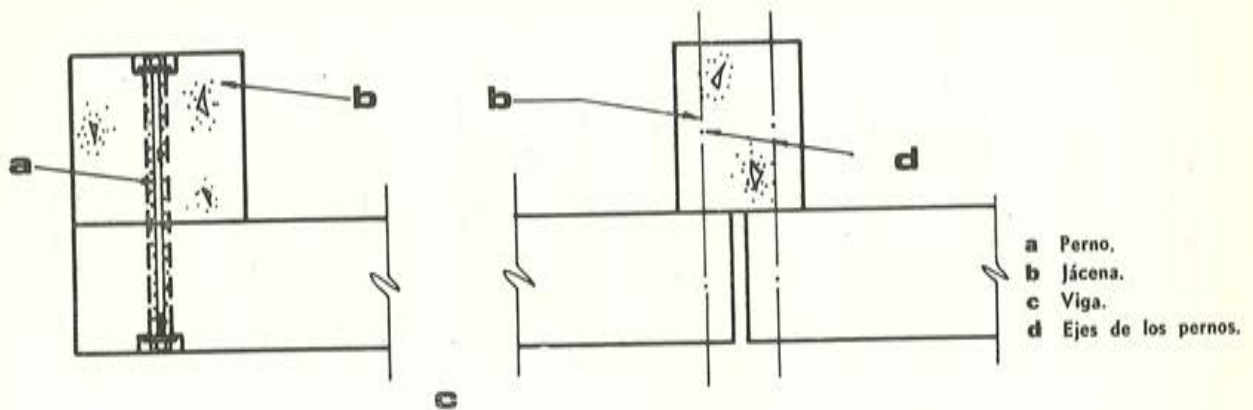
1. Las barras de las armaduras de las vigas se prolongarán, dentro de la jácena, la distancia suficiente para desarrollar la adherencia y el anclaje necesarios para absorber los momentos negativos que pueden producirse en la unión.
2. Los estribos abiertos de la jácena sobre los que apoyan los extremos de las vigas prefabricadas deberán calcularse para que sean capaces de resistir la totalidad de los esfuerzos cortantes correspondientes a dichas vigas.
3. El intradós de la viga se puede enrasar con el de la jácena, siempre que sea posible disponer unas rozas, en la cara inferior de la viga, para alojar a los correspondientes estribos abiertos a los que se ha hecho referencia en el párrafo anterior.

BG-10. UNION MEDIANTE PLACA EN VOLADIZO

- a Placa en voladizo.
- b Jácena.
- c Junta que se rellena con mortero.
- d Barra de la que cuelga la placa.
- e Viga.
- f Armadura para sujetar el mortero de relleno.

Este tipo de unión requiere disponer una abertura en el costero del encofrado de la jácena para poder colocar la placa, pero, en cambio, el montaje de las vigas resulta muy sencillo y el enrasado de las caras inferiores de viga y jácena proporciona un acabado de aspecto muy limpio. Si la placa que vuela se coloca a la altura conveniente, según se indica en la figura, el mortero de recubrimiento de la junta es capaz de proporcionar una adecuada protección contra el fuego.

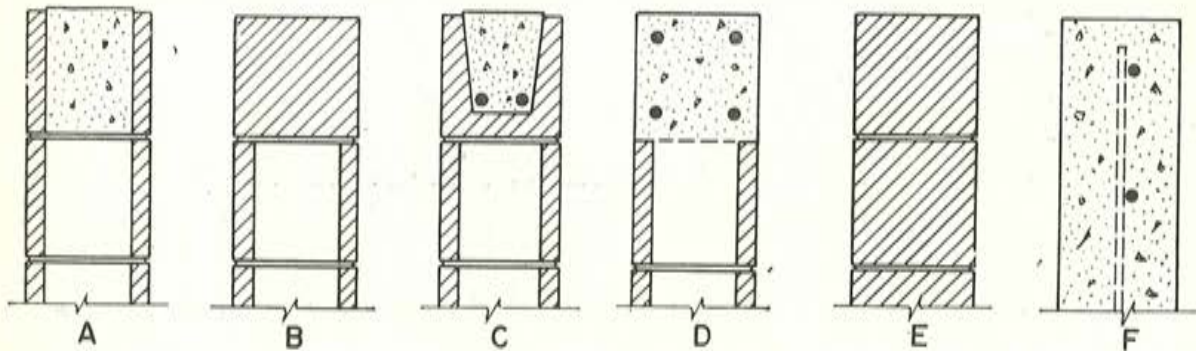
1. En el caso de que solamente existan vigas por uno de los lados de la jácena deben tenerse en cuenta los momentos de torsión que en ésta se producen.
2. El momento flector de la placa en voladizo debe calcularse con respecto al eje de las barras de las que cuelga dicha placa.
3. Esta placa debe prolongarse lo suficiente, dentro de las piezas que se unen, para que las tensiones de compresión originadas en el hormigón queden dentro de los límites admisibles.
4. Las barras de las que cuelga la placa deben calcularse para que sean capaces de resistir todos los esfuerzos cortantes transmitidos por la viga, incrementados en la relación entre los correspondientes brazos de palanca contados a partir de la zona comprimida de la parte posterior de la placa. A tal efecto deben tenerse en cuenta las prescripciones de las Normas ACI respecto al anclaje de barras colgadas.

BG-11. VIGAS COLGADAS

En este tipo de unión la viga o vigas se cuelgan por debajo de la jácena. Los orificios para el paso de los pernos deben rellenarse de forma que éstos permanezcan totalmente fijos en el interior del orificio correspondiente (de diámetro, naturalmente, bastante superior al del perno) sin posibilidad alguna de movimiento. Se recomienda el empleo de pernos de alta resistencia que permiten reducir el diámetro del orificio dispuesto para su alojamiento.

1. Se deben calcular las tensiones de compresión originadas, tanto en el extremo superior como en el inferior del perno, y utilizar, en caso necesario, placas de distribución.
2. Como quiera que la resistencia de este tipo de unión depende de la tensión en los pernos, deben adoptarse las precauciones necesarias para evitar la corrosión de éstos. A tal objeto se recomienda utilizar pernos galvanizados y disponer tapajuntas u otros dispositivos para impedir que pueda introducirse el agua entre viga y jácena.

BW gen. OBSERVACIONES GENERALES SOBRE LOS MUROS DE CARGA



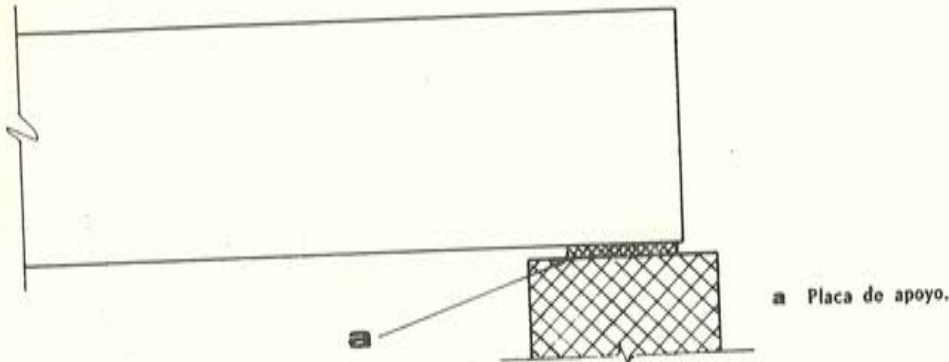
1. Los materiales utilizados en la construcción de los muros de carga deberán ajustarse a los requisitos exigidos en las Normas vigentes correspondientes (*) y a las prescripciones de las Normas locales de edificación.
2. Cuando los muros de carga sean de hormigón deberán ejecutarse de acuerdo con las prescripciones de la Norma ACI-318.
3. Cuando se utilicen otros materiales, tales como los cerámicos, los hormigones ligeros, la madera, etc., deberán estudiarse individualmente sus características resistentes.
4. Los muros de carga construidos a base de bloques huecos deberán calcularse de acuerdo con lo prescrito sobre el particular en las Normas locales correspondientes. Las cargas deberán aplicarse lo más cerca posible del centro de gravedad de la sección del muro y, en ningún caso, fuera de su núcleo central, salvo que se disponga la armadura especial correspondiente.

Tipos de muros de carga (veanse los esquemas de la figura)

- A. Muro de fábrica: construido con bloques huecos. Los huecos de los bloques de la hilada de coronación del muro se rellenan con hormigón. (Desde el punto de vista del cálculo, se puede considerar el tipo A igual al B.)
- B. Muro de fábrica: construido con bloques huecos. Para la hilada de coronación del muro se utilizan bloques o ladrillos macizos.
- C. Muro de fábrica: construido con bloques huecos. Para la hilada de coronación del muro se utilizan piezas en "U", rellenas con hormigón reforzado con una armadura continua.
- D. Muro de fábrica: construido con bloques huecos. La hilada de coronación del muro se sustituye por una viga, hormigonada in situ, con armadura continua. Los huecos de los bloques de la hilada superior se rellenan también de hormigón.
- E. Muro de fábrica: construido con bloques o ladrillos macizos.
- F. Muro de hormigón construido in situ.

(*) En Estados Unidos, estas normas son las "Standards for Structural Units" de la National Concrete Masonry Association.

BW (a). UNION POR SIMPLE APOYO.—Caso general (No es recomendable para estructuras construidas en zonas sísmicas).



1. Hormigón con hormigón:

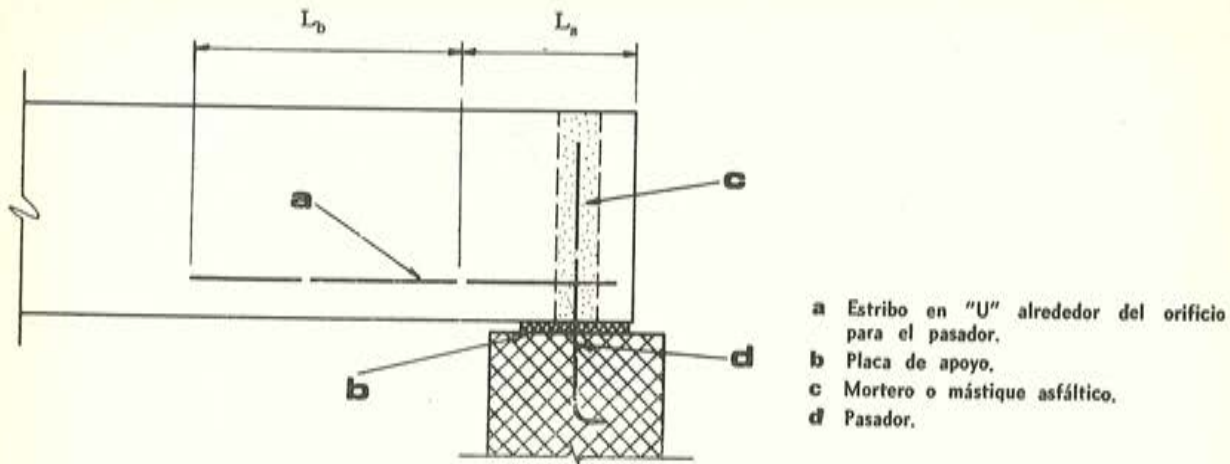
En este caso, no es recomendable utilizar este tipo de unión, a no ser que las tensiones en el apoyo sean muy pequeñas (inferiores a $1/10$ de la resistencia del hormigón a compresión).

2. Placa de apoyo de mortero:

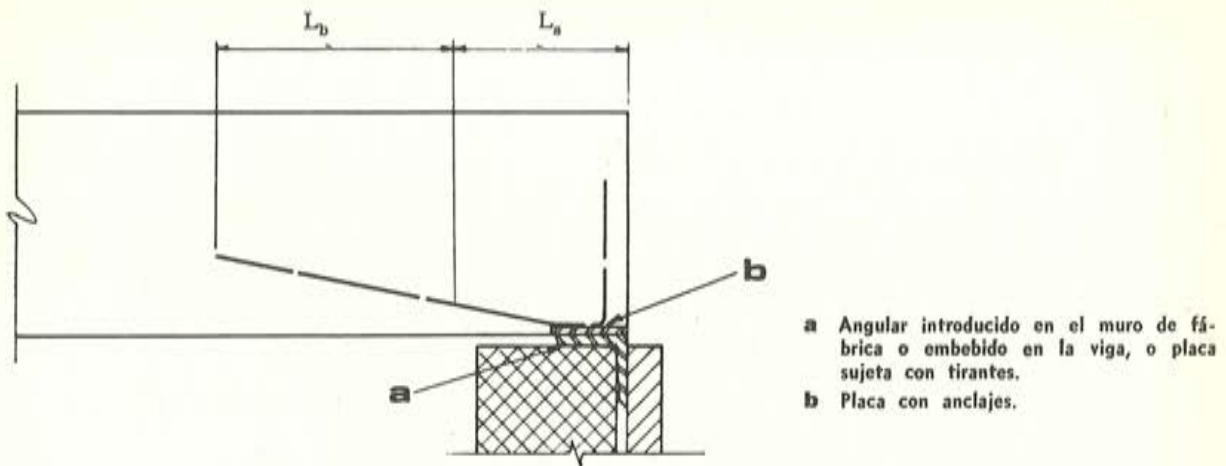
- En el caso de que la viga gire respecto al muro se originan cargas puntuales en el apoyo que pueden dar lugar a que se descantillen los bordes del muro de carga.
- La colocación del mortero puede causar trastornos durante la construcción de la estructura.

3. Placas flexibles de apoyo.—Proporcionan una distribución uniforme de cargas, permiten giros en la junta y constituyen un dispositivo muy eficiente y económico para soportar las tensiones perjudiciales que pueden presentarse en la zona de apoyo.

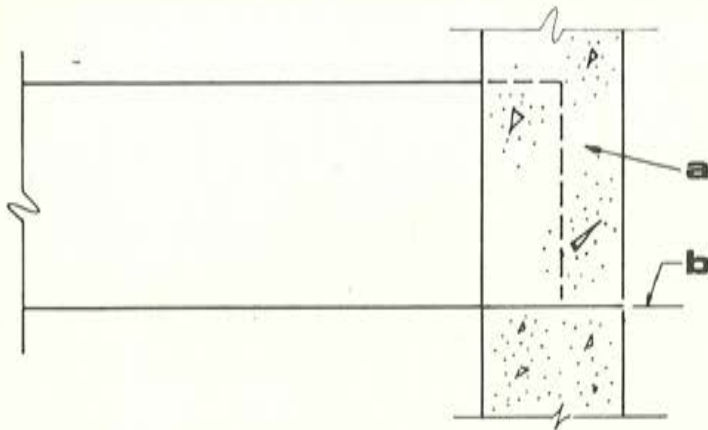
- Masonita, cartón fieltro, fibra de vidrio, placas de polivinilo.—Son materiales económicos y muy adecuados para el caso de cargas pequeñas.
- Neopreno, plomo en planchas.—Son materiales caros, pero muy aconsejables en el caso de cargas moderadas (70 kg/cm^2 como máximo). Normalmente se calculan de acuerdo con la teoría de la deformación por esfuerzo cortante.
- Placas de neopreno zunchado. De excelente resultado cuando se prevean grandes cargas y pequeños giros. Cuando se desee que el apoyo pueda deslizarse libremente se dispondrán dos placas superpuestas con una capa de grafito entre ellas.

BW (b). UNION MEDIANTE PASADORES (Caso general).

1. Estructuralmente, este tipo de unión ofrece una garantía total y dada su simplicidad, es de líneas muy limpias.
2. Para que pueda realizarse con facilidad es necesario que el elemento que apoya sea una viga de alma gruesa o una placa. En el caso de vigas de alma delgada resulta difícil disponer el orificio necesario para alojar el pasador.
3. Rellenando con mortero el orificio en el que se aloja el pasador y utilizando una placa flexible de apoyo se consigue una buena articulación; y sustituyendo esta placa flexible por una tortada de mortero se logra un buen empotramiento (frente a los momentos).
4. Cuando se prevean corrimientos en los apoyos deberán rellenarse los orificios en que van alojados los pasadores con un mástique asfáltico.
5. Estribo en "U" alrededor del orificio para el pasador (véase la figura):
 - a. Se colocará lo más bajo posible y se calculará para que sea capaz de absorber todos los esfuerzos de tracción;
 - b. Para conseguir el perfecto anclaje de este estribo debe prolongarse su longitud normal de adherencia (L_n) en una longitud adicional (L_0).

BW (c). UNION POR SOLDADURA (Caso general).

1. Este tipo de unión puede realizarse en cualquier época del año.
2. Debe utilizarse, únicamente, cuando sea necesario conseguir una rígida unión con el muro. Se evitará hacer las soldaduras en las proximidades de los contrafuertes del muro.
3. En las piezas nervadas, las soldaduras se hacen a los lados del nervio; y en las placas, a lo largo de sus bordes o en ranuras adecuadamente dispuestas en los mismos.
4. Cuando se utilice este tipo de unión en los dos extremos de una pieza pretensada deberán tenerse muy en cuenta todas las deformaciones que por retracción, fluencia o variaciones térmicas pueda experimentar el elemento una vez terminada la estructura.

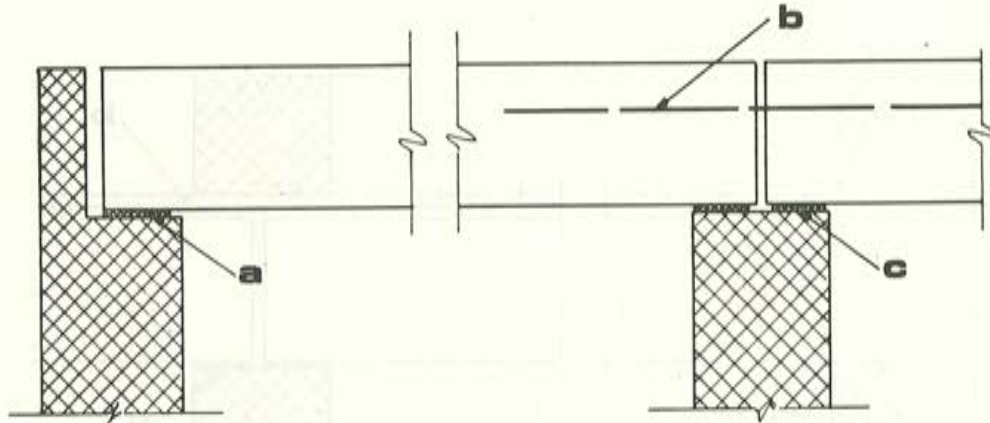
BW (d). UNION HORMIGONADA IN SITU (Caso general).

a Zona hormigonada in situ.
b Junta de construcción.

1. Este tipo de unión puede realizarse en tiempo caluroso, pero no debe utilizarse en invierno.
2. Si se arma adecuadamente la zona hormigonada in situ se puede lograr la necesaria continuidad bajo las siguientes solicitaciones:
 - a. (con apeos) Bajo las máximas sobrecargas totales.
 - b. (sin apeos) Bajo la acción de la sobrecarga.

Bajo la acción del viento.

Bajo las acciones sísmicas.
3. Si no se desea transmitir momentos al muro deben colocarse placas flexibles de apoyo encima y debajo del extremo de la viga que se introduce en el muro.

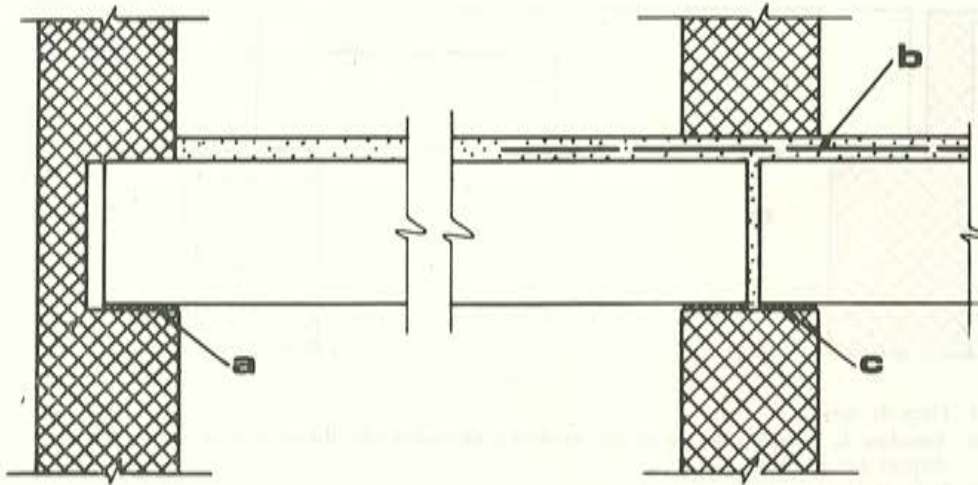
BW-1. TRAMOS SIMPLES.—PLACAS: UNION POR SIMPLE APOYO

a Placa de apoyo.

b Armadura de tracción colocada en una hendidura adecuadamente dispuesta en la placa y recubierta después con mortero.

c Placa de apoyo.

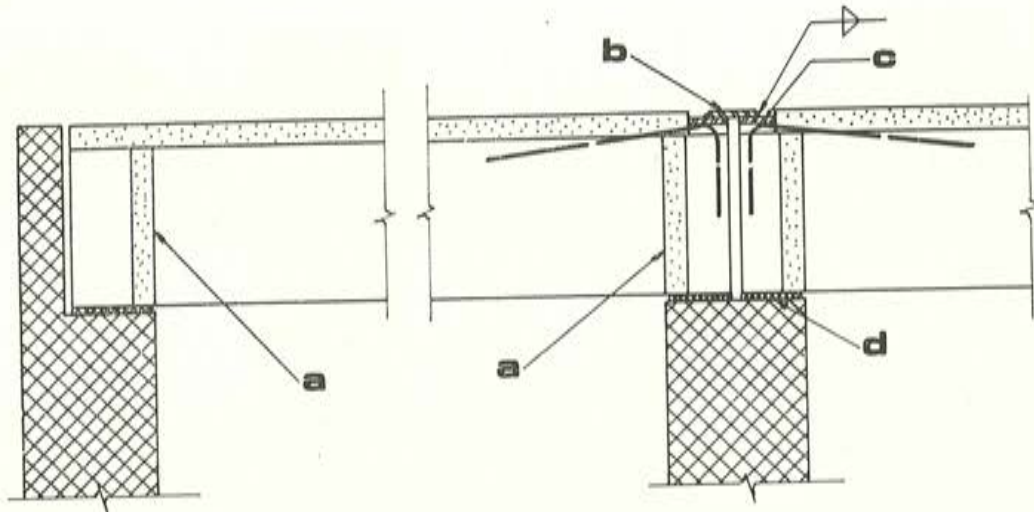
1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A a F. Para grandes tramos, y/o fuertes cargas se recomienda utilizar los muros tipo C, D, E o F.
2. En el caso de muros exteriores, las placas de apoyo deben mantenerse dentro del núcleo central de la sección del muro. En los interiores se colocarán centradas.
3. La armadura introducida en la hendidura dispuesta en la placa no soporta momento alguno pero impide que se abra la junta, lo cual podría fisurar el material de cobertura.

BW-2. TRAMOS CONTINUOS.—PLACA CON UNA CAPA SUPERIOR HORMIGONADA IN SITU: UNION POR SIMPLE APOYO

- a Placa de apoyo.
b Armadura de la capa superior de la losa, en la zona correspondiente al apoyo sobre el muro.
c Placa de apoyo.

1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A a F. Para grandes tramos, y/o fuertes cargas se recomienda utilizar los muros tipo C, D, E o F.
2. Con el fin de poder disponer del espacio suficiente para realizar cómodamente la unión, en tanto no se haya colocado la placa no debe continuarse la construcción del muro en la zona correspondiente al apoyo.
3. En el caso de muros exteriores, las placas de apoyo deben mantenerse dentro del núcleo central de la sección del muro. En los interiores se colocarán centradas.
4. La capa superior de la placa, hormigonada in situ, debe continuarse a través de los muros interiores para evitar la falta de arriostramiento de la estructura, que la convertiría en un "castillo de naipes". Además, con el fin de impedir que se fisure dicha capa superior, deberá armarse adecuadamente.
5. Para proporcionar un sólido apoyo al muro encima de las juntas entre placas deberán rellenarse dichas juntas con mortero.

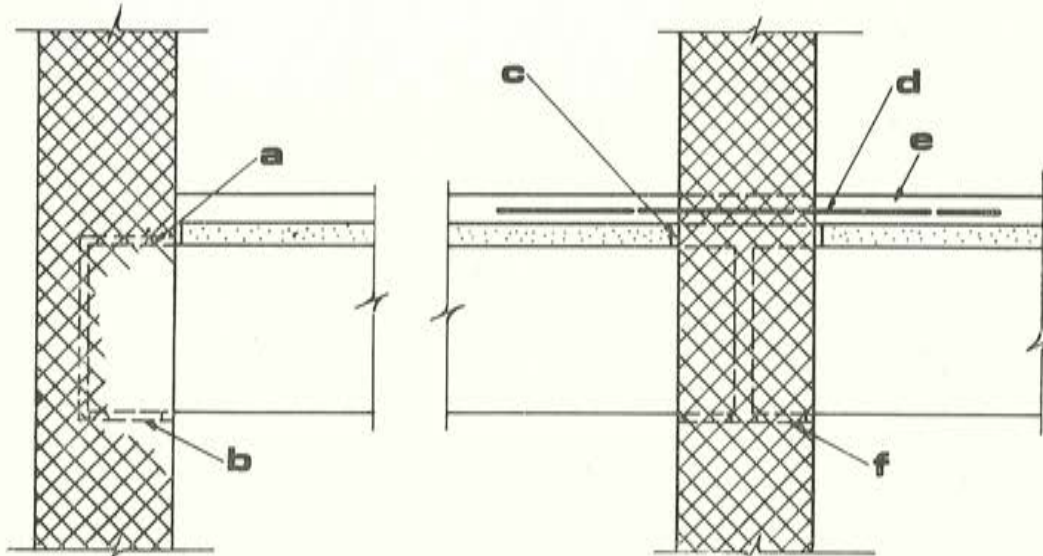
BW-3. TRAMOS SIMPLES.---PIEZAS DE SECCION EN TT ENLAZADAS MEDIANTE UNA PLACA TRABAJANDO A TRACCION: UNION POR SIMPLE APOYO



- a Diafragmas de cierre que se colocan o no, a voluntad.
- b Placa de enlace, que trabaja a tracción.
- c Placa y anclaje, embebidos en el nervio de la viga.
- d Placa de asiento.

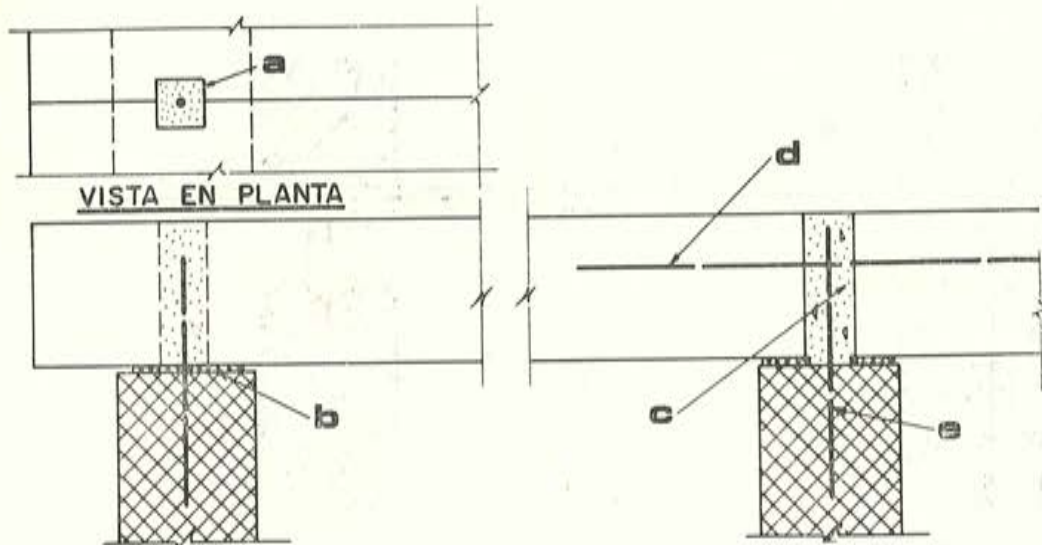
1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A a F. Para grandes tramos, y/o fuertes cargas se recomienda utilizar los muros tipo C, D, E o F.
2. En el caso de muros exteriores, las placas de apoyo deben mantenerse dentro del núcleo central de la sección del muro. En los interiores se colocarán centradas.
3. En las uniones sobre muros interiores la placa, sometida a tracción, que enlaza las dos piezas adyacentes no soporta momento alguno, pero impide que se abra la junta, lo cual podría fisurar el material de cobertura.

BW-4. TRAMOS SIMPLES.—PIEZAS DE SECCION EN TT CON UNA CAPA SUPERIOR HORMIGONADA IN SITU: UNION POR SIMPLE APOYO



- a** Relleno de fibra, por encima de los nervios de la pieza de sección en TT.
- b** Placa de apoyo.
- c** Cortes en las alas de las piezas prefabricadas, para dar una mayor continuidad al muro.
- d** Armadura adicional que se coloca en la capa superior del forjado, hormigonada in situ, si dicha capa no se interrumpe al pasar sobre los muros interiores.
- e** Capa superior hormigonada in situ.
- f** Placa de apoyo.

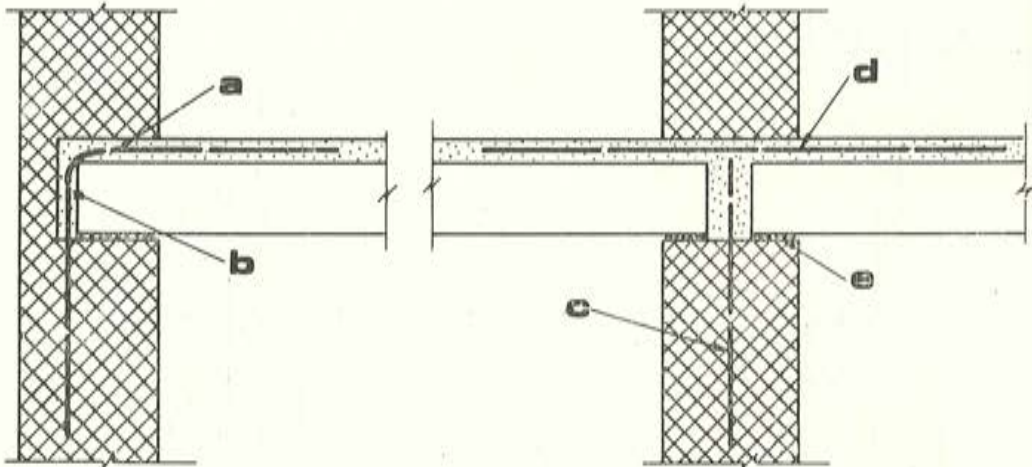
1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A a F. Para grandes tramos, y/o fuertes cargas se recomienda utilizar los muros tipo C, D, E o F.
2. Con el fin de poder disponer del espacio suficiente para realizar cómodamente la unión, en tanto no se hayan colocado las piezas de sección en TT no debe continuarse la construcción del muro, en la zona correspondiente al apoyo.
3. En las uniones entre forjados de piso deberán cortarse las alas de las piezas en TT, con el fin de que los muros de carga puedan continuar a través de ellos.
4. Por encima de los nervios de las piezas de sección en TT, la junta deberá rellenarse con fibra para mantener dichos nervios aislados del muro.
5. En el caso de muros exteriores, las placas de apoyo deben mantenerse dentro del núcleo central de la sección del muro. En los interiores se colocarán centradas.
6. Si la capa superior hormigonada in situ se extiende de forma continua, sin interrumpirse al pasar sobre los muros interiores, debe colocarse en ella, en las zonas sobre soportes, una armadura adicional para evitar la aparición de fisuras.

BW-5. TRAMOS SIMPLES.—PLACA CON HENDIDURA: UNION HORMIGONADA IN SITU

- a Orificio para alojar el pasador.
- b Placa de apoyo.
- c Relleno de la junta.
- d Barra de tracción introducida en la hendidura de la placa y recubierta con mortero.
- e Pasador.

1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A, C, D o F. Para poder usarla con el muro tipo B es necesario que la separación entre los orificios dispuestos en la placa para alojar los pasadores sea tal que puedan éstos introducirse verticalmente en las juntas de mortero entre los bloques de la hilada superior del muro.
2. En el caso de muros exteriores, las placas de apoyo deben mantenerse dentro del núcleo central de la sección del muro.
3. En las uniones sobre muros interiores, la armadura introducida en la hendidura dispuesta en la placa no absorbe momento alguno, pero impide que se abra la junta, lo cual podría fisurar el material de cobertura.

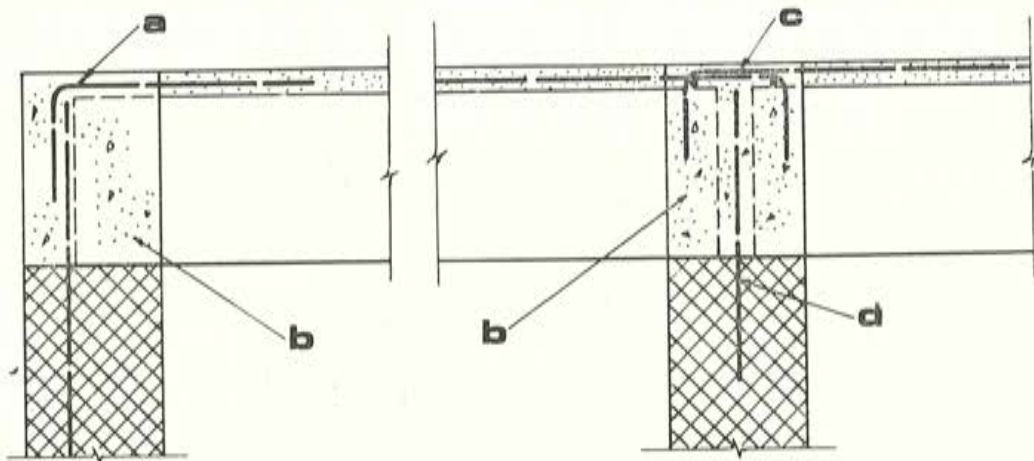
BW-6. TRAMOS CONTINUOS.—PLACA CON UNA CAPA SUPERIOR HORMIGONADA IN SITU: UNION HORMIGONADA TAMBIEN IN SITU



- a Pasador doblado, embebido en el hormigón vertido in situ.
- b Relleno de la junta en el extremo de la placa.
- c Pasador.
- d Armadura de la capa superior de la losa, en la zona correspondiente al apoyo sobre el muro.
- e Placa de apoyo.

1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A, C, D o F.
2. En el caso de muros exteriores, las placa de apoyo deben mantenerse dentro del núcleo central de la sección del muro.
3. En las uniones sobre muros exteriores la armadura que se coloca embebida en la capa superior de la placa, hormigonada in situ, debe considerarse solamente como una armadura de enlace, trabajando a tracción.

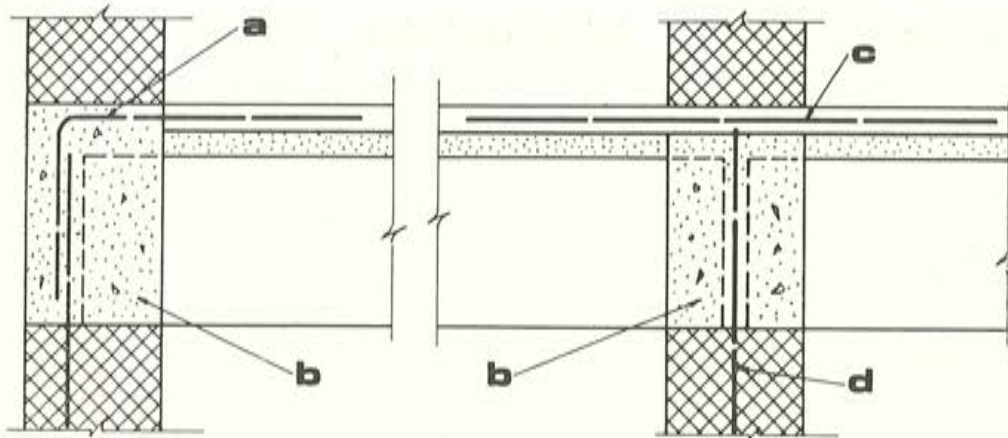
**BW-7. TRAMOS CONTINUOS.—PIEZAS DE SECCION EN TT:
UNION HORMIGONADA IN SITU**



- a** Prolongación de la armadura superior de la pieza de sección en TT.
b Zona hormigonada in situ.
c Prolongación, terminada en gancho, de la armadura superior de las piezas de sección en TT.
d Pasador.

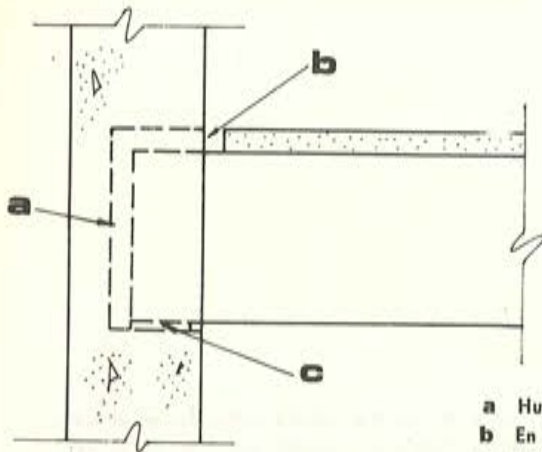
1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A, C, D o F. Cuando se desee conseguir una perfecta continuidad en la unión sobre un muro exterior es aconsejable que éste sea del tipo F.
2. En los extremos apoyados de las piezas de sección en TT deberán cortarse las alas de dichas piezas, con objeto de conseguir que quede libre el espacio necesario para poder rellenar con hormigón la junta, sin entorpecimientos.
3. Para el hormigonado de la junta pueden utilizarse como encofrado bloques prefabricados.
4. En el caso de muros exteriores deben soldarse los pasadores que lleva el muro a la prolongación de la armadura dispuesta en las alas de las piezas prefabricadas de sección en TT.
5. La unión debe calcularse tanto en teoría elástica como en rotura.
6. El anclaje de las barras dispuestas en la alas de las piezas de sección en TT debe satisfacer las prescripciones al efecto establecidas en la Norma ACI-318.
7. Deberán comprobarse, en rotura por compresión, los bordes inferiores de las almas o nervios de las piezas en TT, en el apoyo. Si estos nervios van pretensados podrá prescindirse del efecto del pretensado al calcular la resistencia de la pieza frente a los momentos negativos.
8. Para lograr una perfecta continuidad en los apoyos sobre los muros interiores, las barras de la armadura superior de las piezas de sección en TT deberán ir provistas de la longitud de adherencia y el gancho necesario para proporcionar un anclaje que satisfaga las condiciones exigidas en la Norma ACI-318. Se recomienda sujetar los ganchos de estas armaduras mediante barras horizontales perpendiculares al plano del gancho.

**BW-8. TRAMOS CONTINUOS.—PIEZAS DE SECCION EN TT
CON UNA CAPA SUPERIOR HORMIGONADA IN SITU:
UNION HORMIGONADA TAMBIEN IN SITU**



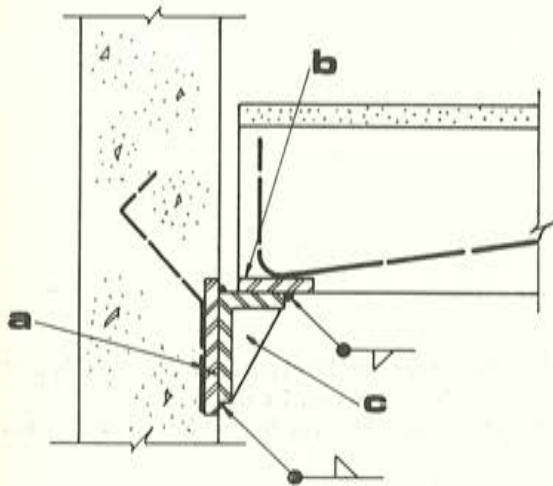
- a Prolongación de la armadura superior de la pieza de sección en TT, que se dobla y queda embebida en el hormigón, vertido in situ, de la junta.
- b Zona hormigonada in situ.
- c Armadura dispuesta en la capa superior, hormigonada in situ, de las piezas de sección en TT, en la zona correspondiente al apoyo sobre el muro.
- d Pasador.

1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A, C, D o F. Cuando se desee conseguir una perfecta continuidad en la unión sobre un muro exterior es aconsejable que éste sea del tipo F.
2. En los extremos apoyados de las piezas de sección en TT deberán cortarse las alas de dichas piezas, con objeto de conseguir que quede libre el espacio necesario para poder rellenar con hormigón la junta, sin entorpecimientos.
3. Para el hormigonado de la junta pueden utilizarse como encofrado bloques prefabricados.
4. En el caso de muros exteriores deben soldarse los pasadores que lleva el muro a la prolongación de la armadura dispuesta en las alas de las piezas prefabricadas de sección en TT.
5. La unión debe calcularse tanto en teoría elástica como en rotura.
6. Deberán comprobarse, en rotura por compresión, los bordes inferiores de las almas o nervios de las piezas en TT, en el apoyo. Si estos nervios van pretensados podrá prescindirse del efecto del pretensado al calcular la resistencia de la pieza frente a los momentos negativos.

BW-9. MUROS DE HORMIGON: UNION POR SIMPLE APOYO

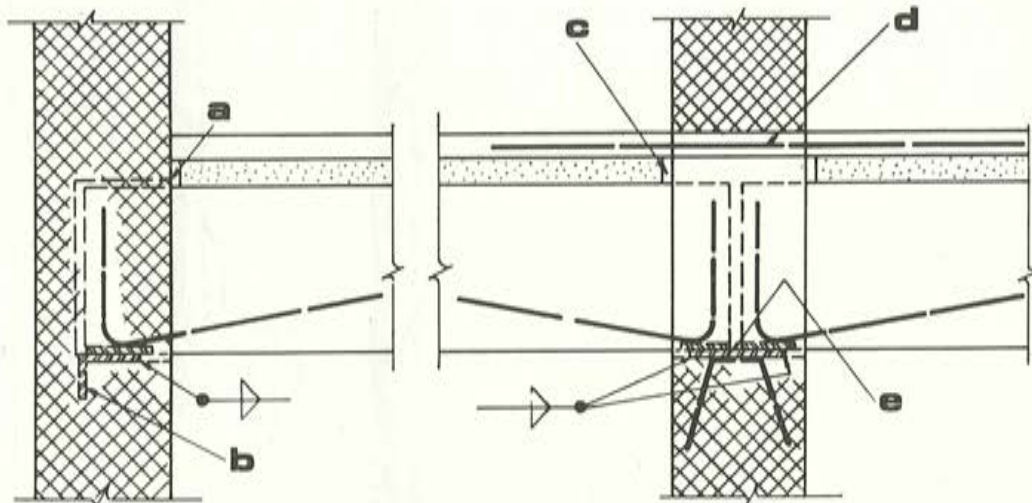
- a Hueco practicado en el muro para introducir en él el extremo de la viga.
- b En el extremo de la viga, se suprimen las alas.
- c Placa de apoyo o angular embebido en la cara inferior del hueco del muro.

1. Deberá dejarse amplio espacio libre para poder realizar el montaje con facilidad.
2. Es preciso comprobar que las características de los elementos que constituyen la estructura permiten utilizar este tipo de unión.
3. Si se trata de un muro de contención de tierras y el apoyo del muro lo constituyen las vigas del forjado que a él se unen, deberá soldarse el borde inferior de las vigas a una placa embebida en el muro, o rellenar con mortero el hueco practicado en el muro para introducir en él el extremo de la viga.
4. Si la viga ha sido proyectada como de un solo tramo, antes de rellenar el hueco practicado en el muro para alojar el extremo de la viga, se colocará una placa de material compresible por encima del nervio de dicha viga.

**BW-10. MUROS DE HORMIGON: UNION POR SOLDADURA,
CON ANGULAR DE APOYO**

- a Placa y anclaje, que quedan embebidos en el muro.
- b Placa y anclaje, que quedan embebidos en la viga.
- c Angular con cartelas de rigidización.

1. Al calcular la placa que queda embebida en el muro debe suponerse que la carga total la soporta su anclaje, sin colaboración alguna del apoyo del borde de dicha placa.
2. Para el dimensionamiento de los cordones de soldadura deberá tenerse en cuenta la excentricidad de la carga que actúa sobre el angular de apoyo.
3. Este tipo de unión no es recomendable cuando haya de quedar expuesto a la intemperie ni cuando las cargas sean muy grandes.

BW-11. PIEZAS DE SECCION EN TT CON UNA CAPA SUPERIOR HORMIGONADA IN SITU: UNION POR SOLDADURA

- a Relleno de fibra, por encima de los nervios de las piezas de sección en TT.
- b Angular embebido en el muro.
- c Cortes en las alas de las piezas prefabricadas, para dar una mayor continuidad al muro.
- d Armadura adicional que se coloca en la capa superior del forjado, hormigonada in situ, si dicha capa no se interrumpe al pasar sobre los muros interiores.
- e Placa y anclaje, que quedan embebidos en el muro.

1. Esta unión puede utilizarse con muros de los tipos A, C, D o F.
2. Con el fin de poder disponer del espacio suficiente para realizar cómodamente la unión, en tanto no se hayan colocado las piezas de sección en TT no debe continuarse la construcción del muro en la zona correspondiente al apoyo.
3. Al llegar al apoyo deberán cortarse las alas de las piezas de sección en TT, con el fin de poder continuar el muro a través de ellas.
4. Por encima de los nervios de las piezas de sección en TT, la junta deberá rellenarse con fibra para mantener dichos nervios aislados del muro.
5. En el caso de muros exteriores los angulares de apoyo deben mantenerse dentro del núcleo central de la sección del muro. En los interiores se colocarán centrados.
6. Si la capa superior hormigonada in situ se extiende de forma continua, sin interrumpirse al pasar sobre los muros interiores, debe colocarse en ella, en las zonas sobre soportes, una armadura adicional para evitar la aparición de fisuras.
7. Cuando la sobrecarga es pequeña, este tipo de unión es capaz de proporcionar la necesaria continuidad de la estructura en el nudo. Sin embargo, si los momentos negativos son muy fuertes será necesario rellenar con mortero el espacio entre los extremos de los nervios de las vigas.



tetracero s.a.



TETRATOR

Límite elástico
5.000 Kgs. cm

Tensión admisible
2.500-3.000 Kgs. cm



TOR-50

Límite elástico
5.000 Kgs. cm

Tensión admisible
2.500-3.000 Kgs. cm



TETRACERO-42

Límite elástico
4.200 Kgs. cm

Tensión admisible
2.100-2.400 Kgs. cm

Fabricados a partir de materia prima seleccionada, procedente EXCLUSIVAMENTE de ALTOS HORNOS DE VIZCAYA y UNION DE SIDERURGICAS ASTURIANAS, S. A. (UNINSA)

TETRACERO 42.- 1) Folletos generales

- 2) N.I.T. 1-61.- Estudio comparativo entre las vigas de sección rectangular armadas con acero ordinario y TETRACERO-42.
- 3) N.I.T. 1-62.- Estudio sobre la utilización del TETRACERO-42 en pilares.
- 4) N.I.T. 1-63.- El nuevo método de cálculo en flexión simple de la Instrucción h.a.61 del Instituto "Eduardo Torroja" para aceros retorcidos y estirados en frío
- 5) Abacos para el cálculo por el Método del Momento Topo (Instrucción h.a.61).
- 6) Catálogo General de TETRACERO, S. A.

TOR-50.- 1) Acero TOR Nervado (Publicación n° 1)

2) Acero TOR Nervado (Publicación n° 2)

Bajo petición puede suministrarse bibliografía o copias de artículos sobre temas especializados concretos.

Ayala, 5. Teléfonos: 276 37 02-03-04. MADRID-1



nota de la asociación española del hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

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

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

Recordamos a todos los Asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association", Japón

Revista: *Prestressing*, vol. 9, núm. 2, abril 1967.

1. "Paneles de hormigón pretensado utilizados para conductos de ventilación, en túneles"; por A. FUJITA, T. KITAMI, T. KOSHIMIZU y T. ARAKAWA (en japonés).

Sinopsis: Se describe el cálculo y fabricación de paneles curvos de hormigón, destinados a la construcción de conductos de ventilación, en el Túnel Nishi-Kuviko, de 2.675 m de longitud, en la Carretera Nacional 13.

Estos paneles se fabricaron en taller, con armaduras pretensas.

2. "Estudio de las juntas en las vigas compuestas de hormigón"; por K. OTOFUJI, M. SASADO, T. HAMAMOTO, M. MIKOSHIBA y S. ONISHI (en japonés).

Sinopsis: Se han realizado una serie de ensayos con el fin de obtener datos fundamentales para el cálculo y ejecución de las vigas compuestas de hormigón, para puentes, constituidas por piezas prefabricadas, de hormigón pretensado, que se completan con una losa de hormigón armado construida *in situ*.

En este artículo se describe el método de ensayo utilizado y los resultados obtenidos.

3. "Nuevo Ayuntamiento de la ciudad de Gifu, con muros de hormigón pretensado resistentes a los sismos"; por J. TAKADA, K. MATHUI y T. HONGO (en japonés).

Sinopsis: El ayuntamiento de la ciudad de Gifu, con estructura de hormigón pretensado, se terminó en febrero de 1966. En el artículo se describe su cálculo y los ensayos sobre modelo efectuados para comprobar la resistencia de los muros de hormigón pretensado frente a los sismos.

4. "Ensayos de inyección en el puente de hormigón pretensado de Arakawa"; por A. KOBAYASHI (en japonés).

Sinopsis: Resultado de varios ensayos realizados durante la inyección de las vigas de hormigón pretensado utilizadas en la reconstrucción del puente de Arakawa.

5. "Cálculo y construcción del depósito de agua de Asaka, de presión regulable"; por K. CHIBA, K. GOTO, T. SEGAWA y S. YAGI (en japonés).

Sinopsis: Se describe el cálculo y construcción de un depósito de agua, de presión regulable, en hormigón pretensado, para la estación depuradora de Asaka.

6. "Cálculo y construcción de una viga continua de 3 tramos, en hormigón pretensado, del puente de Arita-Gawa"; por S. KOIKE, Y. KUSAKABE y H. NOGUCHI (en japonés).

Sinopsis: En el artículo se describen el cálculo y construcción del puente de Arita-Gawa. Se trata de un puente para ferrocarril, de vía doble, en la línea de Fujinami a Kii Miyabara.

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

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 12, núm. 2, abril 67.

7. "Juntas en estructuras prefabricadas de hormigón. Influencia de las deformaciones lentas y la retracción"; por K. T. BURTON, W. G. CORLEY y E. HOGNESTAD.

Sinopsis: Se hace un informe sobre un estudio experimental y analítico de la influencia de las deformaciones lentas y la retracción en vigas en T prefabricadas de hormigón pretensado, empotradas en sus extremos. Estos ensayos demostraron la aparición en el hormigón de esfuerzos horizontales, a consecuencia de dichas deformaciones. Se indica también un método aproximado para la estimación de la magnitud de estos esfuerzos.

8. "Acción recíproca entre momentos y esfuerzos cortantes, en vigas continuas, pretensadas, de sección en I, con apoyos a distinto nivel"; por H. A. R. DE PAIVA, A. M. NEVILLE y H. A. GUER.

Sinopsis: Descripción de ensayos realizados sobre 10 vigas continuas, de dos tramos, pretensadas, de sección en I. El apoyo central se elevaba o descendía, respecto a los otros dos apoyos, con el fin de variar la relación momento-esfuerzo cortante de la viga. Las roturas se produjeron por fallo del alma o de la adherencia. Se demuestra que, en los ensayos realizados, no se produjo ninguna acción recíproca entre momento y esfuerzos cortantes.

9. "Nuevos criterios para el proyecto de edificios"; por E. BERTOLD y P. E. WEINBERG.

Sinopsis: Se estudian los nuevos criterios que, en la actualidad, empiezan a regir los proyectos de edificios, haciéndose referencia especial a los construidos con estructuras de hormigón pretensado. Se incluyen algunos ejemplares de proyectos recientemente realizados.

10. "Cálculo de la armadura de las zonas de anclaje en las vigas de hormigón pretensado"; por P. GERGELY y M. S. SOZEN.

Sinopsis: Método sencillo para el cálculo de la armadura transversal en las zonas de anclaje, de las vigas de hormigón pretensado. El resultado de los ensayos realizados confirma la validez del método.

11. "Puentes de vigas en T"; por B. CURTIS.

Sinopsis: Se incluye la descripción de varios proyectos de puentes construidos a base de vigas en T, de hormigón pretensado y se hace un estudio económico-comparativo de los diferentes tipos de puentes que normalmente se construyen, tanto para carretera como para el paso de peatones.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 12, núm. 3, junio 1967.

12. "Fabricación y cálculo de paneles prefabricados de hormigón"; por C. H. RATHS.
Sinopsis: Se describen los métodos típicos utilizados para la fabricación y el cálculo de paneles prefabricados de hormigón. Al final, en un apéndice, se incluye un ejemplo de cálculo.
13. "Comportamiento de los muros de carga, de cerámica armada y los forjados de hormigón pretensado, en los edificios de varias plantas"; por G. C. HANSON.
Sinopsis: Se describen varios edificios construidos con muros de carga de cerámica armada y forjados constituidos por piezas de sección en TT, pretensadas. Se estudia el comportamiento de este tipo de estructuras.
14. "Soportes de hormigón pretensado sometidos a flexión compuesta"; por ZIA y E. C. GUILLERMO.
Sinopsis: Se exponen los resultados obtenidos en los estudios realizados para determinar la carga de rotura de soportes de hormigón pretensado sometidos a flexión compuesta. Se indica la influencia de las variaciones en la sección del soporte, de la cuantía y distribución de las armaduras de pretensado y de la resistencia del hormigón.
15. "Puente de Bidwell Bar"; por C. BOECKER y E. C. JAMES.
Sinopsis: Se trata de un puente de 760 m de longitud, con un tramo colgante de 368 m de luz libre. En el artículo se estudia el cálculo y construcción de los anclajes de los cables del puente, que se realizó, después de comparar diversas soluciones, mediante la aplicación de la técnica del pretensado.
16. "Hormigones ligeros pretensados"; anónimo.
Sinopsis: Informe presentado al V Congreso de la F. I. P. por la Comisión encargada del estudio de los hormigones ligeros pretensados.
Revista: *PCI tems*, vol. 13, núm. 5, mayo 1967.
17. "Edificios públicos"; anónimo.
Revista: *PCI tems*, vol. 13, núm. 6, junio 1967.
18. "El hormigón pretensado en la Expo-67"; anónimo.
Revista: *PCI tems*, vol. 13, núm. 7, julio 1967.
19. "Las múltiples posibilidades de aplicación del hormigón pretensado"; anónimo.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Rusa del Hormigón pretensado", de Rusia

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 5, 1967.

20. "Sobre la durancia de las armaduras constituidas por cables de 7 alambres"; por I. G. MISHIN (en ruso).
21. "Tratamiento térmico del hormigón, mediante corriente eléctrica, en Francia"; por S. A. MIRONOV y B. A. KRILOV (en ruso).
Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 6, 1967.
22. "Características de la corrosión de las armaduras constituidas por alambres de alta resistencia, en las estructuras de hormigón pretensado"; por S. N. ALEXÉIEV y E. A. GOURIÉVITCH (en ruso).
23. "Determinación de la resistencia a fisuración de los elementos de hormigón pretensado"; por G. N. PISSANKO y E. N. SCHERBAKOV (en ruso).
24. "Análisis estadístico de las características mecánicas fundamentales de los alambres de alta resistencia"; por Y. L. POPÉLIANSKY (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 7, 1967.

25. "Los tipos lógicos de anclajes para las armaduras pretensadas de los grandes puentes"; por I. I. ROUBINTCHIK (en ruso).
26. "Vigas para tramos de puentes, armadas con barras pretensadas"; por A. G. PROKOPOVITCH y otros (en ruso).
27. "Comportamiento de las estructuras de hormigón pretensado durante el terremoto de Alaska"; por V. KOURTSE y otros (en ruso).

Revista: *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 8, 1967.

28. "Resistencia y rigidez de una viga de puente, de 16 m de longitud, construida en hormigón ligero pretensado"; por Y. DROZÁ y otros (en ruso).

Publicaciones enviadas por la "Verkoopassociatie Nederlands Cement", de Holanda

Revista: *Cement*, núm. 5, mayo 1967.

29. "El cálculo electrónico en la técnica del hormigón"; anónimo.

Sinopsis: Resumen de las experiencias obtenidas en el empleo de los computadores electrónicos. Perspectivas y posibles desarrollos futuros.

30. "La estabilidad de los edificios elevados"; por J. H. VAN BOOM.

Sinopsis: Contribución a la discusión iniciada en números anteriores de la misma revista, sobre el cálculo de la estabilidad de los edificios elevados.

Revista: *Cement*, núm. 6, junio 1967.

31. "El hormigón en Vietnam del Sur"; por F. WIGNOUT.

Sinopsis: Impresiones sobre las estructuras de hormigón visitadas por el autor durante un viaje realizado por Vietnam del Sur.

32. "La investigación en la URSS y en otros países de Europa Oriental"; por A. A. GVOZDEV.

Sinopsis: Informe presentado por el Prof. Gvozdev al Congreso de la F. I. P. celebrado en París en 1966, sobre las investigaciones, relativas al hormigón pretensado, realizadas en los países de la Europa Oriental.

Revista: *Cement*, núm. 7, julio 1967.

33. "Juntas de construcción (I)"; por J. J. B. J. J. BOUVY.

Sinopsis: Informe presentado por el autor a la "Jornada Holandesa del hormigón, 1966", sobre los trabajos realizados por la "Comisión para el estudio de la prefabricación", de Holanda. Se hace un resumen de las investigaciones realizadas hasta el presente, en relación con este tema, en los diferentes países.

34. "Puente sobre el Canal Hartel"; por A. VAN DER NIET.

Sinopsis: Se hace un resumen de la construcción y de las características de este puente, cuya longitud total de 585 m, aproximadamente, aparece dividida en 5 tramos separados. El puente incluye 2 tramos móviles, metálicos. El resto de los tramos es de hormigón pretensado. En los tramos tercero y cuarto se ha utilizado un interesante sistema constructivo a base de elementos prefabricados, enlazados mediante el postensado.

Revista: *Cement*, núm. 8, agosto 1967.

35. "Juntas de Construcción (II)"; por J. J. B. J. J. BOUVY.

Sinopsis: Continuación del trabajo, del mismo título, publicado en el número anterior de esta revista. Se estudian los diversos tipos de juntas y se expone las experiencias realizadas

por T.N.O.-I.B.B.C, en relación con las juntas de mortero y la resistencia y rigidez de las uniones continuas entre vigas y placas. Finalmente, se hace un resumen de los resultados obtenidos en una serie de ensayos de soldadura.

36. "Aplicación de los métodos en rotura al cálculo de las secciones sometidas a flexión esviada"; por H. W. F. C. HÉMAN.

Sinopsis: Se discute la aplicación de las Normas Holandesas para hormigón armado, al cálculo de secciones rectangulares sometidas a flexión esviada.

Revista: *Cement*, núm. 9, septiembre 1967.

37. "Retracción y fluencia"; por G. SCHERPBIER.

Sinopsis: Se discuten los efectos de la retracción y fluencia del hormigón en la distribución de tensiones en una sección compuesta, constituida por un perfil metálico con cabeza de hormigón pretensado.

Publicaciones enviadas por la "F. I. P., Documentation Service", Inglaterra

Revista: *Prestressed Concrete Abstracts*, 1966.

38. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 1.941 al 2.000.

Revista: *Prestressed Concrete Abstracts*, 1967.

39. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2.001 al 2.060.

Revista: *Prestressed Concrete Abstracts*, 1967.

40. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2.061 al 2.120.

Revista: *Prestressed Concrete Abstracts*, 1967.

41. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2.121 al 2.180.

Revista: *Prestressed Concrete Abstracts*, 1967.

42. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2.181 al 2.240.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Concrete Development Group", de Inglaterra

Revista: *Concrete*, vol. 1, núm. 5, mayo 1967.

43. "Construcción de estructuras de hormigón en Canadá"; anónimo.

Sinopsis: Se describen algunos interesantes proyectos de estructuras de hormigón últimamente construidas en Canadá. Entre ellas se incluye: un puente de cinco tramos sobre el río Columbia en Kinnaird; el túnel Louis-Hippolyte Lafontaine, en Montreal, y las presas de Maetaquac y Manicouagan. Se dan también detalles de un proyecto para cruzar el estrecho de Northumberland, entre la isla Prince Edward y New Brunswick, en Nueva Escocia.

44. "Retracción y deformación de las vigas compuestas, en hormigón pretensado"; por R. H. EVANS y H. W. CHUNG.

Sinopsis: La armadura de la cabeza hormigonada *in situ* de las vigas compuestas, en hormigón pretensado, impide la libre retracción del hormigón de dicha cabeza y reduce la magnitud de la retracción diferencial. Las tensiones originadas en la viga compuesta, por dicha retracción diferencial, pueden calcularse mediante un método de Mörsch modificado. Se indican los resultados experimentales obtenidos en los ensayos realizados sobre una serie de vigas compuestas, de este tipo, con distintas cuantías de armadura.

Revista: *Concrete*, vol. 1, núm. 6, junio 1967.

45. "Carreteras elevadas"; por D. J. LEE.

Sinopsis: Del estudio de los diferentes problemas que se presentan en el cálculo de las carreteras elevadas, se deduce que las vigas-cajón constituyen una solución muy racional para la construcción de estas estructuras. La aplicación del pretensado a la construcción de estas vigas, parece muy indicada y permite obtener soluciones muy adecuadas, tanto desde el punto de vista técnico como estético.

46. "Las Normas Británicas, revisadas, para armaduras. Comentarios a las Normas BS 785 y BS 1144"; por R. I. LANCASTER.

Sinopsis: Las Normas revisadas para armaduras de hormigón, BS 785: 1967 y BS 1144: 1967, son versiones, ampliamente modificadas, de las ediciones publicadas en 1938 y 1943, respectivamente. En este artículo, se comentan las principales modificaciones introducidas.

Revista: *Concrete*, vol. 7, julio 1967.

47. "Cálculo de vigas de sección rectangular sometidas a flexo-torsión"; por C. D. GOODE y A. HELMY.

Sinopsis: Se describe un método para el cálculo en rotura de las vigas rectangulares de hormigón armado sometidas a flexo-torsión. La aplicación del método propuesto se ilustra mediante un ejemplo.

Revista: *Concrete*, vol. 8, agosto 1967.

48. "Las Recomendaciones del C. E. B. y el empleo de los hormigones ligeros, en estructuras"; por A. SHORT.

Sinopsis: Se hace un breve resumen de los principales cambios propuestos en el recientemente publicado Anejo a las Recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón (C. E. B.), en relación con el empleo de los hormigones de árido ligero, en la construcción de estructuras.

49. "La resistencia característica de los aceros utilizados como armadura del hormigón armado y del hormigón pretensado"; por N. P. ROBERTS.

Sinopsis: Se define el concepto de la resistencia característica de los aceros utilizados como armadura de los elementos de hormigón armado o pretensado y se discuten los problemas relativos a la exigencia de dicha resistencia, tanto desde el punto de vista del fabricante como del proyectista.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 72, enero-marzo 1967.

50. "The Mancunian Way. Carretera elevada, de hormigón pretensado, en Manchester"; anónimo.

Sinopsis: Se describe esta carretera elevada, que es la mayor existente en Inglaterra, fuera de Londres. La estructura está constituida por vigas de hormigón pretensado, de sección en cajón, construidas a base de dovelas prefabricadas.

Revista: *Concrete Quarterly*, núm. 73, abril-junio 1967.

51. "El hormigón en la EXPO de Montreal"; anónimo.

Sinopsis: Se describen, brevemente, las diferentes estructuras construidas en hormigón para la EXPO de Montreal.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 19, núm. 58, marzo 1967.

52. "Teoría para el cálculo en rotura de las placas de hormigón armado"; por M. A. SAVE.

Sinopsis: Se explica una nueva teoría para el cálculo de las placas de hormigón armado, con arreglo al método de los estados límites. Se establecen los teoremas fundamentales en que debe basarse el cálculo de las citadas estructuras.

53. "Soluciones para la determinación del estado límite en las placas de hormigón armado"; por CH. MASSONNET.

Sinopsis: Se establecen los resultados analíticos que conducen a la determinación exacta de la carga límite en placas isótropas y ortótropas.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 19, núm. 59, junio 1967.

54. "La resistencia del hormigón bajo tensiones combinadas, normales y de esfuerzo cortante"; por C. D. GOODE y M. A. HELMY.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados sobre 39 probetas de hormigón, de 5 tipos diferentes, ensayadas bajo compresión normal y torsión, con el fin de estudiar la rotura del hormigón sometido al estado biaxial de tensiones, así resultante. Los valores deducidos de estos ensayos se comparan con los de otros análogos y se discuten los diferentes criterios de rotura propuestos por distintos investigadores.

55. "Ensayos de fatiga de hormigones de alta resistencia sometidos a compresión axial"; por E. W. BENNETT y S. E. MUIR.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados sobre probetas prismáticas de hormigón sometidas a compresión axial, con el fin de estudiar la influencia de la resistencia estática y del tamaño máximo del árido grueso, sobre la resistencia a fatiga. Se comentan los resultados obtenidos.

Publicaciones enviadas por "The Concrete Society Limited". Comunicaciones presentadas al Simposio sobre "Cálculo de estructuras para puentes en hormigón pretensado" organizado por el Prestressed Concrete Committee de la Concrete Society, en Church House, Westminster, el 6 de junio de 1967, Inglaterra

Revista: *Technical Paper PCS 7*.

56. "Cálculo de puentes construidos a base de vigas de hormigón pretensado, de sección normalizada"; por J. K. GREEN.

Sinopsis: Se describen varios detalles de proyecto que pueden afectar a las técnicas de fabricación y construcción, normalmente utilizadas, y se dan recomendaciones sobre la forma en que pueden ser resueltos. Aunque este trabajo se refiere especialmente a las vigas normalizadas de sección en T invertida, muchas de las conclusiones expuestas son aplicables, igualmente, a otros tipos de secciones, especialmente a las de vigas cajón.

Revista: *Technical Paper PCS 8*.

57. "Normas para el cálculo de puentes en hormigón pretensado"; por A. D. HOLLAND.

Sinopsis: Aunque el contenido de este artículo es, en su mayor parte, de general aplicación, se estudian de un modo especial las vigas de hormigón pretensado destinadas a la construcción de puentes para carretera de luces pequeñas y medianas. Las Normas que se incluyen están basadas, en general, en las Recomendaciones incluidas en la CP 115.

Revista: *Technical Paper PCS 9.*

58. "El proyecto, desde el punto de vista del contratista, y su influencia en la construcción"; por F. HANSEN.

Sinopsis: En general, al proyectista le resulta difícil prever, exactamente, el proceso de ejecución que va a seguirse durante la construcción de la estructura. En este artículo se comentan los problemas surgidos en la construcción de diferentes puentes de hormigón pretensado, como consecuencia de las dificultades anteriormente indicadas, y se hacen algunas sugerencias sobre la forma en que podrían ser evitados.

Revista: *Technical Paper PCS 10.*

59. "El proyecto de puentes de hormigón pretensado construido a base de dovelas prefabricadas"; por D. J. LEE.

Sinopsis: Se describen las características principales de este tipo de estructuras y los problemas que su proyecto presenta. Se indican las soluciones normalmente utilizadas para resolver dichos problemas.

Revista: *Technical Paper PCS 11.*

60. "El proyecto de tableros de puentes de hormigón pretensado, construidos in situ"; por M. GAYNOR.

Sinopsis: Se comentan los problemas que plantea el proyecto de tableros de puentes, de hormigón pretensado, construidos in situ, y se incluyen diversas recomendaciones que deben tenerse en cuenta al proyectar este tipo de estructuras.

Revista: *Technical Paper PCS 11. Apéndice.*

61. "El proyecto de tableros de puentes de hormigón pretensado, construidos in situ"; por M. GAYNOR.

Sinopsis: En este apéndice a la publicación anteriormente citada, se incluye el cálculo detallado de un tablero de puente, de hormigón pretensado, construido in situ.

Publicaciones enviadas por la "Cement and Concrete Association", de Inglaterra

Revista: *News release*, abril 1967.

62. "Las vigas de hormigón pretensado utilizadas en la construcción de la primer rampa en espiral, para un aparcamiento subterráneo construido en Inglaterra"; anónimo.

Sinopsis: Se describe la construcción de una rampa en espiral, la primera en su clase construida en Inglaterra para un aparcamiento subterráneo. En la construcción de esta estructura se utilizaron vigas de hormigón pretensado, de sección en T invertida, prefabricadas, de peso variable entre 6 y 12 toneladas.

Revista: *News release*, agosto 1967.

63. "Descripción de dos tipos de encofrado utilizados en la construcción de un puente, de hormigón pretensado, en Suecia"; anónimo.

Sinopsis: Se describen dos tipos diferentes de encofrado utilizados en la construcción del puente Huvusdsta, en Suecia. Este puente forma parte de la autopista Estocolmo-Solna y su estructura, cuyo tramo principal es de 100 m de luz, está constituida por vigas de sección en cajón construidas por el procedimiento de voladizos sucesivos.

Publicaciones enviadas por el "Groupement Belge de la précontrainte", Bélgica. Sección de la A. B. E. M.

Boletín núm. 29 de la A. B. E. M., febrero 1965.

64. "Estructuras compuestas y pretensadas acero-hormigón"; por M. A. BIRGUER.

Sinopsis: Se estudia este tipo de construcciones en las que se establece una íntima relación entre el hormigón y el acero, ya sea por medio de pasadores soldados eléctricamente al acero o mediante el pretensado propiamente dicho. Se indican los métodos de cálculo aplicables y diversos ejemplos de realizaciones belgas, en la construcción de puentes y edificios de distinto tipo. Finalmente se presenta un breve informe sobre ensayos realizados con vigas compuestas hormigón-acero.

Boletín núm. 31 de la A. B. E. M., enero 1965.

65. "Pasarela colgante, sobre el Canal del Centro, en Obourg"; por D. VANDEPITTE y J. DE BUCK.

Sinopsis: Se describe la construcción de esta pasarela que consta de dos tramos, de 67 m, dispuestos a ambos lados de una pila central.

Boletín núm. 32 de la A. B. E. M., marzo 1966.

66. "Aplicación del hormigón pretensado a la restauración de la torre de la iglesia de San Nicolás, en Gante"; por F. G. RIESSAUW.

Sinopsis: Después de una reseña histórica sobre las diversas obras de restauración realizadas en la iglesia citada, se describen los trabajos últimamente efectuados, con el fin de reforzar su torre, utilizando una estructura de hormigón, en parte armada, y en parte pretensada. Finalmente, el autor incluye un resumen del método de cálculo utilizado en el proyecto de la estructura pretensada.

Boletín núm. 34 de la A. B. E. M., abril 1966.

67. "Utilización del pretensado en las carreteras de acceso a París"; por P. FAUVEAU y R. CHERKI.

Sinopsis: Se hace un esquema del plan de accesos a París describiéndose, resumidamente, las principales carreteras proyectadas. A continuación se comentan algunas de las obras características, en hormigón pretensado, realizadas, y en especial en los accesos sur, oeste y norte.

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

Folleto: *Aceros para estructuras pretensadas*; por la Asociación.

68. *Sinopsis:* Se incluyen las Normas Técnicas para el suministro, con destino a estructuras pretensadas, de los alambres lisos, redondos; alambres distintos a los redondos lisos; barras, y cables. También se especifica el método que debe utilizarse para los ensayos isotérmicos, de relajación, de los aceros para pretensado.

Publicaciones enviadas por la "Danish Society for Structural Science and Engineering", Dinamarca

Folleto: *El hormigón pretensado en Dinamarca, 1962-1966.*

69. *Sinopsis:* En esta publicación, preparada para su distribución con motivo del V Congreso

de la F. I. P. celebrado en París en 1966, se incluye una breve descripción de las estructuras de hormigón pretensado, más interesantes, construidas en Dinamarca durante el período 1962-1966. Entre las estructuras descritas figuran puentes, edificios industriales, edificios de viviendas, silos, depósitos, etc.

Publicaciones enviadas por el "Grupo alemán del pretensado", Alemania

Separata de la Revista: *Beton Herstellung Verwendung*, 17 (1967), H. 2, S. 33/38.

70. "Acueducto tubular de Willstätt"; por D. LENZ y F. FLEISCHMANN.

Síntesis: Se describe la construcción del acueducto tubular de Willstätt, en Alemania. El proceso de ejecución comprende: la fabricación de tuberías de longitudes normales, en fábrica, disponiendo en ellas los alojamientos necesarios para las armaduras de pretensado longitudinal; el transporte de cada tubería a obra y la unión, una vez colocadas en su posición definitiva, sobre una cimbra provisional, mediante la aplicación del postensado.

Separata de la Revista: *Betonstein-Zeitung*, núm. 31, julio 1965.

71. "Acueductos tubulares, autoportantes, en hormigón armado y pretensado"; por D. LENZ y G. JUPTNER.

Síntesis: Se expone el desarrollo de los acueductos tubulares, autoportantes, en hormigón armado y pretensado, hasta llegar al momento actual, y se mencionan los más importantes detalles técnicos especiales. Se completa este trabajo con la descripción del proceso de ejecución utilizado en diversos acueductos tubulares últimamente construidos.

Publicaciones enviadas por el "Grupo Argentino de pretensado", Argentina

Revista: *Boletín del cemento portland*, marzo-abril 1967. Año I.º, núm. 1.

72. "Puente sobre el río Paraná"; anónimo.

Síntesis: Se describe el puente construido sobre el río Paraná para unir las ciudades Corrientes y Barranqueras. El proyecto comprende un puente colgante de 245 m de luz y dos viaductos de acceso. El conjunto de puente y viaductos alcanza los 2 km de longitud, con una anchura total de 8,30 m. La estructura está constituida por vigas-cajón pretensadas, de canto variable, construidas por el método de voladizos sucesivos.

73. "Puente sobre el río Colastine"; anónimo.

Síntesis: El puente tiene una longitud total de 522 m distribuidos en 10 tramos de luces iguales. La estructura está constituida por vigas prefabricadas y pretensadas por el sistema Freyssinet. Cada viga fue pretensada empleando 21 cables, de 7 mm de diámetro, capaces de proporcionar un esfuerzo final de pretensado de 840 t.

Publicaciones enviadas por la "Agrupación Mexicana del Presfuerzo", México

Separata de la Revista: *I. M. C. Y. C.*, vol. 4, núm. 9, marzo-abril 1966.

74. "Historia de dos cascarones de grandes dimensiones"; por T. Y. LIN.

Síntesis: Se describen dos cubiertas laminares de grandes dimensiones, recientemente construidas en Oklahoma y en Arizona, a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado. Se destaca la importancia de que el cálculo de la estructura vaya acompañado de un detenido análisis intuitivo.

Publicaciones enviadas por la "Assoziacione Nazionale Italiana del Cemento Armato Precompresso", de Italia

Revista: *Bollettino di informazioni*, núm. 2, mayo 1967.

75. "Puentes en curva. Segunda Parte"; por P. PINTO.

Sinopsis: En este artículo, continuación del incluido en el número anterior de la misma revista, se describen 4 puentes, de trazado curvo, construidos en hormigón pretensado. Dichos puentes son: el puente sobre el río Regnitz, cerca de Sassanfahrt en Baviera; la pasarela para peatones de Baden-Baden; la pasarela de la estación de Valdarno y el viaducto de Oakland.

Publicaciones enviadas por el "South African Prestressed Concrete Development Group", de Africa del Sur

Revista: *Prestress*, vol. 16, junio 1967.

76. "¿Es realmente necesaria la investigación?"; por J. D. MCINTOSH.

Sinopsis: Durante los últimos años se ha registrado un notable desarrollo de las investigaciones relacionadas con la industria de la construcción. En el presente trabajo se reseñan los principales temas tratados en dicha investigación, se comentan los resultados obtenidos y se critican las conclusiones que de los mismos cabe deducir.

Publicaciones enviadas por el "New Zealand Prestressed Concrete Institute", Nueva Zelanda

Folleto: *Recomendaciones para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado resistentes a los seísmos*; por el N. Z. P. C. I.

77. *Sinopsis:* Las Normas que se incluyen aparecen divididas en tres partes. La primera se refiere a los principios generales; la segunda incluye Recomendaciones sobre las bases de cálculo que deben utilizarse en los proyectos de este tipo de estructuras, y en la tercera se dan instrucciones sobre la forma de realizar los cálculos correspondientes.

Publicaciones enviadas por el "Australian Prestressed Concrete Group", Australia

Revista: *News. Bulletin*, núm 1.

78. "El puente de Bugsh, en Sydney"; anónimo.

Sinopsis: Se describe este puente construido a base de vigas de hormigón pretensado, de sección en doble T. Las vigas están constituidas por dovelas prefabricadas de 6 a 7 m de longitud que, una vez colocadas en obra, se pretensan mediante cables constituidos por 19 alambres de 28,5 mm de diámetro.

últimas publicaciones

del instituto

hormigón pretensado proyecto y construcción

FRITZ LEONHARDT

Dr. Ingeniero

El libro del profesor Leonhardt, sobre hormigón pretensado, puede considerarse ya como un tratado clásico de esta técnica.

En esta obra se presentan con detalle los materiales acero y hormigón, sobre todo en lo que se refiere a las propiedades más importantes a efectos de su utilización en hormigón pretensado.

Las cuestiones prácticas y de aplicación directa han sido abordadas con mayor detalle que los problemas teóricos, los cuales se exponen con la mayor sencillez posible, haciéndolos accesibles también al ingeniero medio, ya que el libro está destinado a la utilización práctica.

No se han expuesto las posibilidades de realizar el pretensado basándose en los sistemas actualmente en uso, sino que se han intentado describir las soluciones fundamentales y aclararlas presentando dichos sistemas.

Se ha estudiado con detalle el problema de la introducción de las fuerzas de pretensado. La disposición constructiva de la estructura pretensada se ha antepuesto, intencionadamente, al cálculo estático.

En principio no se efectúa descripción de aplicaciones prácticas, haciéndose una excepción con los depósitos, tubos, firmes y traviesas pretensadas.

En la página IX de este libro figuran 10 recomendaciones básicas para el ingeniero que se ocupe en esta disciplina, con las particularidades más importantes que deberá tener en cuenta el ingeniero especialista en hormigón armado, independientemente de las recomendaciones aplicadas hasta el momento.

Un volumen encuadernado, brillantemente presentado, de 19 x 26,5 cm, compuesto de 762 páginas, numerosas figuras, abundantes tablas, ábacos y una extraordinaria bibliografía.

Precios: España, 1.500 ptas.; extranjero, \$ 30.

Aptitud de los suelos de la provincia de Madrid, para la ejecución de suelo-cemento

JUAN JOSE SANZ LLANO - Ing. de minas

En la primera parte del trabajo se efectúa un ligero estudio de los caracteres geológicos de la provincia de Madrid. Se detallan las formaciones de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas, al mismo tiempo que se van encajando dichas rocas en los distintos períodos y pisos geológicos.

A continuación, se hacen unas consideraciones acerca de la estabilización de suelos y la aplicación de los datos obtenidos en la realización de un mapa de los mismos, exponiendo las dificultades y ventajas que, para un estudio de la ejecución de suelo-cemento, puedan tener los resultados derivados de los ensayos de aptitud. Se enumeran posteriormente todos los ensayos realizados con el suelo, tanto de campo como de laboratorio, estableciendo una breve discusión sobre algunos de ellos. Entre los ensayos realizados con el suelo-cemento se presta particular atención a los de dosificación y compresión simple.

Figuran, por último, unos cuadros con los resultados obtenidos, en los que se hace resaltar la aptitud de los suelos para la ejecución de suelo-cemento. Finalmente se presentan dos mapas de la provincia de Madrid, en que se marcan, por zonas, los distintos porcentajes de cemento necesarios para conseguir una buena estabilización.

Esta monografía especial consta de 53 páginas, con resúmenes en español, francés, inglés y alemán.

Precios: España, 190 ptas.; extranjero, \$ 3,80.

notas de la F. I. P.

n. 5 junio - julio, 1967

MEMORIAS DE LA CONFERENCIA SOBRE PILAS DE HORMIGON PRETENSADO PARA REACTORES

Durante los últimos meses del presente año, se espera poder poner a la venta las Memorias de la Conferencia sobre pilas de hormigón pretensado para reactores, celebrada en Church House, Westminster, Londres, los días 13 al 17 de marzo de 1967. La Secretaría de la F.I.P. ha acordado que los ejemplares de dichas Memorias, cuyo precio es de 10 libras, sean facilitados a los miembros de la F.I.P. con el 25 por 100 de descuento.

Los interesados en adquirirlas pueden dirigir su petición a Mr. Philip Gooding, Secretario General de la F.I.P. Terminal House, Grosvenor Gardens. London S.W.1.

CONGRESO INTERNACIONAL SOBRE HORMIGONES LIGEROS

27-29 mayo 1968.

Hotel Royal Lancaster, Bayswater Road Londres (Inglaterra).

La Sociedad del Hormigón, con la colaboración de la F.I.P., C.I.B., C.E.B. y R.I.L.E.M., está preparando un Congreso Internacional sobre hormigones ligeros, en Londres, para los días 27, 28 y 29 de mayo de 1968.

Más adelante se distribuirá un detallado programa de este Congreso, el cual tendrá más bien un carácter práctico que teórico. No obstante, a continuación se indican los principales temas de estudio previstos para los dos primeros días:

Propiedades de los áridos y del hormigón fresco ligero, en relación con su puesta en obra.

Propiedades estructurales y arquitectónicas del hormigón endurecido.

Normas y recomendaciones prácticas.

Estudios económicos generales y aplicaciones

Hormigón aireado y

hormigón de árido ligero

Durante el último día se realizarán diversas visitas técnicas a lugares de interés, todas ellas relacionadas con la técnica de los hormigones ligeros.

Los idiomas oficiales del Congreso serán: alemán, francés, inglés y ruso, y se dispondrá un servicio de traducción simultánea durante las principales sesiones de trabajo.

Los que deseen recibir una más amplia información sobre este Congreso, pueden dirigirse al secretario del mismo:

Mr. G. Young.

International Congress on Lightweight Concrete.

Terminal House.

Grosvenor Gardens.

London S.W. 1.

RELACION DE LOS COMPONENTES DE LAS DISTINTAS COMISIONES DE LA F.I.P. CON INDICACION DE LOS TRABAJOS A CADA UNA DE ELLAS ENCOMENDADOS

COMISION SOBRE "DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO"

PRESIDENTE:

F. Dumas (Francia).

MIEMBROS:

A. Andrews (Gran Bretaña).

V. Moskvine (Rusia).

Baus (Bélgica).

R. Peltier (Francia).

P. E. Halstead (Gran Bretaña).

G. Rehm (Alemania Occidental).

P. Lebelle (Francia).

H. Schmidt (Alemania Oriental).

P. Klieger (USA).

O. Valenta (Checoslovaquia).

B. Mather (USA).

Vanoni (Italia).

H. Moll (Alemania Occidental).

H. Wachter (Suiza).

Th. Monnier (Holanda).

En el número de mayo de las "Notas de la F.I.P.", se ha publicado un informe sobre la creación de esta nueva Comisión y el programa de trabajo a ella encomendado.

COMISION SOBRE "RESISTENCIA AL FUEGO DEL HORMIGON PRETENSADO"

PRESIDENTE:

K. Kordina (Alemania Occidental).

MIEMBROS:

F. Barends (Holanda).	D. V. Isaacs (Australia).
A. Gustaferró (USA).	A. F. Milovanov (Rusia).
A. W. Hill (Gran Bretaña).	T. Subba Rao (India).

Esta Comisión, durante 1967, continuó avanzando en los trabajos, tanto teóricos como prácticos, que tiene encomendados con vistas a la preparación de unas prescripciones mínimas para ser incluidas en las Normas de edificación.

Se espera que los laboratorios de Gran Bretaña, Estados Unidos, Holanda y Alemania puedan presentar, en fecha próxima, unos informes previos sobre la influencia de la continuidad y los empotramientos.

La Comisión se reunirá el lunes 11 y martes 12 de diciembre, en el Centro de Investigaciones de la Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, Inglaterra. El 13 de diciembre, visitará el Centro de Investigaciones sobre el fuego, de Boreham Wood. El principal objeto de esta reunión será revisar y discutir las prescripciones, respecto al peligro de incendio, en las Normas de edificación, e intercambiar puntos de vista y experiencias.

COMISION SOBRE "METODOS PARA LA OBTENCION DE HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA"

PRESIDENTE:

A. J. Harris (Gran Bretaña).

MIEMBROS:

J. Arrambide (Francia).	F. del Pozo (España).
Belmain (Francia).	N. Purandare (India).
V. R. Boardman (Sudáfrica).	F. A. Russell (Australia).
A. E. Desov (Rusia).	J. Shideler (USA).
P. Dutron (Bélgica).	K. Wesche (Alemania Occidental).
A. W. Hill (Gran Bretaña).	J. O. Whitlock (USA).
B. Kelopuu (Finlandia).	J. Zwart (Holanda).
H. Pollet (Francia).	

Como ya se informó en anteriores números de estas "Notas de la F.I.P.", esta Comisión celebró su última reunión coincidiendo con la del Consejo Administrativo de la F.I.P. en Venecia. A continuación se incluye un informe, preparado por el presidente de la Comisión, en el que se resumen los principales trabajos realizados por la misma hasta el presente.

Situación Actual

Después del Informe presentado al Congreso de la F.I.P. en París, se han iniciado diversos trabajos. Puede afirmarse que, en la actualidad, los métodos utilizados para la obtención

de hormigones de resistencia a compresión superior a los 1.000 kg/cm² son, fundamentalmente, los siguientes:

1. Presión y vibración. Se incluye aquí el hormigón centrifugado.

2. Aridos cementicios.

El árido de cemento aluminoso se obtiene ya industrialmente.

Los áridos de cemento portland empiezan ahora a industrializarse.

3. Reacción silice-cal.

Influye favorablemente en la adherencia con el cemento, cuando el hormigón es tratado en autoclave, a 200° C aproximadamente. Por otra parte, Fr. Pollet, director del Laboratorio de Ensayos de Materiales del Instituto Católico de Artes y Oficios de Lille, ha conseguido obtener un material, con las características adecuadas, a partir de mezclas de arcilla y cal que somete a compresión y, posteriormente, a la acción del calor.

4. Pretensado triaxil obtenido, bien empleando un zuncho helicoidal, bien mediante un pretensado en tres direcciones.

Existe alguna información disponible respecto a módulos de elasticidad, deformaciones lentas y retracción de los hormigones de estos tipos, pero no siempre esta información es completa y adecuada, por lo cual se considera que es necesario proseguir el estudio de estos temas.

Se continúa también el estudio de otros procedimientos para la obtención de hormigones de muy alta resistencia. En su día serán facilitados nuevos informes sobre el particular.

Perspectivas

Se considera que ha llegado el momento de proceder a la utilización práctica de estos hormigones en obras reales de ingeniería, fabricando con ellos, por ejemplo, una gran viga de puente, a escala natural. Si no se acomete este trabajo, los hormigones de alta resistencia seguirán siendo, durante varios años, una diversión experimental. Se confía en que las diversas Asociaciones nacionales afiliadas a la F.I.P., han de presentar propuestas concretas sobre la mejor forma de resolver este problema.

Finalmente, debe indicarse que el grupo soviético ha hecho diversas sugerencias sobre nuevos trabajos que, a su juicio, deben ser emprendidos por la Comisión. En la actualidad, se están estudiando estas sugerencias y, más adelante, se informará de la resolución que sobre el particular se adopte.

COMISION SOBRE "PREFABRICACION"

PRESIDENTE:

D. H. New (Gran Bretaña).

MIEMBROS:

J. Baretz (Francia).

G. F. Janssonius (Holanda).

K. G. Bernander (Suecia).

M. Kavyrchine (Francia).

U. Bjuggren (representante del Cembureau, Suecia).

G. K. Khaidukov (Rusia).

J. B. Blake (Australia).

J. G. Bodhe (India).

B. Buhner (Alemania Oriental).

L. Collen (Irlanda).

De Grave (Bélgica).

C. Cestelli Guidi (Italia).

G. Huyghe (Bélgica).

V. Lachmann (Checoslovaquia).

E. Ludwig (Alemania Oriental).

D. O'Leary (Irlanda).

J. H. Perlamutter (USA).

J. A. Torroja (España).

J. V. Turner (Gran Bretaña).

L. H. West (Sudáfrica).

F. Vaessen (Alemania Occidental).

Esta Comisión celebró su V reunión en las oficinas de la Svenska Cementföreningen, Estocolmo, el 16 de agosto de 1967, realizándose visitas a lugares de interés, el día 17.

Diversos Miembros de la Comisión están estudiando, actualmente, los temas que a continuación se relacionan y sobre los cuales se confía en poder tener terminado el correspondiente informe para su presentación en el VI Congreso de la F.I.P., de 1970:

- a) pretensado conjunto de elementos prefabricados, con supresión del mortero u hormigón vertido in situ en las juntas (Kavyrchine)
- b) hormigón auto-pretensado (Khaidukov)
- c) el calentamiento eléctrico de las barras de alta resistencia y su aplicación al desarrollo de las técnicas de la producción en serie (Khaidukov)
- d) soportes. Ventajas del pretensado (Bernander)
- e) pilotes prefabricados, de más de 30 m de longitud (New)
- f) endurecimiento acelerado del hormigón (Janssonius)

Las próximas reuniones de la Comisión se celebrarán, probablemente, en las siguientes fechas y lugares:

14 diciembre 1967.—Londres.

5 junio 1968.—Madrid (A continuación del Simposio de la F.I.P. sobre: Prefabricación de elementos de hormigón pretensado).

COMISION SOBRE "HORMIGONES LIGEROS PRETENSADOS"

PRESIDENTE:

B. C. Gerwick Jr. (USA).

MIEMBROS:

K. F. Antia (India).

K. H. Brittain (Gran Bretaña).

W. P. Brown (Australia).

J. A. Derrington (Gran Bretaña).

V. V. Makarichev (Rusia).

G. S. Ramaswamy (India).

F. G. Riessauw (Bélgica).

P. Svobada (Checoslovaquia).

F. Erskine (USA).

J. A. Torroja (España).

J. A. Hanson (USA).

K. Wesche (Alemania Occidental).

J. J. de Heer (Holanda).

S. Zorzi (Italia).

G. Lacombe (Francia).

La Comisión continúa trabajando en la preparación de unas recomendaciones para el cálculo de los hormigones ligeros pretensados con el fin de presentarlas al Comité Mixto FIP-CEB. Además, su programa de trabajo incluye varios temas nuevos para el estudio de los cuales se han establecido subcomités, a los que se les ha encomendado, entre otras, las siguientes funciones:

- A. Reunir información, lo más completa posible, sobre ciertos aspectos de los hormigones ligeros pretensados, tales como:
 - a) comportamiento ante los sismos con especial referencia a los coeficientes de amortiguamiento y ductilidad;
 - b) ensayos a largo plazo sobre el pandeo de soportes esbeltos e inestabilidad torsional;
 - c) nuevos datos sobre la resistencia a la fatiga;
 - d) durabilidad en ambientes agresivos;
 - e) pretensado parcial.
- B. Investigar el empleo del cemento expansivo con áridos ligeros, como parte del programa general de la Comisión, para el estudio de los métodos para perfeccionar los hormigones ligeros pretensados, mejorando la adherencia entre los áridos y la pasta de cemento.
- C. Reunir información sobre métodos especiales para la fabricación de los hormigones ligeros pretensados, incluyendo los nuevos métodos de construcción de paneles por extrusión, de paneles tipo "sandwich" y aquellos en que se combina el hormigón celular (aireado) con nervios pretensados de hormigón ordinario, o de árido ligero.
- D. Estudiar la creación de un servicio para la recopilación y distribución de información sobre diversos temas relativos a los hormigones ligeros pretensados y, en especial, a sus aplicaciones, y tratar de fomentar, en los países menos desarrollados, la explotación y utilización de sus recursos naturales de áridos ligeros para su empleo en las construcciones pretensadas.

Se está intentando organizar una reunión de la Comisión sobre "Hormigones ligeros pretensados" a continuación del Congreso sobre "Hormigones ligeros", que se celebrará, en Londres, durante los días 27 al 29 de mayo de 1968.

COMISION SOBRE "ESTRUCTURAS ANTISISMICAS"

PRESIDENTE:

K. Muto (Japón).

MIEMBROS:

J. Despeyroux (Francia).

Ben C. Gerwick Jr. (USA).

W. M. Sutherland (Nueva Zelanda).

Shunji Inomata (Japón).

M. Antunes (Portugal).

S. Bazaz (India).

M. A. Craven (Nueva Zelanda).

S. Galezewski (USA).

F. F. Conde (España).

E. Giangreco (Italia).

C. Cestelli Guidi (Italia).

K. Kordina (Alemania Occidental).

T. Y. Lin (USA).

A. P. Vassiliev (Rusia).

G. Wood (Gran Bretaña).

INFORME DEL PROFESOR CESTELLI-GUIDI, PRESIDENTE DEL COMITE MIXTO FIP-CEB, SOBRE LAS "RECOMENDACIONES PRACTICAS PARA EL CALCULO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO", PRESENTADAS EN LA REUNION DEL CONSEJO ADMINISTRATIVO DE LA FIP CELEBRADA, EN VENECIA, EL 13 DE ABRIL DE 1967

El texto provisional de las "Recomendaciones para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón pretensado", presentado en el V Congreso de la F.I.P., en París, es el resultado del trabajo realizado, durante los últimos años, por las distintas Comisiones.

Deseamos, ante todo, expresar nuestro más sincero agradecimiento a los miembros del Comité Mixto FIP-CEB, y muy particularmente a M. Esquillan, quien, con la colaboración de M. Perchat, realizó la importante y difícil tarea de coordinar todos los documentos y resoluciones de las distintas Comisiones, hasta convertirlos en el texto único antes mencionado.

El Comité, reunido en sesión plenaria durante el Congreso de la F.I.P. en París, solicitó de los Representantes de las diferentes Asociaciones Nacionales que estudiaran el texto de dichas Recomendaciones, con vistas a su aplicación práctica en el cálculo y construcción de las estructuras pretensadas y enviaran sus comentarios a la Secretaria del Comité.

A esta petición respondieron los siguientes países:

Alemania, Bélgica, España, Estados Unidos, Francia, Holanda, Polonia y Checoslovaquia.

El plazo límite de seis meses, fijado para el envío de estas contestaciones, impidió la participación de un mayor número de Asociaciones Nacionales; no obstante, los comentarios recibidos fueron numerosos e interesantes, aunque, en principio, las Recomendaciones, en su conjunto, obtuvieron unánime aprobación.

Durante sus últimas reuniones, las diferentes Comisiones han estudiado y discutido los comentarios y propuestas de modificaciones recibidas, redactando las oportunas conclusiones que, posteriormente, fueron examinadas en sesión plenaria del Comité. A continuación se da un resumen de estas conclusiones.

En primer lugar, conviene recordar que la propuesta de Recomendaciones preparada consta de dos partes:

- a) los "Principios" que habrán de servir de base para que los diferentes países preparen sus propios Reglamentos nacionales, y
- b) las "Recomendaciones" sobre métodos de cálculo y coeficientes numéricos que deben adoptarse.

Los "Principios" están basados en teorías semi-probabilísticas. En ellos se indican los fac-

tores que deben tenerse en cuenta en la determinación de los efectos de las concargas y sobrecargas, necesarios para el estudio de los diferentes estados límites, entre ellos el de rotura, de las estructuras.

Las "Recomendaciones", más detalladas, exponen los criterios que deben seguirse para determinar las tensiones y deformaciones; los datos para el cálculo de las pérdidas en el esfuerzo de pretensado; los métodos para comprobar las secciones y, finalmente, las normas de proyecto y ejecución.

Las modificaciones introducidas en los "Principios", no son muy importantes; sin embargo, se han añadido indicaciones más precisas para la determinación de los esfuerzos de pretensado, para la valoración de la adherencia entre el acero y el hormigón, etc.; no obstante, se trata sólo de modificaciones de detalle.

Al mismo tiempo, se ha definido más claramente la clasificación de las estructuras de hormigón pretensado.

En el texto presentado en París se consideraban dos tipos: en el tipo I se incluían aquellas estructuras en las cuales no se admitían alargamientos en el hormigón, bajo ningún estado de carga. En el tipo II, la ausencia de alargamiento se exigía, únicamente, cuando la estructura se encontraba sometida a la acción de las concargas y a una cierta fracción α de las sobrecargas ($\alpha < 1$). Bajo la sobrecarga total se admitía una cierta fisuración, limitada y que debía ser adecuadamente comprobada.

De acuerdo con las sugerencias formuladas por algunas Asociaciones nacionales, se estimó conveniente combinar los dos tipos antes citados en uno sólo, indentificando el coeficiente de sobrecarga α a una función de la probabilidad de la aparición de fisuras. De esta forma, el coeficiente α aumenta, a medida que la probabilidad de fisuración disminuye, estableciéndose una perfecta continuidad entre el pretensado total (para el cual α es igual a 1) y la tensión correspondiente a la máxima probabilidad de fisuración (para la cual α es igual a 0). Evidentemente esta probabilidad depende de la relación entre la concarga y la sobrecarga y, por supuesto, será siempre necesario comprobar el estado límite de fisuración bajo la sobrecarga total.

Mientras que en este primer tipo así concebido se admite sólo un riesgo limitado de fisuración, se establece un tipo II, el cual se corresponde con el tipo III del texto primitivo, en el que se acepta la fisuración bajo sobrecarga total y se impone un límite a la anchura máxima de las fisuras.

El comportamiento de estas estructuras es, por consiguiente, similar al de las de hormigón armado normal, pero con la ventaja de que en ellas se utilizan aceros de alta resistencia.

Se han introducido también modificaciones en las "Recomendaciones", en cuanto a las propiedades de los materiales. Así, para los aceros se establece que deben conocerse las tensiones correspondientes a las deformaciones remanentes del 0,05; 0,1 y 0,2 por ciento.

Se han hecho, además, pequeñas correcciones en los coeficientes aplicables al esfuerzo de pretensado, para el cálculo de los diferentes estados límites. En particular, se ha aumentado el coeficiente que debe adoptarse en el caso de cables situados en el hormigón de la zona sometida a compresión bajo la acción de las fuerzas exteriores.

La determinación del estado límite de fisuración ha sido objeto de numerosas discusiones. Para este estado, se admite el cálculo en régimen elástico, partiendo de la resistencia aparente, a tracción, del hormigón, la cual se determina en función de las características del material y la forma de la sección.

Para la determinación de la armadura máxima admisible en las diferentes secciones, ha sido aprobada una fórmula adecuada. También se incluye una fórmula adicional para valorar la cuantía admisible de armaduras en las estructuras del tipo II, partiendo de la distribución triangular de tensiones, utilizada en algunos países.

Como se deduce de lo anteriormente expuesto, todos los miembros de la Comisión han llegado a un completo acuerdo sobre la mayor parte de las cuestiones debatidas. Únicamente existen algunas discrepancias en lo referente a la determinación del esfuerzo inicial de pretensado, y a ciertas comprobaciones específicas de las estructuras del tipo III. Las diferencias en todos los casos son muy pequeñas.

No obstante, debe reconocerse que algunos puntos de las "Recomendaciones" están todavía incompletos y que otros deberán aún ser objeto de nuevas investigaciones, tanto teóricas como experimentales. Como consecuencia, ciertos temas han sido sometidos a estudio de las Comisiones competentes de la F. I. P. y del C. E. B. Otros, como son, por ejemplo, los relativos a las pérdidas de pretensado, la fisuración, las estructuras hiperestáticas, las secciones compuestas y los efectos de las cargas alternadas, se han encomendado a las Comisiones de trabajo del Comité FIP-CEB.

Pero el problema más urgente en la actualidad y que aún sigue sin resolver, es la comprobación de la validez de las "Recomendaciones" sobre estructuras reales.

Esta tarea deben realizarla todos los países; de este modo se podrán comparar los resultados de los cálculos efectuados de acuerdo con las "Recomendaciones FIP-CEB" con los obtenidos utilizando los diferentes Reglamentos nacionales.

Hay que reconocer la evidente importancia de los trabajos hasta ahora realizados, pero, indudablemente queda todavía mucho por hacer.

Es de esperar, sin embargo, que las Comisiones FIP-CEB, con su eficacia y reconocida capacidad de trabajo, sabrán llevar a buen término la tarea que tienen encomendada.

NOMBRAMIENTO DE OFICIAL TECNICO

El señor W. F. G. Crozier, MSc, MICE, ha sido nombrado, con fecha 31 de junio, Oficial Técnico de las Comisiones de la F. I. P., del Comité Ejecutivo y del Consejo Administrativo.

REUNION GENERAL ANUAL DE LA SOCIEDAD DEL HORMIGON (Inglaterra) NUEVO CONSEJO DIRECTIVO PARA 1967-68

El Señor Y. Guyon ha sido elegido Miembro Honorario de la Sociedad del Hormigón, en su primera Reunión General Anual, celebrada en Londres el 13 de junio de 1967.

En dicha reunión se dieron a conocer, también, los nombres de los componentes del nuevo Consejo Directivo para 1967-68.

El nuevo presidente, que sustituye a Sir Frederick S. Snow, es Mr. P. F. Stott, director de Transportes y Carreteras del Greater London Council. Los vicepresidentes son: J. A. Derrington, A. C. Little y el profesor P. B. Morice. En total, el Consejo está integrado por 41 personas, representantes de los diferentes campos de la tecnología del hormigón; entre ellos figuran los señores P. Gooding y A. W. Hill, de la Cement and Concrete Association.

REUNIÓN DE LA ANICAP "JORNADAS DEL PRETENSADO, 1967"

En el Hotel Imperial Palace, de Santa Margarita, de Ligure, Italia, y durante los días 29-30 de septiembre y 1 de octubre, del actual año 1967, la ANICAP (Asociación Nacional Italiana del Hormigón Pretensado) celebró sus "Jornadas del Pretensado 1967", a las cuales asistieron también, como invitados, algunos técnicos extranjeros no pertenecientes a la Asociación.

El programa de las Jornadas fue el siguiente:

Viernes, 29 de septiembre

- 10 hr Asamblea General de la ANICAP, presidida por el Prof. ingeniero, Carlo Cestelli Guidi.
- 16 hr "Comportamiento del Hormigón Pretensado en Condiciones Especiales" (con discusión).
Ponente: Prof. ingeniero, Angelo Berio.
- 20 hr Cocktail en el Hotel Imperial Palace.
- 21 hr Concierto en el Hotel Imperial Palace.

Sábado, 30 de septiembre

- 10 hr "Nuevos avances de especial interés" (con discusión).
Ponente: Prof. ingeniero, Alfredo Passaro.
- 16,30 hr Proyección de películas técnicas.

VI CONGRESO DE LA F.I.P.

Se celebrará en Praga (Checoslovaquia), durante los días 30 de mayo a 6 de junio de 1970.

El Secretario General de la F.I.P., Mr. P. Gooding, aprovechando su estancia en Praga, en julio del presente año, con ocasión del Congreso de la Unión Internacional de Arquitectos, se entrevistó con el Comité Oficial Checo encargado de la organización del VI Congreso de la F.I.P. En dichas reuniones, y a petición de la Asociación Checa, se decidió modificar las fechas inicialmente previstas para el mismo y se acordó que se celebre del 30 de mayo al 6 de junio de 1970. Quedan, por consiguiente, sin efecto las fechas anunciadas en las "Notas de la F.I.P." n. 4, de mayo último.

Ha quedado constituido un Comité Organizador integrado por: el ingeniero profesor F. Klimes, vicepresidente de la Asociación Nacional Checa, como presidente, y el ingeniero J. Krchov, como secretario. El ingeniero M. Tichy ha sido nombrado secretario del Congreso.

Las Sesiones plenarias se celebrarán en el Salón Principal del Palacio de Congresos, y las demás en otras salas del mismo Centro o en la Universidad Tecnológica. Para la Exposición se habilitará otro salón contiguo al destinado a las Sesiones plenarias.

Se ha enviado, a los vicepresidentes de las diversas Asociaciones Nacionales, un informe sobre los primeros acuerdos adoptados en relación con el citado Congreso; copia del programa para el mismo, discutido en la reunión de Venecia, y una nota con las modificaciones aprobadas en el curso de las conversaciones mantenidas en Praga por el Secretario General de la F.I.P. con el Comité Organizador local.

PROXIMAS REUNIONES

Se han confirmado las fechas de las siguientes reuniones de la F.I.P.:

Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Resistencia al Fuego", en Wexham, Inglaterra, del 11 al 13 de diciembre de 1967.

Reunión del Comité Ejecutivo de la F.I.P., en Londres, el 13 de diciembre de 1967.

Reunión de la Comisión de la F.I.P., sobre "Prefabricación", en Londres, el 14 de diciembre de 1967.

Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones Ligeros", en Londres, los días

30 y 31 de mayo de 1968 (a continuación del Congreso Internacional sobre Hormigones Ligeros que se celebrará, en Londres, durante los días 27 al 29 de mayo de 1968).

Simposios de la F.I.P. sobre "Prefabricación de elementos de Hormigón Pretensado" y "Aceros para Pretensado", en Madrid, del 3 al 7 de junio de 1968.

Reunión del Comité Ejecutivo y del Consejo Administrativo de la F.I.P., en Madrid, el 5 de junio, y Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Prefabricación".

Reunión del Comité Ejecutivo de la F.I.P., en Dresden, durante los días 26 al 30 de mayo, de 1969.

VI Congreso de la F.I.P., en Praga (Checoslovaquia), del 30 de mayo al 6 de junio de 1970.

INFORMACION BIBLIOGRAFICA SOBRE HORMIGON PRETENSADO

Desde hace algún tiempo, la F.I.P. viene desarrollando un amplio programa de información bibliográfica, a base de fichas con resúmenes de los diferentes artículos que se publican relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Los resúmenes se recopilan mensualmente, y cada Asociación Nacional afiliada a la F.I.P., recibe, automáticamente, dos copias de los mismos, en cuanto se publican. Se puede también obtener copias adicionales de esta publicación suscribiéndose a la misma mediante el pago de una cuota anual de 5 £. Se espera que esta información resulte de utilidad e interés para las diversas Asociaciones Nacionales. Cualquier comentario o sugerencia sobre esta nueva actividad de la F.I.P. serán bien recibidos.

ASOCIACION CIENTIFICA DEL PRETENSADO

X Sesión de Estudios.
13-16 marzo, 1968.

La Asociación Científica del Pretensado, de Francia, celebrará su X Sesión de Estudios durante los días 13 al 16 de marzo de 1968, coincidiendo con la reunión del Comité Mixto FIP-CEB encargado de redactar las "Recomendaciones Prácticas para el Cálculo y Construcción de Estructuras de Hormigón Pretensado", que tendrá lugar los días 11 y 12 del mismo mes.

A continuación, se indica el programa previsto para esta X Sesión de Estudios.

- Miércoles, 13 de marzo: "Estructuras de hormigón armado, parcialmente pretensadas":
Secciones con armaduras ordinarias, suplementadas con otras de pretensado destinadas a mejorar la resistencia a fisuración del hormigón, bajo la acción de las cargas y sobrecargas.
- Jueves, 14 de marzo: "Protección de los aceros de pretensado contra la corrosión bajo tensión":
— inyección (naturaleza de los productos de inyección-adiciones-aireantes-polvo de aluminio-medidas de precaución-productos que no deben utilizarse-control de ejecución);

- recubrimiento de las armaduras;
- galvanizado;
- control de ejecución del tratamiento utilizado.

Viernes, 15 de marzo: Por la mañana: Discusión libre.
 Por la tarde: Visita a una industria de prefabricados.

Sábado, 16 de marzo: Visita a la central nuclear de energía eléctrica de Bugey.

Los interesados en recibir más amplia información sobre estas reuniones pueden dirigirse a:

Monsieur F. Dumas

Association Scientifique de la Précontrainte

9 rue la Pérouse

Paris 16.º, France

ASOCIACION CIENTIFICA DEL PRETENSADO

Normas sobre "Aceros para Pretensado", aprobadas por la Asociación Científica del Pretensado, vigentes a partir del 1 de enero de 1967.

Recientemente se han enviado a las diversas Asociaciones Nacionales afiliadas a la F.I.P., una copia en francés y otra en inglés de las últimas Normas aprobadas por la A.S.P. para el suministro de los aceros para pretensado.

Estas Normas constan de los siguientes apartados:

Normas técnicas para el suministro de alambres redondos, lisos, de acero de alta resistencia, para estructuras pretensadas.

Normas técnicas para el suministro de alambres de acero de alta resistencia, que no sean redondos y lisos, para estructuras pretensadas.

Normas técnicas para el suministro de barras de acero de alta resistencia, para estructuras pretensadas.

Normas técnicas para el suministro de cables constituidos por alambres trenzados o paralelos, de acero de alta resistencia, para estructuras pretensadas.

Normas de la A.S.P. para el ensayo isotérmico de relajación de los aceros de alta resistencia para estructuras pretensadas.

Los que deseen obtener copias de la versión francesa de estas Normas deben dirigirse a:

Société de Diffusion des Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics

9 rue la Pérouse

75-Paris 16.º, Francia.

CONVENCION DEL INSTITUTO NORTEAMERICANO DEL HORMIGÓN PRETENSADO (P.C.I.)

En el hotel Queen Elizabeth, Montreal, Canadá.
8-12 de octubre de 1967.

El Instituto del Hormigón Pretensado celebró una Convención, en Montreal, el pasado mes de octubre, coincidiendo con la Expo 67. En el curso de siete sesiones técnicas, 37 oradores presentaron sus informes sobre muy diferentes aspectos de la tecnología del hormigón pretensado, el cálculo, y la investigación. También se celebraron discusiones de carácter general.

A continuación se indica el programa general de dichas sesiones técnicas:

Lunes, 9 de octubre:

I Sesión Técnica. "El hormigón pretensado en las vías de comunicación".

Martes, 10 de octubre:

II Sesión Técnica. "Centrales eléctricas nucleares".

IV Sesión Técnica. "Investigación y desarrollo de la técnica del pretensado".

Miércoles, 11 de octubre:

V Sesión Técnica. "Aplicaciones a la construcción de edificios".

Jueves, 12 de octubre:

VI Sesión Técnica. "Discusión sobre el empleo de elementos prefabricados, de hormigón pretensado en Arquitectura".

VII Sesión Técnica. "Nuevas y útiles ideas aplicables a las industrias de prefabricados de hormigón pretensado".

Observaciones: La VIII Sesión Técnica se dedicó a la descripción, desde el punto de vista arquitectónico, de diversos proyectos de obras constituidas a base de elementos prefabricados, de hormigón pretensado, en Estados Unidos y Canadá.

La III Sesión Técnica tuvo también un carácter especial. En ella se celebraron, en grupos reducidos, una serie de coloquios para la discusión de diversos temas relacionados con la actuación de los técnicos directores de las fábricas de elementos de hormigón pretensado. Entre los temas discutidos merecen destacarse los siguientes:

- preparación de planos, manuales, tablas de cargas, catálogos, etc.;
- colaboración con los ingenieros y arquitectos proyectistas en la realización de los anteproyectos;
- ensayos en fábrica y en obra;
- trabajos de investigación.

EL PROFESOR ALEKSEJ ALEKSEIEVICH GVOZDEV

El 9 de mayo de 1967, Moscú celebraba el 70 cumpleaños del Prof. Aleksej Alekseievich Gvozdev y el 45 aniversario de sus actividades científicas, técnicas y didácticas. Como reconocimiento a las relevantes realizaciones del profesor en un amplísimo campo de la tecnología del hormigón, la F.I.P. incluye en esta edición de sus "NOTAS" una breve biografía del mismo y una referencia bibliográfica de sus publicaciones.

A la edad de 70 años, el Prof. Aleksej Gvozdev figura como uno de los más destacados teóricos y maestros en estructuras de hormigón, no sólo en la Unión Soviética, sino en el mundo entero. Aunque es más conocido, quizá, por sus contribuciones a la teoría de los "estados límites", su trabajo como ingeniero y profesor ha cubierto una extensa área en el campo del hormigón.

Nacido en Bogucharovo, en la provincia de Tula, al sur de Moscú, ingresó en el Instituto de Ingenieros de Caminos de Moscú en 1915, una vez completados sus estudios en la Escuela Superior de Tula, y recibió su título de ingeniero en 1922. Durante los cinco años siguientes trabajó como ingeniero, ocupándose principalmente de la reconstrucción y cálculo de puentes. En esta misma época, comenzó su carrera como profesor, en varias escuelas de ingeniería de Moscú.

Cuando en 1927 el Gobierno Soviético creó el Instituto de Investigaciones Científicas para la Industria de la Edificación, el Prof. Gvozdev se incorporó al nuevo Instituto como investigador, llegando a ser más tarde, director de uno de sus laboratorios. En 1933 fue elevado a la categoría de profesor y recibió el grado de Dr. en Ciencias Técnicas, en 1937. En la actualidad, el Prof. Gvozdev es el director de uno de los departamentos del Instituto del Hormigón y Hormigón armado, de Moscú.

Entre los honores que se le han concedido deben citarse los títulos de Doctor Honoris Causa, otorgado en 1965 por la Universidad Técnica de Edificación y Carreteras, de Budapest; el del Mérito en Ciencia y Tecnología de la República Federal Socialista Rusa y la Medalla Gustavo Trasenster del Colegio de Ingenieros de la Universidad de Lieja.

El Prof. Gvozdev fue un pionero en el campo de proyectos de láminas de hormigón para cubiertas; el primero de sus proyectos se construyó en 1927. En colaboración con A. Goldenveiser, en 1932, propuso una solución a los problemas de las láminas cilíndricas y después de realizar una serie de estudios sobre láminas de distintos tipos preparó las primeras "Recomendaciones para el cálculo de láminas de hormigón armado".

El Prof. Gvozdev ha contribuido ampliamente también al desarrollo, uso e industrialización, en la Unión Soviética, de los edificios prefabricados de hormigón, realizando estudios sobre problemas particulares relacionados con este tema y tomando parte en la preparación de las Normas prácticas correspondientes.

Durante los últimos años se ha dedicado activamente al estudio de las armaduras de las estructuras de hormigón. Bajo su dirección y en colaboración con otros técnicos especializados en metalurgia se han efectuado investigaciones sobre el empleo de barras corrugadas como armaduras en el hormigón. Los resultados de estos trabajos de investigación han tenido también amplia aplicación en el campo del hormigón pretensado.

El Prof. Gvozdev y sus colaboradores han contribuido de un modo muy destacado, al estudio de las deformaciones lentas y la retracción del hormigón. Sus investigaciones en este campo iban orientadas a comparar los valores, deducidos mediante el cálculo, de las deformaciones originadas por la fluencia del hormigón, y los valores reales de dichas deformaciones obtenidos experimentalmente. De estos trabajos, que todavía no han concluido, se han deducido ya interesantes conclusiones prácticas.

Tal vez la mayor contribución del Prof. Gvozdev y sus colaboradores al desarrollo de la teoría de las estructuras de hormigón, la constituyan sus estudios relativos a los cálculos en rotura y, al método de los estados límites. Bajo su dirección se comprobó y difundió, durante los años treinta, el trabajo inicial del Prof. A. F. Lolcit sobre estos temas. Desde 1944 tomó parte activa en el trabajo de un grupo de ingenieros e investigadores, organizado bajo la dirección del Prof. Streletsky para el desarrollo del método de los estados límites para el cálculo de estructuras, método incluido en las Reglas y Normas Oficiales rusas para la construcción, en 1955.

Internacionalmente, es más conocido como un teórico del hormigón; sus enseñanzas han producido siempre un gran impacto. Como profesor ha tenido una profunda influencia en los trabajos de sus discípulos (entre ellos V. Z. Vlasov, V. I. Murachev y otros) y de muchos otros jóvenes ingenieros de la Unión Soviética, Hungría, Rumania, Bulgaria, India y otras naciones, que han seguido sus enseñanzas.

A continuación se incluye una relación de referencias bibliográficas de artículos y trabajos del Prof. Gvozdev, facilitadas por la oficina de Londres de la F.I.P.

- GVOZDEV, A. A.: "Redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas de hormigón armado normal y hormigón pretensado". Instituto Central de Investigaciones Científicas sobre Estructuras Industriales. 1955, 29 páginas.
- GVOZDEV, A. A., DMITRIEV, S. A., KALATOUROV, B. A., y MIKHAILOV, V. V.: "Cálculo de estructuras de hormigón pretensado, en la URSS, por el método de los estados límites". III Congreso de la Federación Internacional del Pretensado, Berlín, 1958, Sesión I, Comunicación núm. 20. 11 páginas. Londres. Cement and Concrete Association, 1958.
- GVOZDEV, A. A.: "Estructuras laminares de hormigón y de hormigón pretensado, construidas recientemente en la Unión Soviética". Memorias del II Simposio sobre "Construcción de cubiertas laminares de hormigón". Oslo, 1-3 julio, 1958, págs. 44-50.
- GVOZDEV, A. A.: "Estudio sobre la teoría del hormigón armado". Moscú, Gosstroisdat, 1960, 211 páginas.
- GVOZDEV, A. A., MIKHAILOV, K. A., y NIKULA, I.: "Armaduras de fibra de vidrio para estructuras de hormigón armado". Beton i Zhelezobeton, núm. 3, 1960, págs. 105-111 (en ruso).

- GVOZDEV, A. A., MIKHAILOV, K. A., y NIKULA, I.: "El empleo de fibras de vidrio como armadura de las piezas de hormigón". *Beton i Zhelezobeton*, núm. 3, 1960, págs. 105-111. Traducido del ruso por G. N. Gibson, Garston, Building Research Station Library Communication, núm. 1.021, diciembre, 1960, 11 páginas.
- GVOZDEV, A. A., DMITRIEV, S. A., y NEMIROVSKY, V. A.: "El cálculo de deformaciones (flechas) en las estructuras de hormigón armado, de acuerdo con las nuevas Normas (SNIP II-V-1-62):". *Beton i Zhelezobeton*, núm. 6, 1962, págs. 245-250 (en ruso).
- GVOZDEV, A. A.: "Estudio sobre la resistencia, rigidez y resistencia a fisuración de los elementos de hormigón armado". Moscú, Gosstroisdat, 1962, 231 páginas.
- GVOZDEV, A. A., DMITRIEV, S. A., y KALATOUROV, B. A.: "Aplicación del método ruso de los estados límites al cálculo del hormigón pretensado". (Contribución a la sesión I del Comité Mixto FIP-CEB). Traducido del alemán por C. V. Amerongen. Londres. Cement and Concrete Association, 1963, 20 páginas.
- GVOZDEV, A. A.: "Cálculo y construcción de elementos de hormigón armado (y pretensado)" (en ruso). Moscú, Primera edición, 1964, 214 páginas.
- GVOZDEV, A. A., DMITRIEV, S. A., y KALATOUROV, B. A.: "Aplicación del método ruso de los estados límites al cálculo del hormigón pretensado". Traducción de la comunicación, en francés, presentada a la reunión del Comité Mixto FIP-CEB, celebrada en Venecia del 5 al 8 de octubre de 1963. Traducido del francés por C. V. Amerongen. Londres, Cement and Concrete Association, octubre 1964, 16 páginas. Library Translation, núm. 117.
- GVOZDEV, A. A.: "Desarrollo de la teoría del hormigón armado en la URSS". *Beton i Zhelezobeton*. Vol. 10, núm. 8, 1964, págs. 346-352. Traducido del ruso por G. L. Cairns, Londres. Civil Engineering Research Association, 1964, 12 páginas. C. E. R. A. Translation, núm. 5.
- GVOZDEV, A. A., ALEXNDROVSKII, S. V., y BAGRII: "Deformaciones lentas del hormigón sometido a tensiones variables con el tiempo". *Beton i Zhelezobeton*. Vol. 11, núm. 7, 1965, págs. 1-8.
- GVOZDEV, A. A., y KALATOUROV, B. A.: "Organizaciones internacionales para el estudio del hormigón en masa y del hormigón pretensado". *Beton i Zhelezobeton*. Vol. 12, núm. 4, abril 1966, páginas 23-26.
- GVOZDEV, A. A., DMITRIEV, S. A., y KALATOUROV, B. A.: "Comentarios al método de los estados límites, utilizado en Rusia para el cálculo del hormigón pretensado", *Hormigón y Acero*, núm. 78, enero-febrero-marzo 1966, págs. 18-37.
- GVOZDEV, A. A.: "Las deformaciones lentas del hormigón y su investigación". 16 páginas.

REUNION DE LA COMISION DE LA F.I.P. SOBRE PREFABRICACION, 16 y 17 de AGOSTO DE 1967

Bajo la Presidencia de Mr. D. H. New se reunieron, en Estocolmo, los miembros de la Comisión de Prefabricación, los días 16 y 17 de agosto.

Durante el primer día de reuniones se expusieron los progresos realizados por la Comisión en el estudio de los diferentes temas de su competencia (ver las "Notas de la F.I.P.", n. 5, junio-julio, 1967) y se discutió la conveniencia de emprender algunos estudios adicionales. Entre otros interesantes informes se recibieron dos, de los delegados rusos, el Prof. Berdichevsky y Mr. Matkov, relativos a los trabajos realizados en relación con los hormigones auto-pretensados y con el tesado de las armaduras mediante calentamiento eléctrico.

Se dio cuenta también de la amplia labor realizada con respecto al problema de juntas entre elementos prefabricados, particularmente usando resinas epoxi.

El segundo día comenzó con una visita a diversos edificios en construcción en Skärholmen, en los arrabales de Estocolmo. Estos edificios, que se construyen totalmente a base de elementos prefabricados y pretensados, son de muy diversos tipos: almacenes, garajes, pisos para viviendas, etc.

Después se visitaron dos factorías, en las que se obtienen los elementos prefabricados utilizados en los edificios de Skärholmen y en otros lugares. En Strängnäs, se visitó, la factoría de A-Betong dedicada a la fabricación de forjados para pisos y otros elementos, usando generalmente cables. En Kungsör, se visitó la fábrica Strangbetong dedicada a la obtención de los mismos tipos de piezas antes indicadas, pero usando alambres individuales para el pretensado, en bancadas de gran longitud. También se visitó, en este mismo lugar, una industria en la que se preparan cables de postensado, y en la que existe una máquina que fabrica los tubos utilizados para alojar dichos cables, empleando láminas de acero.

La próxima reunión de esta Comisión se celebrará, en Londres, el 14 de diciembre de 1967. El año próximo se reunirá, en Madrid, los días 5 ó 7 de junio, coincidiendo con los dos simposios que, durante esas fechas, se celebrarán en la capital de España.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE METODOS PARA OBTENER HORMIGONES DE MUY ALTA RESISTENCIA

Durante la reunión celebrada por esta Comisión en Venecia, en abril de 1967, el Prof. Mikhailov, en nombre del Grupo soviético, presentó el siguiente informe, del Prof. A. E. Desov, miembro de dicha Comisión, sobre los trabajos que la misma debe realizar en el futuro.

“La discusión del Informe General presentado por la Comisión al V Congreso de la F.I.P. ha puesto en evidencia la necesidad de realizar nuevos estudios sobre los siguientes cinco puntos, más o menos distintos:

- 1.º Determinación del campo racional de aplicación de los hormigones de alta resistencia mediante el proyecto de estructuras experimentales, teniendo en cuenta las características especiales y las propiedades del material, ya conocidas, y valorando después su aspecto económico, considerando las diferencias de coste del material y de la mano de obra en los distintos países.
- 2.º Mejora de las propiedades de los materiales utilizados en la obtención de los hormigones de alta resistencia, mediante:
 - a) el desarrollo del cemento portland de alta resistencia;
 - b) el desarrollo de la tecnología para la obtención de áridos de formas especiales que se adhieran mejor a la pasta de cemento, con unas características dadas de resistencia.
- 3.º Desarrollo de métodos tecnológicos y el equipo necesario para obtener hormigones de alta resistencia, utilizando:
 - a) la vibración de alta frecuencia y multifrecuencia, principalmente mediante vibradores de superficie y mesas vibrantes, considerando su posible aplicación, a estructuras racionalmente seleccionadas, de acuerdo con lo indicado en el 1.º;

- b) armadura repartida por toda la pasta de cemento, usando distintos materiales y procedimientos;
 - c) armadura transversal en las zonas donde se producen las mayores tensiones de compresión;
 - d) armadura en espiral;
 - e) la composición óptima del hormigón de alta resistencia;
 - f) los procedimientos más adecuados para acelerar el fraguado y endurecimiento (calentamiento de las sucesivas tongadas, curado al vapor y en autoclave).
- 4.º Estudio de las propiedades físicas de los hormigones de alta resistencia: resistencia en probeta prismática y cúbica; resistencia a tracción y a flexión; módulo de elasticidad; coeficiente de Poisson; resistencia a la helada; fragilidad; retracción; fluencia; uniformidad en la fabricación, y cuantías límites de armaduras.
- 5.º Cálculo de estructuras experimentales basado en los datos más afinados obtenidos en los estudios propuestos en los apartados 2.º, 3.º y 4.º antes citados; construcción y ensayo de estructuras de hormigón de alta resistencia (con resistencias de 1.000, 1.200 y 1.500 kg/cm²), considerando los aspectos económicos de las propias estructuras y de la tecnología de su fabricación.

Las Recomendaciones de la F.I.P. sobre fabricación y uso de hormigones de alta resistencia en estructuras se redactarán de acuerdo con las conclusiones que se deduzcan de los resultados que se estimen satisfactorios, obtenidos en los anteriores estudios.

Para el desarrollo de dichos estudios sería conveniente considerar los nuevos métodos para la obtención de hormigones de alta resistencia, que tienen en cuenta las tensiones internas del hormigón originadas por la retracción, la posibilidad de formación de micro-fisuras y la distribución de las tensiones producidas por la retracción y las cargas externas en un material tan heterogéneo como el hormigón.

Se estima necesario conseguir una cooperación internacional al desarrollo de dichos trabajos, siguiendo un programa coordinado y aprobado por el Comité Ejecutivo de la F.I.P.

Resulta aconsejable ampliar el número de miembros que en la actualidad forman la Comisión, para poder llevar a cabo el programa que debe aprobar el Comité Ejecutivo de la F.I.P.

Cualquier comentario o sugerencia respecto al futuro trabajo de esta Comisión o a la propuesta del Prof. Desov, deben dirigirse al secretario de la Comisión, en la Oficina Técnica de la F.I.P.:

Mr. W. F. G. Grozier Msc, MICE.
FIP Administrative Office.
52 Grosvenor Gardens.
London S.W.1.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO

La última reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Durabilidad", se celebró en Praga durante los días 25 y 26 de octubre. Se trataron los siguientes temas:

- a) Tensiones límites admisibles en el hormigón a compresión, en relación con la cuantía geométrica de las armaduras, cuando se emplean:
 1. alambres de acero;
 2. perfiles laminados de acero.
- b) Otros estados límites, tracción-impermeabilidad-capilaridad.

Durabilidad del hormigón en las estructuras pretensadas, en relación con los problemas propuestos por Mr. Moskvine, miembro del Grupo de la URSS.

Protección contra la corrosión del acero utilizado en el pretensado:

- a) protección directa del acero; discusión de varios métodos;
- b) aceros alojados en vainas.

Influencia de la fatiga en las estructuras pretensadas y en sus materiales básicos.

Comentarios y modificaciones propuestas por la Comisión, a las "Recomendaciones prácticas del Comité Mixto FIP-CEB para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón pretensado".

PUBLICACIONES DE LA F.I.P.

En la oficina Administrativa de la F.I.P., pueden adquirirse las siguientes publicaciones:

Segundo Congreso de la F.I.P., Amsterdam 1955. 990 páginas, figuras. 1958. Precio: £ 1.10.

Tercer Congreso de la F.I.P., Berlín 1958. Dos volúmenes, 766 y 209 páginas, figuras. 1959. (No pueden adquirirse por separado). Precio: £ 5.

Cuarto Congreso de la F.I.P., Roma-Nápoles 1962. Dos volúmenes, figuras. 1965 (No pueden adquirirse por separado). Precio: £ 5.

Simposio sobre Carreteras y Pistas de aterrizaje, en Hormigón Pretensado, Nápoles 1962. 165 páginas, figuras. 1965. Precio: £ 1.

Resistencia al fuego del Hormigón Pretensado. Simposio celebrado bajo el patrocinio de la Comisión de la F.I.P. en Braunschweig, Alemania.—Junio 1965, 155 páginas, figuras. Precio: £ 1.

Informe especial de la F.I.P. - número 3. Puentes de ferrocarril, en hormigón pretensado, por el Prof. ingeniero Dr. Jire Klimes. 32 páginas, figuras, junio 1966. Precio: £ 1.

Informe especial de la F.I.P. - número 4. Hormigones ligeros. Preparado por la Comisión de la F.I.P. sobre hormigones ligeros pretensados. 24 páginas, figuras, junio 1966. Bibliografía. Precio: 10 s.

Recomendaciones prácticas para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón pretensado. 81 páginas, figuras. Precio: £ 2.

(Nota: Pueden también adquirirse las versiones francesa y alemana de esta publicación).

*Quinto Congreso Internacional de la F.I.P. París. Junio 1966, figuras. Precio: £ 5.

*Esta publicación se está todavía preparando. Los que lo soliciten, recibirán un folleto explicativo de la misma, tan pronto como sea posible.

SIMPOSIO SOBRE EL CALCULO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO

Este simposio, organizado por el Comité del Hormigón Pretensado de la Concrete Society, se celebró en Church House, Westminster, Londres, el martes, día 6 de junio de 1967.

A dicho Simposio, se presentaron las siguientes comunicaciones:

PCS 7. Cálculo de puentes construidos a base de vigas de hormigón pretensado, de sección tipificada, por J.K. GREEN, BSc, AMIStructE, MInstHE.

PCS 8. Normas para el cálculo de puentes de hormigón pretensado, por A.D. HOLLAND, BSc, MICE, MIStructE.

PCS 9. El proyecto desde el punto de vista del contratista y su influencia en la construcción, por FRODE HANSEN, MSc.

PCS 10. Cálculo de puentes construidos a base de dovelas prefabricadas, por D.J. LEE, BScTech, DIC, MICE, MInstHE, AMIStructE.

PCS 11. El cálculo de tableros de puentes de hormigón pretensados in situ, por M. GAYNOR, BSc, MICE.

PCS 11. Apéndice, por M. GAYNOR, BSc, MICE.

Todas estas comunicaciones pueden adquirirse, al precio de 5 s, cada una, en:

The Concrete Society.

Terminal House.

Grosvenor Gardens.

London, S.W. 1.

XIII CONVENCION ANUAL DEL INSTITUTO DE HORMIGON PRETENSADO DE NORTEAMERICA

MONTREAL, 8-12 octubre 1967.

Los siguientes trabajos presentados por miembros del Grupo británico en la XIII Convención anual del PCI, celebrada en Montreal, del 8 al 12 de octubre, han sido publicados por The Concrete Society Limited:

PCS 12. Carreteras elevadas, de hormigón pretensado, en Gran Bretaña, por D.J. LEE, BScTech, DIC, MICE, MInstHE, AMIStructE.

PCS 13. Ensayos y desarrollo de las aplicaciones del hormigón pretensado en la construcción de vasijas de presión para reactores nucleares.

1. Investigación sobre los materiales utilizados en la construcción de vasijas de presión, en hormigón pretensado, por IAN DAVIDSON, MEng, MICE.
2. Ensayo de vasijas de presión, de hormigón pretensado, en Gran Bretaña, por I.W. HANNAH, BSc, AMICE.

PCS 14. Cálculo de vasijas de presión, de hormigón pretensado, en Gran Bretaña, por R.S. TAYLOR, BSc, AMICE.

PCS 15. Construcción de vasijas de presión, de hormigón pretensado, en Gran Bretaña, por J.D. HAY, MICE.

Copias de estos trabajos, al precio de 5 s cada una, pueden adquirirse en:

The Concrete Society Limited.
Terminal House.
Grosvenor Gardens.
London S.W. 1.

CONFERENCIA SOBRE ACABADO DE SUPERFICIES DE HORMIGON

Organizada por la Asociación de Cemento Portland de Nueva Zelanda y celebrada en junio de 1967.

Acaban de publicarse las Memorias de esta conferencia. En ellas se incluye, además de los textos de las comunicaciones, los resúmenes de las discusiones técnicas, los discursos de inauguración y clausura, fotografías de algunas de las actividades de la conferencia, y una relación de los participantes en la conferencia y de los expositores.

Se pueden adquirir copias de estas Memorias en la Asociación del Cemento Portland de Nueva Zelanda, P. O. Box 2792, Wellington C. 1, al precio de \$ 5.00 cada una.

INSTITUTO DE INVESTIGACION DEL HORMIGON Y HORMIGON ARMADO

MOSCU, URSS.

XV SESION DEL GRUPO SOVIETICO.

26-27 de junio de 1967.

Han participado en esta Sesión, científicos y especialistas en estructuras de hormigón pretensado de Moscú, Leningrado, Kiev, Cheljabinsk y otras ciudades rusas.

Se discutieron diferentes cuestiones relacionadas con la aplicación racional del hormigón pretensado a la construcción de puentes, así como las posibilidades de fabricación de superestructuras prefabricadas, de hormigón pretensado, de 66 m de longitud, para puentes de ferrocarril. Se expusieron algunos ejemplos del tesado de las armaduras de una Torre de TV de 537 m de altura y se discutieron también las peculiaridades de las estructuras y los métodos de construcción de arcos de 100 m y láminas de 100 × 100 metros.

En las revistas "Beton i Zhelezobeton", "Transportnoe stroitelstvo" y "Promishlennoe stroitelstvo", se publicará un informe sobre los temas tratados en esta XV Sesión.

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 193.

Vivienda experimental VDL, en Silver Lake, Los Angeles (U. S. A.); por R. J. Neutra, arquitecto.

Universidad de Illinois, zona del campus de Edwardsville (U. S. A.); por Hellmuth, Obata and Kassabaum, Inc., arquitectos.

Centro musical, en Los Angeles (U. S. A.); por W. Becket, arquitecto.

Museo de arte, en Los Angeles, California (U. S. A.); por W. L. Pereira, arquitecto.

Capilla en Whittier, California (U. S. A.); por A. C. Martin, arquitecto.

Ampliación del colegio Guadalaviar, en Valencia (España); por G. Ordóñez, Dexeus, Herrero y Belot, arquitectos.

I. Confortabilidad higrotérmica y ambiental del hombre; por A. Alamán, Dr. ingeniero industrial.

Construcción de una estación subterránea de cercanías en París-Austerlitz.

Tratamientos térmicos del hormigón; por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas.

Perforación de galerías sin empleo de explosivos; por G. Vié, ingeniero de minas.

I. Estructuras metálicas ligeras; por el Dr. H. Beer.

Materiales de Construcción. Ultimos Avances, Núm. 128.

Experiencias sobre automatización de hornos rotatorios con intercambiadores de calor en suspensión gaseosa; por W. Gortz.

Reinyección de polvo en hornos rotatorios por vía húmeda; por J. Fernández Vázquez-Gulias, Licenciado en Ciencias Químicas.

La utilización de las cenizas volantes según el reciente simposio de Pittsburgh; por A. López Ruiz, Dr. en Química Industrial.

Criterios sobre normas para cemento; por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas.

Influencia de los retardadores de fraguado sobre la retracción del hormigón; por Ch. Laleman.


Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con la tarifas siguientes de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Materiales de Construcción Ultimos Avances (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Ptas.	\$	Ptas.	\$
Socio adherido (2)	—	—	250	5
Suscriptor	500	10.00	300	6
Número suelto	60	1.80	100	2
Número extraordinario	75	2.25	(variable)	—
Número 137, extraordinario doble	150	4.50	—	—

(1) En los precios del extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.

(2) Socio adherido del I.E.T.: Categoría preferente de suscriptor, que, mediante el pago de 700 pesetas ó 15 dólares anuales, tiene derecho a:

- Recibir los diez números de la revista «Informes de la Construcción» y las ocho monografías que se publiquen durante el año.
- Comprar los libros que edite el Instituto, con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.
- Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I.E.T.
- Presentar comunicaciones al Instituto.
- Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse con asistencia limitada.



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