

Hormigón y acero

Últimas noticias de hormigón pretensado

86

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 1967, 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
- CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.** — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
- CONSTRUCCIONES CARLOS ERROZ.** — Avd. Carlos III, 50. Pamplona (Navarra).
- ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).** — Apartado, 553. La Coruña.
- HORMIGON PRETENSADO S.A.E. BBR.** — Rosellón, 229. Barcelona-8.
- NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.** — P.º de Pereda, 32. Santander.
- PACADAR, S. A.** — Castelló, 48. Madrid-1.
- PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS.** — Raimundo Fernández Villaverde, 43. Madrid-3.
- PROCEDIMIENTOS BARREDO.** — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
- S. A. ECHEVARRIA.** — Apartado 46. Bilbao-8.

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 Calí (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.

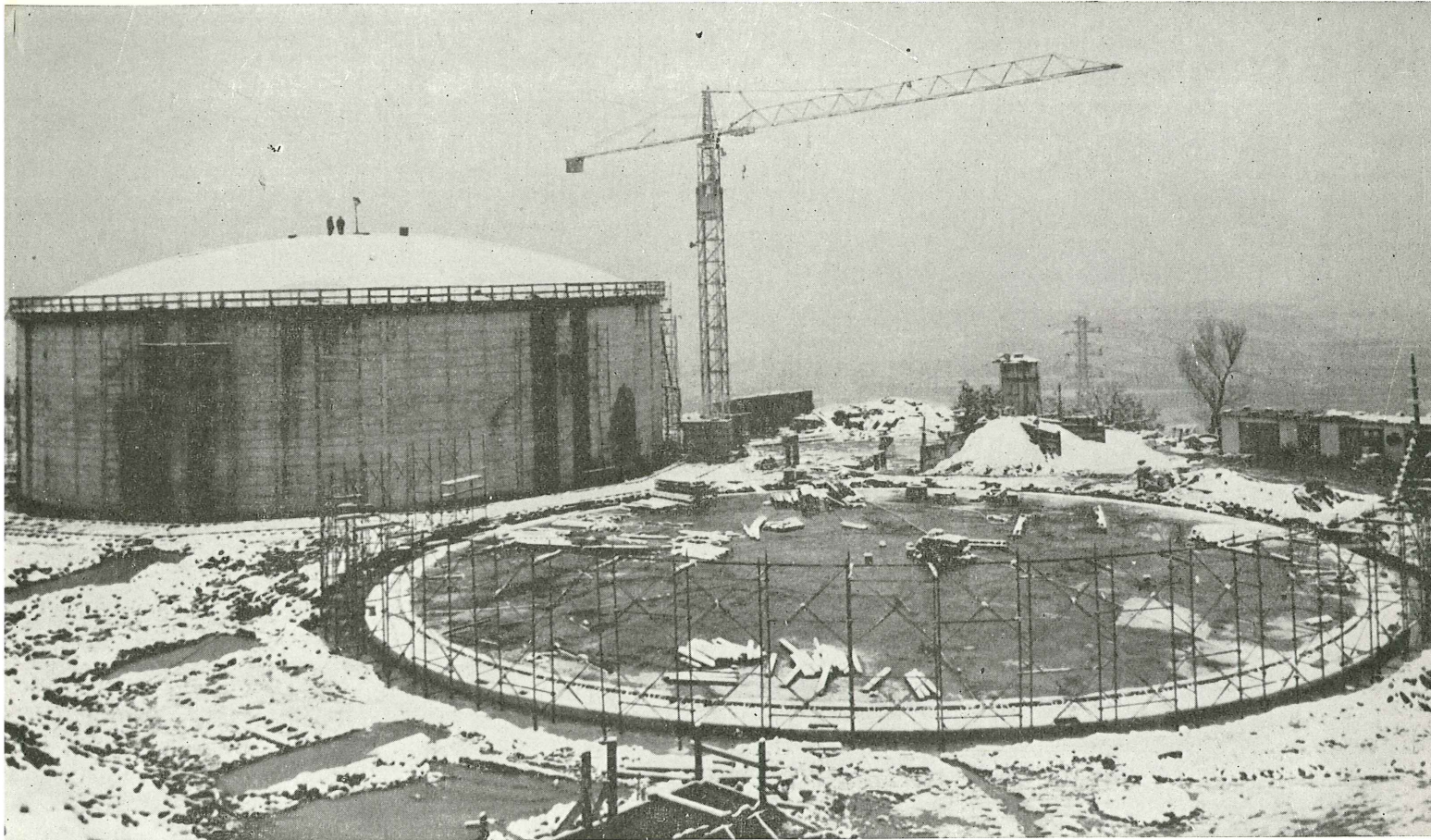
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).

**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



Depósito de 13.000 m.³ de capacidad en Ugarte (Vizcaya)
Constructor: Colomina G. Serrano, S. A.
Proyecto: Confederación Norte de España y Coviconsult

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. 23 97 97 - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: General Perón, 20, 1.º - Teléfono 233 36 17 - Madrid - 20

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

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

n. 86

enero - febrero - marzo 1968

i.e.t.c.c.

instituto eduardo torroja

de la construcción y del cemento

PATRÓNATO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA Y TÉCNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

demetrio gaspar



nuevo secretario general del instituto eduardo torroja, de la construcción y del cemento

Por el Consejo Ejecutivo del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, en la sesión celebrada el día 14 de marzo del presente año 1968, a propuesta de la Junta de Gobierno del Patronato de Investigación Científica y Técnica "Juan de la Cierva", y de conformidad con la del Consejo Técnico Administrativo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, se acordó el nombramiento del Dr. D. Demetrio Gaspar Tébar como Secretario General del citado Instituto.

Hasta la fecha, el Dr. Gaspar ocupaba el cargo de Investigador Jefe del Departamento de Estudios Especiales del mismo.

nueva junta de gobierno del instituto eduardo torroja de la construcción y del cemento

La Junta de Gobierno del Patronato de Investigación Científica y Técnica "Juan de la Cierva", en la sesión celebrada el día 5 de marzo del presente año 1968, de conformidad con lo que dispone el artículo 32 del reglamento, y a propuesta del Instituto Eduardo Torroja, acordó designar vocales de la junta de Gobierno del mismo a los Jefes de Departamento y División señores Arredondo, Batanero, Cabeza de Vaca, Calleja, Cassinello, Comyn, García Meseguer y Tobío.

La Junta de Gobierno queda, por tanto, constituida de la siguiente manera:

Presidente:

D. Jaime Nadal Aixalá
Director del I.E.T.c.c.

Vocales natos:

D. Gonzalo Echegaray Comba
Director adjunto.

D. Demetrio Gaspar Tébar
Secretario general.

Vocales:

D. Francisco Arredondo Verdú
Jefe del Departamento de Materiales.

D. Juan Batanero García-Geraldo
Jefe del Departamento de Estudios.

D. Joaquín Cabeza de Vaca y Guillamas
Jefe del Departamento de Administración.

D. José Calleja Carrete
Jefe del Departamento de Química.

D. Fernando Cassinello Pérez
Jefe del Departamento de Construcción.

D. Antonio Comyn Avial
Jefe de la División de Información y Asuntos Generales.

D. Alvaro García Meseguer
Jefe del Departamento de Asistencia Técnica.

D. José M. Tobío Sillero
Jefe de la División de Metrología.

Actuará como secretario, el Secretario General del Instituto Eduardo Torroja.

**asociación española
del hormigón pretensado**

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

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

Presidente: D. Florencio del Pozo
Vocales: D. Javier Lahuerta
D. Rafael Romero
Secretario: D. Rafael Piñeiro

hormigón y acero n. 86

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

	<u>Páginas</u>
457-0-43 La viga "PREFLEX". - II parte	9
The "Preflex" beam. - 2nd part	
La poutre "PREFLEX". - IIème partie.	
A. Lipski y A. Dobruszkes.	
951-9-22 Aplicación del pretensado al refuerzo de estruc- turas	41
Use of prestressing to strengthen structures.	
Application de la précontrainte au renforcement des struc- tures.	
R. Barredo.	
685-0-5 El endurecimiento eléctrico del hormigón	55
The electrical hardening of concrete.	
Le durcissement électrique du béton.	
J. Vassaux.	
837-4-20 Secciones tipificadas, de vigas de hormigón pre- tensado para puentes	69
Standardised sections of prestressed concrete for bridges.	
Sections normalisées, de poutres en béton précontraint, pour ponts.	
<i>Prestressed Concrete Development Group.</i>	
Recomendaciones de la Comisión sobre durabilidad de la F. I. P.	
	99
Nota de la Asociación Española del Hormigón Pretensado. Intercambio de Publicaciones.	
	115
"Notas de la F. I. P.", correspondientes a los meses de no- viembre y diciembre de 1967 y enero/febrero de 1968 . .	
	124

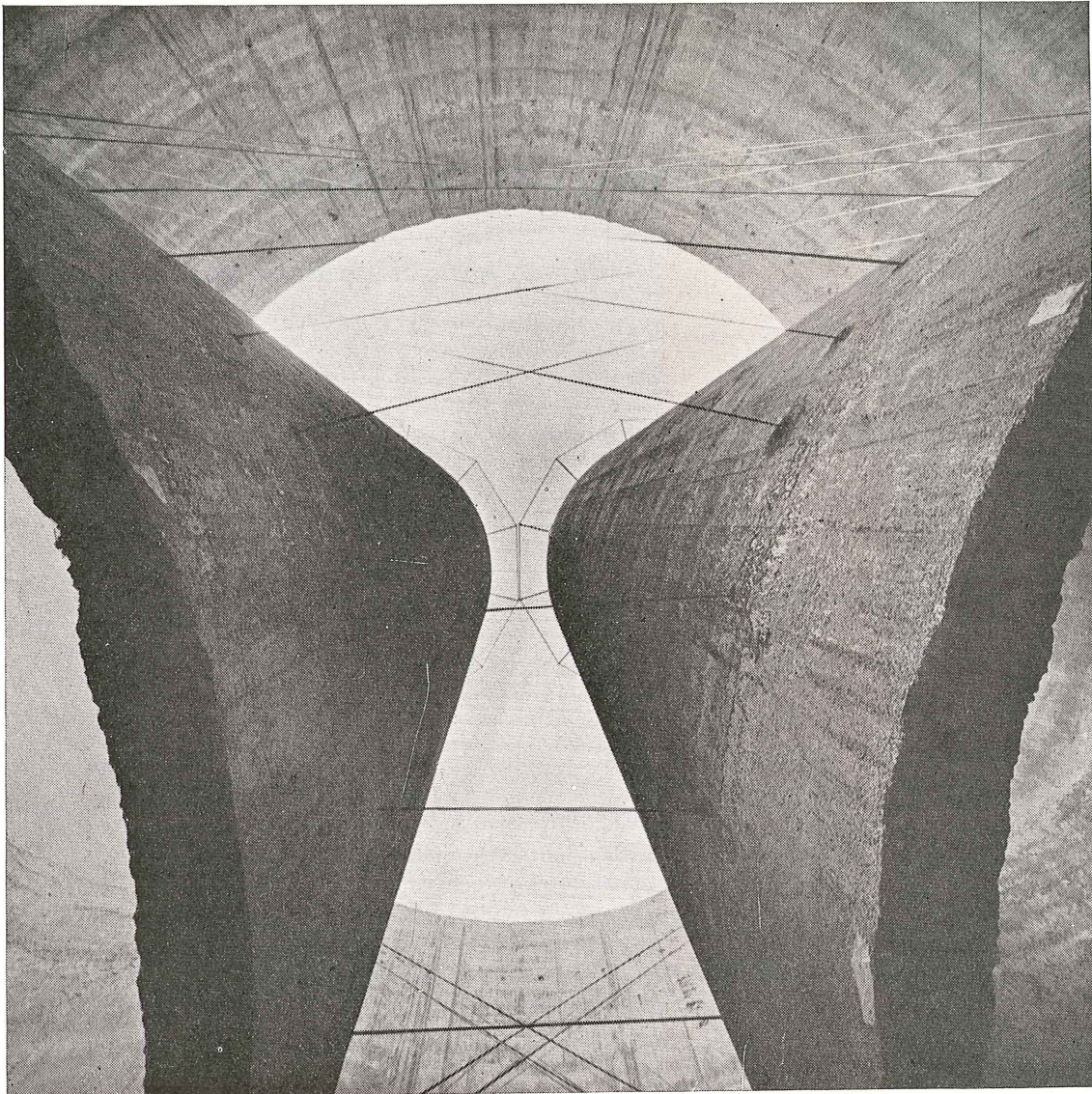
El Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo, y el hecho de que patrocine su difusión, no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

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 \varnothing 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"**

E S P A Ñ A

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. — Valladolid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelon
CENTRO INFORMATIVO CANARIO DE LA EDIFICACION. — Las Palmas de Gran Canaria.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA. — Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. —
Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUPRE. —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. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S. A. — AUXINI. —Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE LA CONSTRUCCION. — EXCO. —
Madrid.

FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERROLAND, S. A. — Valencia.
FORJADOS DOMO. — Madrid.
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.
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — Sevilla.
HORPRESA, S. A. — Madrid.
HORSA, S. A. — Barcelona.
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
IDEAM, S. A. — Madrid.
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION. — Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid.
INUGARA, S. A. — Burgos.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Valencia.
3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE MATERIALES. — Bilbao.
5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
MATUBO, S. A. — Madrid.
J. MIRO TREPAT, CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona.
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
V. PEIRO, S. A. — Valencia.
PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION. — PRELCONSA. — San Claudio (Oviedo).
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).
PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.

PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — POSTENSA. — Bilbao.
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
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).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
TETRACERO, S. A. — Madrid.
TOSAM, S. L. — Segovia.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Santa María de Barbarrá (Barcelona).
UNION MADERERA CACERENA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
VIAS Y ESTRUCTURAS, S. A. — Granada.
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián (Guipúzcoa).
VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla.
VIGUETAS NUÑEZ. — Salamanca.

EXTRANJERO

FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARRREAL. — Lima (Perú).
FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Buenos Aires (Rep. 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 — DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES — BIBLIOTECA CENTRAL. — Santiago de Chile (Chile).
UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRES — FACULTAD DE INGENIERIA. — La Paz (Bolivia).

la retracción de hormigones hidráulicos

Memorias del Coloquio RILEM-CEMBUREAU

Se recogen en los tres volúmenes de la obra, las 35 Comunicaciones presentadas al Coloquio — celebrado en el Instituto Eduardo Torroja, Madrid, los días 20-22 de marzo de 1968 —, así como los Informes Generales y Discusiones de los cuatro temas que se consideraron.

El temario fue: I. Teoría y medida de la retracción; II. Influencia de la composición del hormigón; III. Influencia de la forma y del ambiente; y IV. Retracción en obra (sus efectos y remedios).

Las aportaciones de los más destacados especialistas en la materia, hacen de esta obra una excelente puesta al día de tan importante cuestión. Los trabajos están escritos en inglés o francés, con resúmenes en ambos idiomas, y el precio de la obra completa es de 1.050 pesetas en España, o 15 \$ USA para el extranjero.

Pueden dirigir sus pedidos a: Instituto Eduardo Torroja, apartado 19.002, Madrid (España).

NOTA. — El tercer volumen aparecerá en breve.

premio barredo

La junta de profesores de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos ha otorgado, recientemente, el "Premio Barredo", que se concede al mejor proyecto fin de carrera sobre temas de hormigón pretensado o precomprimido, correspondiente al curso 1966-67 al Ingeniero de Caminos D. Alvaro Fernández Fernández.

la viga preflex

II parte

cálculo de vigas preflex basado en la teoría de los estados límites

Seguridad respecto al estado límite en función de la tensión de servicio, R_a (*)

NOTA DE LA REDACCION

Como continuación al artículo, sobre este mismo tema, publicado en el número anterior de nuestra Revista, y de acuerdo con lo que en él se prometía, a continuación se incluye el trabajo de A. Lipski y A. Dobruszkes, en el que se expone un nuevo método para el cálculo de las vigas PREFLEX con arreglo a la teoría de los estados límites.

Reiteramos nuestro agradecimiento a la S. A. PREFLEX por la documentación que amablemente nos ha facilitado, y gracias a la cual nos ha sido posible ofrecer a nuestros lectores estos interesantes trabajos.

1 NOTACION

1.1. Las notaciones adoptadas y, dentro de lo posible, se ajustan a las de la Circular Ministerial Francesa núm. 141, del 26 de octubre de 1953 y a las de la A.F.N.O.R. (**), que se recuerdan y completan a continuación:

1.2.

M_c = momento flector correspondiente a las cargas permanentes de servicio;

M_s = momento flector debido a las sobrecargas útiles (llamadas libres o móviles) de servicio;

M_t = momento flector total de servicio, es decir: $M_c + M_s$;

$m = \frac{M_s}{M_t}$ = coeficiente de movilidad de las cargas de servicio;

(*) En este trabajo se utilizan las expresiones "cálculo en estado límite" y "seguridad límite" por analogía con las de "cálculo en rotura" y "seguridad a rotura", normales en la actual terminología técnica.

(**) Cuando se redactó este trabajo, el "cálculo en estado límite" no figuraba aún en la reglamentación belga.

El método propuesto es aplicable a cualquier reglamentación. La adaptación de las fórmulas y gráficos a las prescripciones de la N.B.N 15 puede hacerse sin dificultad.

- R'_a = tensión de seguridad (admitida en servicio) del acero sometido a compresión;
 R_a = tensión de seguridad (admitida en servicio) del acero trabajando a tracción;
 R'_b = tensión de seguridad (admitida en servicio) del hormigón sometido a compresión;
 R'_{ae} = límite elástico del acero trabajando a compresión simple;
 R_{ae} = límite elástico del acero trabajando a tracción simple;
 R'_{brp} = tensión de rotura del hormigón, trabajando a compresión simple, en probeta prismática;
 w'_a = área de la sección metálica comprimida;
 w'_b = área de la sección comprimida, de hormigón;
 w_a = área de la sección metálica en tracción;
 σ'_a = tensión de compresión en el acero;
 σ'_b = tensión de compresión en el hormigón;
 σ_a = tensión de tracción en el acero;
 F' y F = resultante de las tensiones en las zonas comprimida y de tracción, respectivamente, de la sección, bajo las cargas de servicio (fase elástica);
 F'_u y F_u = resultante de las tensiones en las zonas comprimida y de tracción, respectivamente, de la sección, bajo las cargas correspondientes al estado límite (fase plástica) en las vigas preflectadas.
 $n = \frac{E'_a}{E'_b}$ = módulo de rigidez relativa acero-hormigón (en condiciones normales de servicio o régimen elástico);
 $n_u = \frac{R'_{ae}}{R'_{brp}}$ = módulo de tensión límite (*) relativo al acero-hormigón (en estado límite o régimen plástico);
 M_{ur} = momento resistente, correspondiente al estado límite de rotura de la sección total (no es aplicable en el caso de vigas preflectadas);
 M_{ud} o M_u = momento resistente de la sección total, correspondiente al estado límite de deformación. Es aplicable, únicamente, al caso de vigas preflectadas;
 S_r = seguridad a rotura (carece de significado en el caso de vigas preflectadas);
 S_i = seguridad a la estabilidad lateral (carece de significado en el caso de vigas preflectadas);
 S_d = seguridad a la deformación. Debe tenerse en cuenta solamente tratándose de vigas preflectadas. En este caso particular se tendrá:
 $S_u = S_d = \frac{M_u}{M_t} = \text{seguridad límite} = \frac{M_{ud}}{M_t}$;
 $b_{1,2,3\dots}$ = anchura de una sección de hormigón;
 $a_{1,2,3\dots}$ = anchura de una sección metálica;
 M_{ui} = momento resistente, de la sección total, correspondiente al estado límite de pandeo (no es aplicable en el caso de vigas preflectadas);
 R'_{bre} = tensión de rotura del hormigón, en compresión, en probetas cúbicas de 20 cm de lado.

(*) Se designa como tensión límite la originada por las cargas correspondientes al estado límite.

2 EXPOSICION Y DEFINICION DEL PROBLEMA

2.1. Se trata de determinar, mediante un cálculo previo, el valor del momento flector necesario y suficiente para que quede prácticamente fuera de servicio una viga preflectada, totalmente recubierta de hormigón, cuyas dimensiones son conocidas (*).

Recordemos que existen tres tipos de estados límites capaces de poner a una viga fuera de servicio, cuando se la somete a un proceso de carga creciente.

2.1.1. Vigas que se rompen cuando se aumenta la carga. La rotura lleva aparejada la destrucción de su capacidad resistente. El momento límite M , en este caso, es un momento de rotura: M_{ur} . Es lo que ocurre, normalmente, cuando se trata de vigas de hormigón armado ordinario o pretensado.

2.1.2. Vigas en las que, al ir incrementando la carga, llega un momento en que se desprende el recubrimiento de hormigón o se arruinan por otro fenómeno de inestabilidad. Su capacidad resistente queda también agotada. El momento límite M , en este caso, es el momento límite de pandeo M_{ui} .

Este tipo de agotamiento puede sobrevenir antes o después de que parte del material haya entrado en fase plástica. Como ejemplos de ambos casos pueden citarse: las vigas metálicas, sin recubrimiento, de sección muy delgada que, eventualmente, puede quedar reducida al alma constituida por un palastro; o la viga metálica, sin recubrimiento, de sección en I y anchura media (fig. 1).

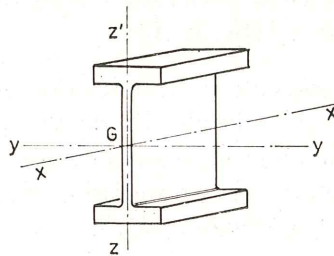


Fig. 1.

2.1.3. Vigas cuya capacidad resistente es prácticamente inagotable, al ir aumentando la carga se llega a un valor que se denomina "carga límite de deformación" o, para simplificar, "carga límite", que se caracteriza por la aparición de grandes deformaciones suplementarias para pequeños incrementos de carga. Es el caso de las vigas metálicas recubiertas de hormigón y, especialmente, el de las vigas preflectadas.

2.2. Entre el "estado límite de deformación" y el de rotura existe, como se ve, una diferencia esencial.

El "estado límite" (de deformación) se caracteriza por una gran deformación (flecha) que, además, aumenta rápidamente incluso bajo pequeños incrementos de carga. Pero la *capacidad resistente* de la viga metálica, por lo menos, no se agota (**).

(*) En este estudio no se considera el esfuerzo cortante. En realidad, sólo muy raramente este esfuerzo puede ser causa determinante de la ruina de una viga preflectada.

(**) La verdadera rotura no puede producirse, pues implicaría una deformación de tal magnitud que resulta inalcanzable en la práctica. Ello se debe, por una parte, a la ductilidad del acero (escalón de relajamiento) y, por otra, a la eliminación de toda posibilidad de pandeo (o fenómeno análogo) a causa del recubrimiento de hormigón.

En cambio la rotura, tal como se produce en las vigas de hormigón armado o pretensado, consiste en la destrucción de la pieza y su agotamiento total resistente.

Por otra parte, la característica de las vigas recubiertas de hormigón (sean o no preflexadas) de poder experimentar grandes deformaciones sin romperse, les confiere lógicamente una enorme capacidad de adaptación cuando están integradas en un sistema hiperestático.

2.3. Hay que resaltar otra diferencia importante entre las vigas cuya carga de agotamiento es una "carga límite de deformación" y aquellas en las que es una carga de rotura.

Las primeras son aptas para absorber una energía considerablemente mayor que las segundas, antes de quedar fuera de servicio. Las viguetas metálicas recubiertas de hormigón son, por consiguiente, muy superiores desde este punto de vista.

2.4. A pesar de estas diferencias tan importantes en favor de las vigas recubiertas de hormigón, a continuación se estudia la seguridad S_u , respecto al estado límite de las vigas preflexadas, de acuerdo con los criterios definidos en la Circular Ministerial Francesa número 141, del 26 de octubre de 1953, concerniente a la seguridad a la rotura, S_r , de las vigas de hormigón armado o pretensado; es decir, adoptando provisionalmente, los mismos coeficientes de seguridad (*).

2.5. Mención de las prescripciones francesas relativas a la seguridad "a rotura" de las vigas de hormigón pretensado (Artículo 14).

La circular admite "que el momento de rotura correspondiente a una sección de hormigón pretensado, sometida a flexión simple, ha de ser, por lo menos, igual al menor de los dos valores que pueden denominarse sus momentos resistentes de rotura: el momento resistente de rotura de las armaduras de pretensado, M_{RA} , por una parte, y, por otra, el momento resistente de rotura del hormigón, M_{RB} ".

Si por M_c y $2 M_s$ se designan, respectivamente, los momentos flectores originados por las cargas permanentes y el doble de las sobrecargas, el margen de seguridad a rotura podrá juzgarse conveniente si se satisfacen las desigualdades siguientes:

$$M_c + 2 M_s \leq 0,9 M_{RA} (**)$$

o,

$$M_c + 2 M_s \leq 0,7 M_{RB} (**)$$

La Circular Francesa distingue, por consiguiente, dos márgenes de seguridad diferentes, según que la viga falle por insuficiencia del acero ($0,9 M_{RA}$) o por insuficiencia del hormigón ($0,7 M_{RB}$).

(*) Este criterio equivale, en realidad, a despreciar las importantes ventajas relativas que ofrecen las viguetas metálicas recubiertas de hormigón, en general, y las viguetas preflexadas, en particular.

(**) Según el artículo 8.121 de la Norma N.B.N. 15 deberá verificarse:

$$1,30 M_c + 1,80 M_s \leq M_{RA}$$

$$1,33 M_c + 1,92 M_s \leq M_{RB}$$

En la "frontera" entre los dos casos antes mencionados se encuentra una sección llamada "crítica", en la cual, el fallo se produce, simultáneamente, por insuficiencia del acero y del hormigón ($M_{RA} = M_{RB}$).

La mencionada Circular indica la forma de calcular M_{RA} y M_{RB} para determinar de qué lado de la frontera se encuentra una sección dada.

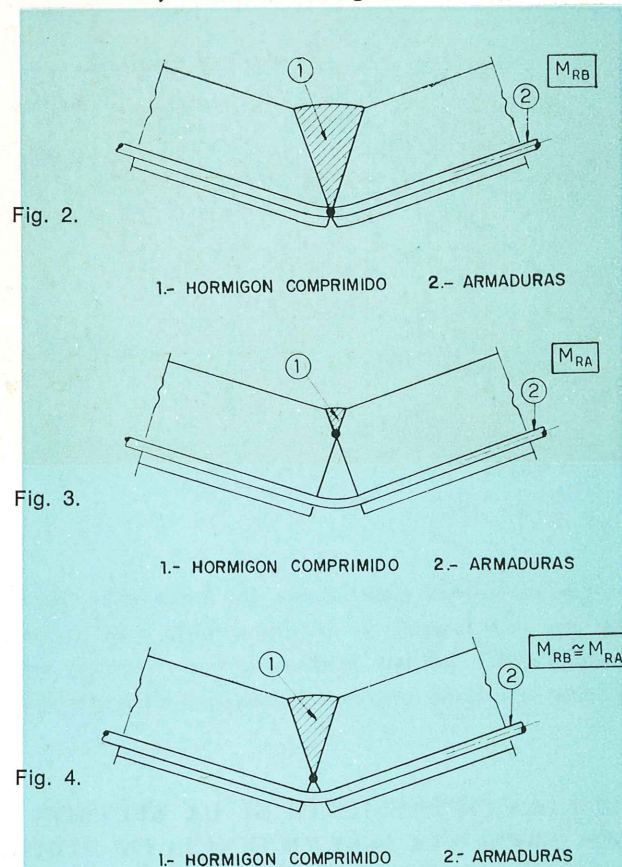
Sin embargo, es necesario señalar que el límite denominado "por insuficiencia del acero" es una rotura que empieza con la fluencia de la armadura, pero, en general, termina, como siempre, produciéndose por aplastamiento del hormigón.

La figura 2 es un esquema de la rotura por insuficiencia del hormigón. Es decir, corresponde al caso en que debe aplicarse el factor $0,7 M_R$.

El eje de la rótula se encuentra al nivel de la armadura.

La figura 3 representa la rotura debida a insuficiencia del acero, en cuyo caso debe aplicarse el factor $0,9 M_R$.

La figura 4 indica la rotura en una sección en la cual se alcanzan, casi simultáneamente, la insuficiencia del acero y la del hormigón.



Las desigualdades (1) y (2) se representan gráficamente en la figura 5.

Por otra parte, estas desigualdades pueden escribirse también de la forma que a continuación se indica. En el caso de insuficiencia de armadura:

$$(M_c + M_s) + M_s = M_t + M_s \leq 0,9 M_{ur}$$

es decir:

$$1 + \frac{M_s}{M_t} = 1 + m \leq 0,9 \frac{M_u}{M_t} = 0,9 \times S_{ur}$$

de donde:

$$S_{ur} \geq \frac{1 + m}{0,9} \tag{1'}$$

Análogamente, en el caso de insuficiencia del hormigón, se deduce:

$$S_{ur} \geq \frac{1 + m}{0,7} \tag{2'}$$

Debe hacerse notar que, en la inmensa mayoría de los casos prácticos, "m" vale aproximadamente 0,5, oscilando, en general, entre 0,25 y 0,75.

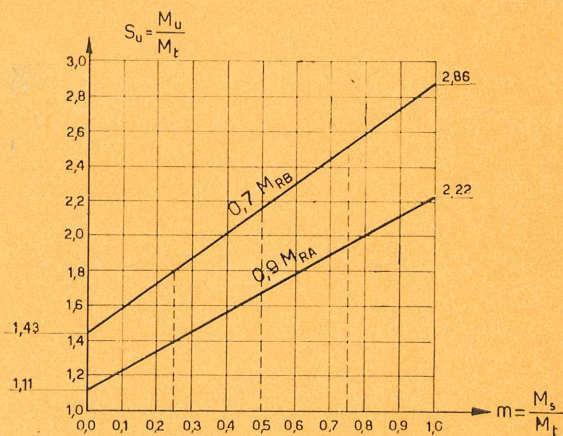


Fig. 5.

2.6. Vigas preflectadas.

Cuando se trata de vigas metálicas recubiertas de hormigón, preflectadas o no, resulta más difícil distinguir las dos formas de rotura debido a la presencia del alma y ala comprimidas del perfil metálico. El análisis gráfico de cada sección permite, sin embargo, resolver también el problema, en estos casos, sin mayores dificultades.

3 METODO GRAFICO PARA DETERMINAR SI LA SECCION DADA DE UNA VIGA PREFLECTADA PRESENTA INSUFICIENCIA DE HORMIGON (EN COMPRESION) O DEL ACERO (EN TRACCION). DEFINICION DEL CASO CONSIDERADO

3.1. En el fondo, el problema que se debe resolver es el siguiente:

Determinar si el ala inferior, en tracción, del perfil metálico de la viga, más parte del alma adyacente a la misma; entran en fluencia antes de que el hormigón de la cabeza

superior de la viga se rompe por aplastamiento o si, por el contrario, es este hormigón el que se rompe por aplastamiento antes de que el ala inferior del perfil metálico alcance la fluencia.

El caso límite en el que los dos fenómenos se producen simultáneamente corresponde a lo que se ha convenido en designar con el nombre de "sección crítica".

Cualquiera que sea la sección que se estudie, se empezará suponiendo que se trata de una "sección crítica". La aplicación del método que se propone permite saber si realmente se trata de una "sección crítica", o, si no lo es, a qué lado del caso límite se encuentra; es decir, si hay insuficiencia de acero en tracción, o insuficiencia de hormigón en compresión.

3.2. Se considerará, como ejemplo, la sección representada en la figura 6. Los elementos que la componen, una vez sobrepasada la fase elástica, son (véase más adelante, capítulo 4: "Método para la determinación de M_u "):

- a) el perfil metálico, laminado o soldado, simétrico o no, en el cual necesariamente habrá una parte trabajando a tracción y, eventualmente, una cierta zona comprimida;
- b) el hormigón comprimido de la cabeza superior (*).

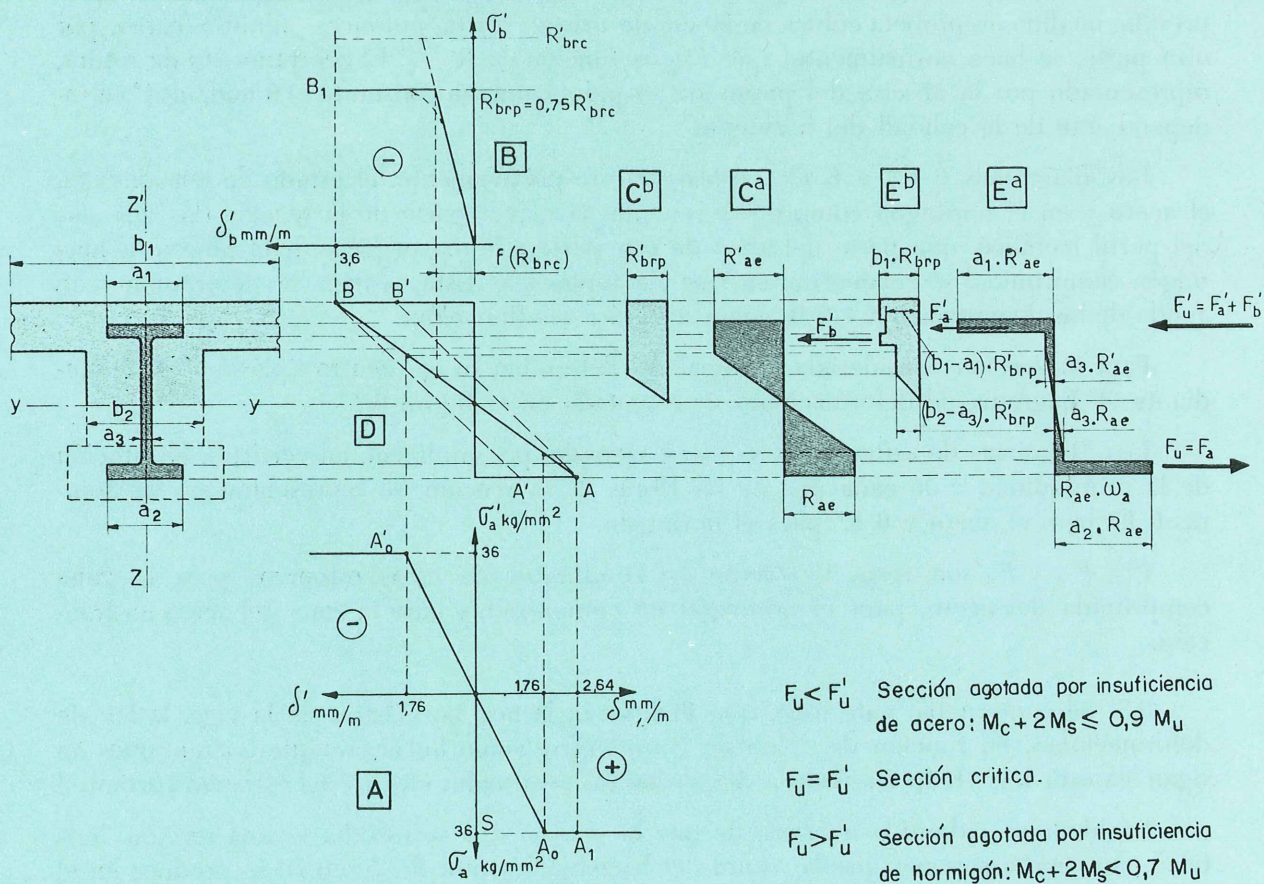


Fig. 6.

(*) Pueden también incluirse en la sección activa las barras de la armadura del hormigón que envuelve al ala en tracción del perfil metálico, así como las que se encuentran en la cabeza de hormigón comprimida. En este ejemplo no se han tenido en cuenta, para no complicar las figuras.

En la figura 6 A se representan los diagramas “alargamientos unitarios-tensiones” y “acortamientos unitarios-compresiones” del acero A 52 trabajando a tracción y a compresión simple, respectivamente. El trazado de estos diagramas se ha simplificado ligeramente, sustituyéndolos en ambos casos por un trazado birrectilíneo. La parte oblicua corresponde a la fase elástica y la horizontal a la plástica (escalón plástico).

Para el trazado de estos diagramas se ha tomado:

$$R'_{ae} = R_{ae} = 36 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{y} \quad E'_a = E_a = 20.500 \text{ kg/mm}^2$$

Del mismo modo, en la figura 6 B se reproduce el diagrama acortamientos unitarios-tensiones correspondiente al hormigón comprimido.

El trazado de este diagrama está basado en numerosos estudios experimentales, entre otros el de M. R. Chambaud (véase *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, París, núm. 61, febrero 1949, y núm. 101, noviembre 1949).

También en este caso se ha simplificado el diagrama, asimilándolo a una recta oblicua, tangente a la curva real en su origen y que corresponde a la fase que se ha convenido en llamar “elástica”, y a una horizontal que corresponde a la llamada fase “plástica”.

Para trazar este diagrama se parte del valor R'_{brc} (resistencia del hormigón, en compresión, medida en probeta cúbica de 20 cm de arista). Basta, entonces, admitir (como, por otra parte, se hace normalmente) que E'_b es función de R'_{brc} . El acortamiento de rotura, representado por la abscisa del punto B_1 , es prácticamente constante (3,6 mm/m) (*) e independiente de la calidad del hormigón.

Los diagramas 6 C^a y 6 C^b representan, respectivamente, el estado de tensiones en el acero y en el hormigón comprimido, cuando la mayor parte de la sección (las dos alas del perfil metálico, una parte del alma de este perfil y la mayor parte de la cabeza de hormigón comprimida) se encuentran en fase elastoplástica. Estas zonas se determinan con ayuda de los diagramas 6 A y 6 B, como se verá a continuación.

Para la sección considerada “crítica” se determina su eje neutro “plástico” Y-Y, mediante el diagrama de deformaciones representado en la figura 6 D.

Los diagramas de esfuerzos $b \times \sigma$ (por ejemplo, por cm lineal, en vertical), en función de la profundidad z de cada una de las fibras de la sección, se representan en las figuras 6 E^a para el acero y 6 E^b para el hormigón.

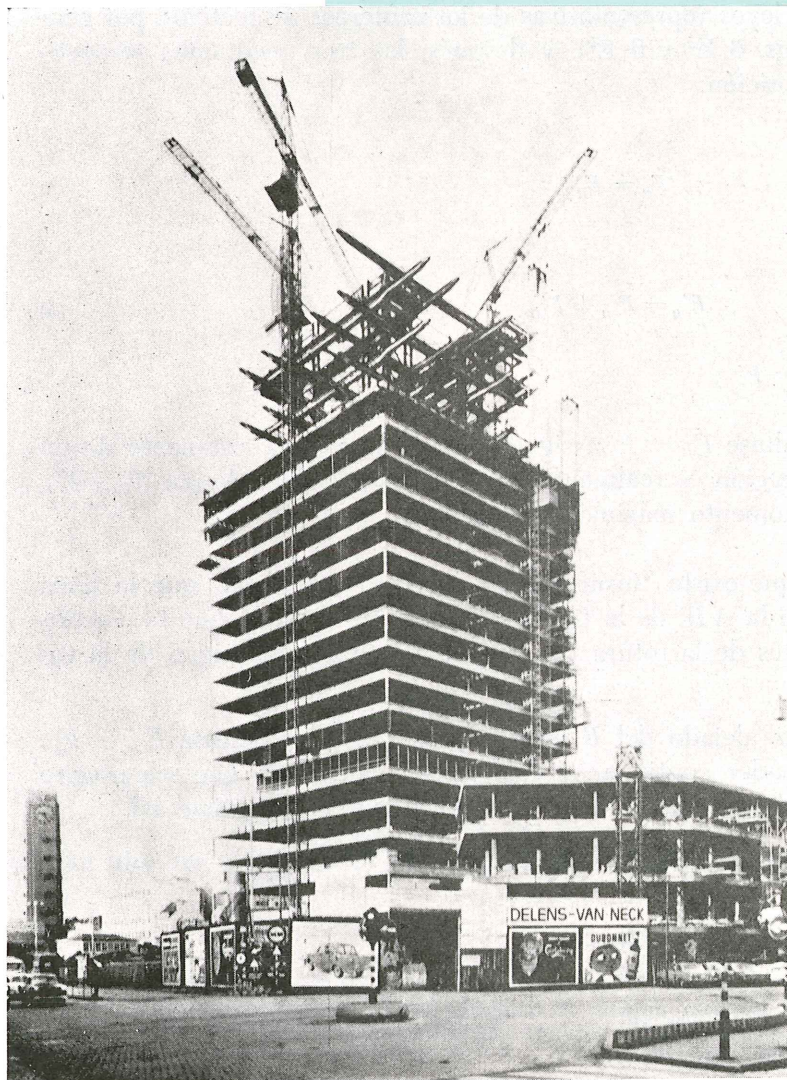
F'_a , F'_b y F_a son, respectivamente, las resultantes de estos esfuerzos para la zona comprimida del acero, para el hormigón en compresión y para la zona del acero en tracción.

3.3. Se comprueba, ante todo, que incluso en la fase no elástica de la viga, la ley de deformaciones, en función de z , puede considerarse como lineal, aunque las tensiones no sigan ya esta ley. (Esto equivale a desprestigiar los eventuales efectos del esfuerzo cortante.)

La hipótesis, admitida *a priori*, de que la sección que se estudia es una sección “crítica”, equivale a suponer que la rotura del hormigón (punto B_1 , fig. 6 B) se produce en el mismo momento en que toda el ala en tracción del perfil metálico entra en fase plástica (punto A_1 , fig. 6 A). En consecuencia, la ley de deformaciones (que no debe confundirse

(*) En la actualidad, este valor se toma siempre igual a 3,5 mm/m.

Nuevo edificio de la firma "Ieteren Frères", en Bruselas. Se utilizaron 42 vigas PREFLEX de luces comprendidas entre 8 y 18,10 m.



Edificio "Tour du Midi", en Bruselas. Montaje de vigas PREFLEX de 40 m. de longitud.

con la de tensiones) no podrá ser otra, en este instante, que la representada por la línea AB de la figura 6 D, teniendo en cuenta que:

1. El punto A se encuentra en la vertical de A_1 , punto que viene definido por la condición $A_1 S = 1,5 A_0 S$ (*).
2. El punto B se encuentra en la vertical de B_1 , punto cuya abscisa es invariable, según ya se ha dicho, cualquiera que sea la calidad del hormigón. En efecto, como es sabido, ningún hormigón normal puede romperse antes de alcanzar un acortamiento igual a 3,6 mm/m.

La ley AB (fig. 6 D) (deformaciones en función de z), por una parte, y los diagramas tensiones-deformaciones (figs. 6 A y 6 B), por otra, permiten trazar sin dificultad los diagramas de tensiones correspondientes, en función de z , siguientes:

- 1.º Tensiones de tracción en el acero (fig. 6 C^a).
- 2.º Tensiones de compresión en el acero (fig. 6 C^a).
- 3.º Tensiones de compresión en el hormigón (fig. 6 C^b),

y deducir de ellos, primero, las leyes representativas de los esfuerzos respectivos, por centímetro lineal, verticalmente (figs. 6 E^a y 6 E^b), y después, las tres resultantes respectivas F_u , F'_u y F'_b , en valor y posición.

Haciendo entonces:

$$F_u = F_a \quad (3)$$

y

$$F'_u = F'_a + F'_b \quad (4)$$

se estudia la relación entre F_u y F'_u .

3.4. Si, por casualidad, resultase $F_u = F'_u$, significaría que se trata realmente de un caso "límite", es decir que la sección es realmente "crítica". El par formado por F_u y F'_u será, por otra parte, igual al momento máximo resistente M_u .

3.5. Si $F_u < F'_u$ significa que existe "insuficiencia de acero", es decir, que la línea real de deformación es tal como la AB' de la figura 6 D, lo que significa que la plastificación del acero se produce antes de la rotura por aplastamiento del hormigón de la cabeza superior.

El punto B' está tanto más alejado del B cuanto mayor es la diferencia $F'_u - F_u$. La conclusión necesaria para poder continuar el cálculo, se deduce sin que sea preciso determinar la posición exacta del punto B' . Esta conclusión puede resumirse así:

De acuerdo con la "Circular Ministerial" de Francia, la fórmula que en este caso debe aplicarse es:

$$M_c + 2 M_S \leq 0,9 M_u$$

(*) Se ha adoptado el coeficiente 1,5 para respetar la condición de que toda el ala inferior del perfil metálico debe encontrarse en régimen plástico. Podría tomarse cualquier otro valor superior a la unidad, por ejemplo 1,25 ó 2, sin variar sensiblemente el resultado.

o, lo que es lo mismo:

$$S_u \geq \frac{1+m}{0,9} \quad (5)$$

3.6. Si, por el contrario, resulta $F_u > F'_u$, significa que existe "insuficiencia de hormigón", es decir, que la línea real de deformación es tal como la BA' , lo que quiere decir que se alcanza la rotura por aplastamiento del hormigón antes de que el acero del ala inferior entre en fase plástica. El punto A' estará tanto más alejado del A cuanto mayor sea la diferencia $F_u - F'_u$.

En este caso deberá utilizarse la fórmula:

$$M_c + 2M_s \leq 0,7 M_u \quad \text{ó} \quad S_u \geq \frac{1+m}{0,7} \quad (6)$$

3.7. En lo que sigue, se estudiará únicamente el caso en que $F_u < F'_u$, que es el que con mayor frecuencia se presenta en las vigas preflexadas. Por consiguiente, será la fórmula (5) la que deberá aplicarse, una vez que se haya comprobado que se verifica realmente la desigualdad $F_u < F'_u$.

Conviene señalar, al propio tiempo, que existe una cierta anomalía al reemplazar bruscamente el coeficiente 0,7 por 0,9 cuando F'_u/F_u excede, por muy poco, el valor 1. Sin embargo, no se insiste en esta anomalía, ya que, en el caso de perfiles metálicos recubiertos de hormigón esta relación resulta, en general, ampliamente superior a la unidad.

4 METODO PARA DETERMINAR M_u .

4.1. Para la determinación exacta de M_u debería, ante todo, dibujarse con mayor precisión la figura 6, fijándose la inclinación de AB respecto a la vertical en función de una definición razonable de la flecha admisible en la viga al alcanzar su estado límite. De esta forma, la posición de la fibra neutra $Y-Y$ quedaría más próxima del borde superior de la viga. A continuación, una vez comprobado, por ejemplo, que $F_u \ll F'_u$, debería buscarse (por tanteo) el punto B' (con una nueva fibra neutra) para el cual resultase $F' = F_u$, teniendo siempre en cuenta que $F'_u \gg F_u$. El momento resistente máximo M_u vendría dado por el par de fuerzas F' y F_u . Este procedimiento, sin embargo, resultaría muy laborioso. En cambio, siguiendo el método que a continuación se expone, se comete sólo un error muy pequeño y resulta mucho más sencillo.

El sistema de cálculo que se propone para determinar el momento límite de deformación de las vigas preflexadas, está basado en la teoría clásica expuesta, por ejemplo, en las "Notas Técnicas de la Comisión para el estudio de las Construcciones Metálicas" (Bruselas), Publicación C-12.

Esta teoría admite la plastificación total de los dos materiales, acero y hormigón, que componen la sección de la viga, excluyendo, naturalmente, el hormigón en tracción (*).

4.2. En la fase plástica límite, la posición del eje neutro de la sección no coincide, generalmente, con la de la fibra neutra en fase elástica.

(*) Se puede, sin embargo, tener en cuenta las armaduras aun cuando éstas se desprecien en los cálculos llamados "elásticos".

En efecto, dicha posición viene definida, no por el centro de gravedad de la sección activa homogeneizada, $\Sigma w z = 0$ (todo elemento diferencial, $d w'_b$, de hormigón comprimido se asimila a un elemento ficticio, equivalente, de acero haciendo: $d w'_{a \text{ fict}} = \frac{d \cdot w_b}{n}$) sino por la condición de igualdad de las áreas en tracción y en compresión $\Sigma w = \Sigma w'$. Estas áreas deberán haberse homogeneizado también previamente, pero no en la forma antes indicada; todo elemento diferencial del hormigón en compresión, $d w'_b$, se asimila no a $\frac{d w'_b}{n}$, sino a $\frac{d w_b}{n_u}$ (*).

El hormigón que queda por debajo del eje neutro "plástico" no se tiene en cuenta en el cálculo aunque parte de él se encuentre, en fase elástica, en la zona comprimida.

4.3. Debe hacerse notar que, de este modo, la posición del eje neutro y el momento límite resistente de la viga se pueden determinar sin necesidad de utilizar el valor de $n = \frac{E'_a}{E'_b}$ (siempre molesto por ser variable en la práctica y mal conocido) y sin que haya que tener en cuenta fenómenos tales como la fluencia y la retracción. El valor de $n_u = \frac{R'_{ae}}{R'_{brp}}$ no presenta estos inconvenientes.

4.4. Los elementos de la sección, que intervienen en el cálculo del momento resistente son, por consiguiente, los que a continuación se indican:

4.4.1. En la zona de tracciones (inferior) respecto a la fibra neutra plástica.

Todos los elementos de acero, con exclusión de cualquier elemento de hormigón.

La resistencia límite de la zona de tracciones viene expresada por:

$$F'_u = w_a \cdot R_{ae} \quad (7)$$

Para el acero A 52, generalmente empleado, $R_{ae} = 3.600 \text{ kg/cm}^2$.

4.4.2. En la zona de compresiones (superior) respecto a la fibra neutra plástica.

Todos los elementos, de acero y de hormigón.

La resistencia límite de la zona de compresiones viene expresada por:

$$F'_u = w'_a \cdot R_{ae} + w'_b \cdot R'_{brp} \quad (8)$$

En general:

$$R'_{ae} = R_{ae} = 3.600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad R'_{brp} = 0,75 R'_{brc}$$

siendo R'_{brc} la resistencia a compresión del hormigón, medida en probeta cúbica de 20 cm de arista, cuyo valor varía, generalmente, entre 300 y 500 kg/cm^2 , según la calidad del hormigón.

(*) La diferencia entre n y n_u se ha expuesto anteriormente en "Notación", párrafo 1.2.



Edificio "Tour du Midi", en Bruselas. Se utilizaron 144 vigas PREFLEX de 40 m de longitud, en la construcción de la torre, y 16 en los edificios anejos.

4.4.3. El eje neutro plástico de la sección mixta, en el límite, se determina a partir de la relación:

$$F_u = F'_u$$

o bien:

$$w_a \cdot R_{ae} = w'_a \cdot R'_{ae} + w'_b \cdot R'_{brp} \quad (9)$$

4.4.4. El momento resistente límite (de deformación) de la sección completa, viene dado por el par de fuerzas F_u y F'_u . Se expresa por la relación:

$$M_u = w_a \cdot R_{ae} \cdot Z_a + w'_a \cdot R'_{ae} \cdot Z'_a + w'_b \cdot R'_{brp} \cdot Z'_b \quad (10)$$

en la cual Z_a , Z'_a y Z'_b son, respectivamente, las distancias de los centros de gravedad de w_a , w'_a y w'_b al eje neutro plástico determinado por la fórmula (9).

5 SEGURIDAD LIMITE

5.1. Aplicando al caso de las vigas preflectadas los criterios definidos en la Circular Ministerial Francesa núm. 141 (art. 14) para el hormigón pretensado, el margen de seguridad será suficiente cuando:

$$S_u \geq \frac{1+m}{0,9} \quad (*) \quad \text{siendo: } m = \frac{M_u}{M_t} \quad (11)$$

tomando para M_u el valor definido por la expresión (10).

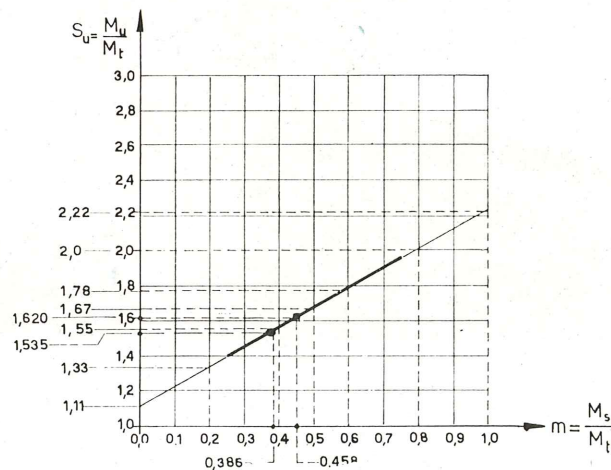


Fig. 7.

Como ya se ha indicado, la condición (11) es otra forma de la fórmula dada en la Circular Ministerial Francesa antes citada y puede representarse por el gráfico de la figura 7, que da S_u en función de m .

(*) Véase la fórmula (1') de la página 14.

Este gráfico indica el valor mínimo admisible del coeficiente de seguridad límite $S_u = \frac{M_u}{M_t}$ correspondiente a un valor dado de $m = \frac{M_s}{M_t}$, de acuerdo con la Circular Ministerial número 141.

En dicho gráfico se ha destacado la zona que corresponde a la casi totalidad de los casos normales, especialmente en puentes.

En la tabla siguiente se recogen algunos valores numéricos particulares de las dos variables citadas:

$m = \frac{M_s}{M_t}$	$S_u = \frac{M_u}{M_t}$ mínimo
0	1,11
0,2	1,33
0,386 (*)	1,535
0,4	1,55
0,458 (*)	1,62
0,5	1,67
0,6	1,78
0,8	2,00
1,0	2,22

(*) Véase más adelante los ejemplos de cálculo.

6 TENSIONES MAXIMAS DE SERVICIO: CALCULO EN FASE ELASTICA

6.1. En general, este es el cálculo que se efectúa primero. La sección que de él se deduce, se comprueba después mediante el cálculo en estado límite [fórmula (11)] y, en caso necesario, se refuerza la sección.

Dicho en otras palabras, si la sección obtenida mediante el cálculo de las tensiones de servicio resulta insuficiente desde el punto de vista de la "seguridad límite", es necesario reducir dichas tensiones de servicio con el fin de conseguir que se satisfaga la fórmula (11).

En la mayoría de los casos prácticos, para las vigas del tipo que aquí se estudia (figura 6) la condición que resulta determinante es $\sigma_a \leq R_a$ y es, precisamente, la tensión σ_a la que habrá que reducir si al comprobar la seguridad límite de la sección, dicha seguridad resulta insuficiente. Por otra parte, esto no suele ocurrir casi nunca cuando $m = \frac{M_s}{M_t}$ es grande (véanse más adelante los ejemplos de cálculo).

Como regla general, los valores que suelen admitirse para las tensiones de servicio son los siguientes:

6.2. Acero de la armadura metálica.

6.2.1. Se limitan las tensiones máximas de servicio, tanto en tracción como en compresión:

$$\sigma_a \leq R_a; \quad \text{y} \quad \sigma'_a \leq R'_a, \quad \text{haciendo} \quad R_a = R'_a = 0,8 R_{ae}$$

(Es decir, $R_a = R'_a = 2.880 \text{ kg/cm}^2$, si $R_{ae} = 3.600 \text{ kg/cm}^2$)

6.2.2. No obstante, se admite que, durante la construcción de la viga, las tensiones σ_a y σ'_a pueden alcanzar mayores valores hasta llegar a:

$$R_a = R'_a = 0,9 R_{ae} \quad (\text{es decir, } 3.240 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } R_{ae} = 3.600 \text{ kg/cm}^2)$$

Esta sobretensión sólo podrá presentarse entre la preflexión y el desbloqueo de la viga.

6.3. Hormigón de la cabeza de compresión.

Se consideran aquí las tensiones normales de compresión que actúan sobre las distintas fibras de la sección *transversal* más solicitada de la viga. En la limitación de estas tensiones se prescinde de las que pueden originarse en otras fibras, especialmente las originadas por el simultáneo funcionamiento de la cabeza de compresión como losa sometida a flexión en dirección perpendicular al eje de la viga.

Deben estudiarse dos casos:

6.3.1. El módulo resistente, respecto al acero en tracción, de la sección completa constituida por el perfil metálico y el hormigón comprimido ($\frac{I}{a}$ de la figura 9), es inferior o igual a 1,25 veces el módulo resistente del perfil metálico sólo ($\frac{I}{a}$ de la figura 8).

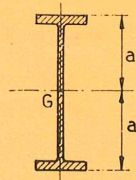


Fig. 8.

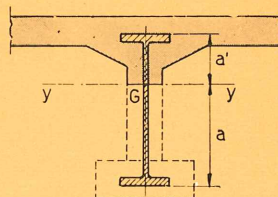


Fig. 9.

En este caso la tensión se limitará a:

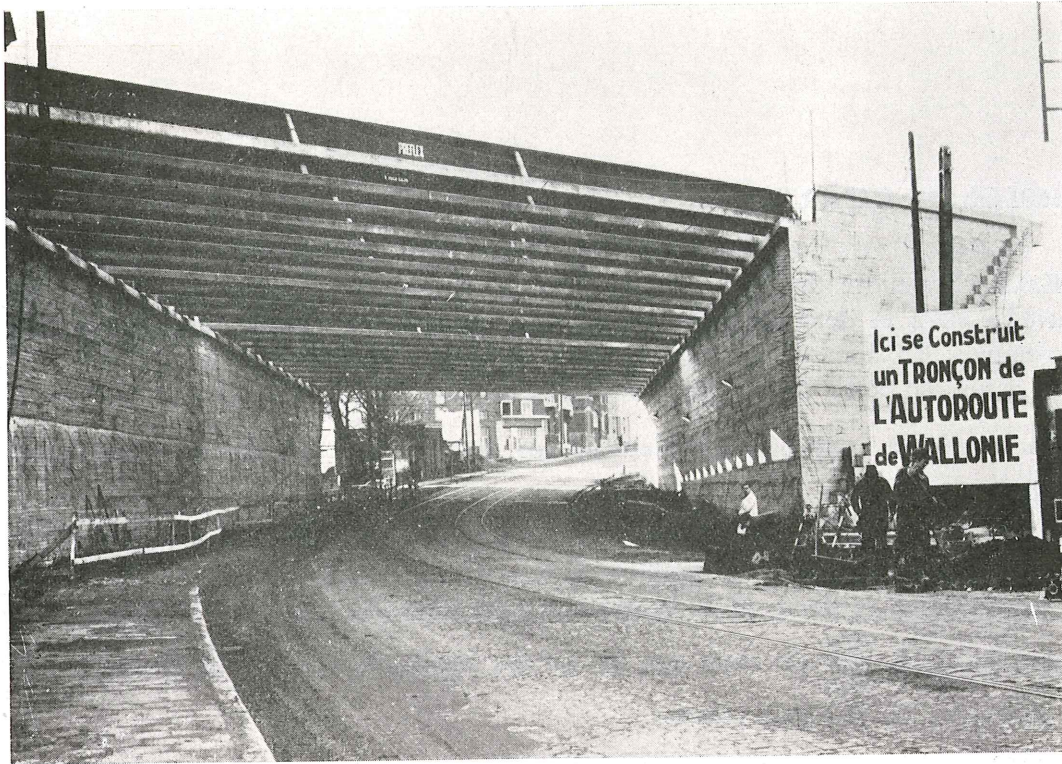
$$\sigma'_b \leq R'_b, \quad \text{siendo} \quad R'_b = 0,4 R'_{brc}$$

en donde R'_{brc} es la resistencia en compresión medida en probeta cúbica, de 20 cm de arista, a la edad de la entrada en servicio del hormigón.

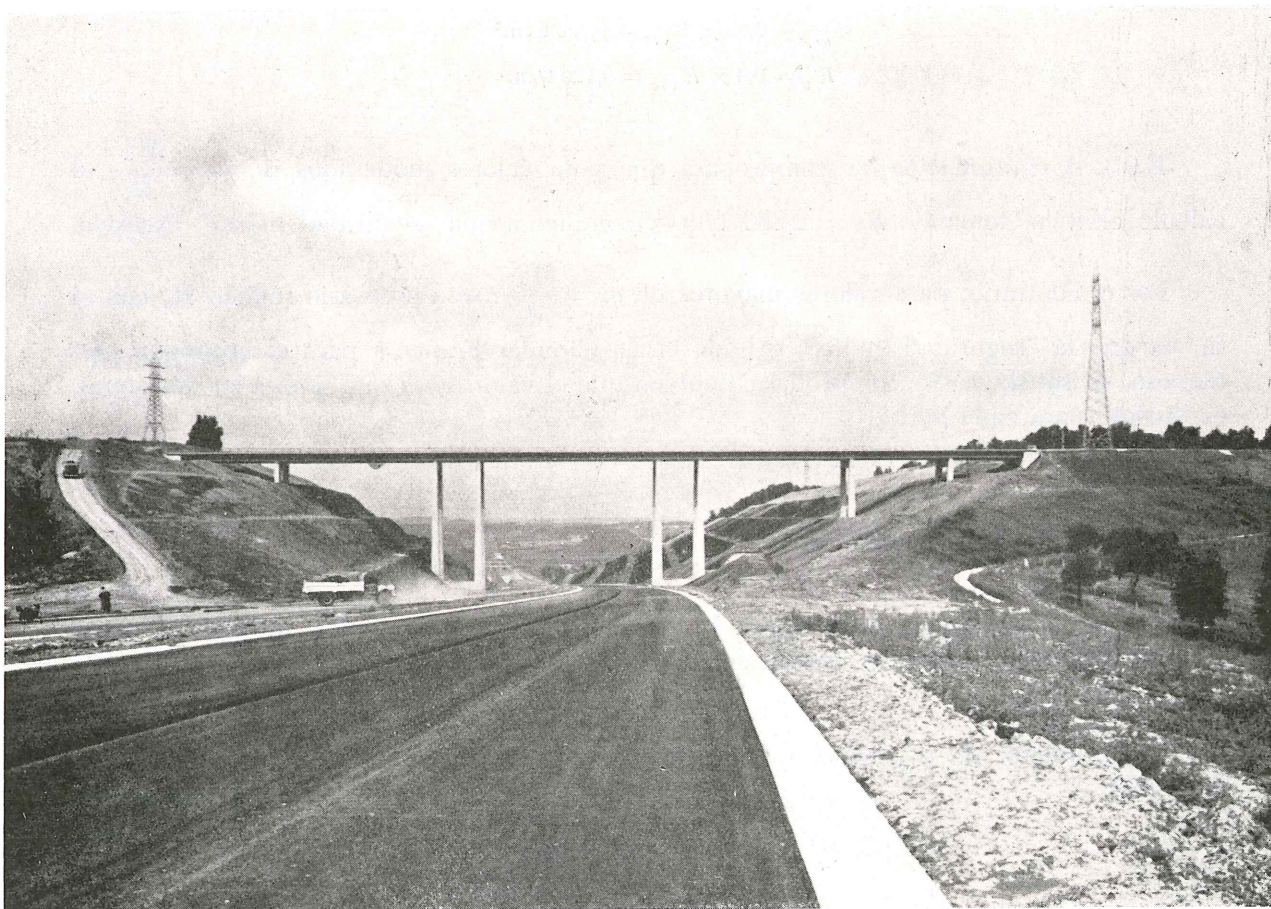
6.3.2. El módulo $\frac{I}{a}$ de la figura 9 es superior a 1,25 veces el módulo $\frac{I}{a}$ de la figura 8.

En este caso el límite de la tensión se fija en:

$$\sigma'_b \leq R'_b \quad \text{siendo} \quad R'_b = 0,33 R'_{bc}$$



Puente núm. 25, en Manage, para la autopista de Wallonie. La estructura del tablero está constituida por una viga PREFLEX de 32,30 m de luz y 22 de 31,10 m.



Puente de Saive, en la autopista Amberes-Lieja. En su construcción se utilizaron 24 vigas PREFLEX de luces variables entre 19,60 m y 34,40 m.

EJEMPLOS DE CALCULO

E.0.1. Con el fin de dejar patente cómo se aplican, en el cálculo práctico, las reglas enunciadas para la determinación del valor S_u de una viga preflexada, se han elegido dos ejemplos. En uno se parte de un perfil DIN 50 y en otro de un perfil DIN 100. En ambos casos, el perfil lleva una platabanda de refuerzo soldada al ala en tracción.

En las figuras respectivas se indican los detalles correspondientes a las secciones elegidas.

E.0.2. Para cada uno de dichos perfiles se determinará primeramente, siguiendo el método gráfico expuesto en el capítulo 3, si la sección dada se encuentra en el caso que aquí se considera, es decir, el de insuficiencia de acero (en tracción). Se calcula después la seguridad $S_u = \frac{M_u}{M_t}$ de cada una de las dos vigas, admitiendo para el cálculo de M_t (fase elástica) y de M_u (fase plástica):

$$\begin{aligned} R_{ae} &= R'_{ae} = 3,6 \text{ t/cm}^2 \\ R_a &= 0,8 \times R_{ae} = 2,880 \text{ t/cm}^2 \\ R'_{brc} &= 0,300 \text{ t/cm}^2 \\ R'_{brp} &= 0,75 \times R'_{brc} = 0,225 \text{ t/cm}^2 \\ R'_b &= 0,4 \times R'_{brc} = 0,120 \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

E.0.3. A continuación, se comprobará que para valores moderados de $m = \frac{M_s}{M_t}$ el cálculo elástico, tomando $R_a = 2,880 \text{ t/cm}^2$, conduce a una “seguridad límite”, excesiva.

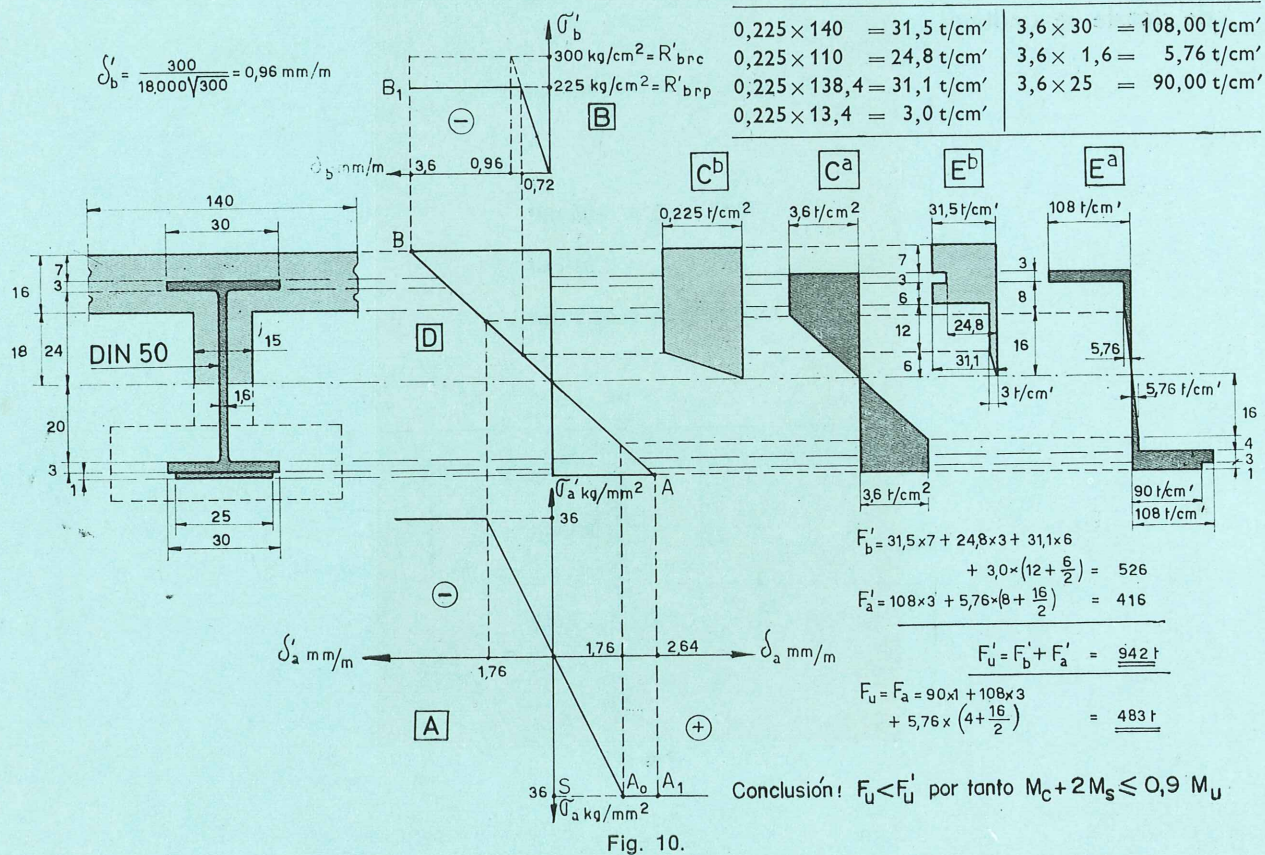
Por el contrario, para valores mayores de $m = \frac{M_s}{M_t}$, será necesario reducir R_a con el fin de que la “seguridad límite”, exigida en la Circular Francesa para el hormigón pretensado, se satisfaga. Se comprobará también que el valor de m que separa las dos zonas, es distinto para cada perfil.

Primer ejemplo: Sección DIN 50.

E.1.1. Los diagramas de la figura 10 y los cálculos relativos a los mismos permiten deducir que, en el límite, la sección se encuentra netamente en el caso de insuficiencia de acero (en tracción).

La condición de seguridad que debe aplicarse en este caso, será por tanto [fórmula (5)]:

$$S_u \leq \frac{1+m}{0,9} \quad \text{o bien} \quad m = \frac{M_s}{M_t}$$



E.1.2. Fase límite de deformación plástica (fig. 11):

Se tiene:

$$n_u = \frac{3,600}{225} = 16$$

$$\frac{w'_b}{16} = \frac{140}{16} \times 7 = 61,3$$

$$+ \frac{110}{16} \times 3 = 20,6$$

$$+ \frac{138,4}{16} \times Z_0 = 8,65 \times Z_0$$

$$= 81,9 + 8,65 \times Z_0$$

$$w'_a = 30 \times 3,0 + 1,6 \times Z_0 = 90 + 1,6 \times Z_0$$

$$w_a = 25 + 90 + 1,6(44 - Z_0) = 185,5 - 1,6 \times Z_0$$

Haciendo:

$$R'_a = 16 \times R'_{brc} = R_a = 1$$

en virtud de la fórmula [9] deberá verificarse:

$$81,9 + (8,65 \times Z_0) + 90 + (1,6 \times Z_0) = 185,5 - (1,6 \times Z_0)$$

de donde se deduce:

$$Z_0 = 1,5 \text{ cm (ver figura 11)}$$

y

$$8,65 \times Z_0 = 9,95 \text{ cm}^2$$

$$1,6 \times Z_0 = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$1,6 (44 - Z_0) = 68,5 \text{ cm}^2$$

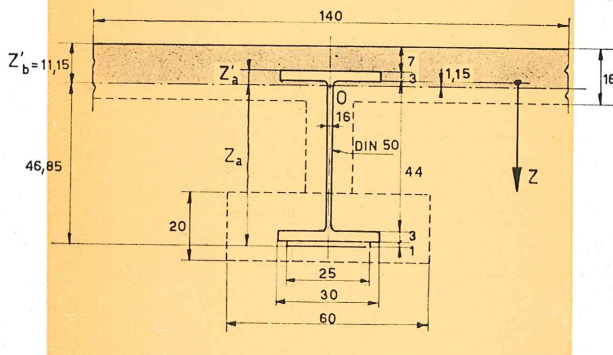


Fig. 11.

El momento límite será:

R_a t/cm ²	w cm ²	$R_a w$ t	Z cm	$R_a \cdot w \cdot Z$ t/cm	Cálculo de Z
B'	$3,6 \times 61,3 = 220$	660	$\times 7,65 = 1680$	1680	$11,15 - 3,50 = 7,65$
	$3,6 \times 20,6 = 74$		$\times 2,65 = 196$		$11,15 - 8,50 = 2,65$
	$3,6 \times 9,95 = 36$		$\times 0,575 = 21$		$1,15 : 2 = 0,575$
A'	$3,6 \times 90 = 324$	660	$\times 2,65 = 860$	860	$1,50 + 1,15 = 2,65$
	$3,6 \times 1,84 = 6$		$\times 0,575 = 3$		$1,15 : 2 = 0,575$
Comprobación		660			
A	$3,6 \times 68,5 = 246$	660	$\times 21,425 = 5280$	5280	$48,85 : 2 = 21,425$
	$3,6 \times 90 = 324$		$\times 44,35 = 14370$		$46,85 - 2,5 = 44,35$
	$3,6 \times 25 = 90$		$\times 46,350 = 4160$		$46,85 - 0,5 = 46,35$
Comprobación		660		26570	

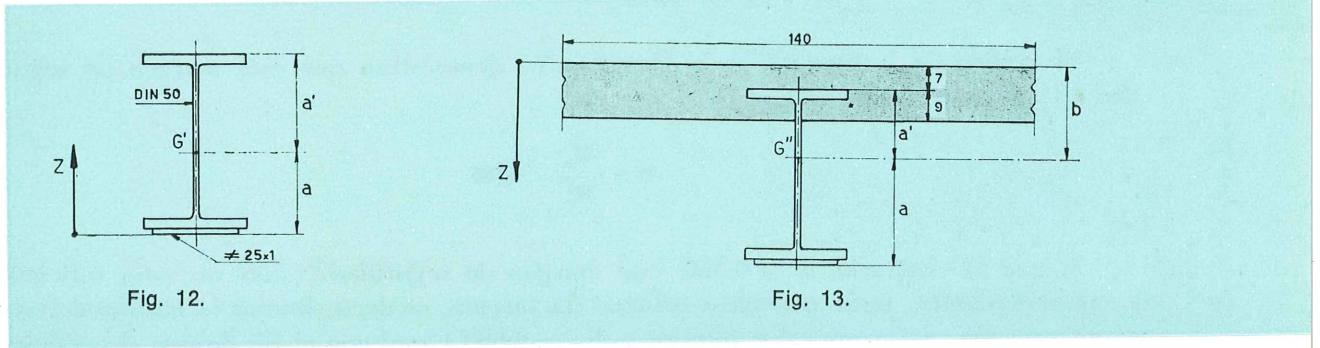
Es decir:

$$M_u = 265 \text{ m.t}$$

E.1.3. Fase elástica (figuras 12 y 13).

Para el perfil metálico sólo se tiene:

$$\begin{aligned} a' &= 27,3 \text{ cm} \\ a &= 23,7 \text{ cm} \\ I_{G'} &= 128.000 \text{ cm}^4 \\ \left(\frac{I}{a}\right)' &= \frac{128.000}{23,7} = 5.400 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



Para el perfil metálico más el hormigón de la cabeza superior, tomando $n = 10$, resulta:

$$\begin{aligned} \frac{w'_b}{n} &= \frac{140 \times 16 - 30 \times 3}{10} = 215 \text{ cm} \\ b' &= 22,9 \text{ cm} \\ a' &= 15,9 \text{ cm} \\ a &= 35,1 \text{ cm} \\ I_{G''} &= 216.680 \text{ cm}^4 \\ \left(\frac{I}{a}\right)'' &= \frac{216.680}{35,1} = 6.160 \text{ cm}^3 \\ \frac{(I/a)''}{(I/a)'} &= 1,14 \end{aligned}$$

E.1.4. Para fijar ideas, se admite que:

$$\left(\frac{I}{a}\right)' \text{ es válido para } 0,2 M_t$$

y

$$\left(\frac{I}{a}\right)'' \text{ es válido para } 0,8 M_t$$

Entonces resulta:

$$R_a = \frac{0,2 M_t}{(I/a)'} + \frac{0,8 M_t}{(I/a)''} = \frac{0,2 (I/a)'' + 0,8 (I/a)'}{(I/a)' \times (I/a)''} M_t$$

y

$$M_t = \frac{(I/a)' \times (I/a)''}{0,2 (I/a)'' + 0,8 (I/a)'} R_a$$

en donde, sustituyendo valores, resulta:

$$M_t = \frac{5.400 + 6.160}{0,2 \times 6.160 + 0,8 \times 5.400} \times 2.880 = 172,54 \text{ tm}$$

El coeficiente de seguridad límite valdrá, por tanto:

$$S_u = \frac{M_u}{M_t} = \frac{265 \text{ m.t}}{172,5 \text{ m.t}} = 1,535$$

El gráfico de la figura 7 [o la fórmula (5)] demuestran que este margen de seguridad es suficiente siempre que:

$$m = \frac{M_s}{M_t} \leq 0,386$$

Si, por el contrario, $m > 0,386$, este margen de seguridad (1,535) no sería suficiente y, aparentemente, sería necesario reforzar la sección, es decir, limitar la tensión del acero en tracción, σ_a , a un valor inferior a $R_a = 2,880 \text{ t/cm}^2$ con el fin de que el coeficiente de seguridad para el momento flector $M_t = 172,5 \text{ m.t}$ resulte acorde con el definido en la Circular Ministerial francesa para las vigas de hormigón pretensado.

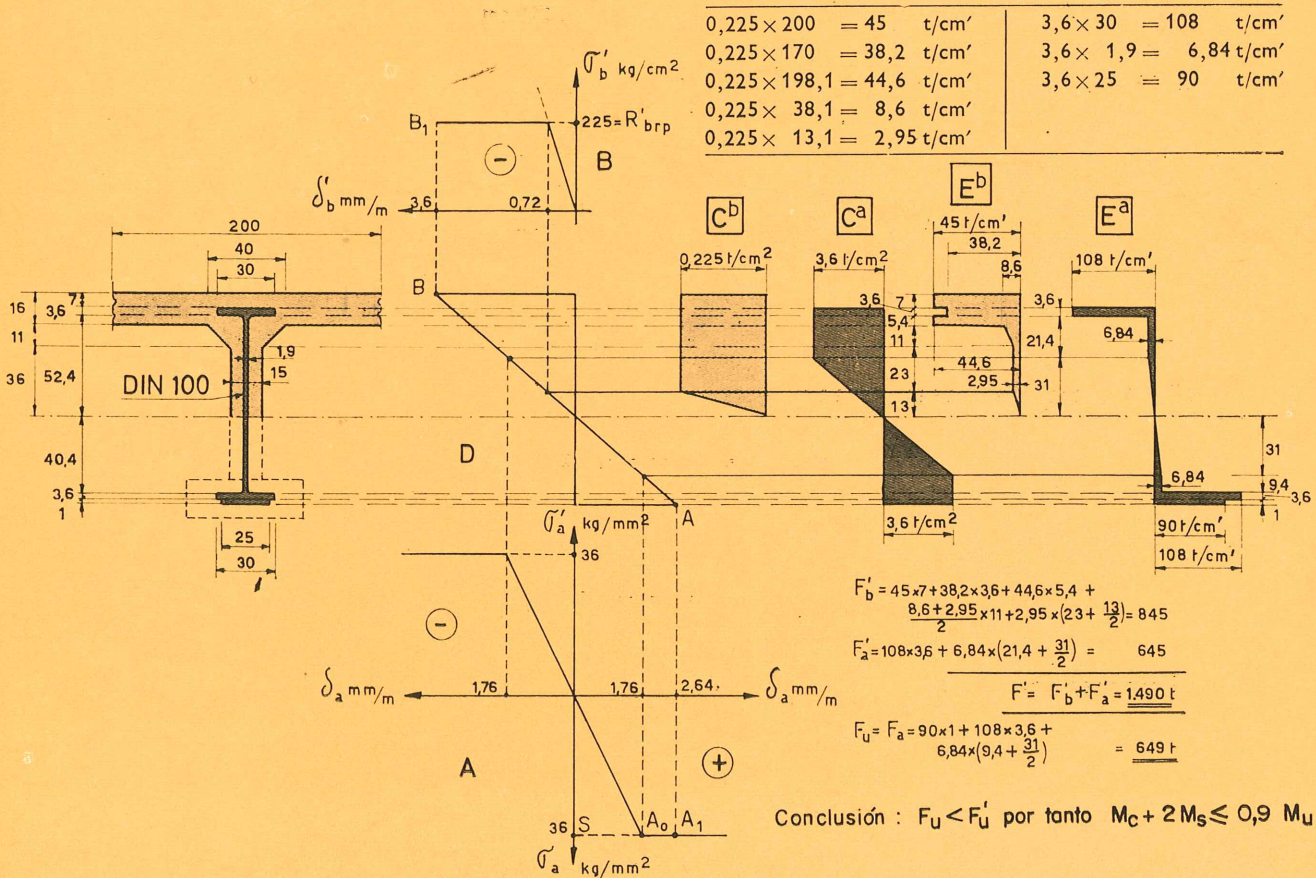


Fig. 14.

en donde, sustituyendo valores, resulta:

$$M_t = \frac{5.400 + 6.160}{0,2 \times 6.160 + 0,8 \times 5.400} \times 2.880 = 172,54 \text{ tm}$$

El coeficiente de seguridad límite valdrá, por tanto:

$$S_u = \frac{M_u}{M_t} = \frac{265 \text{ m.t}}{172,5 \text{ m.t}} = 1,535$$

El gráfico de la figura 7 [o la fórmula (5)] demuestran que este margen de seguridad es suficiente siempre que:

$$m = \frac{M_s}{M_t} \leq 0,386$$

Si, por el contrario, $m > 0,386$, este margen de seguridad (1,535) no sería suficiente y, aparentemente, sería necesario reforzar la sección, es decir, limitar la tensión del acero en tracción, σ_a , a un valor inferior a $R_a = 2,880 \text{ t/cm}^2$ con el fin de que el coeficiente de seguridad para el momento flector $M_t = 172,5 \text{ m.t}$ resulte acorde con el definido en la Circular Ministerial francesa para las vigas de hormigón pretensado.

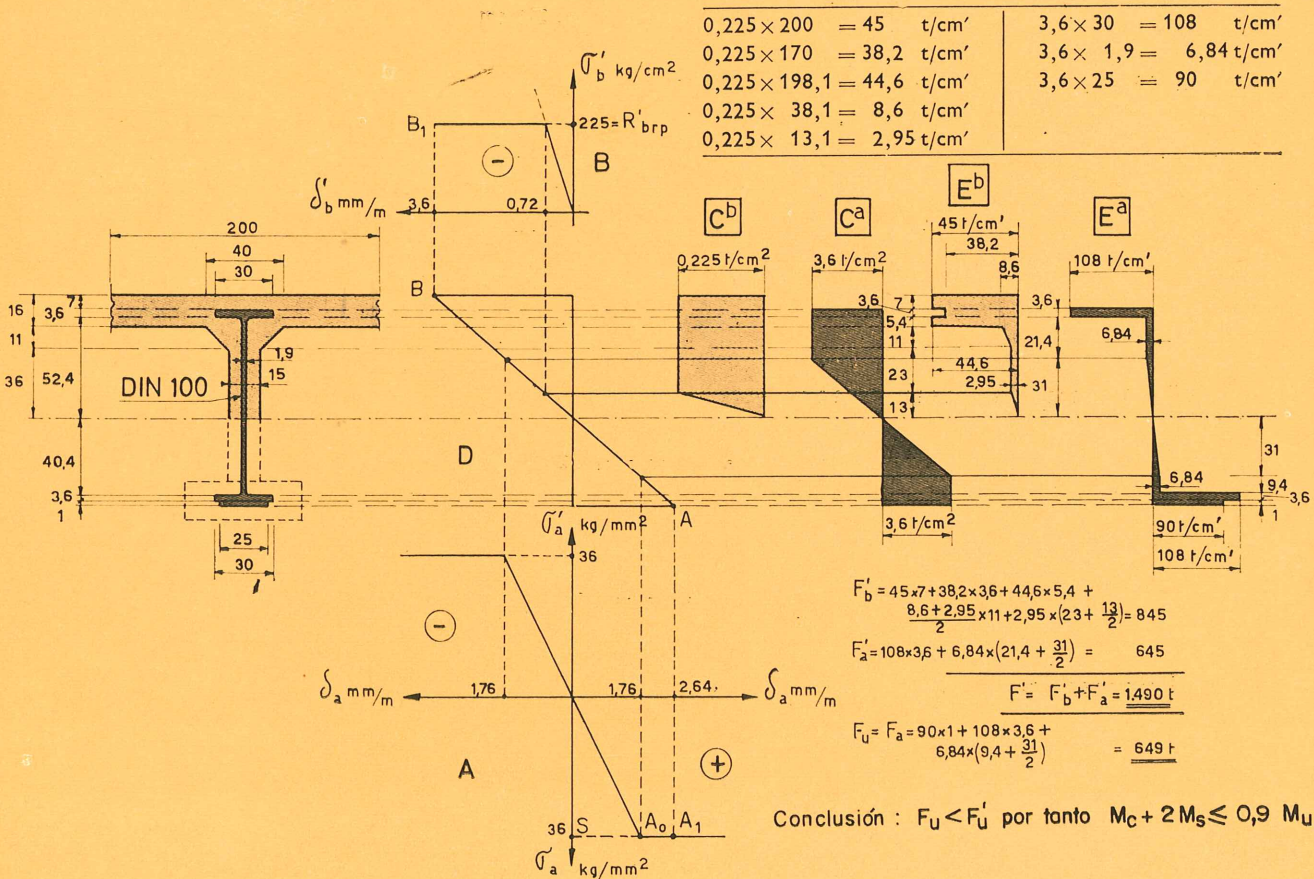
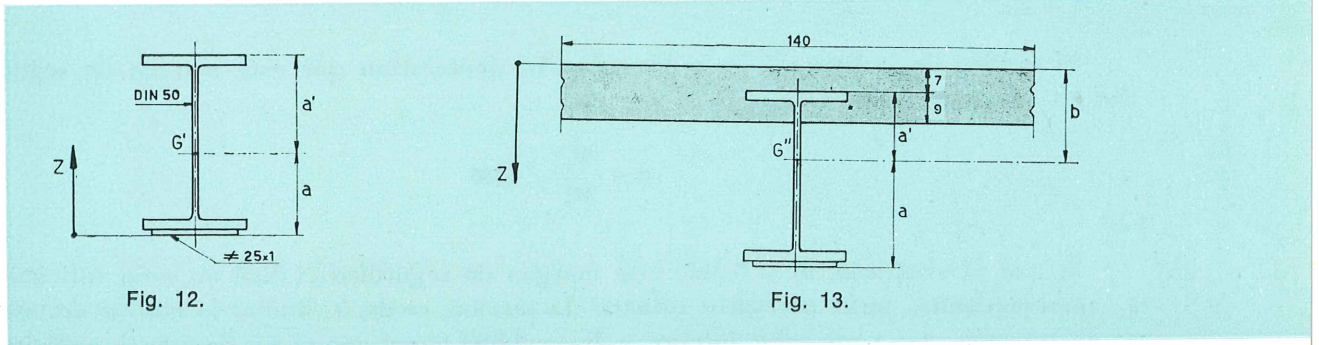


Fig. 14.

E.1.3. Fase elástica (figuras 12 y 13).

Para el perfil metálico sólo se tiene:

$$\begin{aligned} a' &= 27,3 \text{ cm} \\ a &= 23,7 \text{ cm} \\ I_{G'} &= 128.000 \text{ cm}^4 \\ \left(\frac{I}{a}\right)' &= \frac{128.000}{23,7} = 5.400 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



Para el perfil metálico más el hormigón de la cabeza superior, tomando $n = 10$, resulta:

$$\begin{aligned} \frac{w'_b}{n} &= \frac{140 \times 16 - 30 \times 3}{10} = 215 \text{ cm} \\ b' &= 22,9 \text{ cm} \\ a' &= 15,9 \text{ cm} \\ a &= 35,1 \text{ cm} \\ I_{G''} &= 216.680 \text{ cm}^4 \\ \left(\frac{I}{a}\right)'' &= \frac{216.680}{35,1} = 6.160 \text{ cm}^3 \\ \frac{(I/a)''}{(I/a)'} &= 1,14 \end{aligned}$$

E.1.4. Para fijar ideas, se admite que:

$$\left(\frac{I}{a}\right)' \text{ es válido para } 0,2 M_t$$

y

$$\left(\frac{I}{a}\right)'' \text{ es válido para } 0,8 M_t$$

Entonces resulta:

$$R_a = \frac{0,2 M_t}{(I/a)'} + \frac{0,8 M_t}{(I/a)''} = \frac{0,2 (I/a)'' + 0,8 (I/a)'}{(I/a)' \times (I/a)''} M_t$$

y

$$M_t = \frac{(I/a)' \times (I/a)''}{0,2 (I/a)'' + 0,8 (I/a)'} R_a$$

Suponiendo, por ejemplo, que se tiene $m = 0,5$ (caso bastante frecuente) sería necesario:

$$S_u = \frac{1 + 0,5}{0,9} = 1,67 \text{ en lugar de } 1,535$$

para lo cual habría que tomar para R_a , en lugar del valor $2,880 \text{ t/cm}^2$, el siguiente:

$$\sigma_a = 2,88 \frac{1,535}{1,670} = 2,65 \text{ t/cm}^2,$$

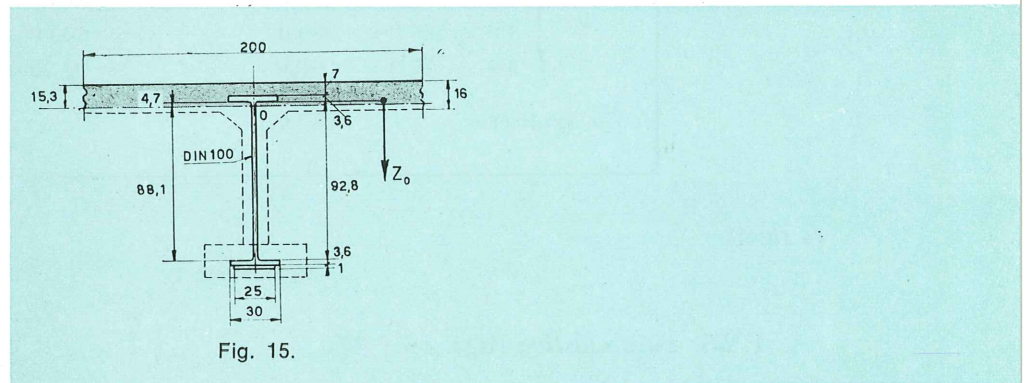
aproximadamente, lo que se conseguiría reforzando adecuadamente la sección.

Si para las vigas preflectadas se admitiese una cierta reducción del coeficiente de seguridad S_u , teniendo en cuenta sus ventajas específicas relativas, es lógico que no sería necesario ya efectuar dicho refuerzo.

Segundo ejemplo: Sección DIN 100.

E.2.1. Como en el ejemplo anterior, se estudiará primero si la sección se encuentra en el caso considerado.

De la figura 14 se deduce que $F_u \ll F'_u$; por consiguiente, será aplicable la fórmula (5).



E.2.2. Fase límite de deformación plástica (fig. 15):

$$n_u = \frac{3600}{225} = 16$$

$$\frac{w'_b}{16} = \frac{200}{16} \times 7 = 87,5$$

$$+ \frac{170}{16} \times 3,6 = 38,2$$

$$+ \frac{198}{16} \times Z_0 = \frac{12,4 \times Z_0}{125,7 + 12,4 \times Z_0}$$

$$w'_a = 30 \times 3,6 + 1,9 Z_0 = 108 + 1,9 \times Z_0$$

$$w_a = 25 + 108 + 1,9 (92,8 - Z_0) = 309,5 - 1,9 \times Z_0$$

Haciendo:

$$R'_a = 1,6 R'_{brp} = R_a = 1$$

en virtud de la fórmula (9) se tendrá:

$$125,7 + 12,4 \times Z_0 + 108 + 1,9 \times Z_0 = 309,5 - 1,9 \times Z_0$$

de donde:

$$16,2 Z_0 = 75,8 \quad \text{y, por tanto, } Z_0 = 4,7 \text{ cm.}$$

El momento límite M_u valdrá:

	R_a	w	$R_a w$	Z	$R_a w Z$
B'	3,6	87,5	= 315,0	$\times 11,8$	= 3720
		38,2	= 137,0	$\times 6,5$	= 894
		58,2	= 209,0	$\times 2,35$	= 493
A'	3,6	108,0	= 389,0	$\times 6,5$	= 2530
		8,9	= 32,0	$\times 2,35$	= 75
Comprobación		1082,0			
A	3,6	167,5	= 603,0	$\times 44,05$	= 26550
		108,0	= 389,0	$\times 89,90$	= 34950
		25,0	= 90,0	$\times 92,20$	= 8300
Comprobación		1082,0		77512 tcm.	

es decir:

$$M_u = 775 \text{ m.t}$$

E.2.3. Fase elástica (figs. 16 y 17).

Para el perfil metálico sólo:

$$w_a = 425 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 704.850 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{I}{a}\right)' = 14.650 \text{ cm}^3$$

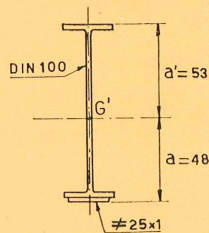


Fig. 16.

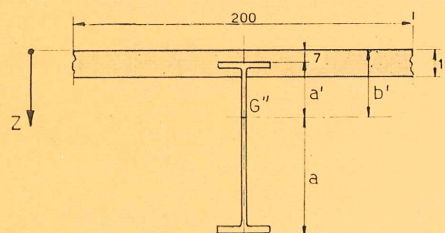


Fig. 17.

Para el perfil metálico más el hormigón de la cabeza superior, haciendo $n = 10$, resulta:

$$w'_b = \frac{200 \times 16 - 108}{10} = 309 \text{ cm.}^2$$

$$b' = 38,0 \text{ cm}$$

$$a' = 31,0 \text{ cm}$$

$$a = 70,0 \text{ cm}$$

$$I = 1.195.450 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{I}{a}\right)'' = 17.100 \text{ cm}^3$$

$$\frac{(I/a)''}{(I/a)'} = 1,17$$

E.2.4. Con el fin de fijar ideas se supone que:

$$\left(\frac{I}{a}\right)' \text{ es válido para } 0,2 M_t \text{ y que}$$

$$\left(\frac{I}{a}\right)'' \text{ es válido para } 0,8 M_t$$

Resulta entonces (como en el ejemplo anterior):

$$M_t = \frac{14.650 \times 17.100}{0,2 \times 17.100 + 0,8 \times 14.650} \times 2,880 = 479 \text{ tm}$$

de donde:

$$S_u = \frac{775 \text{ m.t}}{479 \text{ m.t}} = 1,62$$

El gráfico de la figura 7 [o la fórmula (5)] demuestran que este coeficiente es suficiente siempre que:

$$m = \frac{M_s}{M_t} \leq 0,458$$

Si "m" excediese de este valor y fuese, por ejemplo, igual a 0,5, S_u debería resultar igual a 1,67 y sería necesario, aparentemente, reducir R_a en la relación $\frac{1,62}{1,67}$, es decir, hacerlo igual a 2,8 aproximadamente, en lugar de 2,88. Como ya se ha indicado, en realidad, en el caso de vigas plectadas, los valores de los márgenes de seguridad deberían ser distintos de los que se han considerado.

E.3. Conclusión.

Los dos ejemplos expuestos demuestran que, en la mayoría de los casos corrientes ($M_s \leq 0,5 M_t$) la seguridad límite exigida en la Circular Ministerial núm. 141 para las vigas de hormigón pretensado, se satisface para las vigas plectadas adoptando como tensión de servicio del acero, el valor $R_a = 28,8 \text{ kg/mm}^2$. En otros casos bastará reducir levemente dicha tensión σ_a .

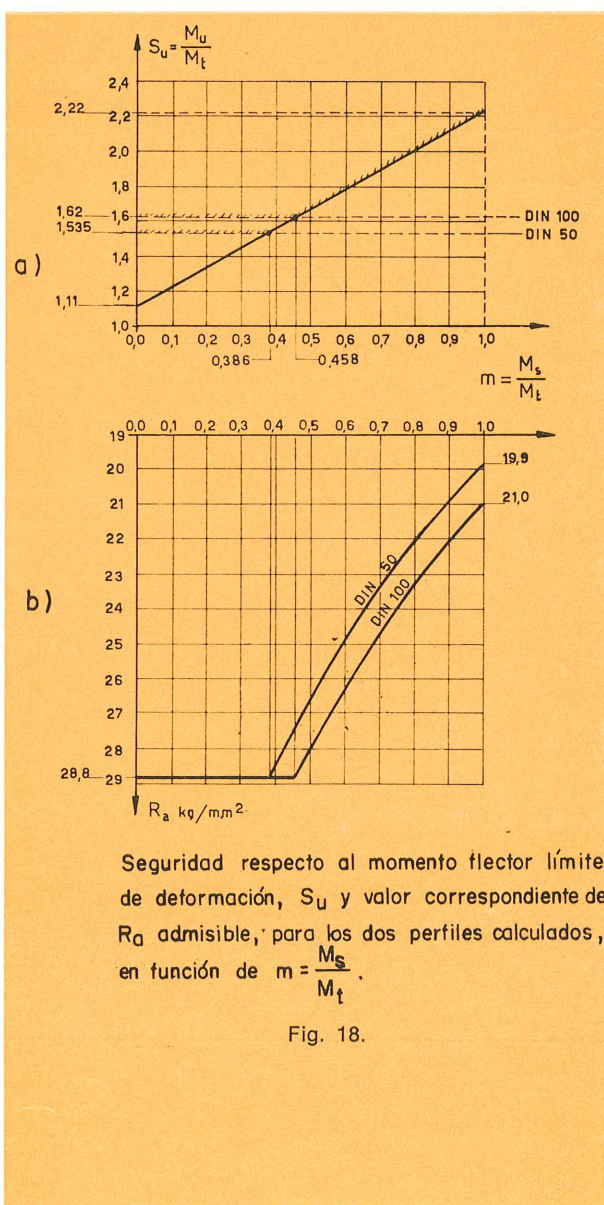
Corresponderá al proyectista determinar, basándose en el método propuesto, el valor que debe darse a R_a con el fin de satisfacer la fórmula impuesta por la Reglamentación vigente sobre vigas preflectadas. Indudablemente, una reducción de los coeficientes de seguridad respecto a los exigidos para el hormigón pretensado, aparece totalmente justificada, sin que con ello resulte afectada la seguridad real de este tipo de piezas.

E.4. Observaciones.

E.4.1. En el caso de perfiles metálicos simétricos, la seguridad exigida por la Circular se satisface para valores más elevados de $m = \frac{M_s}{M_t}$ si M_t se calcula tomando $R_a = 0,8 R_{ae}$.

E.4.2. No debe pensarse que, en la práctica, resulta siempre preciso recurrir al trazado de la figura 6 para comprobar si la sección se encuentra en el caso de insuficiencia del acero en tracción.

Examinando las figuras 6, 10 y 14 se ve claramente que basta comparar el esfuerzo límite de tracción que es capaz de soportar el ala inferior del perfil, con la suma del es-



fuerzo límite de compresión del ala superior más el esfuerzo límite de compresión de la losa de hormigón que constituye la cabeza superior de la viga (despreciando el alma del perfil y su recubrimiento). Esta comparación se efectúa rápidamente, sin necesidad de dibujar ninguna figura. Se ve entonces, en seguida, si $F_u < F'_u$ y se continúan los cálculos del modo conveniente.

E.4.3. Los diagramas de la figura 18 dan, directamente, para cada una de las secciones (DIN 50 y DIN 100) consideradas en los ejemplos de cálculo anteriormente expuestos, el coeficiente de seguridad S_u exigido según la Circular Ministerial francesa, en función de $m = \frac{M_s}{M_t}$ (diagrama superior) y la tensión máxima de tracción R_a (en el acero del ala inferior) que puede admitirse para cada uno de dichos perfiles (diagrama inferior) con el fin de satisfacer, simultáneamente:

a) la condición de no sobrepasar, en régimen de servicio (fase elástica) la tensión máxima autorizada para el acero, o sea, $0,8 R_{ae}$ (2,88 t/cm² en el acero A.52);

b) la seguridad límite necesaria, anteriormente definida.

De dichos diagramas se deduce que para valores moderados de "m", la condición a) es la que resulta más restrictiva. Es la parte horizontal del diagrama inferior.

En cambio, para valores relativamente elevados de "m" la condición más restrictiva es la b) por lo que deberá reducirse la tensión R_a autorizada, si se quiere satisfacer la seguridad límite exigida por la Circular. Son los tramos oblicuos del diagrama inferior.

Para el trazado de estos diagramas se ha admitido (como en los cálculos de los ejemplos expuestos) que $\left(\frac{l}{a}\right)'$ es válido para $0,2 M_t$ y $\left(\frac{l}{a}\right)''$ para $0,8 M_t$. Debe señalarse, no obstante, que para cualquier otra hipótesis que se hiciese, los diagramas apenas variarían.

anejo II

E.5. Trabajos experimentales.

Se estima interesante comparar el método expuesto con los resultados obtenidos en los ensayos.

Ensayo de una viga preflectada, acero-hormigón DIE 26 (mayo 1951): Véase: L'Ossature Metallique, n.º 9, 1951; La Technique des Travaux, n.º 5, 1951.

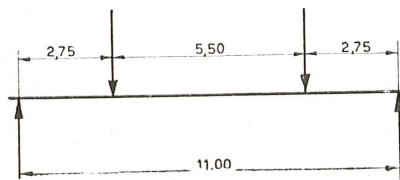


Fig. 19.

E.5.1. Momento límite experimental

$$M_{u,ex} = 2,75 \times \frac{34,970}{2} = 48,10 \text{ m.t}$$

E.5.2. Cálculo del momento M_u teórico

E.5.2.1. El cálculo de M_u se efectúa partiendo de los siguientes datos experimentales:

$$R_{ae} = 37,46 \text{ kg/mm}^2 \text{ (ensayo de tracción sobre probetas)}$$

$$E_a = 20.500 \text{ kg/mm}^2$$

$$R'_{brc} = 728 \text{ kg/cm}^2$$

en donde,

$$R'_{brp} = 0,75 \times 728 = 545 \text{ kg/cm}^2$$

$$E'_b = 591.000 \text{ kg/cm}^2$$

E.5.2.2. Determinación de la fibra neutra, de acuerdo con la fórmula (9):

$70 \times 4 \times 0,545 \text{ t/cm}^2$	$= 152$	} Zona de compresiones
$44,3 \times Z_0 \times 0,545$	$= 24,6 Z_0$	
$25,7 \times Z_0 \times 3,746$	$= 96,1 Z_0$	
$152 + 120,7 Z_0$		
$25,7 \times (1,3 - Z_0) \times 3,746$	$= 125 - 96,1 Z_0$	} Zona de tracciones
$0,8 \times 22,4 \times 3,746$	$= 67$	
$25,7 \times 1,3 \times 3,746$	$= 125$	
$317 - 96,1 Z_0$		
$152 + 120,7 Z_0 = 317 - 96,1 Z_0$		
$Z_0 = 0,76 \text{ cm}$		

E.5.2.3.

$$F_u = 152 + 120,7 \times 0,76 = 243,5 \text{ t}$$

E.5.2.4.

$$\begin{aligned}
 M_u &= \\
 &= 152 \times 2,76 = 420 \\
 &+ 24,6 \times 0,76 = 18,7 \times 0,38 = 7 \\
 &+ 96,1 \times 0,76 = 73 \times 0,38 = 28 \\
 &+ 125 - 96,1 \times 0,76 = 52 \times 0,27 = 14 \\
 &+ 67 \times 11,74 = 785 \\
 &+ 125 \times 23,61 = 3080 \\
 &+ 487,7 \times 8,88 = 4334 \text{ tcm} \\
 &= 43,34 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

E.5.3. Se deduce que el momento límite experimental, $M_{u,ex}$ (momento originado por las cargas exteriores y el peso propio) es un 11 % superior al momento límite resistente calculado.

En efecto, se tiene:

$$\frac{48,1}{43,34} = 1,11$$

lo que demuestra que el método propuesto para el cálculo de M_u , conduce a un exceso de seguridad.

Para la viga objeto de este ensayo, se tiene:

$$M_c = 4.560 \text{ t} \times 0,5 \times \frac{11,0}{4} = 6,3 \text{ tm}$$

$$M_s = 17,6 \text{ tm}$$

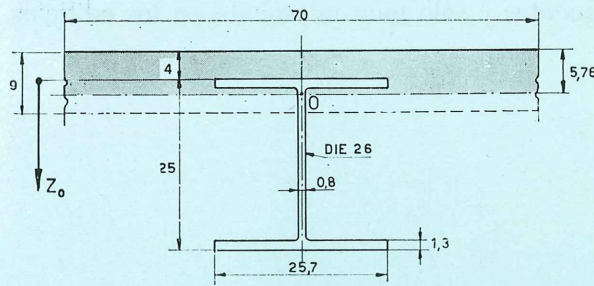


Fig. 2G.

Como el momento límite experimental es 48,1 m.t., la seguridad S_u respecto a la carga límite es:

$$S_u = \frac{48,1}{6,3 + 17,6} = 2,01$$

valor que resulta realmente notable para un tipo de pieza que, por su propia naturaleza, atenúa sensiblemente los factores esenciales de inseguridad de las estructuras, tales como:

- dudas sobre la resistencia real de los materiales utilizados (la propia fabricación de estas vigas constituye un verdadero ensayo de su resistencia);
- posibilidad de que se presenten esfuerzos excesivos de fatiga (la diferencia entre las tensiones σ_a máximas y mínimas, durante la vida de servicio de la viga, resulta muy reducida).

Es necesario igualmente señalar que, en este ensayo, no llegó a producirse la rotura de la viga. Cuando se habla de momento límite se trata, en realidad, del momento que originó una deformación tal que dadas las condiciones en que se realizaba el ensayo no fue posible continuarlo. Ninguna rotura verdadera se produjo, ni en el acero del perfil metálico ni en el hormigón de la cabeza superior y la viga continuó, en todo momento, resistiendo la carga máxima aplicada. Por otra parte, tampoco se observó ninguna señal de inestabilidad.

E.5.4. Si se comparan ahora los resultados del ensayo con las condiciones de seguridad prescritas en la Circular francesa [fórmula (5)], se obtiene:

$$m = \frac{M_s}{M_t} = \frac{17,6}{6,3 + 17,6} = 0,735$$

Es necesario, por tanto, que:

$$\frac{M_u}{M_t} = \frac{1 + 0,735}{0,9} = 1,93$$

El valor obtenido experimentalmente es 2,01 lo que demuestra la destacable seguridad de la viga preflectada ensayada y ello a pesar de que el porcentaje de la sobrecarga útil respecto a la carga total es muy elevado (73,5 %) y este porcentaje tan alto no se presenta casi nunca en los puentes y sólo muy raramente en los edificios.

**AUMENTE SU PRODUCCION
Y SU CAPACIDAD DE ENTREGAS RAPIDAS**

Mediante el
CURADO CON VAPOR
DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGON

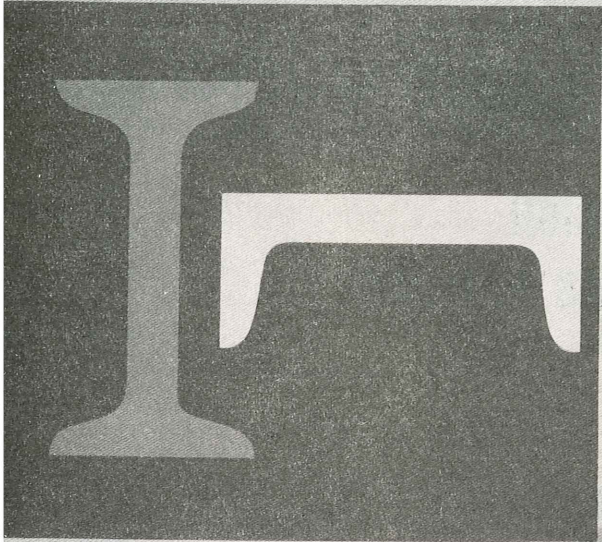
Sistemas y procedimientos

KÄRCHER

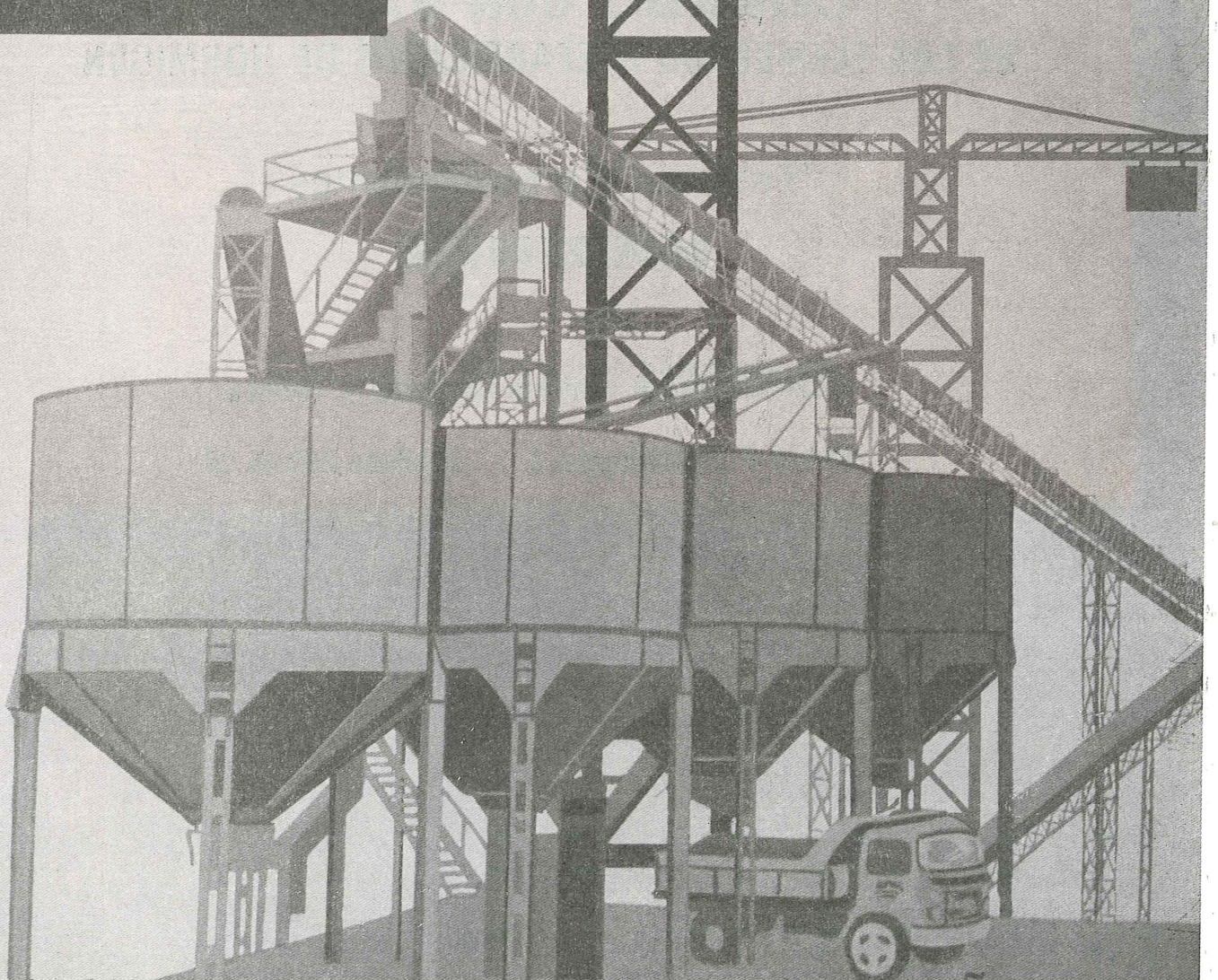
HANSEATA - Oficina Comercial y Técnica

Madrid 4 - Almirante, 8 - Teléfono 232 45 08

CALDERERIA GRUESA



EMESA



ELABORADOS METALICOS, S. A.

LA CORUÑA

aplicación del pretensado al refuerzo de estructuras

Texto de la Conferencia que, organizada por la Asociación Española del Hormigón Pretensado, pronunció D. Ricardo Barredo, el 26 de octubre de 1967, en el Instituto Eduardo Torroja, y el 6 de octubre del mismo año, en el Colegio Oficial de Arquitectura de Cataluña y Baleares

Debo la satisfacción de encontrarme nuevamente entre ustedes, a las breves palabras que dediqué, en la Asamblea Nacional de Bilbao, al refuerzo de estructuras de hormigón mediante la aplicación de la técnica del postesado con armaduras exteriores.

La cantidad de consultas recibidas desde entonces, así como algunos de los tipos de obras de refuerzo ejecutadas como consecuencia de ellas, indican el interés del tema y, por ello, voy a mostrarles algunas de las soluciones realizadas que creo podrán demostrar las posibilidades de ésta técnica.

De todos es conocida la necesidad que ha tenido siempre la humanidad, de combinar unos elementos resistentes a tracción con otros resistentes a compresión, para solucionar sus problemas en las construcciones; y quizá los más primitivos sistemas sean los que más se parezcan a estos refuerzos que comentaremos, ya que los elementos de tracción se colocaban después de tener ya los que iban a resistir las compresiones.

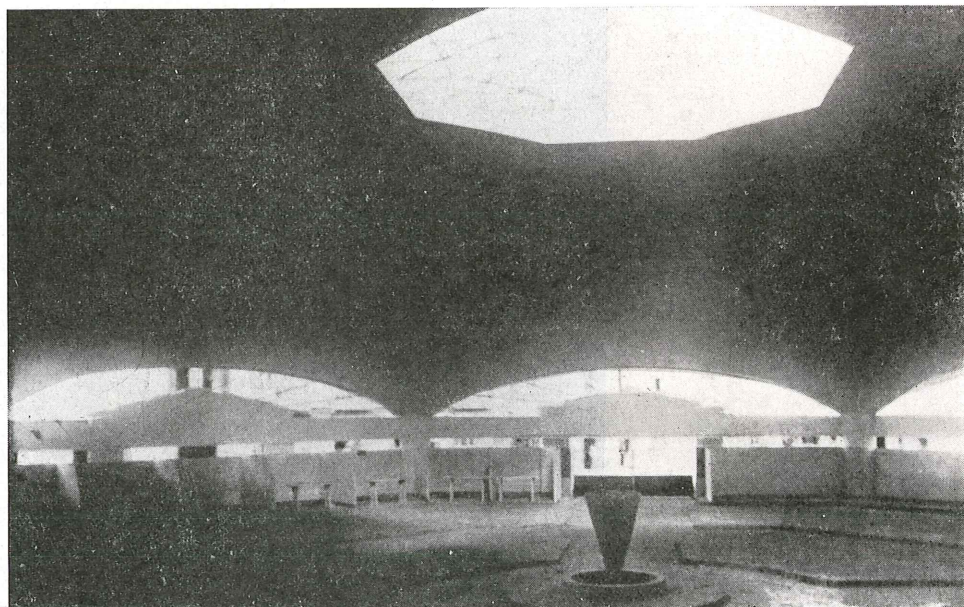


Fig. 1.

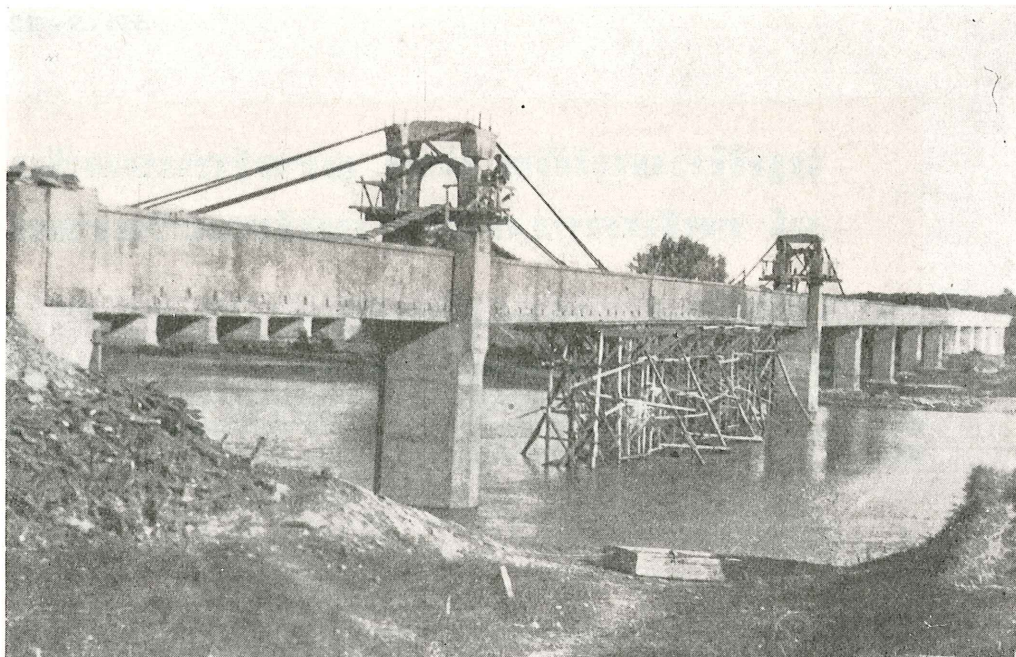


Fig. 2.

Podríamos indicar como ejemplo las ataduras y amarres, sean de las hachas primitivas o de los puentes de bambú o madera atados con lianas. También los toneles o cubas, en los que los aros colocados después, permitían que cumplieran su misión.

Con la aparición del hormigón, sea armado o pretensado, estos refuerzos o ataduras pasan a situarse en el interior, puesto que así se han preparado; y así vamos centrando el motivo de mi charla a aquellos casos en que no estando preparada la pieza para la colocación interior de estos refuerzos y siendo necesarios éstos o un complemento de los existentes, tenemos que colocarlos por el exterior y hacer que colaboren con la estructura inicial.

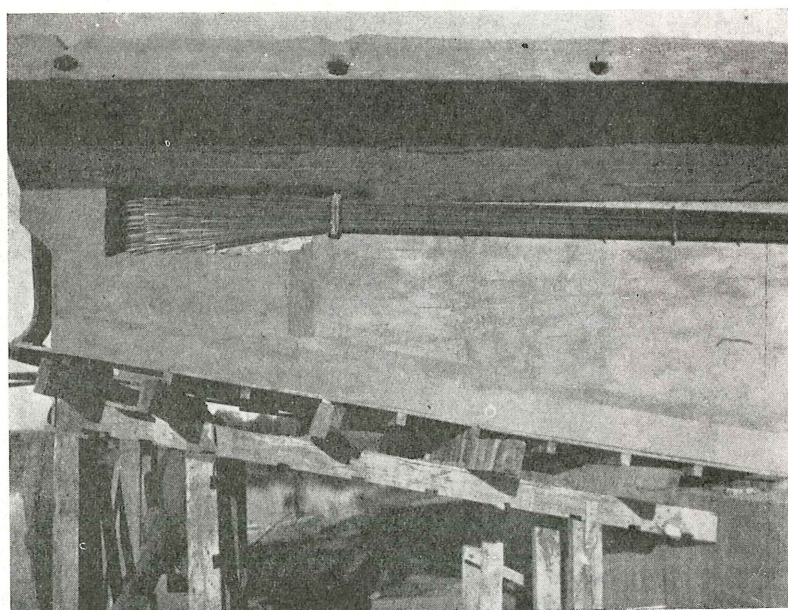


Fig. 3.

En la ingeniería moderna, la colocación de unas armaduras exteriores a la estructura, no es nueva. Tenemos casos como los tirantes de los arcos atirantados, los anillos de contorno de cúpulas, como la del mercado de Algeciras (fig. 1.), récord mundial en 1931, o como los tirantes del Acueducto de Tempul (fig. 2) que en 1925 permitieron a don Eduardo Torroja suprimir las dos pilas centrales de este acueducto, tesándolos mediante la variación de su trazado, por elevación, con gatos hidráulicos, del apoyo en la cabeza de las pilas.

Con la aparición de las técnicas del postesado, se facilita la colocación de armaduras por el exterior de una obra de hormigón, pudiéndola poner en trabajo sin que sean nuevas deformaciones quienes la hagan entrar en tracción.

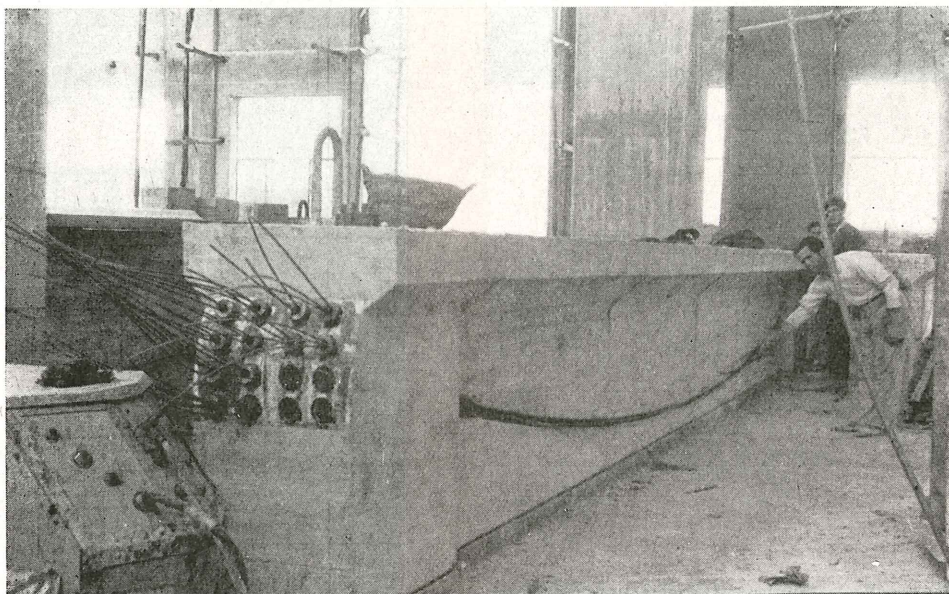


Fig. 4.

Con este nuevo material, en el año 1955 y con el sistema español Barredo, nosotros realizamos la obra del puente de Almarail, proyecto de Torroja y Páez con armaduras rectas exteriores.

En esta obra, pudo hacerse una prueba completa de las armaduras y anclajes, ya que estuvieron sin proteger dichas armaduras, durante un año y pico, para facilitar las observaciones.

La armadura estaba anclada en una cabeza de la viga y corría a ambos costados de ella, dando la vuelta en las placas que se ven en la (fig. 3).

En la (fig. 4) podemos ver otra solución de armaduras exteriores en estas vigas para carril de un puente-grúa, proyectadas por José Antonio López Jamar, en las que la armadura se aloja en unas canales dejadas en el alma de las vigas.

Aunque aquí el contacto del hormigón con la armadura se hace de manera continua, sigue apareciendo ésta como un elemento de tracción colocado *a posteriori* en un elemento de compresión que existía con anterioridad.

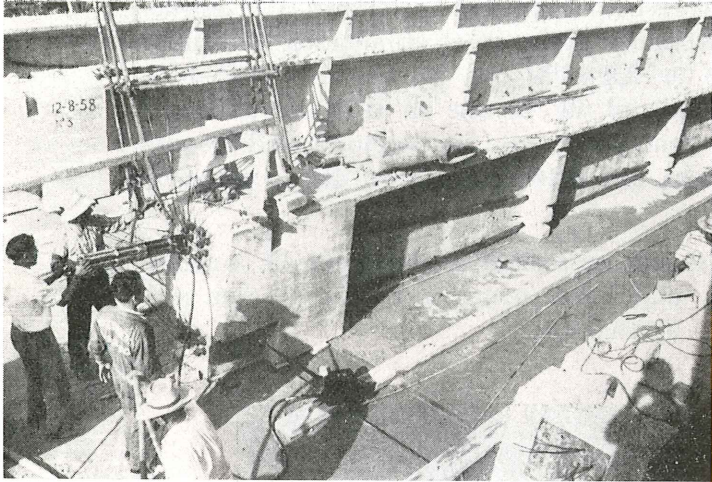


Fig. 5.

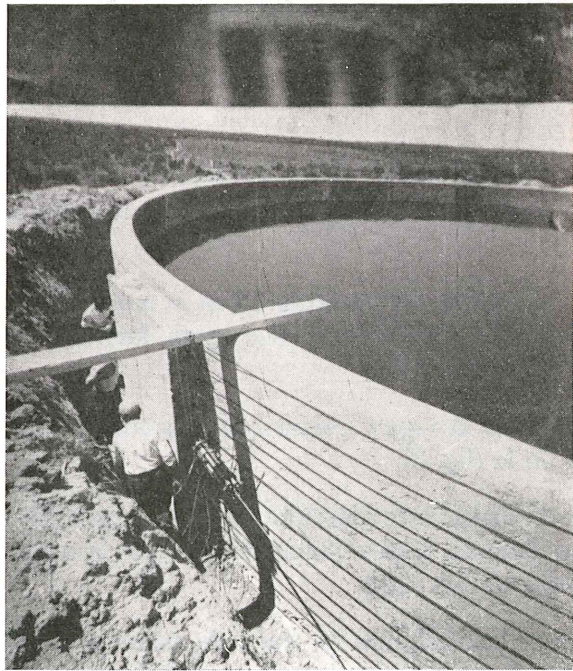


Fig. 6.

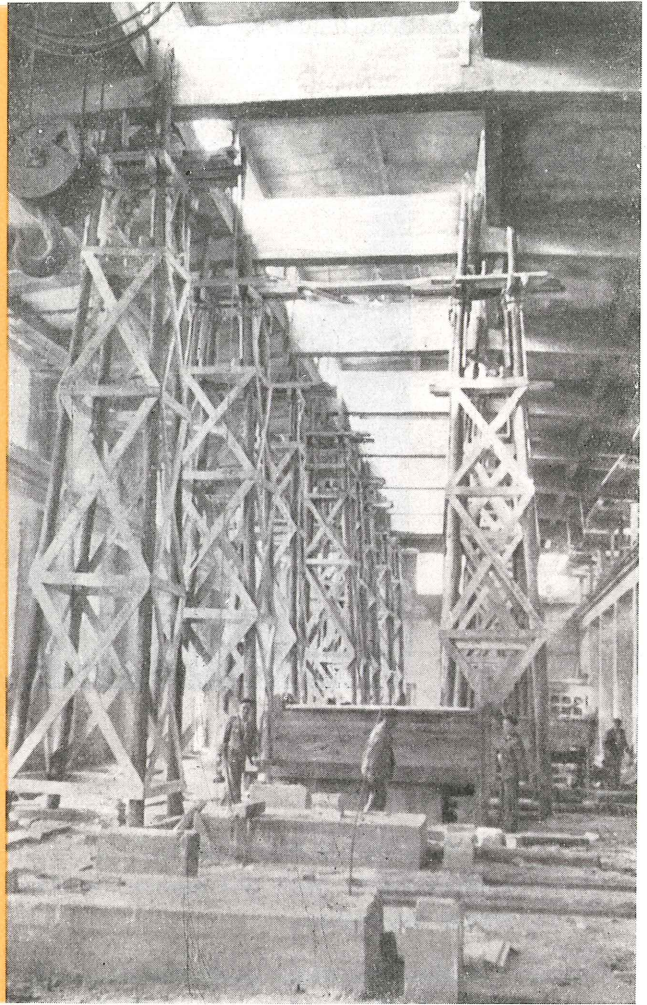


Fig. 7.

Aunque se trata de obras proyectadas directamente así, su esquema se asemeja al de un refuerzo postesado, colocado en una unidad que no podía soportar las cargas que la iban a solicitar.

Pero un ejemplo más expresivo todavía de esto que estoy tratando de señalar, lo tenemos en el puente de Valdecañas (fig. 5), proyectado por Santonja, en el cual las armaduras son exteriores y siguen un trazado poligonal al quedar apoyadas en unas pastillas metálicas que sobresalen del alma de la viga.

Fig. 8.

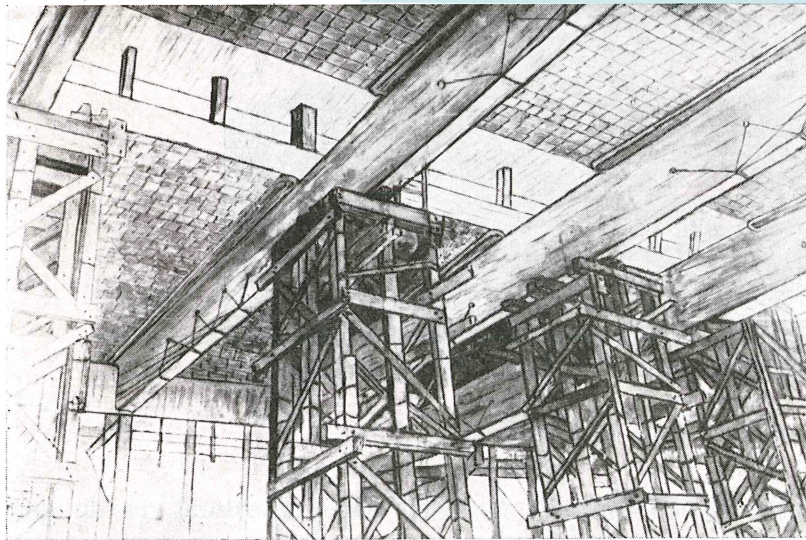


Fig. 9.

Naturalmente, tanto en todos estos casos de armaduras exteriores como en los auténticos refuerzos que luego veremos, es necesario, una vez terminada la operación, recubrir estas armaduras que han quedado a la intemperie, para protegerlas de los agentes atmosféricos.

Otro ejemplo de armaduras exteriores que nos recuerda el zunchado de las cubas y toneles, lo constituyen los depósitos como el de la figura 6, en los que unas armaduras exteriores, sobre una pared ligera circular, permiten la absorción de los esfuerzos de tracción.

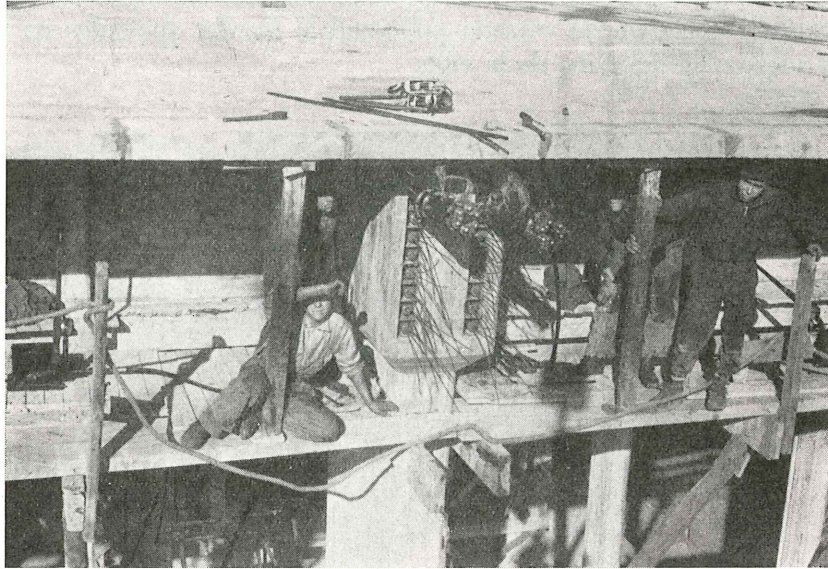


Fig. 10.

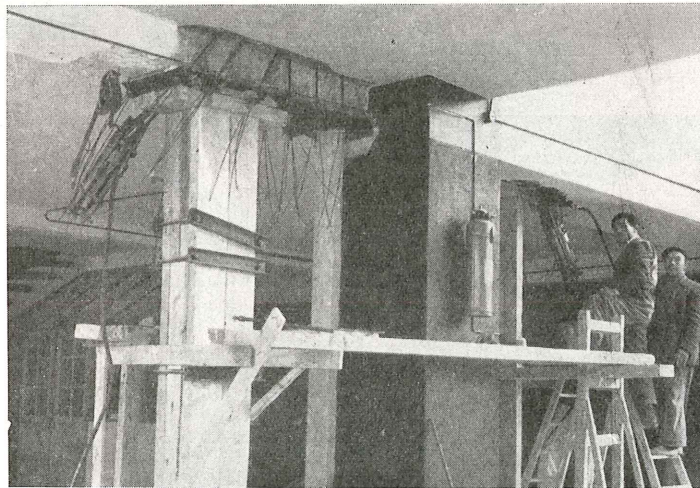


Fig. 11.

El punto antes comentado de la protección de todas estas armaduras, es de gran importancia puesto que el material con que se van a proteger dichas armaduras no queda sometido a las compresiones que se han ejercido sobre el material base. A veces, puede incluso ser conveniente colocar estas armaduras dentro de algún tipo de entubación que pueda fácilmente inyectarse y evitar así los problemas de la corrosión. Nosotros en este momento, estamos utilizando, con buenos resultados, unos tubos de uralita que permiten fácilmente su colocación y relleno.

Pasando a la parte fundamental de esta charla, vamos a ver algunas obras, en las que utilizando asimismo unas armaduras exteriores colocadas después de estar ejecutada la obra, se ha conseguido reforzar diversas estructuras, para que puedan cumplir su función resistente; habiendo sido necesarios estos refuerzos, unas veces por tener su resistencia disminuida por defectos de proyecto o de ejecución y otras para acondicionarlas para soportar esfuerzos superiores a aquellos para los que fueron proyectadas.

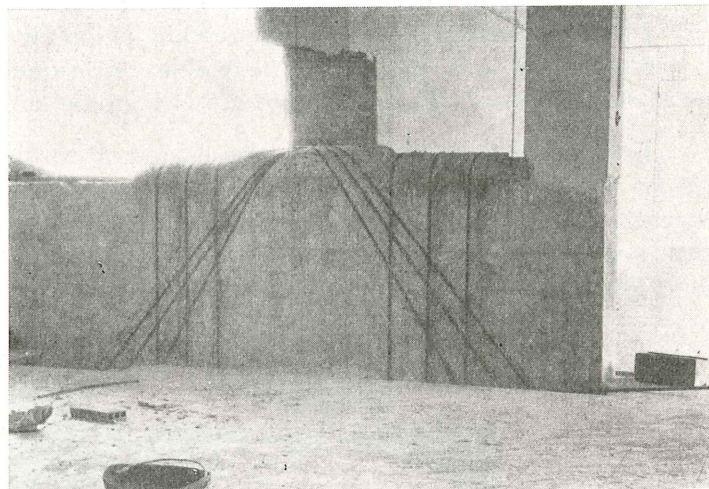
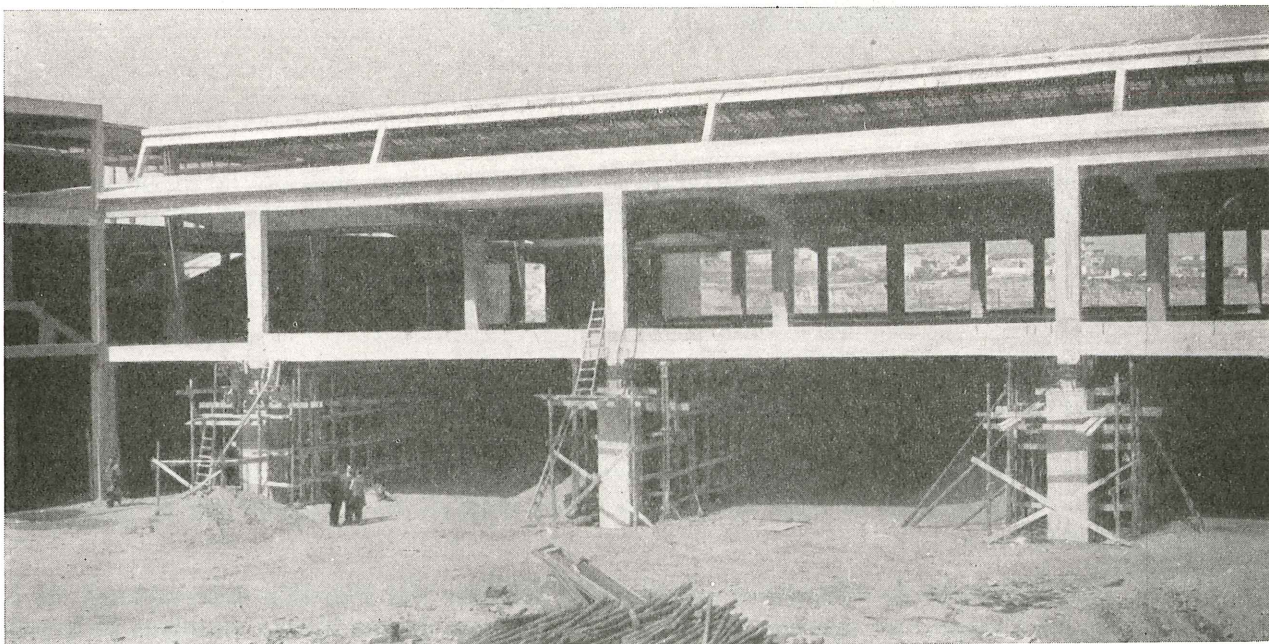


Fig. 12.

En primer lugar, en las figuras 7 y 8, podemos ver unos pórticos curvos que nos encontramos apeados como se ve en la primera de ellas y que mediante los cables que se ven en la segunda (que en este caso pudieran ser rectos) adquirieron la resistencia necesaria. Esta armadura, al quedar separada de la viga y a una distancia cómoda de un puente-grúa, que circula normalmente bajo ella, se protegió mediante pintura que va reponiéndose como en una estructura metálica ordinaria. De esto hace más de diez años y no se ha observado ningún nuevo movimiento.

Fig. 13.



Como un ejemplo más corriente, presento ahora los pórticos de la (fig. 9) que fallaron por falta de recubrimiento en las solapas de las armaduras en los extremos del dintel y en los que, mediante armaduras postesas, ancladas en las cabezas que se ven en la (fig. 10), pudo reforzarse la viga, recuperando la flecha anormal alcanzada. El proyecto de este refuerzo es de Florencio del Pozo y como se puede ver, las armaduras corren horizontalmente en la parte inferior de la viga, en su zona central, y se abren en abanico al llegar a los extremos.

Un ejemplo curioso es este que presento en las figuras 11 y 12. Es un pequeño refuerzo en una viga a la entrada de un garaje, en la que se había cambiado de sitio el pilar en la parte inferior, quedando apoyado el resto de la estructura en una pequeña ménsula.

Esta ménsula, no resistía bien los esfuerzos cortantes y mediante unos estribos verticales y unas barras inclinadas que se anclaban en la zona trasera de la viga, pudo levantarse la ménsula, sorprendiendo grandemente al propietario del garaje el ver que, con aquellos alambritos, se aflojaba el apuntalamiento que con tan gran esfuerzo había acuñado él, personalmente.

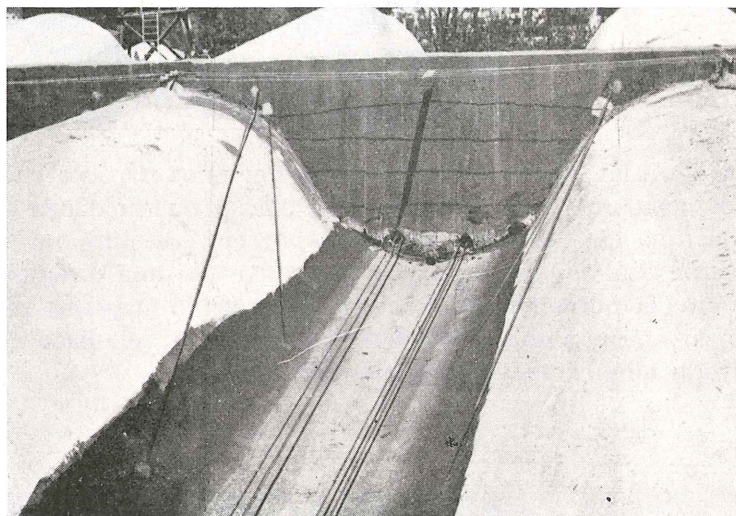


Fig. 14.

En los grandes pórticos de la figura 13 aparece un tipo distinto de refuerzo postestado, pues al no haber hormigón suficiente para resistir las compresiones que se iban a originar, fue preciso enfundar la viga con otra nueva que llevase las armaduras alojadas dentro de unos conductos de tipo ordinario. Este refuerzo fue proyectado por Alfredo Páez, y, en él, las armaduras quedaban a ambos lados de la viga primitiva.

También en unas de las primeras de nuestras vigas Y que construimos, hemos tenido que hacer un refuerzo, ya que se pretendía colocar un forjado de cubierta de peso superior al proyectado inicialmente. Para ello, se taladraron las cabezas en la parte alta, entre las dos patas, y se colocaron dos paquetes de tres cables de 12 mm. que pasaban después a la parte inferior de la viga, apoyándose sobre unas piezas metálicas que se prepararon para ello.

Otro ejemplo de refuerzo lo constituye la cubierta del Pabellón Internacional de la Feria del Campo, que aparece en la figura 14. Se trata de una lámina ondulada de hormi-

gón, y hubo que colocar las armaduras que se ven, en una solución rápida, pues urgía la puesta en servicio cuando nos pidieron su estudio. Las armaduras quedaron al exterior, teniendo que ser protegidas de manera periódica mediante pintura.

De la misma forma, hemos reforzado voladizos, muros y grandes forjados, aunque, naturalmente, cuando se trata de obras que están ya terminadas, suelen hacerse algunos destrozos en la obra de albañilería, que luego hay que reparar.

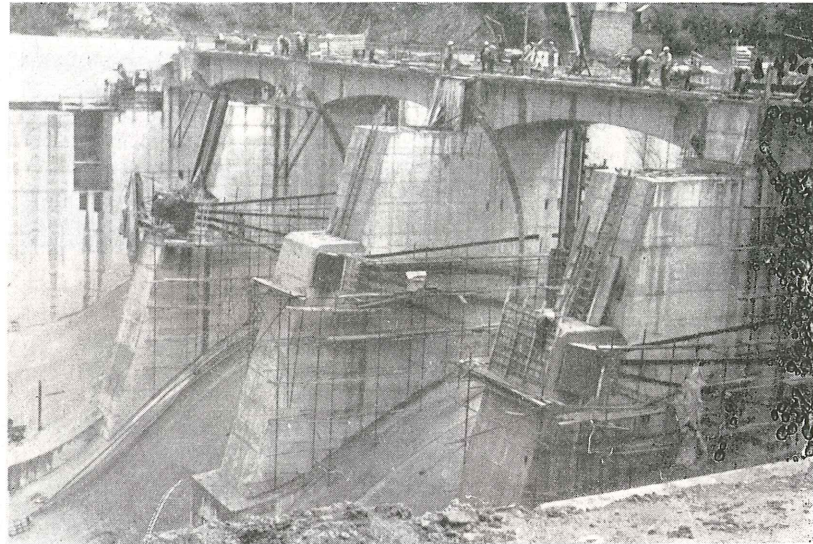


Fig. 15.

Hemos soportado unos forjados, refiriéndolos a las plantas superiores, para eliminar algún pilar que estorbaba, y en la figura 15 se puede ver la fijación de los cojinetes de las compuertas de una presa de Saltos del Sil, a las pilas de la misma, con cables que las rodean.

Dentro de lo que consideramos como refuerzos, pueden figurar también los cosidos de elementos nuevos a elementos ya existentes; como la fijación de unas ménsulas a unos pilares para la colocación de un puente-grúa y como las fuertes ménsulas que aparecen en la figura 16, proyectadas por José Antonio Torroja, que sirvieron para soportar en el aire una gran estructura y cambiarle la cimentación por otra nueva. En ella se pueden ver

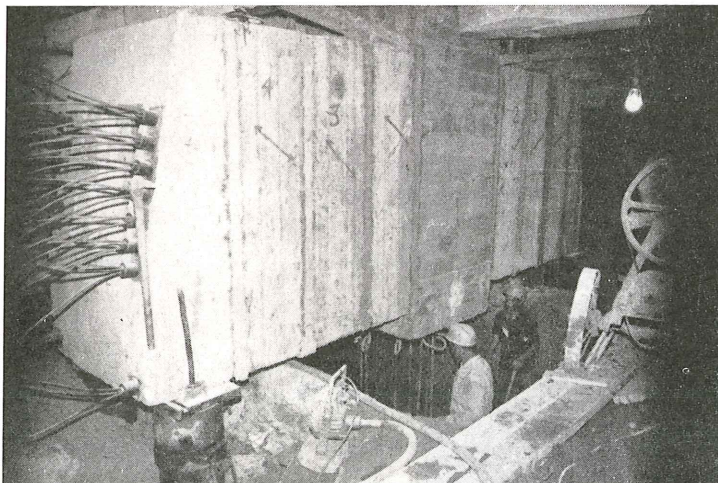


Fig. 16.



Fig. 17.

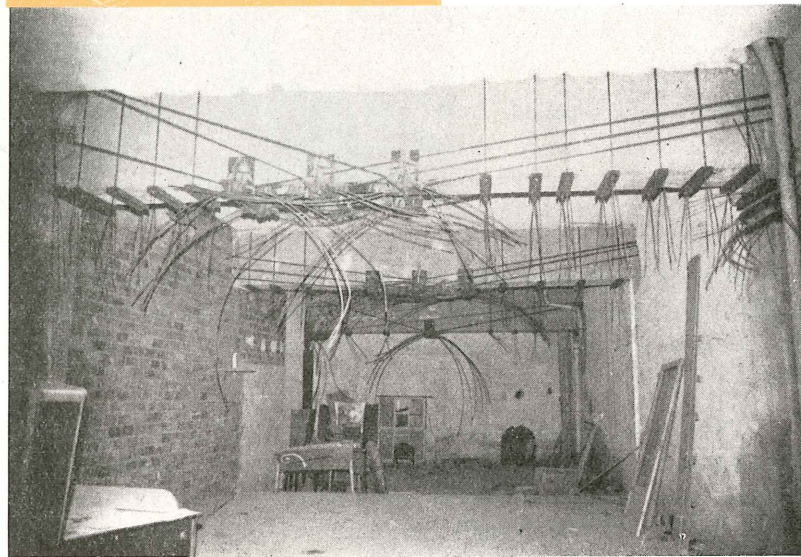


Fig. 18.

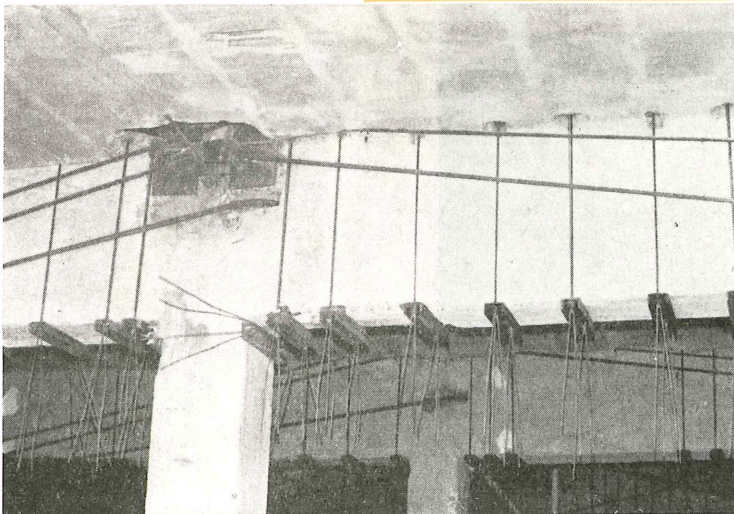


Fig. 19.

las ménsulas que se fijaron a los pilares y los gatos hidráulicos de 250 toneladas que sirvieron para descargar el pilar, apoyándose en unas cimentaciones provisionales. Estas ménsulas se habían prefabricado por dovelas, y terminada la operación en un pilar se pasaban a otro para repetirla. No hay que olvidar que sobre estos pilares cargaban, en algunos casos, hasta 15 plantas de edificación.

Por último, vamos a ocuparnos de una gran obra de refuerzo de una estructura, a la que me referí antes por haberse realizado como consecuencia de mi conferencia en Bilbao.

Se trata de un grupo de tres edificios, en un bloque de esquina con fachada a las dos calles laterales y chaflán a una plaza, que se ve en la figura 17.

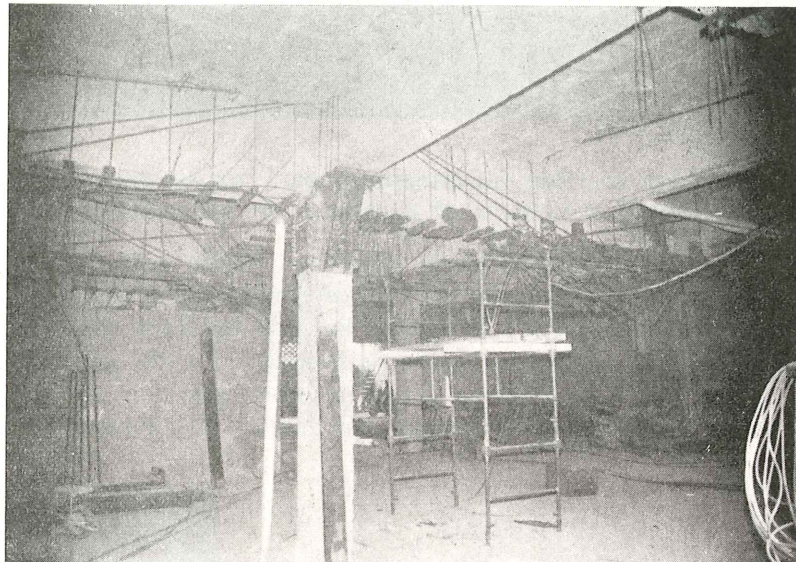


Fig. 20.

Con cerca de cuatro mil metros de superficie, sus dos plantas inferiores se encontraban apuntaladas y en condiciones bastante precarias por un defecto de armaduras.

En estas dos plantas, independientemente, se habían eliminado algunos pilares de la estructura superior y desplazado otros, por lo que, fundamentalmente, nos encontramos con un problema de cargas puntuales muy fuertes sobre unas vigas en las que no

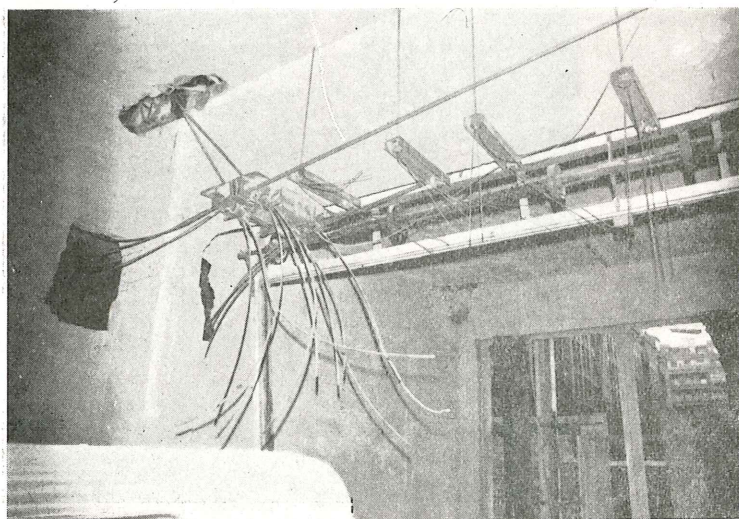


Fig. 21.

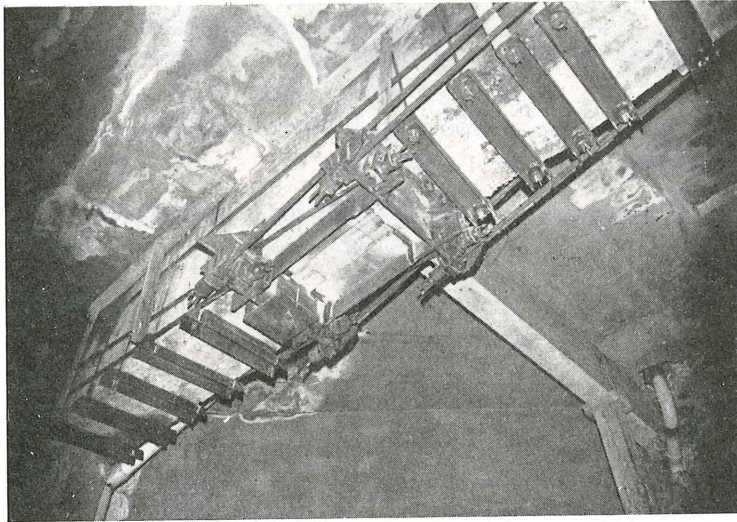


Fig. 22.

estaban bien resueltas las armaduras para resistir los esfuerzos cortantes originados, quedando además deficitario el problema de los momentos flectores.

La hiperestaticidad de la estructura, unida a su gran rigidez, impedía pensar en la transmisión del postesado por las diferentes vigas, en forma adecuada, y los proyectistas don Emilio Renouard y D. Carlos Barredo hubieron de recurrir a un trazado antifunicular de las armaduras, para poder garantizar en cada punto la reacción vertical precisa y la traslación de las cargas a los pilares correspondientes. Se aprovecharon, pues, las reacciones verticales bajo las cargas, quedando las componentes horizontales como un mar-

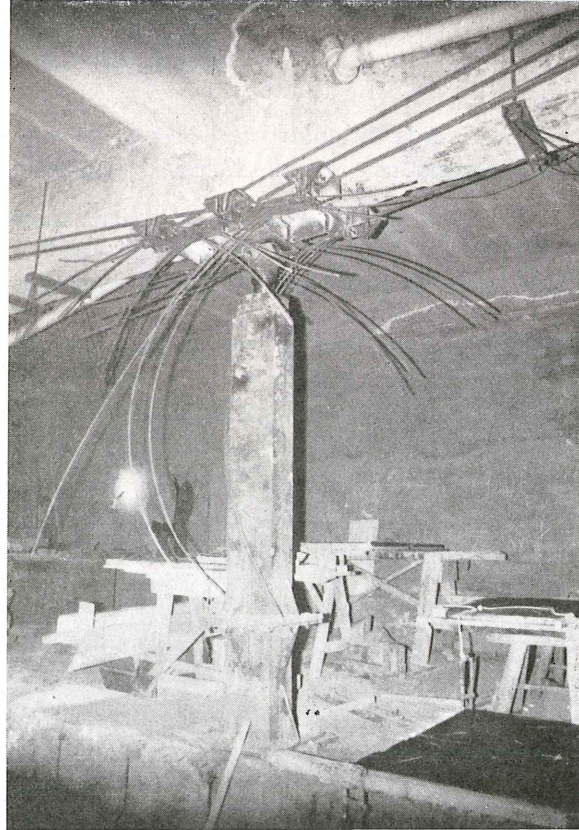
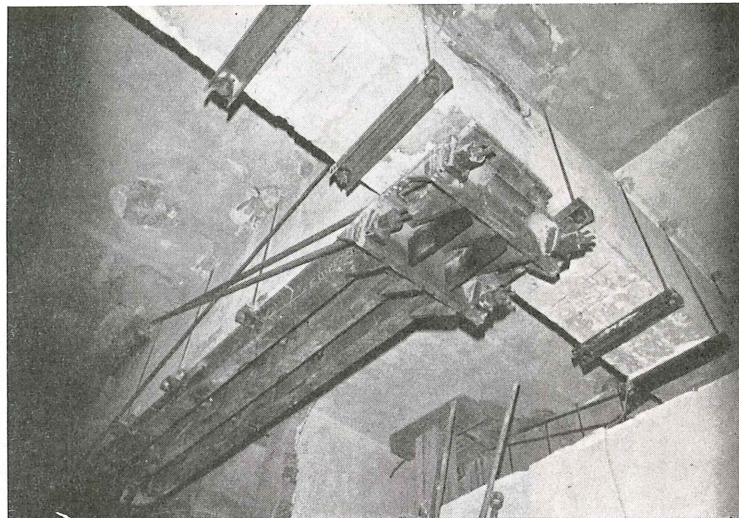


Fig. 23.

gen de garantía, ya que había suficiente cantidad de hormigón en todas partes y de buena calidad; pero no se podía garantizar la distribución de esa compresión horizontal en las diversas vigas, al no poder partir de unas hipótesis de cálculo aceptables, por los movimientos de distinta índole que había experimentado la estructura.

Fue preciso, además, la colocación de estribos postesos exteriores en todas las vigas afectadas, situándolos muy próximos en aquellas zonas que estaban agrietadas por efecto del esfuerzo cortante,

Fig. 24.



La realización de la obra exigía una gran meticulosidad y encerraba una gran complejidad por estar ya terminados y en utilización los edificios, así como los locales comerciales y garajes en los que había que trabajar; se consiguió no desalojarlos.

Pero todo esto podrán apreciarlo en las fotos que presento a continuación:

La figura 18 nos muestra un ejemplo que sirve para explicar la solución general. Aunque se trata de pórticos continuos, no se ve más que un vano, a causa de los tabiques.

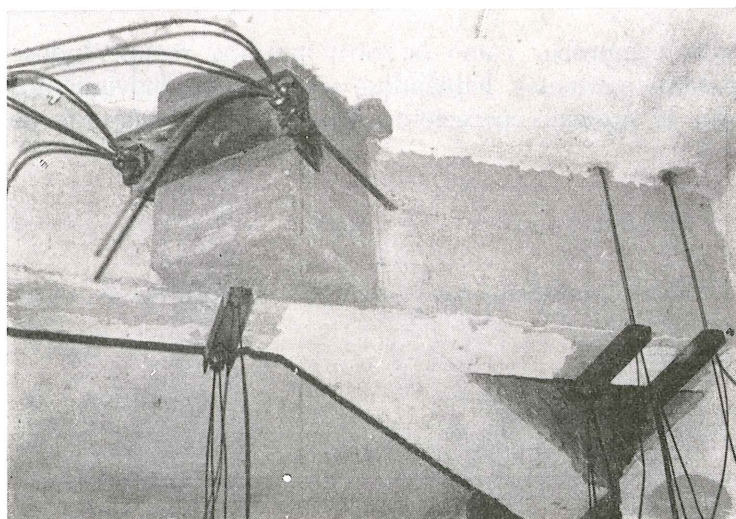


Fig. 25.

En ella pueden verse los cables postesos inclinados, con la placa de anclaje y reparto que queda bajo la carga. Estos cables pasan por la parte alta de las vigas, sobre los pilares inferiores, transmitiendo así a ellos el esfuerzo de la carga puntual. En los tramos extremos, estos cables transmitirán su esfuerzo a la zona central de las vigas, para evitar así momentos o esfuerzos horizontales en los pilares.

La figura 19 nos muestra, precisamente, el paso de las armaduras por la parte alta de la viga en un pilar, y en ella se ve también cómo se anula un cordón cuando en ambos vanos no puede colocarse la misma cantidad de armaduras.

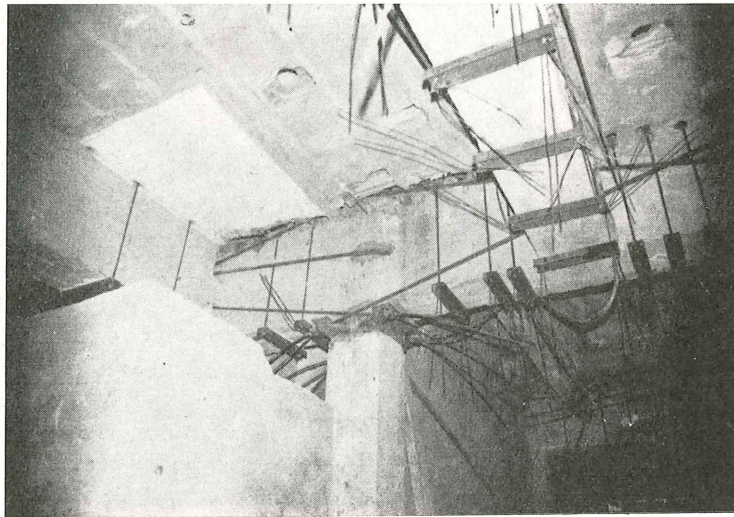


Fig. 26.

En la figura 20 podemos ver cómo se van mezclando las soluciones al tratarse de vigas embrochadas en dos direcciones, y en el resto de las fotografías (figs. 21 a 26) pueden verse soluciones para distintos casos particulares y detalles de placas de anclaje, así como de tejas de vuelta de armaduras y enlaces de distintas unidades.

En todas ellas pueden observarse, como dije antes, los estribos verticales que se han colocado abrazando las vigas.

Durante las operaciones se pudo comprobar cómo la estructura iba recuperándose y cómo se aflojaban los apuntalamientos existentes, habiéndose realizado los movimientos de forma tan regular y uniforme que ni siquiera aparecieron grietas en la tabiquería de las plantas superiores.

el endurecimiento eléctrico del hormigón

M. JAKES VASSAUX

**Diplomado en Estudios Técnicos Superiores
Ingeniero de la Dirección de la E. D. F.
(Distribución de la Electricidad de Francia)
Aplicaciones Industriales (*)**

Como ya es sabido, el hormigón está formado por una mezcla de áridos y de cemento. Este último, una vez amasado con agua, fragua y "aprisiona" los restantes materiales.

El primer cemento conocido fue el romano o, tal vez, el etrusco. Se descubrió mezclando cal con cenizas volcánicas (puzolana). Con él fueron construidos los muelles de Ostia. En épocas anteriores se construía utilizando como mortero, tierra o betún (Mesopotamia) e incluso yeso (Egipto). Durante dos mil años, sólo se conoció el cemento romano.

La primera fábrica francesa para la producción industrial de cemento portland se remonta a 1850. La fabricación del cemento de escorias de altos hornos data de 1890. En 1908 se introdujeron los cementos aluminosos. Más recientes aún son los cementos sulfatados. Así pues, la producción industrial de cemento cuenta menos de un siglo, y, no obstante, en este corto espacio de tiempo, se ha convertido en uno de los elementos que determinan el nivel de desarrollo y civilización de un país.

Los cementos empleados actualmente son una mezcla de cal-sílice y de cal-alúmina. La mezcla, anhidra antes del fraguado, se transforma después en hidratada.

LOS FENOMENOS DE FRAGUADO Y ENDURECIMIENTO

A temperatura ambiente y presión atmosférica normales, el tiempo de fraguado no suele exceder de unas diez horas. Para conseguir una resistencia a compresión suficiente, siguiendo el proceso de endurecimiento natural, son necesarios algunos días (**).

Este lapso de tiempo oscila entre un mínimo de dos o tres días y un máximo de seis semanas en condiciones ambientales muy duras (***) .

(*) NOTA DE LA REDACCIÓN: Es un deber que cumplimos con especial satisfacción, agradecer públicamente, desde estas páginas, al ingeniero M. VASSAUX su amabilidad al autorizarnos a publicar la traducción de este interesante trabajo y facilitarnos los originales de las fotografías que lo ilustran.

(**) La resistencia a compresión proporciona, de un modo sencillo, una medida del grado de endurecimiento. Se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado. En el caso de endurecimiento natural, la resistencia a tracción del hormigón oscila, normalmente, entre 1/8 y 1/10 de su resistencia a compresión.

(***) Los plazos para el desencofrado, admitidos generalmente, son los siguientes: dos a tres días, para los forjados de piso; tres a cuatro días, para soportes; ocho a diez días, para los costeros de vigas; dos a tres semanas, para los fondos de vigas, etc.

Le Chatelier expuso, en 1887, una teoría sobre el fraguado y endurecimiento. Salvo algunos detalles, es la misma admitida universalmente en la actualidad. Sus principios fundamentales son los siguientes:

- al amasar agua con cemento se forma una pasta en la que el cemento no se altera, al menos aparentemente;
- después, bruscamente (principio del fraguado), aumenta la viscosidad y se desprende calor;
- al cabo de algunas horas (fin del fraguado), la pasta se hace indeformable;
- el endurecimiento, en realidad, se prolonga durante días y meses (véanse los diagramas de la figura 1), como consecuencia de unas complicadas reacciones debidas a la inestabilidad de los componentes anhidros, más solubles que los hidratados a que dan lugar;
- sólo es posible, sin embargo, un endurecimiento completo si hay siempre agua suficiente, por lo cual es preciso evitar la desecación, en caso de calentamiento.

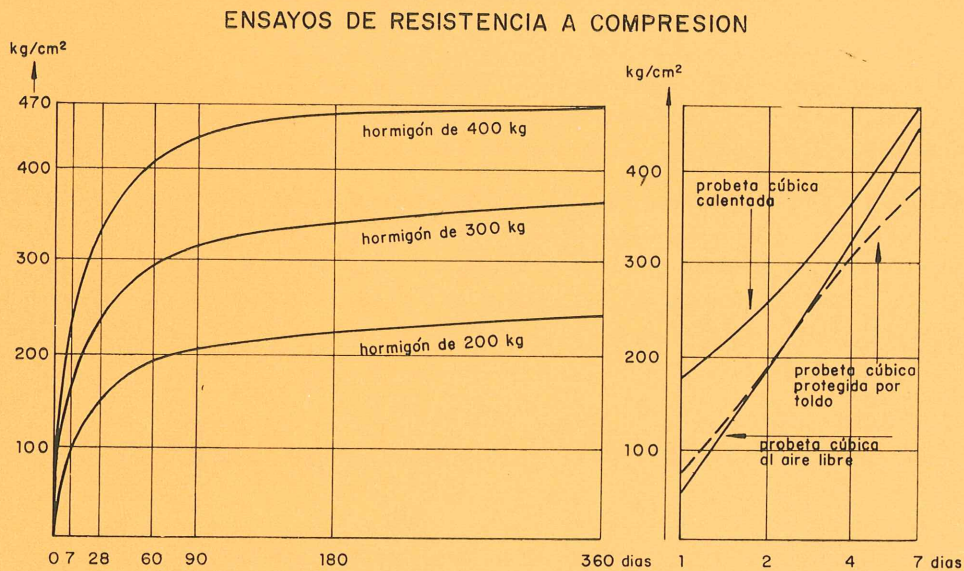


Fig. 1.— Variación de la resistencia a compresión del hormigón. Diagrama de la izquierda: en caso de endurecimiento natural. Diagrama de la derecha: probetas protegidas por toldo; curadas al aire libre y protegidas por un toldo calentado por electricidad. (En todos los casos, la dosificación es la misma.)

Partiendo de esta base, todo el proceso se desarrolla como si las sucesivas etapas de cristalización originasen, cada vez, la disolución de una nueva cantidad de componentes, hasta la transformación completa del primitivo sistema anhidro en un sistema hidratado.

Así se explica que el endurecimiento natural se efectúe, necesariamente, de forma progresiva, por lo que antes de poder proceder al desencofrado, resulta indispensable cumplir unos determinados plazos que reducen muy sensiblemente la productividad en cualquier tipo de obra.

EFECTO BENEFICIOSO DEL CALOR

Teniendo en cuenta que la inmovilización de capitales, hombres y material representa un notable encarecimiento de los precios de costo, es lógico que se intente, por todos los medios posibles, acelerar el endurecimiento del hormigón.

Como los catalizadores de fraguado no dieron los resultados apetecidos, pronto se llegó al convencimiento de que para conseguir endurecimientos rápidos, la mejor solución era aplicar calor. Esta misma fue la idea propugnada por Freyssinet, quien, ya en 1933, registró una patente que titulaba: "Método para el endurecimiento casi instantáneo de los hormigones, basado en la acción de temperaturas del orden de los 100 grados centígrados".

La temperatura de 100° C. puede parecer excesiva. No obstante, en el transcurso de unas discusiones, Freyssinet confirmaría: "... he ensayado temperaturas de 60, 70, 80, 90 y 100° C. e incluso superiores a 100° C. ...". En efecto, se ha comprobado que el hecho de hacer "hervir" un cemento portland artificial (C.P.A.), por ejemplo, no es obstáculo para su endurecimiento. Una temperatura demasiado elevada entraña, sin embargo, algunos riesgos (dilataciones, fisuras, etc.).

El sistema preconizado por Freyssinet dio lugar a importantes realizaciones:

- postes de hormigón pretensados, en Montargis y Toulouse;
- viguetas y diversos elementos prefabricados y pretensados, especialmente en Orleans;
- consolidación de los cimientos de la Estación Trasatlántica del Havre, etc.

A Brocard se debe el primer estudio, un poco sistemático, de la aceleración del fraguado y endurecimiento, en función del sistema de calentamiento utilizado. En 1948 se dieron a conocer los resultados obtenidos en Laboratorio:

- mediante calentamiento eléctrico (*);
- por inmersión de las piezas en agua caliente;
- por la acción del vapor a presión, sistema propuesto, ya en 1880, por Michaelis;
- utilizando vapor saturado a presión normal.

Los resultados obtenidos en estos trabajos permitieron a Brocard confirmar que la elevación de la temperatura acelera el fraguado y conduce a un endurecimiento mucho más rápido. Y, lo que es más importante, demostró, como consecuencia de un estudio por rayos X, que en el caso más corriente del cemento portland: "... los hidratos que se originan a temperatura elevada (a presión atmosférica normal), son exactamente los mismos que los producidos en frío". Con ello quedaba probado que el calentamiento no produce transformaciones cristalinas capaces de afectar a la resistencia mecánica del hormigón.

(*) Bajo el nombre de "calentamiento eléctrico", BROCARD sólo experimentó el sistema que consiste en utilizar la pasta de cemento como una resistencia eléctrica para calentar el hormigón. Más tarde, se han puesto a punto y perfeccionado otros numerosos procedimientos eléctricos.

Actualmente se sabe que lo mismo sucede con los cementos de escorias (*). Sólo algunos cementos especiales (aluminosos, sobresulfatados de fraguado rápido) pueden presentar anomalías debidas al calentamiento, al menos a determinadas temperaturas. En el cemento aluminoso, el tiempo de fraguado aumenta al elevarse la temperatura, pasa por un máximo hacia los 30° C., y después decrece, tanto y tan rápidamente, que a 70° C. se produce un fraguado instantáneo. Con el cemento sobresulfatado, el tiempo de fraguado disminuye, primero, al elevarse la temperatura, y pasa por un mínimo alrededor de los 50° C., pero después aumenta bruscamente de tal forma que, para temperaturas próximas a los 100° C., incluso no llega nunca a terminarse el fraguado.

METODOS ELECTRICOS DE ENDURECIMIENTO, ACTUALMENTE EMPLEADOS

En 1948, el procedimiento más conocido era el ideado en 1931 por los ingenieros suecos Brund y Bohlin. Este método venía siendo utilizado desde 1940 en la U.R.S.S. para acelerar la construcción de fábricas en el Ural y Siberia.

Se basaba en la conductibilidad eléctrica del hormigón.

Fue preciso esperar a los trabajos de Martinet, efectuados a partir de 1958, para descubrir que resultaba interesante, en algunos casos, utilizar la conductibilidad eléctrica de las armaduras. Los primeros resultados de estos trabajos se presentaron, en 1960, al Congreso del Bureau International du Béton Manufacturé (B.I.B.M., Estocolmo).

Ahora bien, es evidente que no todas las piezas que se desea endurecer están armadas. Y también ocurre, por otra parte, que si existe una red muy tupida de armaduras, su misma complejidad no siempre permite la utilización de las barras como resistencias eléctricas para el calentamiento. Por esta razón, Martinet, en 1961, ideó el procedimiento de utilizar, para el calentamiento, resistencias eléctricas independientes de las armaduras y embebidas en las piezas que se desea endurecer.

Con anterioridad a estos sistemas, se emplearon autoclaves y estufas, calentadas por resistencias eléctricas colocadas en el exterior de las piezas. Esta solución, sin embargo, tenía varios inconvenientes: no permitía recurrir a otras fuentes de energía; exigía instalaciones relativamente fijas y hacía prácticamente imposible su empleo, excepto en la prefabricación de piezas de forma sencilla y dimensiones necesariamente reducidas. Unicamente después de los trabajos efectuados en 1956 por Guérillot se perfeccionó este método utilizando toldos calentados por electricidad, especialmente concebidos para su aplicación en la construcción de edificios y obras de fábrica. Ante los resultados obtenidos, el empleo de las resistencias eléctricas de calentamiento colocadas exteriormente a las piezas que se desea endurecer, adquirió un nuevo auge: en 1963 se electrificaron los encofrados y paneles y, a partir de 1964, se emplearon también los moldes electrificados. Igualmente, en 1963, Deléage puso a punto los primeros pavimentos, calentados eléctricamente, para el endurecimiento de elementos superficiales de hormigón.

(*) Como consecuencia de las discusiones mantenidas con el autor, en 1956, respecto a los citados trabajos de BROCARD, quien en 1948 sólo conocía, a lo sumo, el CLK 250 (que, prácticamente, ya no se emplea en la actualidad), la Asociación para el Desarrollo y Empleo de los Cementos de Escorias y Metalúrgicos (CILAM) aceptó publicar una declaración confirmando "el efecto beneficioso del calor en los cementos de escorias... a condición, desde luego, de que se evite la desecación".

Conductibilidad eléctrica del hormigón.

El hormigón fresco ofrece la particularidad de comportarse como un semiconductor. Su resistencia eléctrica (que varía de 500 a 200 ohms \times cm²/cm) está, en efecto, comprendida entre la de los metales y la de los aislantes. Así pues, si en los extremos de una

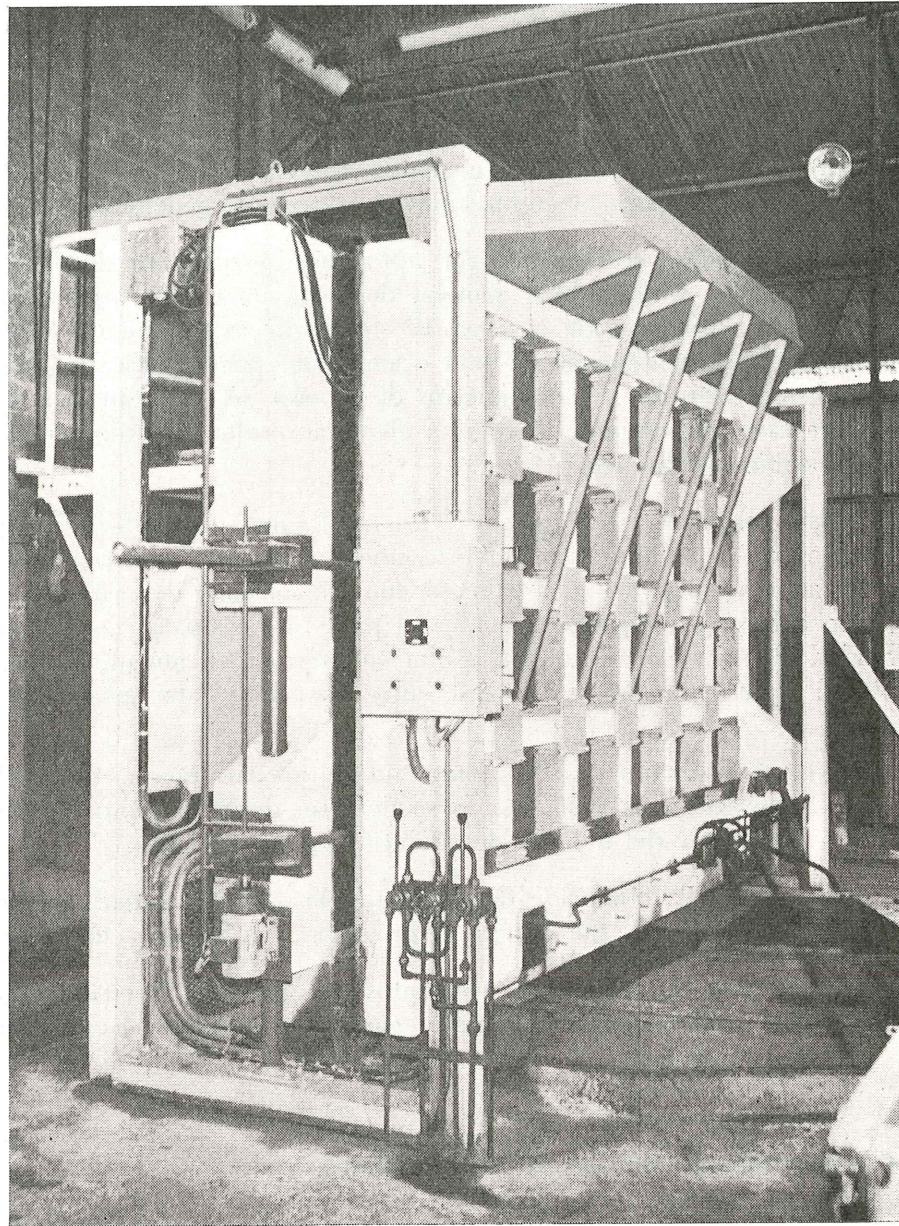


Fig. 2.—Prefabricación de paneles en Rouen - Sotteville. Para acelerar el fraguado y endurecimiento, se utiliza el método basado en la conductibilidad eléctrica del hormigón. Cada una de las dos caras verticales del molde, de separación variable, constituye un electrodo.

pieza de hormigón se aplica una diferencia de potencial alterna (*), se establece una corriente eléctrica entre los electrodos. Esta corriente, en virtud del efecto Joule, desprende calor que se reparte por la masa de hormigón, tanto mejor cuanto mayor es su grado de homogeneidad (granulometría y humedad). Las calorías así desprendidas en el inte-

(*) La utilización de una corriente continua produciría la electrólisis del agua, es decir, su descomposición en hidrógeno y oxígeno.

rior de la pieza aumentan su temperatura y manteniéndola en estas condiciones se acelera el endurecimiento del hormigón.

Algunos investigadores reprocharon a este método que daba origen a hormigones de peor calidad. Esto se debe, sin duda, a que sus promotores, forzados por las circunstancias, trataron de mejorar también la conductibilidad natural de la pasta de cemento, añadiéndole cloruro cálcico u otras substancias. La adición de tales productos algunas veces ha ocasionado trastornos (*).

Teniendo en cuenta estas reservas, el sistema da buenos resultados (en cimientos, forjados, muros, soportes, vigas, etc.). En Francia, sin embargo, este método apenas ha sido utilizado. No obstante, ha inspirado interesantes realizaciones de moldes, principalmente verticales, para el endurecimiento rápido de paneles prefabricados.

Estos moldes permiten fabricar, aproximadamente, cada dos horas, incluidos los tiempos de vertido y desmoldeo, paneles de hasta unos diez metros cuadrados de superficie y diez centímetros de espesor. El tiempo de calentamiento propiamente dicho es de una hora aproximadamente. Como orientación, puede indicarse que, para un panel de 12 metros cuadrados y 6 centímetros de espesor, se necesitan unos 40 kWh. Es decir, que en este caso, el consumo de energía eléctrica resulta comprendido entre 50 y 60 kWh por metro cúbico de hormigón.

Este consumo de energía eléctrica resulta muy aceptable desde el punto de vista económico en los talleres de prefabricación, en los que, generalmente, se utilizan moldes calentados por vapor o agua caliente, con un consumo de casi cuarenta litros de fuel por metro cúbico de hormigón tratado. El precio de costo del endurecimiento por conductibilidad eléctrica del hormigón resulta entonces prácticamente el mismo y ofrece, en cambio, al usuario numerosas ventajas, entre las cuales cabe señalar las siguientes:

- reduce el número de moldes necesarios para una misma producción con todas las consecuencias que de ello se derivan, desde el punto de vista de inversiones a realizar y del número de operarios que se precisan;
- asegura la obtención de productos de primera calidad, lo que evita tener que rechazar piezas defectuosas o proceder a su depreciación;
- elimina las flechas en elementos de gran luz, lo cual facilita el montaje, evita las rectificaciones y permite economizar en su colocación, tiempo y mano de obra especializada.

Conductibilidad eléctrica de las armaduras.

Cuando las armaduras de sujeción o de pretensado son de pequeño diámetro y constituyen redes sencillas, es posible utilizarlas como resistencias eléctricas para el calentamiento. Las viguetas pretensadas cerámicas o de hormigón, constituyen un magnífico ejemplo de esta solución. Kilómetros de viguetas se someten diariamente a este tratamiento, tanto en Francia como en otros países.

(*) Durante mucho tiempo se han utilizado "aceleradores de fraguado". Estos productos han sido objeto de numerosos estudios, sobre todo desde que se prohibió el empleo de cloruros.

Debe recordarse que en el caso de endurecimiento natural, una bancada normal para la fabricación de viguetas pretensadas cerámicas o de hormigón mide unos 110 metros de largo y no permite fabricar más de 850 metros de vigueta, cada tres o cuatro días.

Si se endurecen eléctricamente, aprovechando la conductibilidad de las armaduras, las piezas fabricadas durante el día y por cuyas armaduras se hace circular automáticamente una corriente eléctrica durante la noche, a partir de las veintidós horas, están en condiciones de ser utilizadas a la mañana siguiente, sin ningún riesgo. Por término medio, una bancada electrificada permite una producción igual a la de tres o cuatro bancadas de endurecimiento natural.

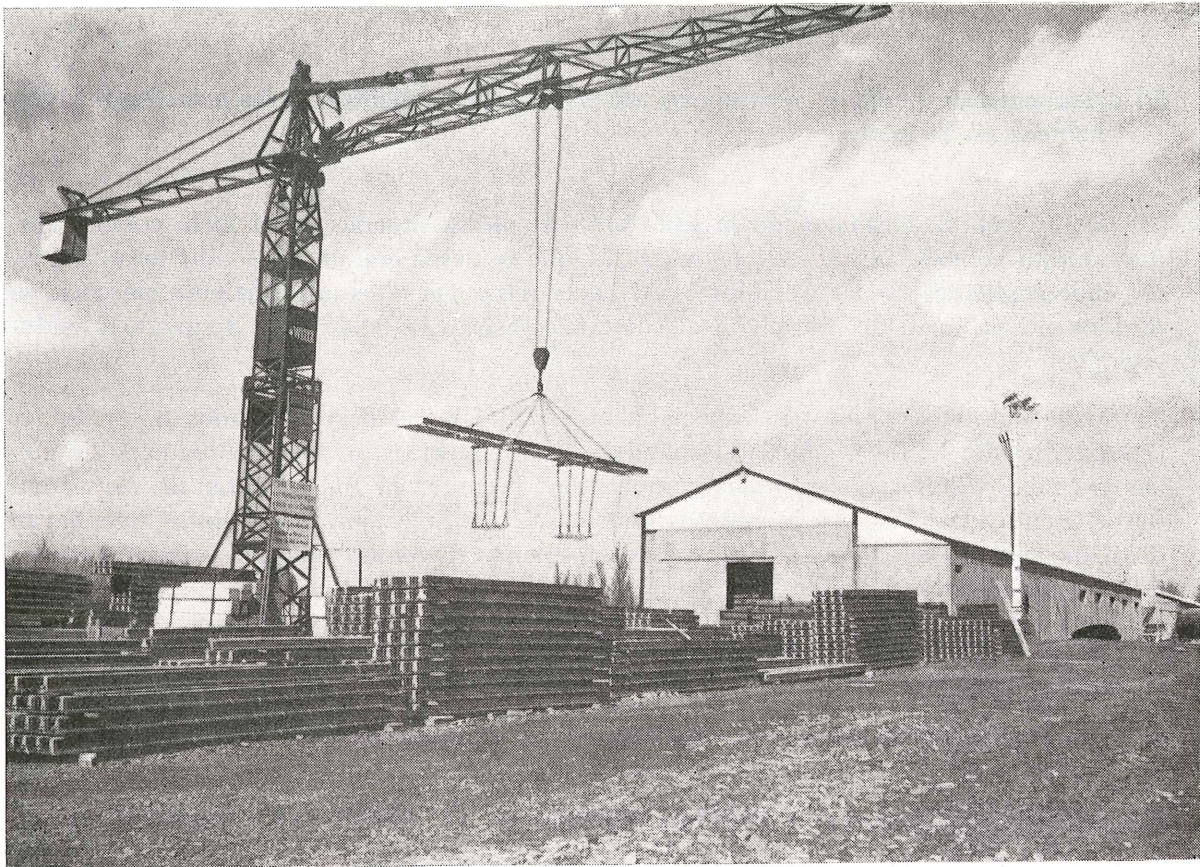


Fig. 3. — En la fábrica de Graçay, el endurecimiento de las viguetas pretensadas de cerámica y hormigón se acelera empleando las armaduras como resistencias eléctricas de calentamiento. A las veintidós horas, en ausencia del personal, un reloj regula automáticamente el calentamiento de la bancada fabricada durante el día.

El consumo específico de energía eléctrica, en las instalaciones corrientes, varía de 1 a 12 kWh por metro lineal, según las estaciones del año. Unos ensayos recientes han demostrado que este consumo se puede reducir a la mitad cuando se trata de una instalación importante. Así, por ejemplo, en Austria, en la fábrica de Eferding (3 600 kVA) que trata cada noche catorce kilómetros de vigas, lo que corresponde a una producción de 1,7 millones de metros cuadrados de forjado por año, el gasto de energía eléctrica se reduce a unos 0,6 kWh por metro lineal.

Es interesante hacer constar que, en esta fábrica, sólo hace unos años se sustituyó el sistema clásico de curado por vapor y agua caliente, que anteriormente venía utilizando, por el de endurecimiento del hormigón por conductibilidad eléctrica de las armaduras. Las nuevas inversiones originadas por esta sustitución, quedaron amortizadas en dieciocho meses.

En el caso de viguetas pretensadas de cerámica o de hormigón, el consumo de energía eléctrica necesario para la aplicación de este procedimiento representa un gasto que oscila entre el 0,6 y el 1 por 100 del precio de venta de la vigueta. Pero en cambio, permite una reducción tan importante en los gastos normales de reparación y mantenimiento que, forzosamente, en corto plazo habrá de imponerse por su economía.

El calentamiento mediante resistencias eléctricas independientes de las armaduras y embebidas en la pieza.

En el caso de hormigonado *in situ*, tanto de piezas situadas en el suelo como elevadas, resulta cómodo introducir en las piezas que se desea endurecer, conductores eléctricos independientes de las armaduras. Al hacer pasar por ellos una corriente eléctrica, se difunde por la masa del hormigón el calor necesario para acelerar su fraguado y endurecimiento.

Este método es aplicable, especialmente, a la fabricación de forjados de cualquier espesor. Resulta también adecuado cuando se desea fabricar un número reducido de piezas o cuando éstas son de formas complicadas. Permite, en fin, asegurar un mayor endurecimiento localizado, en los puntos de elevación o sujeción de las piezas que hayan de manejarse inmediatamente después de un tiempo de endurecimiento general suficiente, pero no obstante limitado.

La experiencia demuestra que, para forjados de espesores corrientes, la aplicación de este procedimiento alcanza un costo aproximado de 1,50 F. por metro cuadrado.

Con suficiente aproximación, este importe se descompone en la forma siguiente:

- precio de la energía eléctrica empleada en el calentamiento, efectuado de noche (tarifa especial): 10 por 100;
- costo de la mano de obra para la colocación de los conductores en el interior de las piezas: 20 por 100;
- valor de estos conductores: 30 por 100;
- amortización del material eléctrico de obra, especial o suplementario: 40 por 100.

El consumo medio de energía eléctrica es del orden de 40 kWh por metro cúbico de hormigón tratado, o sea de 4 a 5 kWh por metro cuadrado de forjado para piso de espesor corriente. Estos son los consumos normales en los casos en que el procedimiento se aplica sin tomar precauciones especiales para evitar las pérdidas de calor. Pueden, por consiguiente, rebajarse a menos de la mitad, con unas instalaciones correctas y especialmente proyectadas a tal objeto.

Este método proporciona, entre otras, las ventajas siguientes:

- permite el endurecimiento del hormigón *in situ*, incluso cuando se trata de elementos situados en las partes altas de las obras;
- reduce el número de bancadas y moldes necesarios, puesto que permite una más rápida reutilización de los mismos;
- contribuye a garantizar el cumplimiento de los plazos de construcción, garantía difícilmente valorable, pero que supone una economía nada despreciable, principalmente en las estaciones frías del año, durante las cuales el peligro de heladas obliga a interrumpir el hormigonado cuando la temperatura se aproxima a los 0° C;
- por último, asegura la obtención de productos de calidad uniforme.

Este método, de origen específicamente francés, se emplea en todas las estaciones del año y en países de todas las latitudes. Así, por ejemplo, desde hace algún tiempo se viene utilizando en España, en especial en Barcelona, donde no existe temor a las heladas, y el costo de la mano de obra y del hormigón es, tradicionalmente, menos elevado que en Francia. Esto demuestra que el método es altamente rentable, como consecuencia de los diferentes motivos antes citados.

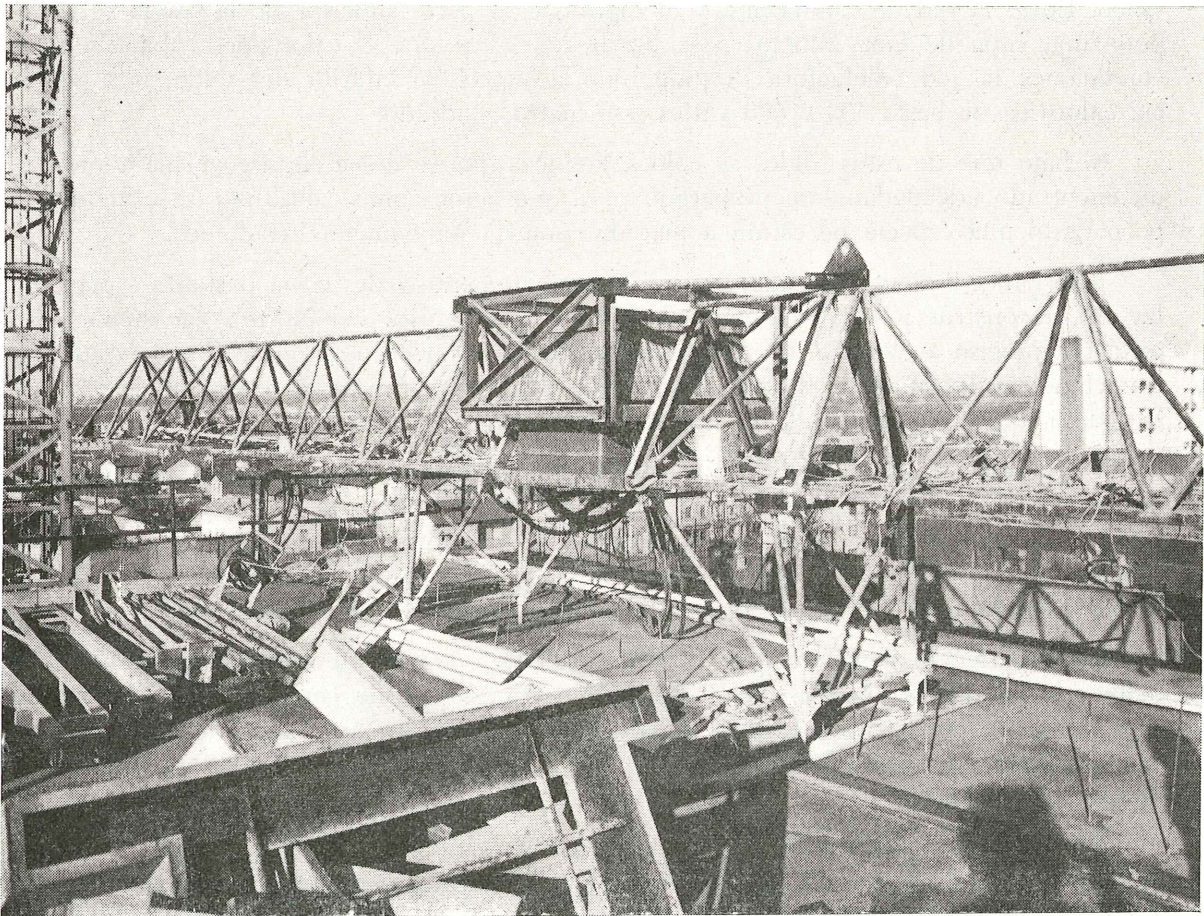


Fig. 4. — Iniciación de las operaciones de endurecimiento de los forjados mediante el empleo de resistencias eléctricas, en un conjunto de edificios constituido por 300 viviendas. La potencia eléctrica utilizada, de muy baja tensión — inferior a 50 voltios —, era del orden de 120 kW, para una superficie unitaria de 185 metros cuadrados.

El calentamiento mediante resistencias eléctricas colocadas exteriormente a las piezas que se desea endurecer.

Empleando el método de "resistencias embebidas", aproximadamente el 50 por 100 del precio de costo se reparte entre la mano de obra necesaria para la colocación de las resistencias y el valor de los alambres conductores que quedan embebidos en la pieza y se pierden. Cuando se trata de endurecer sistemáticamente series de piezas idénticas, resulta más económico colocar con carácter definitivo, resistencias eléctricas de calentamiento, de buena calidad, exteriores a las piezas y dentro de los adecuados aparatos calorífugos. Aparte de las estufas y autoclaves, se emplean diversos tipos de toldos, encofrados, paneles y moldes calentados eléctricamente. Su rentabilidad está en función del número de veces que se han de emplear. Pertenecen igualmente a este tipo de instalaciones los pavimentos calentados eléctricamente, utilizados para el endurecimiento de elementos superficiales de hormigón.

Toldos calentados eléctricamente. — Generalmente, llevan una red calorífera aislada con policromo de vinilo (PCV), y recubierta por una funda fabricada con tejido de fibra de vidrio, impregnada también de PCV, que se suelda en los bordes mediante una corriente calorífera de alta frecuencia, de forma que el conjunto resulta perfectamente estanco. Entre la red de calefacción y el tejido de la parte superior de la funda se interpone una capa de lana mineral para evitar que se escape el calor por arriba. En estas condiciones la red calefactora despidе, por la superficie inferior del toldo, una potencia calorífica de hasta 400 y 500 vatios por metro cuadrado.

Si bajo uno de estos toldos se coloca la pieza que se desea endurecer, mantenida en un encofrado adecuadamente preparado para que actúe como calorífugo, se obtiene con poco gasto una especie de estufa a medida, que da muy buenos resultados.

Este procedimiento ha sido empleado recientemente y de forma bastante espectacular, en la construcción del viaducto de Roberval (autopista del Norte). En dicha autopista era preciso acelerar el fraguado y aprovechar la noche para conseguir el rápido endurecimiento de 32 m de forjado del tablero de 1,60 m de ancho y 18 cm de espesor, situado a más de 15 m de altura.

El forjado se hormigonaba en un encofrado de madera contrachapada, de 15 mm de espesor, forrado por la parte inferior, parahacerlo calorífugo, con una lámina de poli-estireno de 50 mm de espesor. A continuación se recubría con un toldo análogo a los anteriormente descritos. Al final de la jornada, se hacía pasar una corriente eléctrica por la red calorífera del toldo, suspendiéndose la operación al cabo de siete horas.

La experiencia demostró que, al día siguiente, podían ya retirarse los toldos. En menos de un día, se obtenía una resistencia a compresión de cerca de 200 kg/cm². De esta forma, se podía desencofrar y proseguir los trabajos sin necesidad de esperar a que se cumpliesen los plazos habituales y sin tener que preocuparse por los cambios de la temperatura exterior.

El consumo específico de energía eléctrica en este procedimiento es muy reducido, ya que no excede de 8 kWh por metro cúbico de hormigón tratado, o sea, alrededor de 1,5 kWh por metro cuadrado (*). Teniendo en cuenta el costo normal de estos toldos, el

(*) Este ejemplo confirma lo dicho al tratar del calentamiento mediante resistencias independientes de las armaduras y embebidas en el hormigón, respecto a que el consumo de energía eléctrica podía reducirse a la mitad, disponiendo una adecuada protección calorífuga.

proceso resulta a un precio aproximado de 1,50 F por metro cuadrado, suponiendo que cada toldo puede utilizarse 50 veces.

El precio es, por lo tanto, igual al indicado para el método de “resistencias eléctricas independientes de las armaduras y embebidas en el hormigón”. En caso de que cada toldo resista 100, 150 y 200 reutilizaciones el precio se rebaja de un 40 a un 70 por 100. Se trata, pues, de un procedimiento muy económico.

Encofrados y paneles calentados por electricidad. — En los encofrados y paneles pueden también instalarse resistencias eléctricas de calentamiento. La electrificación de un encofrado o de un panel no cambia en absoluto el aspecto habitual del material. Entre dos paneles de madera contrachapada se colocan unas resistencias eléctricas constituidas por capas de alambres o cintas metálicas. Los paneles se aíslan exteriormente para hacerlos calorífugos. Con un consumo de 300 a 1.500 vatios por metro cuadrado se consigue en una noche un endurecimiento que permite desencofrar y suprimir todos los apeos al día siguiente. La energía eléctrica que se necesita depende de la naturaleza de las piezas, de su espesor, de las características calorífugas del material empleado y del tiempo de calentamiento.

Moldes calentados eléctricamente. — Los moldes, tanto si son de hormigón como si son metálicos, pueden ir provistos de resistencias eléctricas de calentamiento, que tienen una duración prácticamente ilimitada. La potencia eléctrica necesaria está en función del nú-

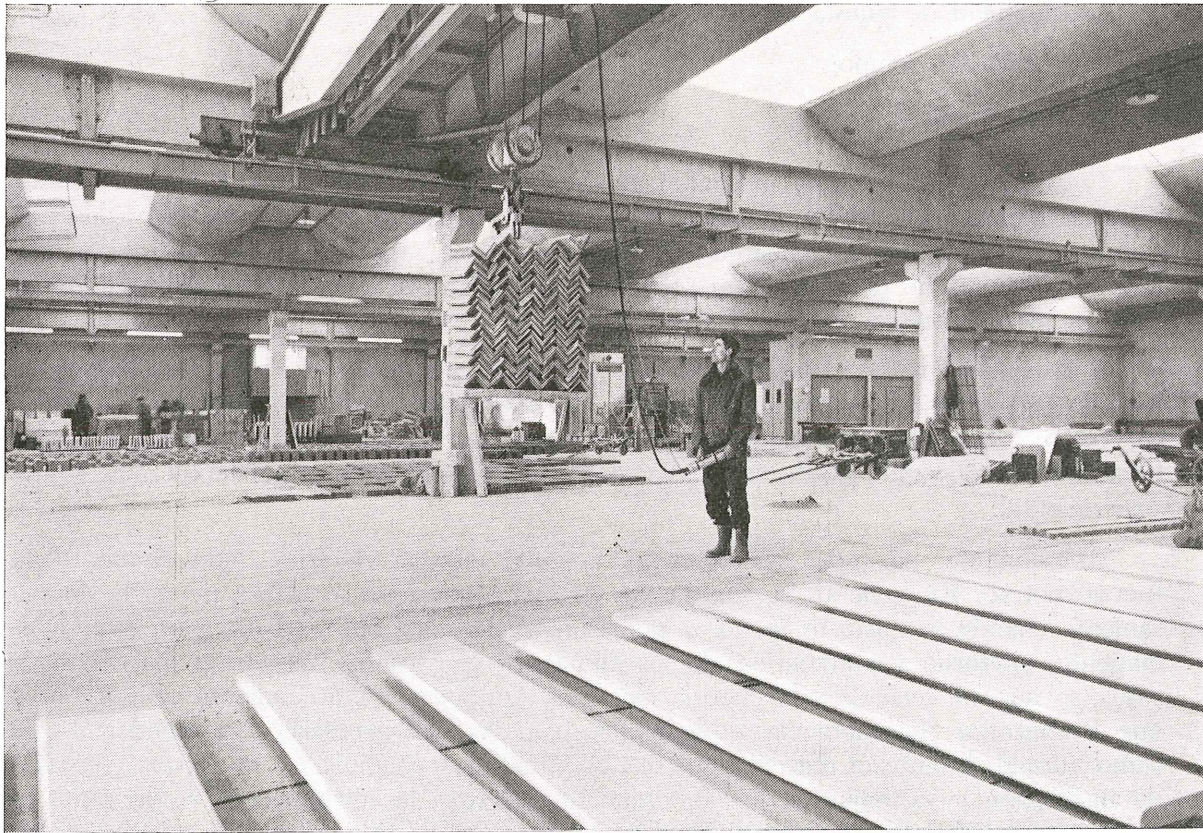


Fig. 5. — En esta empresa, dedicada a la fabricación de placas de hormigón, las piezas se colocan sobre el pavimento, calentado por electricidad, de una nave de grandes dimensiones. De esta forma, durante la noche, se consigue alcanzar un endurecimiento satisfactorio.

mero de piezas prefabricadas diariamente. Así, por ejemplo, para obtener, con un mismo molde, una pieza cada cinco horas, basta con una potencia de 900 a 1.500 vatios por metro cuadrado.

Cámaras de curado con calefacción eléctrica. — Existen numerosas soluciones. Por ejemplo, en un recinto revestido de poliestireno, se pueden colocar radiadores eléctricos, de una potencia unitaria de varios kilovatios, de modo que el flujo de calor por ellos emitido sea recogido por las piezas que se desea endurecer. Si se trata de elementos superficiales de hormigón, los cuales, generalmente, se moldean sobre el propio pavimento de la nave de fabricación, una solución original consiste en calentar éste enterrando en él cables calefactores. Con un gasto de 400 a 500 vatios por metro cuadrado, se consigue el endurecimiento de las piezas en una sola noche. El consumo específico de energía eléctrica es, en este caso, del orden de 70 kWh por tonelada.

VENTAJAS DEL ENDURECIMIENTO ELECTRICO DEL HORMIGON

Las ventajas ofrecidas por los métodos de endurecimiento eléctrico del hormigón frente a los procedimientos clásicos, se pueden concretar en los siguientes cuatro puntos importantes:

- posibilidad de emplear varios procedimientos;
- facilidad de puesta en obra;
- ahorro de tiempo;
- bajo precio de coste.

Casi todos estos métodos permiten numerosas variantes, por lo cual siempre se dispone de una serie de soluciones susceptibles de adaptarse a cualquier situación. Conviene, asimismo, recordar que estos métodos de endurecimiento eléctrico pueden utilizarse, tanto en los talleres de prefabricación como en la propia obra y, en este último caso, incluso para piezas situadas en las plantas superiores.

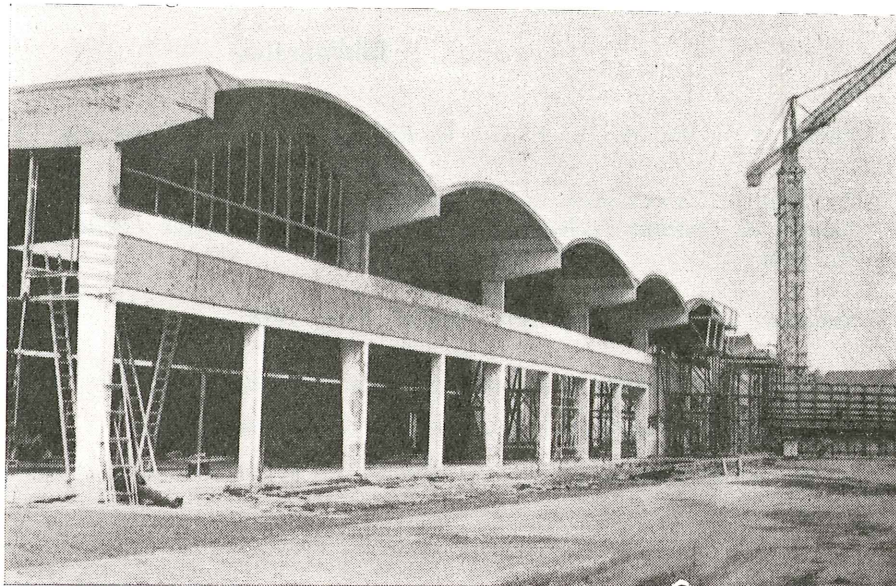
A los cuatro métodos indicados habrá que añadir sin duda, en un próximo futuro, un quinto procedimiento en el que se utilicen las posibilidades del calentamiento dieléctrico. Aunque ya se han obtenido así resultados positivos, especialmente en trabajos de laboratorio, no obstante puede afirmarse que este procedimiento se encuentra aún en fase experimental.

Actualmente, en todas las obras se necesita energía eléctrica (para alumbrado y fuerza motriz). En general, la energía de que se dispone no se utiliza de noche, precisamente cuando su costo es menor y podría perfectamente aprovecharse para el endurecimiento, nocturno y automático, de los elementos construidos durante el día. En estos casos, se impone recurrir a la energía eléctrica. Aunque el endurecimiento eléctrico obligue a contratar una potencia suplementaria superior a la necesaria para atender el consumo normal durante el día, siempre se obtendrá una economía en los gastos generales de instalación y explotación que forzosamente exigiría la introducción en la obra de cualquier otra fuente de energía. Es éste un punto que exige siempre un atento estudio.

El precio de la energía eléctrica influye poco, relativamente, y en cualquier caso está siempre a un nivel comparable al de otras fuentes de energía. En efecto, el rendi-

miento total de una instalación de vapor o agua caliente, en obra, rara vez pasa del 20 por 100 y, frecuentemente, queda reducido al 10 por 100, mientras que con una instalación eléctrica de endurecimiento se puede fácilmente alcanzar el 80 por 100 y llegar incluso al 100 por 100 con un sistema de calentamiento eléctrico interno o en un recinto con las adecuadas condiciones calorífugas. Teniendo en cuenta estas diferencias de rendimiento resulta rentable el costo de la unidad térmica eléctrica, aunque sea 4 u 8 veces

Fig. 6.— En esta obra no ha habido problemas para el suministro de energía eléctrica; durante el día, la electricidad se utilizó para el funcionamiento de las grúas y, durante la noche, para el endurecimiento de una viga transversal o de una de las cubiertas laminadas de hormigón.



superior que el de la producida, por ejemplo, utilizando una caldera de aceite pesado, cuyo valor actual es del orden de 2 céntimos. Cuando la corriente es de baja tensión, con las tarifas nocturnas no se llega a alcanzar este precio. Si la corriente es de tensión media, como ocurre normalmente en las obras, el precio de la unidad térmica eléctrica útil es inferior al de la obtenida con aceite pesado, salvo en las horas punta. Pero con una adecuada organización de obra, siempre es posible evitar el consumo de energía eléctrica en estas horas punta.

En todos los casos conocidos, los métodos de endurecimiento eléctrico permiten ahorrar tiempo, lo cual, en las industrias de la construcción y obras públicas, como en cualquier otro tipo de industria, supone una mayor productividad del personal, materiales y capitales. Aunque no interese rebajar el plazo de ejecución de la obra, los procedimientos eléctricos reducen, por lo menos, de un 30 a un 50 por 100 el tiempo de inmovilización de los materiales utilizados en la obra gruesa.

En instalaciones de prefabricación, a igualdad de superficie de explotación y, por consiguiente, de inversión inmobiliaria, se aumenta de 2 a 4 veces la capacidad de producción de la empresa. Finalmente, en todos los casos se consigue eliminar o al menos reducir al mínimo, las áreas de almacenamiento, la vigilancia, las pérdidas por productos defectuosos, etc.

Para saber cuál de los diversos procedimientos eléctricos, actualmente utilizados ya a escala industrial, resulta más conveniente, es necesario, ante todo, preparar un presupuesto completo de cada operación. Por regla general, cuando no se tiene la seguridad

de poder reutilizar un número suficiente de veces los toldos, encofrados o dispositivos análogos, es más ventajoso recurrir a las resistencias eléctricas de calentamiento, embebidas en las piezas que se desea endurecer. En caso contrario, resultan normalmente más económicos los métodos que utilizan el calor producido por resistencias eléctricas exteriores a las piezas.

Bibliografía.

1. BRUND, A., y BOHLIN, H.: *Elektrische Erwärmung von Beton und Eisen*, Berlín, 1932.
2. BROCARD, J.: "Accélération de la prise et du durcissement des liants hydrauliques par la chaleur", *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, núm. 54 (nueva serie), París, 1948.
3. MIRONOV: *Le bétonnage d'hiver*. Dunod. París, 1958.
4. MARTINET, C.: *Séchage électrique des produits en béton*, *Revue des:*
 - a) *Matériaux de construction et de travaux publics*. París, 1961.
 - b) "Actualisation technique et économique dans le durcissement électrique du béton", *Bétons industriels*, París, 1964.
 - c) "Le durcissement électrique des bétons en France", *Revue des Matériaux de construction*, París, 1964.
5. VASSAUX, J.:
 - a) "Le durcissement électrique du ciment et du béton", *Le Génie Civil*, París, 1966 (en francés y en inglés).
 - b) "Le durcissement électrique du béton", *Applications de l'Electricité*, núm. 215, París, 1966.
6. ANONYME: "Pourquoi et comment accélérer le durcissement du béton?". Tratado dedicado a los métodos de endurecimiento eléctrico, editado por l'E. D. F. Direction de la Distribution, *Applications Industrielles*, París, 1967.

secciones tipificadas, de vigas de hormigón pretensado, para puentes

NOTA DE LA REDACCION

En el número 60 de nuestra Revista HORMIGÓN Y ACERO (que entonces, todavía, se titulaba *Ultimas noticias técnicas en estructuras de hormigón pretensado*), correspondiente al trimestre julio-agosto-septiembre de 1961, se publicó un artículo en el que se informaba sobre los trabajos realizados por el "Prestressed Concrete Development Group", de Inglaterra, para la tipificación de las vigas de hormigón pretensado utilizadas en la construcción de puentes. En el citado trabajo, después de exponerse las razones que habían inducido al grupo inglés a iniciar dicha tipificación, se describían las características de los tipos, hasta entonces estudiados, correspondientes a vigas de sección en T invertida, para tramos de luces comprendidos entre 7,5 y 16,5 m.

Posteriormente, el "Prestressed Concrete Development Group" ha ampliado esta tipificación inicial a nuevos tipos de sección, para luces distintas, hasta cubrir prácticamente todo el campo en el que normalmente se utilizan las vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, en la construcción de puentes. Los resultados han sido publicados en forma de "Hojas de datos", independientes, numeradas de la 1 a la 8.

Dado el interés que, desde el punto de vista práctico, ofrecen estas "Hojas de datos" hemos solicitado, y nos ha sido amablemente concedida, la autorización necesaria para publicar en nuestra Revista la versión en español de dichas hojas. Confiamos en que su divulgación habrá de resultar de gran utilidad para un amplio sector de nuestros Asociados.

Como es lógico, todas las magnitudes, dimensiones, etc., vienen dadas, en el texto original, en el sistema británico de unidades. Con arreglo a las normas que tenemos establecidas, al hacer la traducción, todas ellas se han pasado al sistema métrico. Esta es la causa que justifica los valores poco corrientes que algunas veces resultan, aunque se ha procurado redondearlos todo lo posible sin llegar a perder la necesaria aproximación.

De las ocho hojas que, como ya se ha indicado, forman esta serie, las cinco primeras se refieren a vigas para puentes. La número 6 corresponde a secciones en TT para

la construcción de forjados de pisos y cubiertas; en la 7 se indican las precauciones de seguridad que deben adoptarse durante la realización de las operaciones de pretensado, y, finalmente, en la 8 se recogen unas recomendaciones generales para la fabricación, transporte y utilización de pilotes de hormigón pretensado con armaduras pretesas.

Como quiera que la hoja número 1 corresponde a las vigas para puentes primeramente tipificadas, es decir, las de sección en T invertida para tramos de luces comprendidas entre los 7,5 y 16,5 m y su texto ha sido ya reproducido en el artículo publicado en el número 60 de nuestra Revista, al que anteriormente se ha hecho referencia, a continuación se incluye, exclusivamente, la traducción de las siete "Hojas de datos" restantes.

Antes de cerrar estos comentarios, queremos dejar constancia de nuestro agradecimiento al "Prestressed Concrete Development Group", por su deferencia al conceder, a nuestra Asociación Española del Hormigón Pretensado, su autorización para publicar este interesante trabajo.

vigas de sección en cajón para tramos de luces comprendidas entre 12 y 26 m

“hoja de datos n.º 2”

En la figura 1 se representan las secciones recomendables para vigas-cajón, de hormigón pretensado, destinadas a la construcción de puentes con tramos de luces comprendidas entre 12 y 26 m. En general, todas estas vigas se construirán con armaduras pretesas. En la “Hoja de datos número 3” se indican las características de las vigas de sección en cajón para luces superiores a los 26 m.

Los detalles más importantes de las secciones tipificadas representadas en la citada figura 1 son los siguientes:

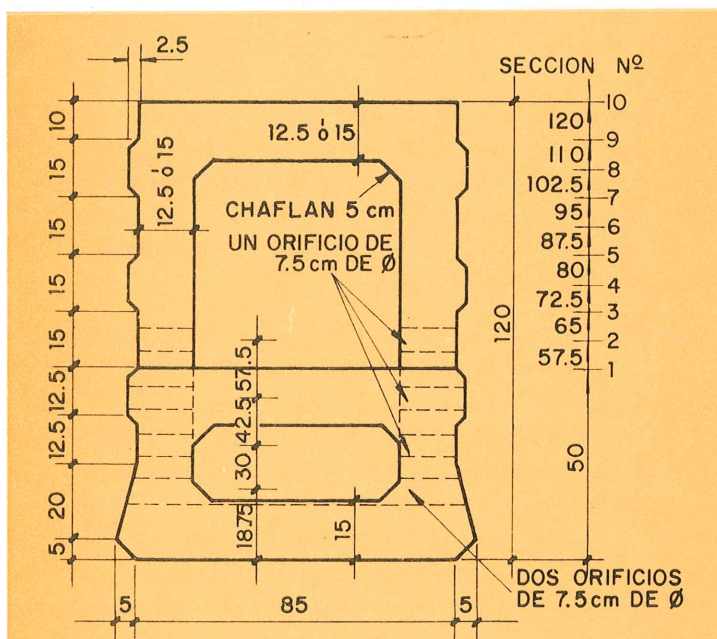


Fig. 1. — Detalle de las vigas tipificadas, de sección en cajón, números 1 a 10. Todas las dimensiones se dan en centímetros.

1. Las vigas, cuya anchura es de 85 cm, se colocan adyacentes unas a otras dejando entre ellas, como mínimo, una junta de 2,5 cm entre alas inferiores.
2. Los costeros de los moldes para la fabricación de estas vigas, cualquiera que sea la longitud de éstas, son siempre iguales.
3. La anchura mínima de los nervios es, en general, de 15 cm si se trata de piezas con armaduras postesas y de 12,5 cm en el caso de vigas con armaduras pretesas. No obstante, como el espesor de estos nervios puede variarse a voluntad

modificando el tamaño del hueco interior de la sección, en cada caso particular se podrá obtener la anchura de nervio adecuada para satisfacer los requisitos de resistencia exigidos por el cálculo y conseguir el necesario recubrimiento de las armaduras.

4. El espesor del ala inferior de la sección es de 15 cm y el de la superior de 12,5 o de 15 cm, según lo que exija el cálculo. Como se ha indicado para los nervios, estos distintos espesores del ala superior se obtienen haciendo variar, únicamente, las dimensiones del hueco interior de la sección. Los orificios para el paso de las armaduras necesarias para el pretensado transversal de las vigas son de 7,5 centímetros de diámetro y su posición se determina eligiendo la más adecuada de entre las señaladas en el esquema de la figura 1. Coincidiendo con estos orificios, se disponen en la sección unos diafragmas cuyo espesor varía entre 25 y 30 cm, según la distribución de armaduras transversales adoptada. La distancia entre ejes de los sucesivos diafragmas será de 2,5 m.

Las características de las secciones de las distintas vigas esquematizadas en la figura 1, para los dos espesores posibles de nervios y de ala superior, son las que se indican en la tabla 1 adjunta.

Para el cálculo de estas vigas deberán adoptarse las sobrecargas prescritas en la Memoria 771, "Standard highway loadings", publicada por el Ministerio de Transportes y editada por la H. M. S. O.

Además del peso propio de las vigas tipificadas y el del hormigón de relleno *in situ* de las juntas, hay que tener en cuenta que el puente necesita llevar una determinada capa superior de rodadura. Para los cálculos, este peso adicional se asimilará a una carga, uniformemente distribuida, de magnitud variable entre 145 y 245 kg/m² en función de la luz y de la anchura del tablero del puente. El valor inferior (145 kg/m²) corresponde a los tramos de 12 m de luz.

Cuando, para las luces mayores, se utilicen vigas con armaduras postesas, puede ser suficiente disponer diafragmas a los cuartos o a los tercios de la longitud de la viga, para conseguir una adecuada distribución de los esfuerzos de pretensado transversales. No obstante, si la viga se hormigona toda entera, puede resultar conveniente mantener los diafragmas a 2,5 m de distancia, entre ejes, con el fin de facilitar el moldeado del hueco interior de la sección; es el proyectista el que debe decidir cuál es la solución más ventajosa en cada caso. Si, por el contrario, la viga se construye a base de una serie de dovelas independientes, parece más lógico utilizar un molde recuperable para formar el hueco interior y prefabricar, por separado, las cabezas extremas de la viga y las secciones correspondientes a los diafragmas, con los orificios transversales dispuestos en la forma elegida por el proyectista. Estas secciones se unen después al resto de las dovelas que han de constituir la viga, dejando entre ellas una junta de 7,5 cm de espesor, como mínimo, que se hormigona *in situ*, y se solidarizan entre sí, finalmente, todas las piezas por medio del postensado.

Cuando se utilizan armaduras postesas, si la viga se hormigona toda entera es posible dar a los cables un trazado parabólico, pero si se construye por dovelas el trazado será poligonal, correspondiendo a cada dovela un segmento rectilíneo, o lado, de esta poligonal. En las armaduras de trazado curvo o poligonal habrá que tener en cuenta las pérdidas de pretensado originadas por el rozamiento.

En todas las secciones tipificadas es necesario prever el adecuado drenaje, disponiendo los oportunos orificios para la evacuación de las aguas a través, tanto del ala inferior de la pieza como de los diafragmas.

TABLA 1. — Características de las secciones en cajón, números 1 a 10, de las vigas tipificadas.

Sección núm.	Canto total — cm	Espesor del		Area — cm ²	\bar{y} — cm	I — cm ⁴	Z_t — cm ³	Z_b — cm ³	Peso propio — kg/m.l
		nervio * — cm	ala superior — cm						
1 (a) (b) (c) (d)	50	15	15	3.500	25	963.000	37.530	38.260	841
		12,5	15	3.390	25,5	959.000	37.410	38.120	816
		12,5	12,5	3.240	24,5	939.000	35.850	38.150	778
		15	12,5	3.350	24,5	944.000	36.170	38.250	807
2 (a) (b) (c) (d)	57,5	15	15	3.730	29	1.405.000	47.420	48.770	896
		12,5	15	3.590	29	1.395.000	47.080	48.490	862
		12,5	12,5	3.430	28	1.357.000	44.770	48.330	824
		15	12,5	3.590	28	1.370.000	45.340	48.600	862
3 (a) (b) (c) (d)	65	15	15	3.960	32,5	1.955.000	58.160	60.280	952
		12,5	15	3.780	32,5	1.936.000	57.550	59.710	908
		12,5	12,5	3.630	31,5	1.875.000	54.440	59.350	871
		15	12,5	3.820	31,5	1.900.000	55.370	59.890	918
4 (a) (b) (c) (d)	72,5	15	15	4.130	36,5	2.657.000	71.250	73.040	1.015
		12,5	15	4.010	36,5	2.622.000	70.280	72.150	966
		12,5	12,5	3.850	35,5	2.538.000	66.380	71.610	926
		15	12,5	4.080	35,5	2.579.000	67.710	72.550	981
5 (a) (b) (c) (d)	80	15	15	4.490	40,5	3.479.000	84.850	86.360	1.079
		12,5	15	4.230	40,5	3.423.000	83.440	85.030	1.016
		12,5	12,5	4.080	39	3.313.000	78.710	84.310	979
		15	12,5	4.350	39,5	3.375.000	80.580	85.670	1.044
6 (a) (b) (c) (d)	87,5	15	15	4.720	44	4.378.000	97.270	99.780	1.135
		12,5	15	4.430	44	4.293.000	95.350	97.880	1.064
		12,5	12,5	4.270	42,5	4.142.000	89.770	96.910	1.027
		15	12,5	4.580	43	4.241.000	92.320	98.750	1.101
7 (a) (b) (c) (d)	95	15	15	4.950	47,5	5.414.000	110.500	113.920	1.191
		12,5	15	4.620	47,5	5.292.000	107.710	111.480	1.110
		12,5	12,5	4.460	46,5	5.100.000	101.500	110.190	1.073
		15	12,5	4.810	46,5	5.240.000	104.760	112.660	1.156
8 (a) (b) (c) (d)	102,5	15	15	5.220	51,5	6.674.000	126.740	129.620	1.255
		12,5	15	4.840	51,5	6.505.000	123.460	126.390	1.164
		12,5	12,5	4.690	50	6.269.000	116.200	124.920	1.127
		15	12,5	5.080	50,5	6.461.000	120.250	128.150	1.220
9 (a) (b) (c) (d)	110	15	15	5.480	55,5	8.080.000	143.420	149.800	1.317
		12,5	15	5.070	55,5	7.853.000	139.320	141.750	1.219
		12,5	12,5	4.920	54	7.571.000	131.240	140.010	1.182
		15	12,5	5.340	54,5	7.813.000	136.240	144.010	1.284
10 (a) (b) (c) (d)	120	15	15	5.790	60	10.070.000	163.280	167.130	1.458
		12,5	15	5.340	60	9.746.000	157.910	161.900	1.200
		12,5	12,5	5.170	59	9.389.000	148.680	160.150	1.243
		15	12,5	5.650	59	9.745.000	155.020	165.020	1.359

* Excluido el denteado.

\bar{y} = Distancia del centro de gravedad al borde inferior de la sección.

I = Momento de inercia de la sección, respecto a su c.d.g.

Z_t = Momento resistente de la sección respecto al borde superior.

Z_b = Momento resistente de la sección respecto al borde inferior.

vigas de sección en cajón para tramos de luces comprendidas entre 26 y 36,5 m

"hoja de datos n.º 3"

En la anterior "Hoja de datos" de esta serie (hoja núm. 2) se han descrito las vigas de sección en cajón para tramos de luces comprendidas entre 12 y 26 m.

En la presente hoja se indica la forma en que, utilizando los mismos moldes básicos, pueden obtenerse análogas secciones en cajón, con mayores cantos, para tramos de luces comprendidas entre 26 y 36,5 m. En general, estas vigas van pretensadas mediante armaduras postesas y, frecuentemente, se fabrican por dovelas para facilitar su transporte y colocación.

Las características de las secciones de las distintas vigas se indican en la tabla 1, para los dos espesores posibles de nervios y de ala superior. En la figura 1 se reproduce el esquema de dichas secciones.

Para asegurar una adecuada distribución de esfuerzos y poder efectuar el correspondiente pretensado transversal, suele ser suficiente disponer diafragmas situados a los cuartos o a los tercios de la longitud de la viga. No obstante, si la viga se hormigona toda entera, puede resultar conveniente mantener los diafragmas a 2,5 m de distancia entre ejes, como en las vigas de menor luz, con el fin de facilitar el moldeado del hueco interior de la sección; al proyectista le corresponde decidir cuál es la solución más ventajosa en cada caso. Las secciones correspondientes a los diafragmas se unen después al resto de las dovelas que han de formar la viga, dejando entre ellas una junta de 7,5 cm de espesor, como mínimo, que se hormigona *in situ*. Finalmente, se solidarizan entre sí todas las piezas por medio del postensado.

Cuando se utilizan armaduras postesas, si la viga se hormigona toda entera, es posible dar a los cables un trazado parabólico, pero si se construye por dovelas el trazado será poligonal, correspondiendo a cada dovela un segmento rectilíneo, o lado, de esta poligonal. En las armaduras de trazado curvo o poligonal habrá que tener en cuenta las pérdidas de pretensado originadas por el rozamiento.

En todas las secciones tipificadas es necesario prever el adecuado drenaje, disponiendo los oportunos orificios para la evacuación de las aguas a través, tanto del ala inferior de la pieza, como de los diafragmas.

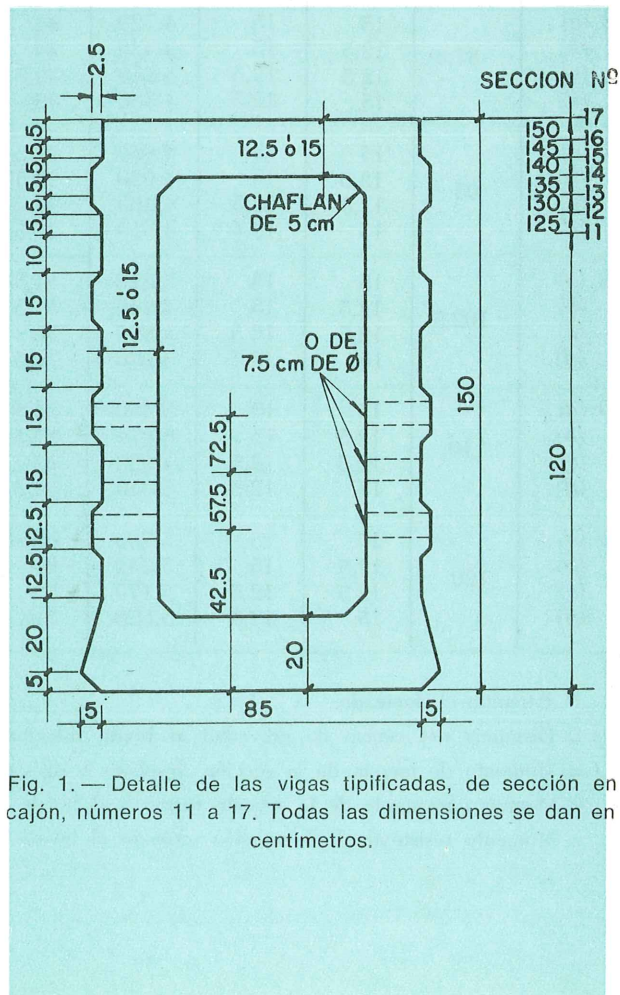


Fig. 1. — Detalle de las vigas tipificadas, de sección en cajón, números 11 a 17. Todas las dimensiones se dan en centímetros.

En las vigas construidas por dovelas, las pérdidas de pretensado originadas por la retracción del hormigón pueden reducirse sensiblemente o llegar a hacerse despreciables, según el tiempo transcurrido desde el hormigonado hasta que se aplica el postensado. Por otra parte, en este tipo de vigas debe prestarse especial atención a las tensiones que, durante el transporte, se producen en las dovelas aisladas. En general, suele ser necesario disponer una armadura adicional de acero ordinario para absorber estas tensiones.

TABLA 1. — Características de las secciones en cajón, números 11 a 17, de las vigas típicas.

Sección núm.	Canto total — cm	Espesor del		Area — cm ²	\bar{y} — cm	I — cm ⁴	Z_t — cm ³	Z_b — cm ³	Peso propio — kg/m.l
		Nervio * — cm	Ala superior — cm						
11 (a) (b) (c) (d)	120	15	15	6.080	58,5	10.549.000	165.790	180.960	1.460
		12.5	15	5.640	58	10.263.000	160.280	177.290	1.354
		12.5	12.5	5.480	56,5	9.871.000	150.860	174.730	1.317
		15	12.5	5.940	57	10.196.000	157.370	178.500	1.426
12 (a) (b) (c) (d)	125	15	15	6.230	61,5	11.712.000	176.520	193.090	1.497
		12.5	15	5.770	60	11.373.000	170.330	188.860	1.385
		12.5	12.5	5.610	59	10.936.000	160.300	186.070	1.348
		15	12.5	6.090	59,5	11.320.000	167.540	190.450	1.463
13 (a) (b) (c) (d)	130	15	15	6.410	63	13.042.000	189.400	206.300	1.539
		12.5	15	5.920	63	12.646.000	182.470	201.450	1.421
		12.5	12.5	5.760	61,5	12.166.000	171.880	198.460	1.384
		15	12.5	6.260	62	12.611.000	179.930	203.440	1.505
14 (a) (b) (c) (d)	135	15	15	6.590	66	14.483.000	203.120	219.930	1.583
		12.5	15	6.070	65,5	14.023.000	195.450	214.410	1.458
		12.5	12.5	5.920	64	13.501.000	184.310	211.260	1.421
		15	12.5	6.450	64,5	14.013.000	193.140	216.930	1.549
15 (a) (b) (c) (d)	140	15	15	6.760	68,5	15.976.000	216.440	233.470	1.625
		12.5	15	6.220	68	15.445.000	207.970	227.240	1.494
		12.5	12.5	6.060	64,5	14.875.000	196.200	223.960	1.457
		15	12.5	6.620	67	15.464.000	205.890	230.350	1.591
16 (a) (b) (c) (d)	145	15	15	6.920	71	17.451.000	227.960	246.590	1.662
		12.5	15	6.380	70,5	16.842.000	218.620	239.630	1.525
		12.5	12.5	6.190	69	16.218.000	206.350	236.020	1.488
		15	12.5	6.770	69,5	16.891.000	216.970	243.150	1.628
17 (a) (b) (c) (d)	150	15	15	7.070	73	19.015.000	239.870	260.030	1.699
		12.5	15	6.480	72,5	18.319.000	229.620	252.260	1.556
		12.5	12.5	6.320	71	17.640.000	216.770	248.400	1.519
		15	12.5	6.930	72	18.406.000	228.520	256.330	1.665

* Excluido el denteado.

\bar{y} = Distancia del centro de gravedad al borde inferior de la sección.

I = Momento de inercia de la sección, respecto a su c.d.g.

Z_t = Momento resistente de la sección respecto al borde superior.

Z_b = Momento resistente de la sección respecto al borde inferior.

vigas de sección en I para tramos de luces comprendidas entre 12 y 26 m

"hoja de datos n.º 4"

La experiencia ha demostrado que, para tramos de luces comprendidas entre 12 y 36,5 m, y siempre que las exigencias de gálibo lo permitan, puede obtenerse una solución económica construyendo el tablero a base de vigas prefabricadas de sección en I, colocadas unas al lado de otras, más o menos separadas entre sí (según lo que exija el cálculo) y completadas después con una losa superior continua, hormigonada *in situ*, de tal forma que el conjunto trabaje como una serie de vigas compuesta, de sección en T.

En la figura 1 se representan las secciones tipificadas recomendables para luces variables entre 12 y 26 m. En la "Hoja de datos núm 5" se indican los detalles correspondientes a las vigas de luces superiores a los 26 m.

En general, las vigas que aquí se describen suelen ir pretensadas mediante armaduras pretesas.

La viga aislada debe calcularse para que sea capaz de resistir su peso propio, el de los diafragmas y el de la parte de losa superior, hormigonada *in situ*, que le corresponda. Por el contrario, la sección compuesta total habrá que calcularla para que pueda soportar, además, la parte proporcional del peso de la superficie de rodadura y de la sobrecarga que, con arreglo a la distribución estudiada, deba resistir en el conjunto de la estructura del puente en el cual está integrada.

Las principales características de estas secciones son las siguientes:

1. La anchura de la cabeza superior y sus cartelas, de acuerdo con el nervio, son iguales en todas las vigas, con lo cual el molde de todas ellas es el mismo. Lo único que varía es el espesor de dichas cabezas. Por consiguiente, en cada caso, este molde único se rellenará solamente hasta la altura adecuada.
2. El espesor del nervio es también constante e igual a 15 cm y su altura varía, por incrementos de 7,5 cm, desde 30 hasta 67,5 cm.
3. Las cartelas de acuerdo del nervio con la cabeza inferior, son, prácticamente, iguales en todos los casos, aun cuando la anchura y espesor de dicha cabeza varía. Tres moldes distintos son suficientes para obtener las diferentes secciones de esta serie de vigas. También es posible utilizar un solo molde, al que se le agregan los suplementos de relleno adecuados para conseguir la cabeza inferior que a cada tipo de viga corresponde.
4. Los orificios para el paso de las armaduras transversales son cuadrados, de 14 centímetros de lado y van situados en la unión del nervio con el ala inferior según se indica en la figura 1. Se colocan simétricamente respecto al eje de los diafragmas y facilitan la sujeción de los encofrados necesarios para el hormigonado *in situ* de estos diafragmas y de la losa superior del tablero.

En la tabla 1 que más adelante se incluye, se indican las principales características de esta serie de vigas. Los esfuerzos de pretensado necesarios para las distintas luces se pueden conseguir, cuando se trate de vigas con armaduras pretesas, utilizando alambres de alta resistencia de 5 ó 7 mm de diámetro o cables trenzados, de alta resistencia, de

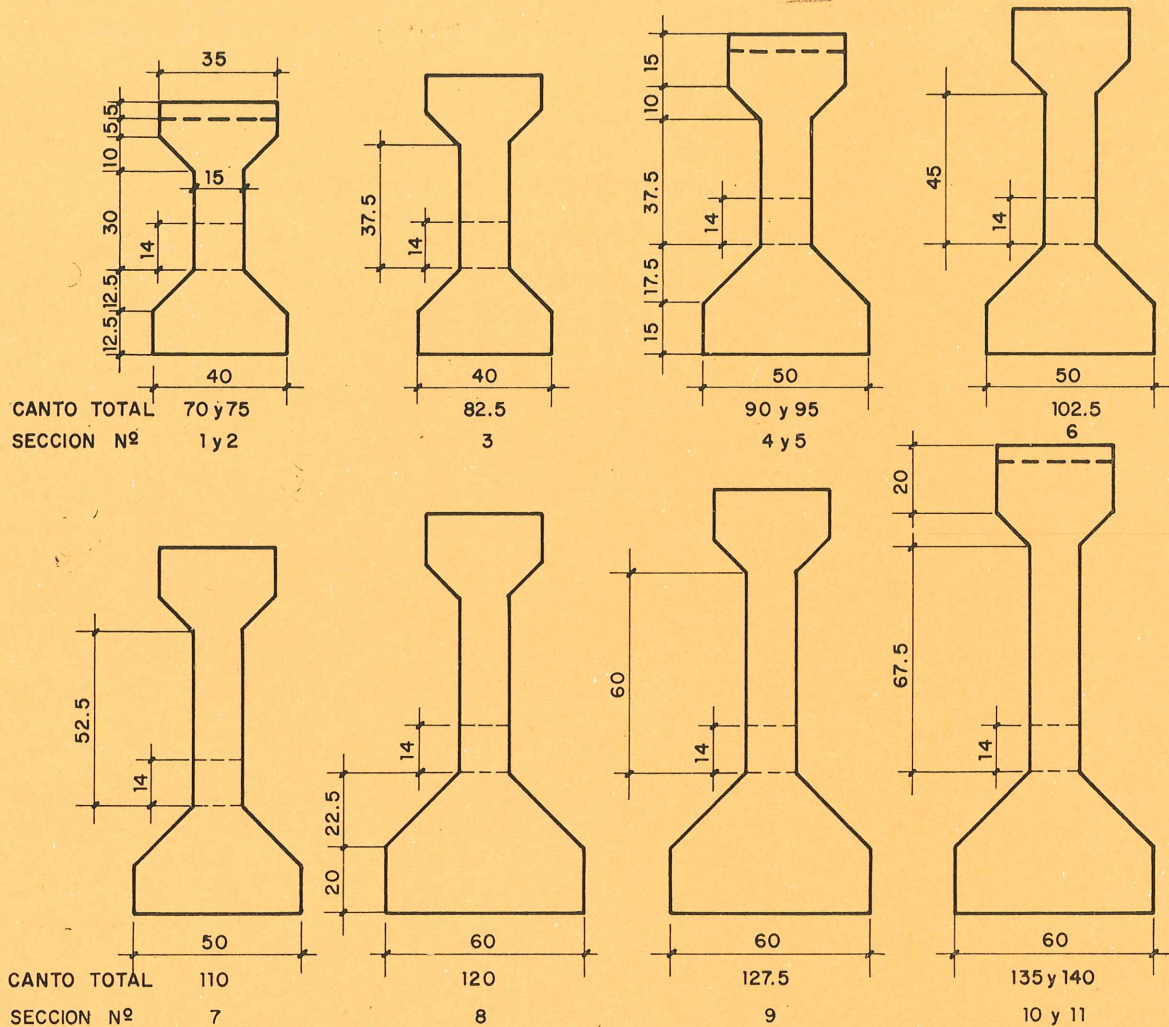


Fig. 1. —Detalle de las vigas tipificadas, de sección en I números 1 a 11. Todas las dimensiones se dan en centímetros.

diámetro superior a los 12,5 mm. En el caso de vigas con armaduras postesas pueden utilizarse haces de alambres de 5 ó 7 mm de diámetro, cables de uno o varios cordones, y barras, todos ellos de acero de alta resistencia también.

Puede ocurrir, en algunos casos, que las bancadas de pretensado existentes sean incapaces de soportar los grandes esfuerzos exigidos en las vigas de mayor luz. Puede, entonces, estudiarse la conveniencia de combinar, en una misma sección, armaduras pre y postesas.

Las distintas secciones tipificadas que se proponen, se solapan unas con otras en lo que respecta a las luces para las cuales resultan utilizables. De esta forma, para un tramo dado, cualquiera que sea su longitud, el proyectista podrá elegir entre varias secciones distintas, con lo que queda asegurada la posibilidad de obtener, en cada caso, la solución que resulte más económica.

Para el cálculo de estas vigas deberán adoptarse las sobrecargas prescritas en la Memoria 771, "Standard highway loadings", publicada por el Ministerio de Transportes y editada por la H. M. S. O.

En las vigas con armaduras pretensas los diafragmas se disponen a 3 m de distancia entre ejes. Deberán suprimirse los que resulten a menos de 3 m del apoyo correspondiente. En los extremos de las vigas es necesario disponer siempre un diafragma.

Los orificios de estos diafragmas extremos pueden formarse con secciones metálicas huecas, a las cuales pueden ir soldados los cercos normales. De esta forma queda asegurada la distribución uniforme de las armaduras para esfuerzo cortante, en los extremos de las piezas.

Es conveniente colocar algunos cercos lo más cerca posible de las secciones que llevan orificios transversales.

Si las vigas con armaduras postesas se hormigonan de una sola vez, el proyectista deberá elegir una distancia entre diafragmas que sea múltiplo de 3 m y de tal forma que se satisfagan las condiciones resistentes exigidas por los momentos transversales. Si la viga se construye por dovelas, las cabezas extremas y las secciones correspondientes a los diafragmas se fabricarán con los orificios transversales y los conductos longitudinales en la posición señalada por el proyectista. Estas secciones se unirán a las restantes dovelas, dejando entre ellas una junta de 7,5 cm de espesor, como mínimo, que se rellenará después con hormigón vertido *in situ*. Finalmente se realizará el postensado de toda la viga.

Cuando la viga se hormigona toda entera es posible dar a las armaduras un trazado parabólico, pero si se construye por dovelas el trazado será poligonal, correspondiendo a cada dovela un segmento rectilíneo, o lado, de esta poligonal.

En los diafragmas pueden utilizarse, como armaduras, barras corrugadas. Estos diafragmas deberán tener, como norma general, 25 cm de espesor y una altura tal que su enlace con la viga prefabricada se realice en la unión de las superficies vertical e inclinada de su ala inferior. Como la posición de la armadura transversal depende de la situación de los orificios en la sección prefabricada, habrá casos en que sea necesario acartelar el borde inferior del diafragma con el fin de que no resulte excesivo el recubrimiento de la armadura. Para simplificar la construcción es aconsejable que la cuantía de armadura transversal, a lo largo de toda la viga, sea constante.

Cuando se trate de carreteras de pequeña importancia para las cuales las sobrecargas que deban considerarse en el cálculo del puente sean relativamente moderadas, se pueden eliminar los diafragmas en el tramo, siempre que se calcule adecuadamente el espesor que debe darse a la losa superior hormigonada *in situ*. En ningún caso, sin embargo, deberán suprimirse los diafragmas de las secciones de apoyo.

En los puentes en esviaje, los orificios transversales en las vigas prefabricadas pueden disponerse paralelamente a los estribos del puente, en lugar de en dirección perpendicular al eje de la pieza, como es normal en los puentes rectos.

TABLA 1. — Características de las secciones en I, números 1 a 11, de las vigas tipificadas.

Sección núm.	Canto total \bar{c} cm	Area \bar{A} cm ²	\bar{y} cm	I cm ⁴	Z_t cm ³	Z_b cm ³	Peso propio \bar{p} kg/m.l
1	70	1.770	32	961.000	24.600	29.990	427
2	75	1.950	36	1.245.000	30.910	34.690	470
3	82,5	2.070	39,5	1.616.000	36.460	40.890	498
4	90	2.560	39	2.305.000	44.130	58.810	616
5	95	2.740	43	2.813.000	52.360	65.700	669
6	102,5	2.860	46	3.460.000	59.760	74.820	687
7	110	2.970	49,5	4.190.000	67.530	84.280	714
8	120	3.720	49	5.879.000	80.900	119.350	894
9	127,5	3.840	52,5	6.936.000	89.920	132.410	922
10	135	3.950	55,5	8.103.000	99.310	145.830	951
11	140	4.130	59	9.327.000	112.370	157.460	994

\bar{y} = Distancia del centro de gravedad al borde inferior de la sección.

I = Momento de inercia de la sección respecto a su c.d.g.

Z_t = Momento resistente de la sección respecto al borde superior.

Z_b = Momento resistente de la sección respecto al borde inferior.

vigas de sección en I para tramos de luces comprendidas entre 26 y 36,5 m

“hoja de datos n.º 5”

En la anterior “Hoja de datos” de esta serie (hoja núm. 4), se describen las secciones en I de las vigas tipificadas apropiadas para la construcción de tramos de luces comprendidas entre 12 y 26 m. En la presente hoja se demuestra cómo, utilizando los mismos moldes básicos, pero aumentando el canto, se pueden obtener vigas análogas, de sección en I, pero aptas para la construcción de tramos de luces comprendidas entre 26 y 36,5 m.

En la figura 1 se representan las secciones tipificadas que se recomiendan. En general, suelen ser vigas con armaduras postesas y construidas a base de dovelas independientes, con el fin de facilitar su transporte y colocación en obra.

Las vigas tipificadas que se proponen se calcularán para que sean capaces de soportar su peso propio, el de los diafragmas y el de la parte que le corresponda de losa superior, hormigonada *in situ*, que enlaza las cabezas de las diferentes vigas. La sección compuesta, constituida por la viga y la losa superior, se calculará para resistir la parte proporcional del peso propio de la superficie de rodadura y de las sobrecargas de uso que, con arreglo a la distribución estudiada, pueda corresponderle en el conjunto de la estructura del puente del cual forma parte.

Para la construcción de estas vigas se utilizan los mismos tipos de moldes empleados para las de los tramos de luces comprendidas entre 12 y 26 m, pero las almas tienen 20 cm de espesor, en lugar de 15 cm y los orificios para el paso de la armadura transversal no van situados a 3 m de distancia entre ejes. Todas las demás normas de tipificación establecidas en la “Hoja de datos núm 4” son aplicables a las secciones a las que se hace referencia en la presente hoja.

Las características de las secciones de las diferentes vigas de esta serie, representadas en la figura 1, se indican en la tabla 1 que se incluye al final.

Las distintas secciones tipificadas que se proponen, se solapan unas con otras en lo que respecta a las luces para las cuales resultan utilizables. De esta forma, para un tramo dado, cualquiera que sea su longitud, el proyectista podrá siempre elegir entre varias secciones distintas, con lo que queda asegurada la posibilidad de obtener, en cada caso, la solución que resulte más económica.

Para las vigas de mayor luz puede ser suficiente, con el fin de asegurar la adecuada distribución de esfuerzos y poder colocar la armadura transversal necesaria, disponer diafragmas únicamente a los tercios o a los cuartos de la luz del tramo. No obstante, si la viga se construye entera, suele ser preferible mantener los diafragmas a 3 m de separación entre ejes o múltiplos enteros de esta distancia.

Si la viga está constituida por dovelas independientes, se recomienda elegir el número y longitud de éstas de forma que baste practicar un solo agujero en el molde tipo;

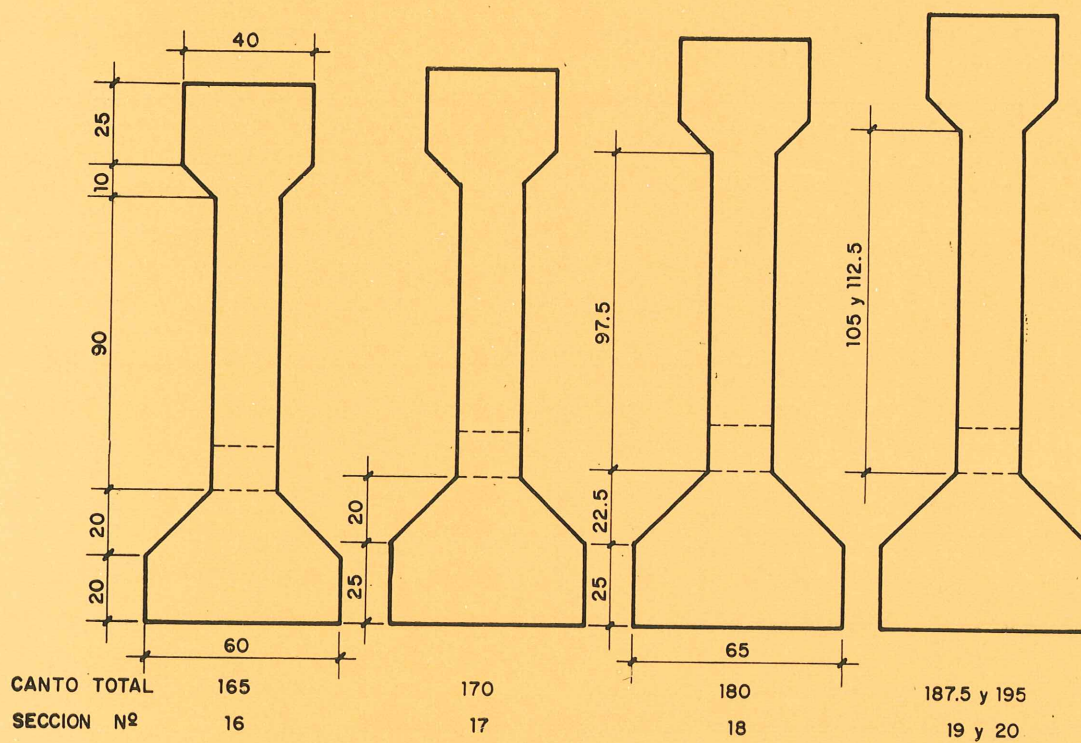
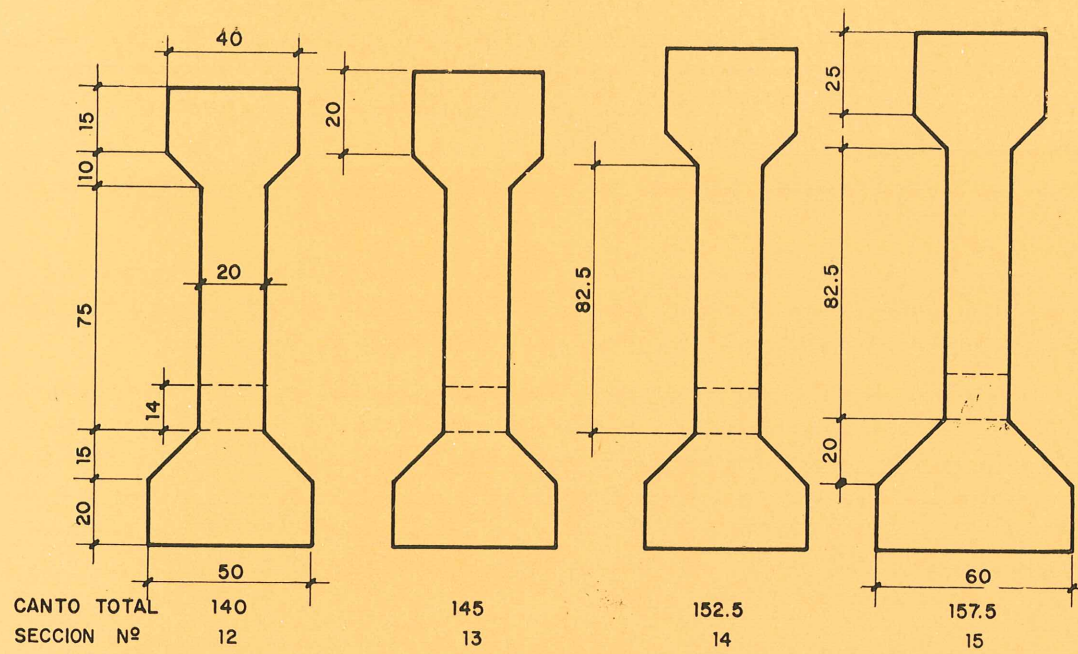


Fig. 1. —Detalle de las vigas tipificadas, de sección en I, números 12 a 20. Todas las dimensiones se dan en centímetros.

esto se puede conseguir disponiendo la junta entre dovelas a una distancia fija (de 60 cm, por ejemplo) medida a partir del eje de los diafragmas.

Los anclajes extremos de las armaduras postesas deberán situarse siempre en bloques especiales, prefabricados, de sección rectangular, los cuales se unirán a las dovelas prefabricadas. Las armaduras de los diafragmas de las secciones de apoyo se solaparán con las de los citados bloques extremos de anclaje.

Las juntas entre las sucesivas dovelas prefabricadas serán, por lo menos, de 7,5 cm de espesor.

Cuando la viga es de una sola pieza se puede dar a los cables de pretensado un trazado parabólico, pero si se construye por dovelas el trazado será poligonal, correspondiendo a cada dovela un segmento rectilíneo, o lado, de esta poligonal.

Si la viga está formada por la unión de varias dovelas independientes, prefabricadas, las pérdidas de pretensado debidas a la retracción del hormigón pueden llegar a ser muy reducidas, o prácticamente despreciables, dependiendo únicamente de la edad del hormigón en el momento en que se realiza el pretensado. En este tipo de vigas deben tenerse también muy en cuenta las tensiones que pueden originarse en las dovelas durante su transporte y colocación; en general, para resistir estas tensiones será necesario disponer una armadura secundaria de acero ordinario.

Para tramos de luces superiores a los 36,5 m pueden utilizarse vigas de forma análoga a la de las indicadas en la figura 1, construidas en los mismos moldes tipificados.

TABLA 1. — Características de las secciones en I, números 12 a 20, de las vigas tipificadas.

Sección núm.	Canto total \bar{c} cm	Area \bar{A} cm ²	\bar{y} cm	I cm ⁴	Z_t cm ³	Z_b cm ³	Peso propio \bar{p} kg/m.l
12	140	4.260	67	9.387.000	124.460	140.490	1.023
13	145	4.460	70	10.584.000	137.650	150.290	1.072
14	152,5	4.520	74	12.145.000	150.330	163.800	1.110
15	157,5	5.110	72	14.494.000	165.180	200.530	1.227
16	165	5.260	76	16.443.000	179.180	218.370	1.266
17	170	5.570	76,5	18.242.000	189.780	238.170	1.340
18	180	6.020	79	22.121.000	212.950	280.010	1.446
19	187,5	6.170	82	24.714.000	228.760	299.690	1.478
20	195	6.330	86	27.485.000	245.040	319.780	1.522

\bar{y} = Distancia del centro de gravedad al borde inferior de la sección.

I = Momento de inercia de la sección respecto a su c.d.g.

Z_t = Momento resistente de la sección respecto al borde superior.

Z_b = Momento resistente de la sección respecto al borde inferior.

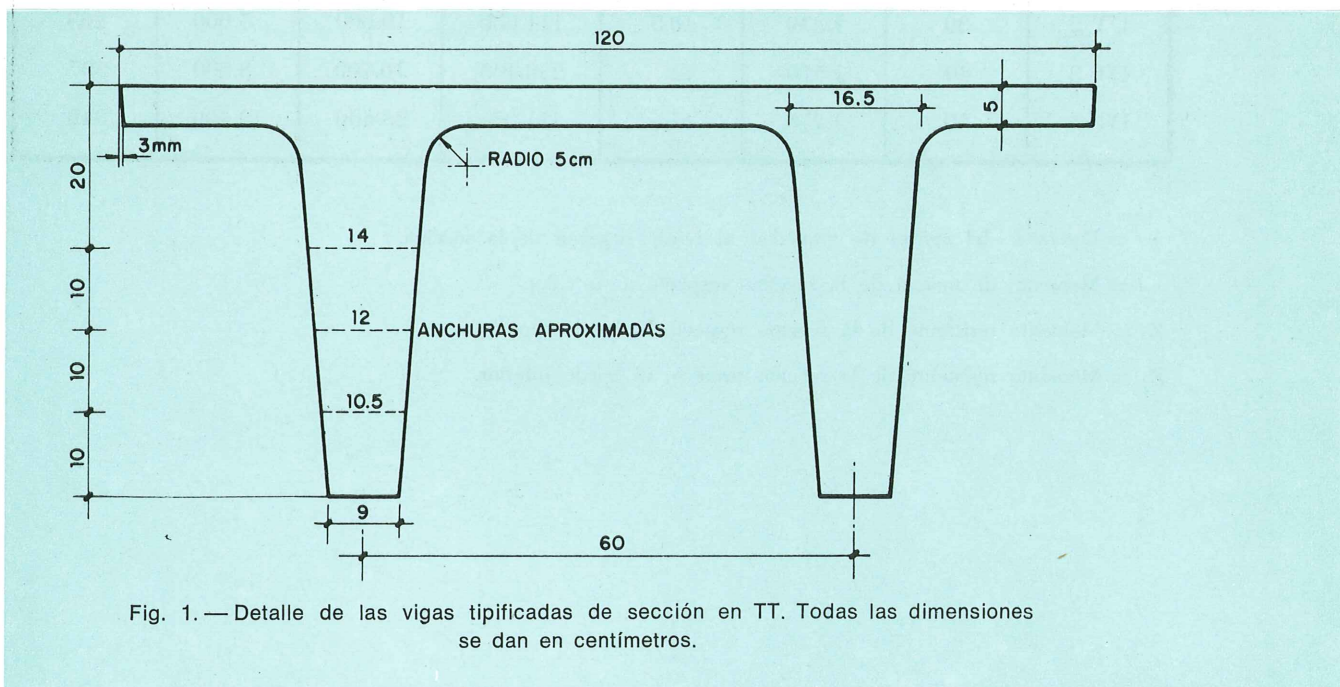
vigas de sección en TT

"hoja de datos n.º 6"

Las vigas de hormigón, con armaduras pretensas, de sección en TT son capaces de proporcionar una solución económica para la construcción de forjados de pisos y cubiertas, de luces superiores a los seis metros.

En la figura 1 se representan las secciones tipificadas recomendadas por el Prestressed Concrete Development Group. Están basadas en el módulo de 1,20 m. Para obtener el canto que corresponde a cada uno de los tipos de pieza propuestos, todos los cuales se obtienen con el mismo molde, lo único que hace falta es subir el fondo del molde hasta la altura conveniente.

En la tabla 1, que al final se incluye, se indican las principales características de las cuatro secciones diferentes que se propugnan.



En general, los forjados para pisos construidos a base de estas vigas de sección en TT se completan en obra con una losa superior de 5 cm de espesor. En el caso de forjados para cubierta, el aislamiento necesario puede aplicarse directamente sobre la superficie superior de las piezas prefabricadas. Con frecuencia se hace preciso disponer algún tipo de enlace mecánico, entre los bordes de las distintas piezas, en las secciones situadas a los tercios o a los cuartos de la luz.

Las secciones en TT pueden armarse de muchas maneras. El empleo de armaduras de trazado no rectilíneo o de armaduras en las cuales se anula su adherencia con el hor-

migón en las zonas adecuadas, mejoran de un modo notable las características resistentes de la sección. Puede también aumentarse la luz máxima admisible de estas piezas, transformándolas en una sección compuesta, añadiéndoles una cabeza o losa superior, de unos 5 cm de espesor, convenientemente enlazada a la pieza prefabricada para que trabajen, conjuntamente, bajo la acción de las sollicitaciones exteriores.

Se ha comprobado experimentalmente que las secciones propuestas, completadas con una losa superior de 5 cm de espesor, sin cielo raso y siempre que el recubrimiento de las armaduras de pretensado sea, por lo menos, de 4 cm son capaces de resistir, sin daño alguno, incendios de hasta una hora de duración.

TABLA 1. — Características de las secciones en TT tipificadas.

Sección núm.	Canto total — cm	Area — cm ²	y_t — cm	I — cm ⁴	Z_t — cm ³	Z_b — cm ³	Peso propio — kg/m ²
DT 1	20	1.080	7	36.400	5.300	2.700	209
DT 2	30	1.340	10,5	111.600	10.600	5.600	263
DT 3	40	1.570	12	236.400	16.700	8.900	307
DT 4	50	1.770	17,5	411.000	23.400	12.400	346

y_t = Distancia del centro de gravedad al borde superior de la sección.

I = Momento de inercia de la sección respecto a su c.d.g.

Z_t = Momento resistente de la sección respecto al borde superior.

Z_b = Momento resistente de la sección respecto al borde inferior.

precauciones y medidas de seguridad que deben adoptarse para las operaciones de pretensado

“hoja de datos n.º 7”

Introducción.

El propósito de estas notas es el de establecer unas normas sencillas, pero al mismo tiempo eficaces, encaminadas a conseguir el máximo de seguridad durante las operaciones de pretensado.

Cuando se adoptan las oportunas precauciones, tanto durante el tesado como en el destesado de las armaduras, ambas operaciones pueden realizarse sin riesgo alguno. La ignorancia, la falta de cuidado y el exceso de confianza, constituyen los mayores peligros.

Estas notas están basadas en muchos años de experiencias satisfactorias y van especialmente destinadas a los ingenieros o técnicos encargados de supervisar las operaciones de pretensado.

Se supone que:

- a) Las operaciones de tesados se realizan por personal experimentado y bajo una supervisión competente.
- b) El proyecto y construcción de las piezas de que se trate poseen la alta calidad media requerida.
- c) Todo el utillaje utilizado está en perfectas condiciones y adecuadamente conservado.

Precauciones que deben adoptarse antes del tesado.

Generales:

1. Asegurarse de que en las proximidades de la zona en la que van a realizarse las operaciones de tesado no existe más personal que el que haya de intervenir en las mismas.
2. Levantar vallas protectoras resistentes, por detrás de los gatos, para formar una barrera de seguridad, que proteja al personal en caso de ocurrir algún percance.
3. Colocar un letrero bien visible con el aviso: “ATENCIÓN: SE ESTA TESANDO - MANTENGASE ALEJADO”, por fuera de la valla protectora, para prevenir a los operarios y visitantes.

4. Cerrar el paso a la zona comprendida entre las vallas de seguridad y la pieza que se esté pretensando, de tal forma que nadie, bajo ningún concepto, pueda pasar mientras se efectúan las operaciones de tesado.
5. Cumplir estrictamente todos los detalles de las instrucciones facilitadas por los suministradores del equipo de tesado.
6. Comprobar todo el equipo antes de utilizarlo e informar inmediatamente de cualquier deficiencia observada.
7. Obligar a todos los operarios y supervisores a que lleven casco de seguridad durante las operaciones de tesado.
8. Colocar un aviso adyacente a la zona de tesado, en el que se señale la máxima carga para la que han sido proyectados los estribos de la bancada de pretensado y el límite superior de la posición que en ellos puede alcanzar el centro de gravedad de las armaduras tesas.
9. Asegurarse de que se han tomado las adecuadas precauciones para impedir cualquier posible desvío, inclinación o desalineación del equipo de pretensado, tanto durante el tesado como en el destesado.
10. Prohibir que se realicen soldaduras en las proximidades de las armaduras de pretensado, de acero de alta resistencia; estas armaduras no deben nunca utilizarse para la toma de tierra de ningún tipo de equipo eléctrico.
11. Mantener todo el equipo perfectamente limpio y en condiciones de utilización. Un equipo conservado en malas condiciones origina siempre trastornos y, en consecuencia, resulta peligroso.

Manejo de los materiales:

1. Cerciorarse de que los operarios llevan siempre guantes cuando manejan las armaduras de pretensado.
2. Suspender temporalmente cualquier trabajo que obligue a los operarios a situarse detrás de los gatos.
3. Almacenar cuidadosamente todas las barras, alambres y cables y asegurarse de que no han sufrido daño alguno. En ningún caso deberán almacenarse estas armaduras a la intemperie, a no ser que se les dé una protección adecuada.
4. Tener cuidado al manejar los rollos de alambre de acero de alta resistencia, ya que pueden desenrollarse con fuerza si no está suficientemente asegurada su sujeción.
5. Al preparar los cables, comprobar que ninguno de los alambres presenta defectos aparentes.
6. Prohibir que los anclajes queden expuestos a la intemperie, para evitar su oxidación.
7. Comprobar que las cuñas y el interior de los tacos o conos de anclaje están limpios, de tal forma que aquéllas puedan moverse libremente dentro del anclaje, para su perfecto ajuste.
8. Las roscas de las barras, tuercas y manguitos de empalme deben estar limpias y engrasadas, manteniéndolas con sus envolturas protectoras justo hasta el momento de su utilización. Las barras roscadas que hayan de introducirse en conductos a tal efecto

dispuestos en las piezas de hormigón, deberán estar adecuadamente protegidas para evitar que se dañen por abrasión.

9. Efectuar el tesado de las armaduras lo más pronto posible una vez colocados ya en posición los dispositivos de anclaje.

Precauciones que deben adoptarse durante el tesado cuando se utilizan gatos de pretensado.

1. No se confíe porque haya tesado anteriormente cientos de cables. Las fuerzas que está manejando son enormes y un descuido puede ocasionar la pérdida de una vida humana; ¡quizá la suya!
2. Es importante mantener los alambres, barras o cables limpios de herrumbre u óxido no adherido. Una ligera película de herrumbre no es perjudicial, pero una oxidación profunda es peligrosa. En caso de duda deberán limpiarse las armaduras con un cepillo de alambre y examinarse cuidadosamente las partes afectadas sometiéndolas, si es necesario, a ensayo para tener la seguridad de que el alambre está en perfectas condiciones, de acuerdo con lo exigido en las Normas.
3. Es esencial inspeccionar periódicamente el estado de los conductos de alimentación de los gatos y filtrar, o renovar cuando proceda, el aceite contenido en la bomba.
4. Utilizar, exclusivamente, juntas auto-estancas, de seguridad, en los conductos de presión hidráulica y tener cuidado de que no se produzcan flexiones en los empalmes extremos de dichos conductos.
5. Es preferible usar únicamente equipos hidráulicos provistos de una válvula de seguridad que deberá graduarse, antes de iniciar el tesado, para una carga máxima no superior al 90 por 100 de la resistencia mínima a rotura, garantizada, del acero utilizado en la armadura de pretensado.
6. Los operarios deberán poseer los necesarios elongómetros y dinamómetros para medir, durante el tesado, tanto los alargamientos como las tensiones de los alambres o cables. Si se observase alguna discrepancia anormal entre las dos lecturas, deberá consultarse inmediatamente al ingeniero director de obra.
7. El manómetro indicador de la presión de cada gato, debe comprobarse frecuentemente, comparándolo con un dinamómetro de precisión garantizada; y el ingeniero director de obra deberá poseer la correspondiente escala de tarado. Resulta aconsejable también utilizar, alternando con el manómetro, un dinamómetro con el fin de poder realizar, diariamente, si se considera necesario, el calibrado del manómetro. Cuando se utilicen cables de gran diámetro, es imprescindible colocar un dinamómetro o una célula de carga a la salida del gato o incorporado a él.
8. Los conductos que transmiten la presión hidráulica de la bomba al gato, deberán examinarse después de cada operación de tesado, por si han sufrido desperfectos o contienen burbujas de aire.
9. Antes de proceder al tesado se comprobarán las mordazas o cuñas de anclaje de las armaduras al gato. Las cuñas se mantendrán siempre limpias. Debe tenerse en cuenta que los dientes de las cuñas no duran indefinidamente.
10. En los sistemas de pretensado en los que el gato tesa, simultáneamente más de un alambre, adquiere particular interés asegurarse de que las cuñas no están gastadas.

En estos casos, el deslizamiento de un alambre puede fácilmente sobrecargar los demás, llegando a ocasionar su rotura.

11. Nadie debe nunca estacionarse detrás del gato, durante la operación de tesado.
12. Las armaduras deben someterse, inicialmente, a una pequeña tensión (por ejemplo, de unos 6 kg/mm²) y comprobarse, a continuación, si las cuñas están bien sujetas y los gatos adecuadamente situados. Una vez sometida la armadura a esta pequeña tensión inicial, se llevarán a cero los elongómetros destinados a medir los alargamientos de los alambres durante el tesado.
13. Una vez puesto en carga el gato no se permitirá golpearlo para ajustar su alineación.
14. Es necesario comprobar los anclajes muertos, es decir, los situados en el extremo en el que no actúa el gato.
15. En este extremo, deberá haber siempre una persona competente, dispuesta para comprobar el comportamiento de los anclajes durante la operación de tesado.
16. Antes de proceder a aflojar los gatos, para la transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón, deberán volverse a comprobar los anclajes.

Cuando el tesado se realiza mediante placas o cabezales extremos, móviles.

1. Anclar primero los alambres superiores y una vez terminada esta operación, comprobar que todos ellos están correctamente estirados y no se han enredado ni enganchado en los moldes.
2. El esfuerzo necesario para este estirado previo de los alambres antes de su fijación en los estribos o placas extremas de anclaje, puede valorarse en unos 225 kg para los alambres de 5 mm de diámetro y 450 kg para los de 12 mm. (Esta carga resulta suficiente para eliminar la catenaria de peso propio de los alambres y dejarlos perfectamente rectos).
3. No se confíe porque haya tesado anteriormente cientos de vigas. Las fuerzas que está manejando son enormes y cualquier descuido puede ser causa de la pérdida de una vida humana; ¡quizá la suya!
4. Es imprescindible mantener todo el equipo perfectamente limpio y en condiciones de utilización. Un equipo conservado en malas condiciones, origina siempre trastornos y, en consecuencia, resulta peligroso.
5. Antes de realizar el tesado hay que asegurarse de que ningún alambre o cable tiene posibilidad de saltar.
Para garantizar esta seguridad se puede utilizar alguno de los siguientes dispositivos:
 - a) separadores y placas extremas horadadas para el paso de las armaduras;
 - b) estribos que rodeen la armaduras;
 - c) tabloncillos de madera, de gran peso, cubriendo los alambres;
 - d) tela de yute envolviendo los distintos alambres o cables.
6. Durante la operación de tesado todo el personal deberá mantenerse suficientemente alejado de la zona en que se está trabajando.

7. Nadie debe nunca estacionarse detrás del gato, durante la operación de tesado.
8. Cuando se tesa cable por cable, el operario no debe colocarse directamente detrás de las mordazas o anclajes que sujetan los cables recientemente tesos.
9. *Tesado simultáneo de varios alambres o cables.* — Deberá aplicarse una pequeña tracción inicial y comprobarse que todos los alambres están bien alineados, así como los separadores y placas extremas.

Únicamente después de esta comprobación se procederá a la aplicación del esfuerzo total de pretensado. Al colocar las armaduras para proceder a su sujeción, debe cuidarse de no dañar ni arañar el pistón del gato.

10. *Tesado individual de alambres.* — En este caso, deberá aplicarse de una sola vez la carga y alargamiento total de cada alambre, anclándolo inmediatamente. Tanto las cargas como los alargamientos deberán ser cuidadosamente anotados por el técnico encargado de la fabricación.
11. Tanto cuando se utiliza el sistema de tesado simultáneo, como cuando se tesa alambre por alambre, los anclajes, antes y después de proceder al tesado, deberán estar adecuadamente protegidos.

Precauciones que deben tomarse después del tesado.

Cuando se utilizan gatos de pretensado:

1. Una vez terminado el tesado, los alambres o cables deberán cortarse por fuera de los anclajes con una sierra de disco, cizalla o cualquier máquina cortadora. El empleo del arco eléctrico y/o el soplete exige un cuidado especial.
2. Mientras se realiza la inyección, los operarios deberán protegerse los ojos con gafas o una pantalla transparente.
3. Antes de iniciar la inyección, se hará pasar un chorro de aire a presión, por los conductos de alojamiento de los cables, para asegurarse de que no se encuentran obstruidos.
4. Es preferible usar solamente empalmes roscados entre los inyectores y los conductos de inyección. Un chorro brusco de lechada a presión puede causar graves daños, especialmente si salta a los ojos.
5. No debe mirarse por los tubos utilizados como respiraderos o rebosaderos, para comprobar el paso de la lechada. La lechada de inyección puede atascarse temporalmente y, como continúa aplicándose presión, desatascarse después, de un modo brusco, soltando un chorro por estos tubos o por el extremo del conducto opuesto a aquél por el que se introduce la inyección, originando graves daños.
6. Cuando la inyección se realiza con las piezas ya colocadas en obra, por ejemplo en un puente, y por debajo pasa una vía férrea o una carretera, habrá que adoptar las oportunas precauciones para impedir que, si se escapa la lechada, pueda ocasionar daños al tráfico inferior.

Cuando el tesado se realiza usando placas o cabezales extremos móviles:

1. Antes de proceder al destesado deberán eliminarse todos los obstáculos capaces de impedir el libre movimiento de las piezas prefabricadas.

2. Las placas o cabezales extremos móviles deberán acercarse, a las bancadas de fabricación, sólo la distancia mínima necesaria para aflojar los anclajes.
3. El destesado se hará de un modo lento y uniforme. Cualquier movimiento brusco puede ocasionar daños a las piezas de hormigón.
4. Si los cables se destesan de uno en uno, la operación deberá hacerse, conforme a un orden preestablecido, con el fin de evitar asimetrías perjudiciales en el esfuerzo de pretensado.
5. El técnico encargado de supervisar la fabricación llevará un libro por cada bancada, en el que irá anotando:
 - a) la fecha de entrada en servicio de todo nuevo equipo, dispositivo o aparato;
 - b) la fecha en que se cambia el equipo, las cuñas, los tacos de anclaje, etc.;
 - c) el número de veces que se ha utilizado ya cada cuña, anclaje, etc.;
 - d) anotará también si la inspección, tal como a continuación se detalla, ha sido debidamente realizada.
6. Es necesario revisar y limpiar cada semana todas las cuñas, anotando en el libro antes indicado el resultado de esta inspección. Los dientes de las cuñas se limpiarán con un cepillo de alambre, con objeto de eliminar cualquier suciedad u oxidación que pueda haberse acumulado en las hendiduras de los dientes; reemplazando los segmentos gastados cuando se estime necesario. La superficie exterior de las cuñas deberá recubrirse con grafito o cera de acuerdo con las instrucciones del fabricante.
7. Una vez utilizados, se devolverán al almacén todos los tacos de anclaje, para su limpieza y revisión, junto con las cuñas. Es muy importante comprobar que la superficie interior de los tacos de anclaje queda bien limpia, con objeto de que las cuñas puedan deslizarse libremente.
8. Semanalmente, deberá comprobarse:
 - a) si las placas de anclaje se han deformado;
 - b) si el equipo de tesado y los cabezales extremos móviles se mantienen en las condiciones y posición adecuadas;
 - c) si existen grietas en alguna de las soldaduras del equipo de tesado.

pilotes pretensados con armaduras pretesas

"hoja de datos n.º 8"

Generalidades.

En el cálculo de los pilotes se tendrá en cuenta lo dispuesto en las Normas C.P.115, excepto en aquellos casos en que, en la presente "Hoja de datos", expresamente se indique otra cosa.

Resistencia del hormigón, en probeta cúbica, en el momento de la transmisión del esfuerzo de pretensado.

La resistencia mínima del hormigón, en probeta cúbica, en el instante de la transmisión del esfuerzo de pretensado, ha de ser igual o superior al mayor de los dos límites siguientes:

- 2,5 veces la tensión originada por el esfuerzo de pretensado introducido;
- 280 kg/cm², si la armadura de pretensado está constituida por cables o alambres adecuadamente corrugados;
- 350 kg/cm², si la armadura de pretensado está constituida por alambres lisos o grafilados, a menos que pueda demostrarse que una resistencia inferior (nunca menor de 280 kg/cm²) resulta suficiente.

Resistencia mínima del hormigón, en probeta cúbica, a los veintiocho días.

La resistencia mínima del hormigón, en probeta cúbica, a los veintiocho días, u_w , ha de ser igual o superior al mayor de los dos valores siguientes:

- 420 kg/cm²,
- el valor dado por la siguiente expresión:

$$u_w = 4 \frac{\text{carga axil sobre el pilote considerado como un soporte}}{\text{área de la sección transversal}} + \text{tensión final de pretensado.}$$

Manejo de los pilotes.

Para facilitar el manejo de los pilotes deberán ir éstos provistos de los dispositivos adecuados, tales como ganchos empotrados en el hormigón, anillas roscadas, orificios, etcétera. En caso contrario, si para mover los pilotes hay que atarlos con cuerdas o ca-

denas será necesario protegerlos primero adecuadamente. Cada pilote deberá llevar claramente señalados los puntos por los cuales puede colgarse y las secciones en las que pueden apoyarse para su apilamiento. En general, los orificios tienden a provocar la aparición de fisuras, a menos que se disponga una armadura especial rodeando el agujero; por ello, se recomienda evitarlos. Los ganchos salientes sólo deben utilizarse si van a estar convenientemente protegidos y no existe riesgo de que puedan dar lugar a fenómenos de corrosión, siempre perjudiciales. Los dispositivos para el manejo de los pilotes se proyectarán teniendo en cuenta los métodos que hayan de utilizarse en la fabricación de dichas piezas y las características de la obra.

Tensiones durante el manejo y transporte.

Las tensiones originadas durante la elevación y el levantamiento de los pilotes no deberán exceder de los valores que a continuación se indican:

$$\text{Para } u_w = 420 \text{ kg/cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} \text{tensiones de tracción} = 30 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{tensiones de compresión} = 140 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Para } u_w = 525 \text{ kg/cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} \text{tensiones de tracción} = 40 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{tensiones de compresión} = 175 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

No obstante, en los cálculos para comprobar las tensiones originadas durante el transporte de los pilotes deberán adoptarse, para las tensiones admisibles, valores no superiores al tercio de los anteriormente citados, con el fin de disponer del margen necesario para compensar los efectos de impacto.

Elevación.

Los puntos para la elevación de los pilotes deberán situarse, preferentemente, a $0,21 L$ a partir de cada extremo, con lo cual el máximo momento flector que se produce resulta igual a $\frac{w \cdot L^2}{45,6}$ siendo L la longitud del pilote y w su peso propio por unidad de longitud.

En el caso de pilotes muy largos puede llegar a ser necesario disponer más de dos puntos de elevación, para evitar la aparición de tensiones excesivas.

Transporte.

No siempre es posible transportar los pilotes apoyándolos en los puntos situados a $0,21 L$ de cada extremo, especialmente cuando dicho transporte se realiza por carretera. En estos casos, puede ser necesario disponer apoyos suplementarios y, entonces, deberán comprobarse cuidadosamente las tensiones que se producen teniendo en cuenta, incluso, los efectos de impacto.

Levantamiento.

Cuando para levantar (es decir poner vertical) el pilote se le sujeta por un solo punto, lo más conveniente es que dicho punto esté situado a $0,29 L$ del extremo superior, con lo cual el máximo momento flector que se produce resulta igual a $\frac{w \cdot L^2}{23,3}$. En el caso de pilotes de gran longitud puede resultar necesario prever, para su levantamiento, dos o más puntos de sujeción, mediante aparejos de elevación, deslizantes. En este supuesto, si los puntos de sujeción se disponen a $0,17 L$ y $0,62 L$ del extremo superior del pilote, el máximo momento flector se reduce a $\frac{w \cdot L^2}{67,6}$. No es necesario tener en cuenta los tirones y otros efectos de impacto, a menos que se prevea que puedan llegar a alcanzar una importancia excesiva.

Pretensado.

En el cálculo de las tensiones originadas durante el manejo, transporte y levantamiento de los pilotes, puede admitirse que las pérdidas en el esfuerzo de pretensado hasta ese momento experimentadas, ascienden sólo al 75 por 100 de su valor final, siempre y cuando dichas operaciones se realicen antes de transcurridos dos meses desde la fabricación del pilote. Por el contrario, al calcular la capacidad de carga axil del pilote, normalmente es correcto suponer que las pérdidas en el esfuerzo de pretensado han alcanzado ya su valor total.

El valor del esfuerzo de pretensado, después de experimentadas todas las pérdidas, deberá satisfacer las tres condiciones siguientes:

1. Que sea capaz de originar en el pilote la tensión necesaria para garantizar su resistencia durante las operaciones de manejo, transporte y elevación, cuando las pérdidas, como se ha indicado anteriormente, sólo han alcanzado el 75 por 100 de su valor final.
2. Que la tensión final, expresada en libras/pulgada², no sea inferior a diez veces la esbeltez del pilote (*), definida como el cociente que resulta al dividir su longitud total por su menor dimensión transversal.
3. Que el valor de la tensión final de pretensado satisfaga los límites indicados en la tabla que a continuación se incluye, en función de la relación entre los pesos efectivos del martinete utilizado para la hincada, y del pilote:

Relación entre los pesos efectivos martinete/pilote	Tensión mínima de pretensado, después de experimentadas todas las pérdidas (kg./cm.).	
	Hincado en condiciones normales	Hincado prematuro
$\geq 0,9$	21	35
0,8	35	42
0,7	49	49
0,6	63	63

(*) Nota del traductor. — Esta condición, al hacer el paso a las unidades del sistema cegesimal, equivale a decir que la tensión, expresada en kg/cm², no ha de ser inferior a 0,703 veces la esbeltez del pilote.

Los anteriores valores son aplicables cuando se utilizan martinets manuales, de simple acción. En el caso de martinets mecánicos, se recomienda que la tensión mínima de pretensado, después de experimentadas todas las pérdidas, no sea inferior a 49 kg/cm².

En los pilotes inclinados, debido a la tendencia de la punta al rechazo y a la coacción ejercida por las guías sobre el pilote, suelen originarse tensiones muy importantes durante la hinca. Es aconsejable, como consecuencia, que cada caso se estudie cuidadosamente. No obstante, y con carácter puramente indicativo, puede decirse que, en general, cuando la inclinación del pilote es superior a 1/6, la tensión mínima de pretensado, después de experimentadas todas las pérdidas, debe ser igual a la exigida para los pilotes verticales, aumentada en un 50 por 100 más 21 kg/cm². Las tensiones de pretensado correspondientes, en kg/cm², para pilotes verticales e inclinados, en lo demás enteramente iguales, serán, por lo tanto:

Pilotes verticales:	21	35	49	56	63	kg/cm ²
Pilotes inclinados:	53	74	95	105	116	kg/cm ²

Para inclinaciones inferiores a 1/6 (por ejemplo, 1/R), las tensiones de pretensado, descontadas todas las pérdidas, deberán ser iguales a las exigidas a los pilotes verticales análogos, aumentadas en $(50 \text{ por } 100 + 21 \text{ kg/cm}^2) \times 6/R$.

Recubrimiento.

El recubrimiento de los cercos o estribos debe ser, en general, de 4 cm, pudiendo aumentarse hasta 5 cm en el caso de ambientes corrosivos.

Cercos.

En una longitud igual al triple de la menor dimensión transversal del pilote, contada a partir de los extremos superior e inferior, el volumen de cercos no será inferior al 0,6 por 100 del volumen del pilote. En el resto del pilote, la separación entre cercos no será superior a la menor dimensión transversal del pilote disminuida en 5 cm. Si la sección del pilote es de 30 × 30 cm, o superior, el diámetro de los cercos no será inferior a 6 mm; si la sección transversal del pilote es inferior a la anteriormente indicada, podrán utilizarse cercos de 5 mm de diámetro.

Los cercos extremos deben colocarse con un recubrimiento, tanto superior como lateral, de 4 cm. Los cercos de la cabeza y de la punta del pilote, se sujetarán rígidamente en su posición adecuada, atándolos con alambre o soldándolos. Pueden también sustituirse los cercos por un zuncho helicoidal sujeto a la armadura longitudinal del pilote, si bien este sistema puede originar dificultades cuando se utilizan ciertos métodos de fabricación. Los extremos de los cercos individuales deberán anclarse convenientemente.

Encepado de las cabezas de los pilotes.

Existen diversos procedimientos para encepar las cabezas de los pilotes:

1. Se puede cortar a escuadra el pilote y hormigonar el cepo o cabezal a su alrededor de tal forma que el pilote penetre en el cepo unos 8 cm, sin dejar arma-

duras salientes. Este método es sólo conveniente cuando se encean juntos más de dos pilotes y no existe peligro de que pueda ladearse el pilote ni de que se produzcan subpresiones.

2. Puede también cortarse la cabeza del pilote, de tal forma que quede a unos 8 cm por encima de la base del cepo y con las armaduras longitudinales de pretensado sobresalientes. Los extremos de estas armaduras se disponen después adecuadamente y se dejan embebidos en el hormigón de la pieza en la que se encean los pilotes.
3. Otro procedimiento consiste en dejar rugosas todas las superficies laterales de la parte superior del pilote, en una longitud adecuada (generalmente, no inferior a 30 cm) hormigonándose a continuación, a su alrededor, el elemento de encepado, sin ninguna otra conexión. Esta disposición permite absorber unos ciertos esfuerzos de subpresión, gracias a la adherencia y rozamiento originados por la rugosidad de las superficies.
4. Algunas veces, se disponen en la cabeza del pilote prefabricado barras de empalme, de acero ordinario. Posteriormente, se destruye la parte del hormigón en el que dichas barras están embebidas, dejándolas al descubierto y se hormigona sobre ellas el elemento de encepado.
5. También suelen utilizarse manguitos de empalme que se dejan embutidos y enrasados con la cara superior de la cabeza del pilote, y en los cuales se enganchan después barras que quedan embebidas en el cepo.

Debe señalarse que, el cuarto de los procedimientos indicados, es decir, el de las barras de empalme, no siempre resulta adecuado ya que exige que el pilote, una vez terminada su hincada, quede a un determinado nivel previamente establecido, lo cual a veces no es posible.

Se recomienda que, si se utiliza este procedimiento, se dispongan las barras de empalme, de tal forma que sus extremos inferiores queden escalonados, ya que si todas las barras terminan en la misma sección transversal ésta resultaría muy debilitada. Por otra parte, el extremo superior de tales barras deberá sobresalir, de la cabeza del pilote, la longitud exactamente necesaria para su empotramiento en la pieza de encepado.

Azuches.

Cuando el pilote lleve azuche, deberán adoptarse las oportunas precauciones para asegurarse de que queda el espacio libre suficiente para poder colocar las armaduras necesarias en la sección. En general, sólo es preciso utilizar azuches cuando el pilote haya de ser hincado en terreno rocoso.

Chaflanes.

Todas las aristas de las cabezas de los pilotes deben achaflanarse mediante planos que corten las caras que forman la arista, a una distancia de ésta de, por ejemplo, 2,5 ó 4 cm.

Si el pilote va a quedar visto y se requiere cuidar su aspecto, conviene achaflanar también todas las demás aristas; esto no será necesario cuando el pilote vaya a ir enterrado.

Taladros.

Deberán evitarse los taladros en los pilotes ya que, según ha podido comprobarse, dichos taladros tienden a producir fisuras durante la hinca.

En general, estos taladros destinados a dar paso a los ganchos o barras de sujeción deberán sustituirse por aros metálicos que, firmemente unidos a la superficie del pilote, permiten fijar en ellos los ganchos.

Cabeza del pilote.

La cabeza del pilote debe ser perfectamente plana y perpendicular al eje longitudinal de la pieza. Los alambres de pretensado se cortarán de forma que queden enrasados sin sobresalir de dicha cabeza.

Hinca.

Conviene tener presente que una fabricación, vigilancia o manipulación poco cuidada puede dañar gravemente al pilote y dar origen a gastos innecesarios. Por ello, deberán tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Utilizar siempre el martinete más pesado posible; se recomienda que su peso no sea nunca inferior al del pilote. Si por cualquier circunstancia resultase imposible cumplir esta recomendación, deberá comprobarse que el pilote está proyectado adecuadamente para ser sometido a la acción del martinete que vaya a utilizarse y se adoptarán las oportunas medidas para evitar la posible fisuración a causa de las tensiones originadas por las ondas de choque, reduciendo la altura de caída cuando el pilote penetre con facilidad.
2. Comprobar que el casquete de hinca se ajusta adecuadamente, que las guías están en buenas condiciones y que los golpes se aplican axialmente sobre la cabeza del pilote. Antes de iniciarse la hinca se protegerá la cabeza del pilote con un dado de madera blanda, de 15 a 20 cm de espesor, formado a base de tablas de 2,5 cm de canto. Este dado debe renovarse para cada pilote.
3. Comprobar que los ganchos, pasadores, barras de sujeción u otros elementos utilizados, no producen deformaciones en el pilote. Si se observase que, en las proximidades de alguno de estos elementos se inicia una fisuración, deberá quitarse rápidamente tal elemento. Estos casos se presentan, con mayor frecuencia, en la hinca de pilotes inclinados.
4. Vigilar atentamente la hinca de los primeros pilotes. Si, a pesar de todas las precauciones, se produjesen fisuras, deberá utilizarse un martinete más pesado y reducirse la altura de caída.
5. Si, durante la hinca, se observa que la cabeza del pilote se resquebraja o daña, debe comprobarse si el dado de madera de protección se encuentra en buen estado; si el casquete de hinca ajusta adecuadamente y si el martinete golpea, en la debida forma, la cabeza del pilote.

Capacidad de carga del pilote.

La carga axial que es capaz de soportar un pilote, trabajando como puntal de pequeña longitud (pilote columna), puede calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$\left(\frac{u_w}{4} - \text{tensión final de pretensado}\right) \times \text{área de la sección transversal del pilote}$$

siendo u_w la resistencia a compresión del hormigón a los veintiocho días, en probeta cúbica y entendiendo por tensión final de pretensado la originada por la armadura tesa, después de experimentadas todas las pérdidas.

Fecha de fabricación.

Todos los pilotes deben llevar grabadas, en las proximidades de su cabeza, la fecha de fabricación, así como cualquier otro distintivo o marca que se considere conveniente para su oportuna identificación. La experiencia demuestra que, a las dos semanas de su fabricación, se puede proceder ya a la hincas de los pilotes con suficientes garantías de éxito. No obstante, se recomienda que, siempre que sea posible, se dejen transcurrir cuatro semanas por lo menos, entre fabricación e hincas, especialmente cuando se prevea que la penetración del pilote va a ser o muy lenta o muy rápida.

Pilotes huecos.

Para longitudes superiores a los 24 m resulta aconsejable estudiar la posibilidad de utilizar pilotes huecos; el ahorro de material que así se consigue y el menor peso de la pieza, puede compensar el mayor coste del molde necesario para formar la cavidad del pilote hueco y el aumento del zuncho o cercos requeridos. En estos casos, los pilotes de sección octogonal o circular son, probablemente, los más convenientes y es recomendable que el espesor de las paredes oscile entre los 10 y 15 cm. Como ya se ha indicado, este tipo de pilote exige un mayor número de cercos o, mejor aún, un zuncho de menor paso que el pilote macizo.

Deberá cuidarse de un modo especial que la colocación de los cercos y de la armadura longitudinal, dentro de la sección, sea exactamente la definida en los planos y que el elemento utilizado para formar la cavidad del pilote sea suficientemente rígido y esté también exactamente situado.

Esbeltez.

La esbeltez, es decir, la relación entre la longitud total y la menor dimensión transversal del pilote no debe exceder de 60. Pueden también utilizarse pilotes de mayor esbeltez, pero, en estos casos, habrá que adoptar precauciones especiales durante su transporte, levantamiento e hincas.

Dimensiones recomendables.

Se recomienda, en general, que los pilotes sean de sección transversal cuadrada, de 25, 30, 35, 40 ó 45 cm de arista. Cuando sea preciso utilizar pilotes de sección cuadrada de lado superior a los 45 cm, su cálculo deberá hacerse de forma especialmente cuidada; en estos casos, es preferible recurrir a las secciones huecas.

última publicación del i.e.t.c.c.

PLACAS

K. Stiglat y H. Wippel
Drs Ingenieros

Traducción de **Juan Batanero**
Dr. Ingeniero de Caminos

con la colaboración de

Francisco Morán
Ingeniero de Caminos

Este libro, cuidadosa y magníficamente editado, reúne, quizá, la más completa colección conocida de tablas para placas, por los numerosos casos de vinculación y de carga estudiados y por la abundancia de relaciones de dimensión y de datos ofrecidos, que cubren prácticamente todo el campo de las losas en edificación. Permite desarrollar, con comodidad, rapidez y una aproximación suficiente, los cálculos de dimensionamiento y comprobación, obviando las dificultades que, como es sabido, presenta el desarrollo numérico de los métodos de cálculo de estos elementos, evitando enojosas operaciones.

Trata la obra sobre "Zonas de Placas", "Placas sobre apoyos puntuales", "Placas apoyadas en dos, tres y cuatro bordes" y "Placas apoyadas elásticamente", tipos que en la actualidad disponían de una documentación, incompleta o nula, para la determinación de esfuerzos. Los corrimientos de la placa, como valores previos para la determinación de los momentos, han sido obtenidos por medio del Cálculo de Diferencias, método que se ha comprobado como suficientemente satisfactorio, aun en su forma simple, aplicado con un cierto control.

Un volumen encuadernado en tela, de 30,5 × 23,5 cm., compuesto de 92 páginas. Madrid, 1968.

Precios: España, 925 ptas.; extranjero, \$ 18.50.

federación internacional del pretensado (*)

Comisión sobre «Durabilidad de las Estructuras de Hormigón Pretensado»

recomendación núm. 1

La Comisión de la F.I.F. sobre "Durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado" recomienda:

1. Prohibir en absoluto el empleo de cloruros, tanto en el hormigón como en los productos de adición.
2. Limitar al 0,05 por 100, como máximo, el contenido de cloruros en el cemento utilizado en las estructuras pretensadas.
3. Limitar al 0,2 por 100, como máximo, el contenido de azufre, en forma de sulfuros, del cemento utilizado en las estructuras pretensadas.

9 de mayo de 1967.

recomendación núm. 2

CONSIDERANDO QUE: Se han comprobado descomposiciones de hormigones fabricados a base de cementos aluminosos, achacables a muy diversas causas, varios años después de terminada la construcción de estructuras utilizando este tipo de cemento, a pesar de haberse observado las necesarias precauciones; Se han comprobado pérdidas considerables de resistencia en probetas sacadas de vigas fabricadas con tales cementos (50 por 100 de pérdidas, a los diez años, por término medio), así como también en un cierto número de estructuras; Se han producido daños en ciertas estructuras como consecuencia de la agresividad de los hormigones fabricados con cementos aluminosos sobre los aceros de pretensado; Las causas de tales daños y los remedios que para evitar los mismos podrían adoptarse no han podido ser, hasta el momento, satisfactoriamente establecidos,

LA COMISION DE LA F.I.P. SOBRE DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO RECOMIENDA:

Mientras duren las actuales circunstancias, prohibir el empleo del cemento aluminoso en las estructuras de hormigón pretensado.

9 de mayo de 1967.

(*) NOTA DE LA A.E.H.P.: Por considerarlo de interés, se incluyen, para conocimiento de todos nuestros asociados, los textos de las Recomendaciones núms. 1 y 2 redactadas por la Comisión sobre Durabilidad, de la F.I.P.

últimas publicaciones del i.e.t.c.c.

Richard J. Neutra

El Instituto Eduardo Torroja, por expreso deseo de su autor, publica, con orgullo, este lujoso libro. En él aparecen expuestas las originales ideas de Neutra sobre todos los aspectos y facetas de su genial creación de extraordinario arquitecto, extendidas por casi todos los países del mundo.

Por primera vez, se presenta Richard J. Neutra, en una visión integral de su recia personalidad arquitectónica, al ofrecer al lector, simultáneamente, su vida, su pensamiento y su obra. Porque, a lo largo de los sucesivos capítulos, se nos va mostrando su forma de hacer y pensar a través de sus conferencias, de sus realizaciones más destacadas o de sus más recientes escritos.

Y por todo ello, esta publicación constituye la más expresiva muestra de la ARQUITECTURA HUMANÍSTICA NEUTRIANA, y sin duda, también, la más amena y actual de todas sus publicaciones.

Este volumen de 27,5 × 21,5 cm, encuadernado en tela y presentado con gran brillantez, consta de 240 páginas y numerosos planos, croquis y dibujos originales, así como de un gran número de magníficas fotografías. En su última página aparece una graciosa caricatura del autor visto por "Ras", seudónimo que utiliza el arquitecto español Eduardo Robles Piquer.

Precios: España, 1.350 ptas.; extranjero, \$ 27.

edificios de viviendas prefabricadas con elementos de grandes dimensiones

Bohdan Lewicki

El libro del profesor B. Lewicki puede considerarse como uno de los más completos referente a la prefabricación e industrialización de viviendas a base de grandes paneles.

El autor, eminente especialista reconocido internacionalmente, es Jefe del Departamento de Hormigón Armado en el Instituto para Técnica de la Construcción y Secretario de la Comisión Civil de la Academia de Ciencias de Varsovia. Conoce a fondo los problemas teóricos y prácticos de las construcciones prefabricadas, como investigador y, al mismo tiempo, como activo participante en la reconstrucción de su país, campo de experiencias a escala real de una amplitud no superada en otro país.

La obra en cuestión recoge las vertientes técnica y científica de los complejos problemas inherentes a las construcciones industriales, en especial los que se refieren a métodos de cálculo de arriostramiento, de forjados y muros, así como los de origen higrotérmico, acústico, resistencia al fuego, etc.

La presente edición se halla enriquecida con numerosas ilustraciones que proporcionan detalles de soluciones, tablas numéricas, diagramas y ábacos.

La versión que ofrecemos consiste en la traducción y adaptación de la obra a los parámetros, terminología y condiciones tecnológicas españolas, y ha sido realizada por el doctor arquitecto Fernando Aguirre de Yraola, Jefe de la Sección de Industrialización del IETcc, como producto de la colaboración de esta Sección, a lo largo de varios años, con el profesor Lewicki. Esta colaboración ha permitido incluir en la obra las recomendaciones y estudios seguidos en nuestro país sobre disciplinas dimensionales y coordinación modular, así como sustituir algunos ejemplos prácticos de cálculo de edificaciones polacas por otros similares correspondientes a los estudios de soluciones específicamente españolas.

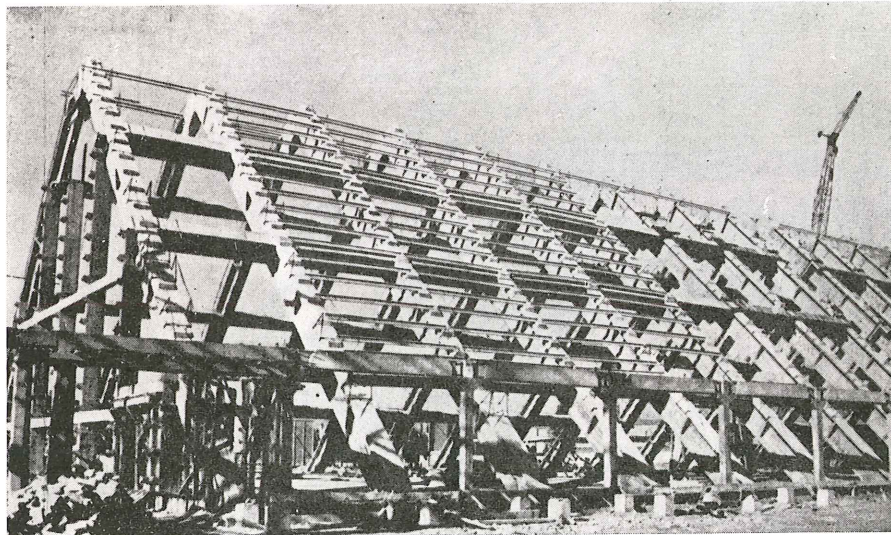
Encuadernada en tela, 24,5 × 17,5 cm, 615 páginas.

Precios: España, 1.000 ptas.; extranjero, \$ 20.

resumen de las actividades de la asociación española del hormigón pretensado durante el año 1967

Un antiguo refrán castellano, tan bello por su sonoridad y tan cierto por su contenido como la mayor parte de los que forman nuestro inagotable refranero, dice: *Costumbre buena o costumbre mala, el villano quiere que vala*, dando a entender la influencia que tienen en el hombre las costumbres muy arraigadas. Dudamos mucho que haya nadie capaz de poner en tela de juicio la afirmación de que *la costumbre hace ley*. Y si esto es así, como realmente ocurre, y si la ley manda, como por definición corresponde, resulta evidente que cuando llega a establecerse una costumbre no queda otro remedio que mantenerla.

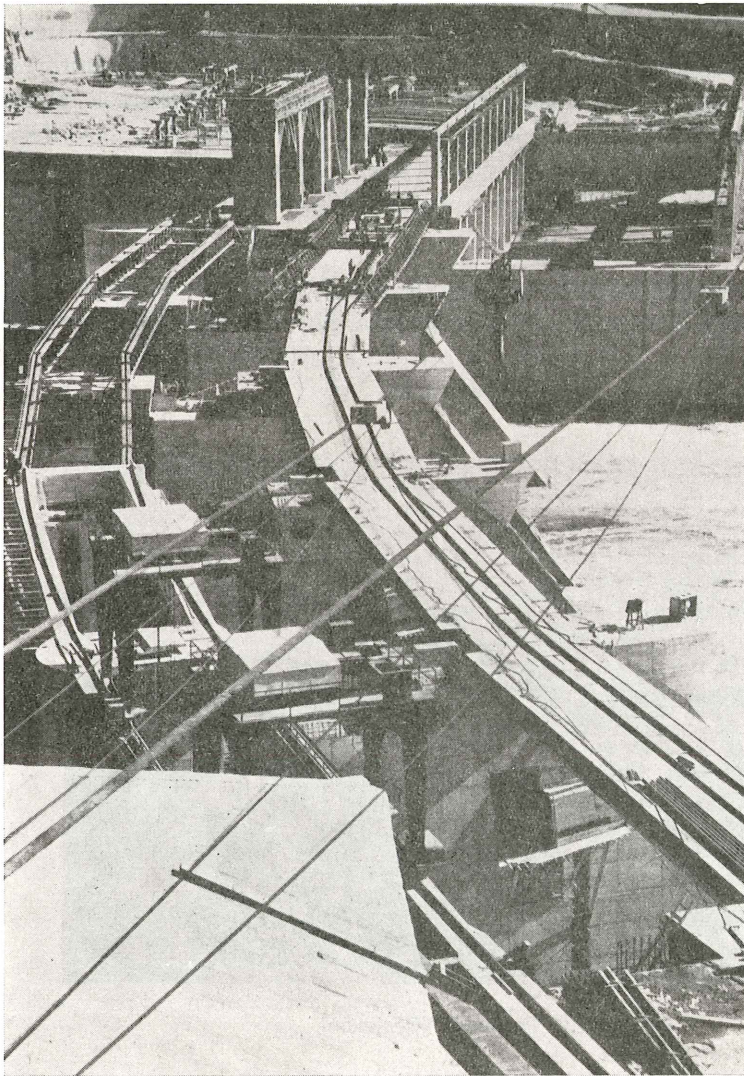
Llegados a este punto, probablemente muchos de nuestros lectores pensarán: “Bueno, muy bien, estamos de acuerdo con todo el razonamiento, pero ¿a santo de qué viene todo esto?”. La explicación es muy sencilla. *Todo esto* viene a justificar la inclusión, en el presente número de HORMIGÓN Y ACERO, de este editorial.



Factoría de Fertiberia (Castellón).

Desde hace ya tiempo, venimos dedicando las páginas iniciales del primer número de cada año, a realizar un pequeño examen público de conciencia, a resumir brevemente las actividades desarrolladas por la Asociación a lo largo de los doce meses anteriores, a comentar nuestros proyectos y nuestras esperanzas, a reconocer lealmente, si llega el caso, nuestros errores o nuestros fracasos; en definitiva, a charlar amistosamente durante unos minutos, en plan de sobremesa, dando a la charla un aire de hogareña intimidad, con to-

dos nuestros lectores, con todos nuestros Asociados, con todos aquellos que constituyen esta gran familia que queremos que sea la Asociación Española del Hormigón Pretensado. Y es esta costumbre, que ya se ha hecho tradicional, la que nos obliga a redactar esta nota. Obligación, por otra parte, que lejos de resultarnos penosa, constituye para nosotros un motivo de satisfacción, al brindarnos la oportunidad de establecer un nuevo contacto con vosotros. A nuestro modo de ver, y creemos que en esto no habrá discrepancias, para que la Asociación sea, como queremos, algo vivo y humano y no una simple agrupación de técnicos (tarjetas de un fichero que se lleva en una oficina encargada de distribuir entre ellos, más o menos periódicamente, una revista y unos informes sobre las últimas novedades relacionadas con el pretensado), resulta imprescindible aumentar estos contactos, or-

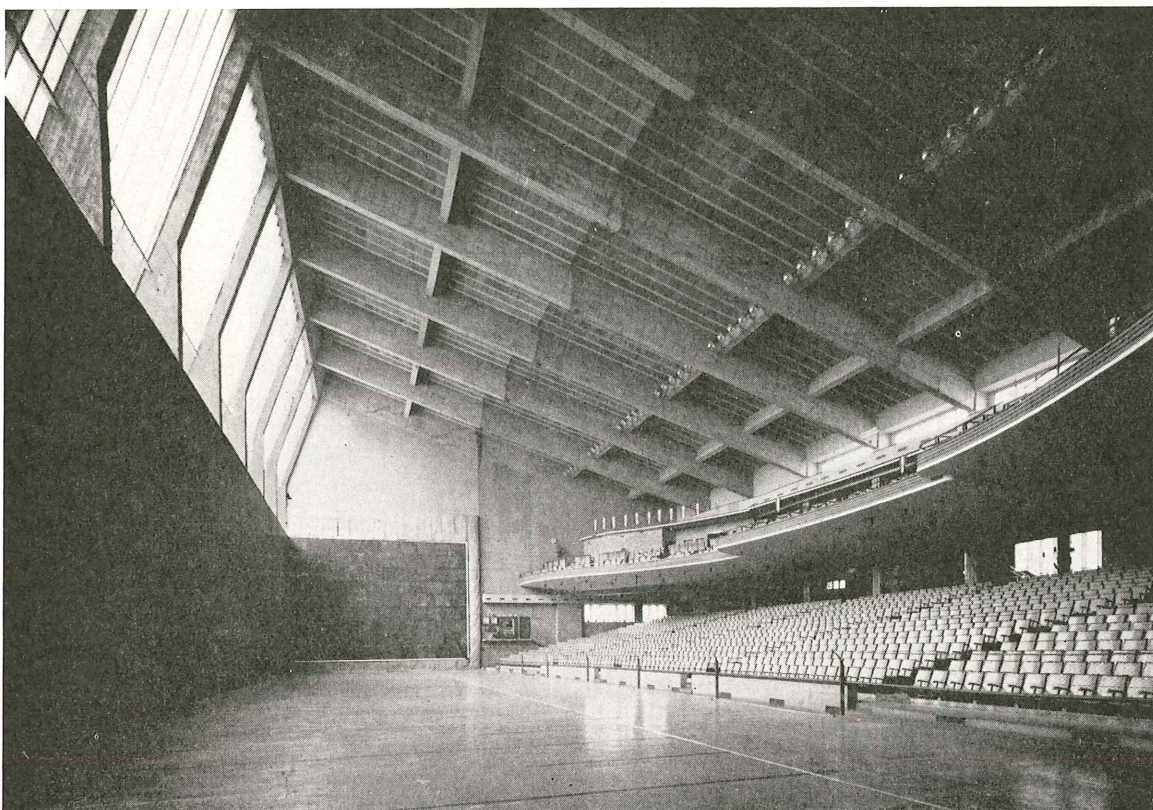


Puente sobre la presa de Velle (Orense).

ganizar con mayor frecuencia reuniones en las que sea posible vernos, conocernos, cambiar impresiones e ideas, compartir preocupaciones y éxitos, discutir problemas, ayudarnos, plantear las *pegas* con que tropezamos para que quien sepa y pueda nos las resuelva o nos indique el camino que debemos seguir para resolverlas, poner en relación a los produc-

tores con los consumidores, para que aquéllos conozcan las necesidades del mercado y éstos lo que el mercado les ofrece y quiénes pueden suministrarles los materiales que necesitan y en qué condiciones.

¿No creéis que debe ser ésta una de las actividades fundamentales de la Asociación? Así al menos piensa su Organó directivo, su Comisión Permanente; y por eso se esfuerza en multiplicar las reuniones públicas, las Asambleas, las reuniones de carácter internacional, etc. Y en este sentido se ha trabajado intensamente en el último año y se han conseguido, como en seguida veréis por lo que a continuación se expone, destacados éxitos. Pero esto es sólo la arrancada, la iniciación de la marcha. El objetivo es más ambicioso. Y con vuestra ayuda tras él caminamos.

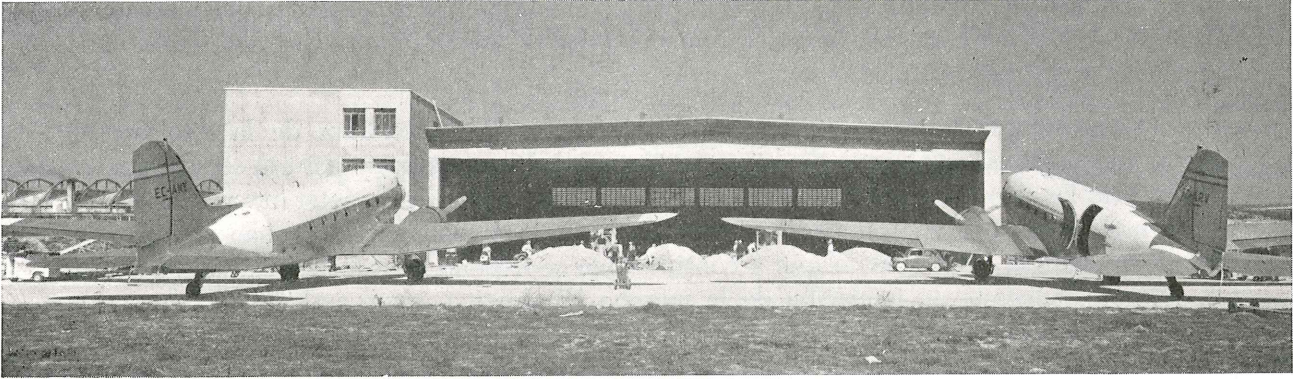


Frontón de Guernica (Vizcaya).

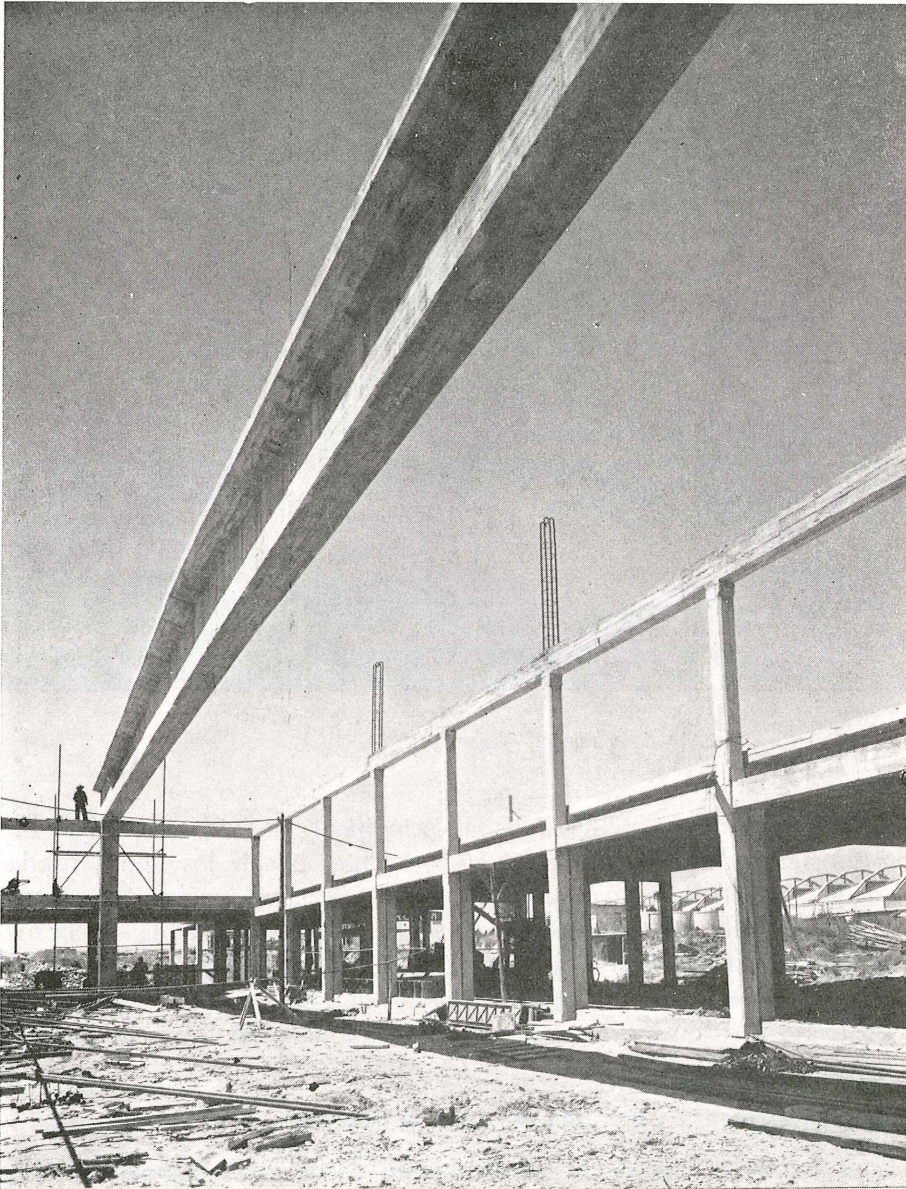
Antes de iniciar la enumeración detallada de las principales actividades desarrolladas por la Asociación a lo largo de 1967, se estima conveniente señalar los temas fundamentales a los que, en dicho período, se ha prestado una especial atención. Son éstos: normalización de los ficheros, una vez establecidas las nuevas cuotas y modificada la forma de pago; preparación del libro en el que se describirán las obras de hormigón pretensado construidas en España hasta la fecha; organización de los Simposios Técnicos Internacionales de la F. I. P., y extensión de las reuniones públicas de la A. E. H. P. a otras capitales españolas, aparte de Madrid.

Comentaremos muy brevemente cada una de estas actividades.

En primer lugar, es un deber agradecer públicamente desde estas páginas, a todos



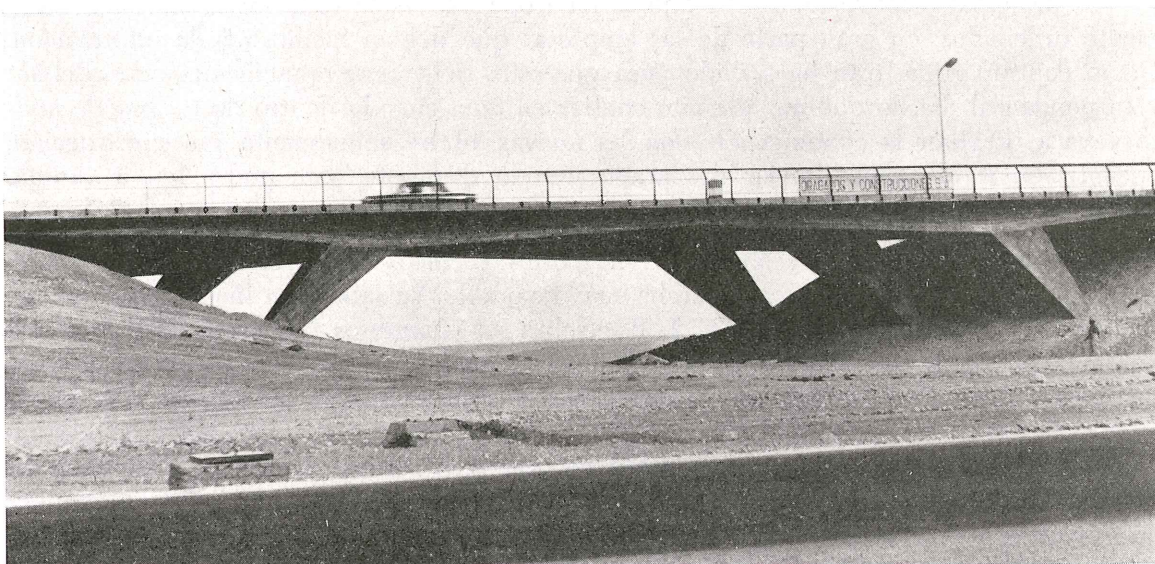
Hangar-laboratorio, en Barajas, para la Dirección General de Protección de Vuelo.



Hangar-laboratorio, en Barajas, para la Dirección General de Protección de Vuelo. Viga de cubierta.

los Asociados, su magnífica colaboración al aceptar, puede decirse que prácticamente de un modo unánime, el aumento de cuotas aprobado por la Comisión Permanente y que entró en vigor el 1 de enero del año 1967 que se comenta. Unas cuantas cifras serán suficientes para patentizar la veracidad de esta afirmación. Con anterioridad a la modificación de cuotas, la Asociación estaba constituida por 97 socios colectivos, 159 individuales y 421 individuales adheridos. Total = 677. Al iniciar el año 1968 contamos con: 10 socios protectores; 116 colectivos; 110 individuales y 483 individuales adheridos. Total = 719. Como se ve, las escasas bajas ocasionadas por el aumento de cuotas (menos del 10 por 100 del total de socios) se han visto compensadas con exceso por las nuevas altas. El balance es realmente alentador.

Por otra parte, y según se indicaba en la circular del 5 de abril, teníamos especial interés en modificar la forma de pago (contra reembolso del primer número de HORMIGÓN Y ACERO de cada año), hasta entonces utilizada. Y ello por dos razones: la primera, para evitar molestias a nuestros Asociados, de los que habíamos recibido diversas quejas.



Acceso al aeropuerto de Barajas: Paso superior núm. 1.

Resulta francamente incómodo tener que estar siempre pendiente de la llegada de la revista para poder efectuar el pago en el preciso momento en que tal envío se recibe. La segunda, tan importante o más que la anterior, para dejar bien claro que *la cantidad que se abona no es por la suscripción a la revista*, sino la cuota por pertenecer a la Asociación, con todos los derechos y obligaciones que ello supone. También estas gestiones han dado el resultado apetecido. La mayor parte de los Asociados han situado sus pagos en el Banco de su elección. El resto, abona sus cuotas, por giro o cheque, al recibo de la correspondiente factura.

Todo esto ha representado mucho más trabajo del que en principio cabe suponer y del que nosotros mismos habíamos previsto. Pero, en fin, el objetivo se ha cumplido.

Hemos dicho que íbamos a ser francos y a reconocer, tanto los éxitos como los fracasos. Recordamos esto porque nos toca ahora comentar el segundo de los temas antes

indicados y en el cual, por el momento, hemos fracasado. Nos referimos a la publicación sobre las obras de hormigón pretensado construidas en España. Se trata de un fracaso sólo parcial, pero, a fin de cuentas, fracaso. Se quería tener preparada esta publicación para distribuirla con ocasión de los Simposios Técnicos Internacionales de la F. I. P. que se celebrarán, en Madrid, en junio de 1968. No se ha podido cumplir este objetivo y aún no es posible fijar la fecha en que podrá terminarse su edición. Se ha trabajado mucho en este tema y se sigue trabajando. Pero la labor resulta penosa y muy difícil reunir todos los datos que se consideran necesarios para conseguir que la categoría de esta publicación no desmerezca de lo que a nuestra Asociación corresponde. Se ha logrado reunir información sobre unas 400 obras, aproximadamente, de las cuales casi la mitad son puentes. Pero no en todos los casos se han obtenido, hasta ahora, los detalles, planos y fotografías, precisos para dar una descripción completa y adecuada de la estructura. Los trabajos continúan, el desánimo no tiene cabida en nuestras actividades y posiblemente, no nos atrevemos ya a asegurarlo; en el año 1968 que ahora se inicia, se terminará de preparar esta publicación.

El principal inconveniente con que se ha tropezado es la falta de archivos, debidamente ordenados, en gran parte de las empresas que debían facilitarnos la información. Como contrapartida, esto ha servido para que estos ficheros se organicen como es debido y se pongan al día, lo que nos permite confiar en que, cuando dentro de un par de años se vaya a preparar la continuación, con las nuevas obras actualmente en construcción, encontraremos el camino mejor preparado y todo dispuesto para poder reunir rápidamente los necesarios datos.

Y pasemos a la organización de los Simposios Técnicos Internacionales de la F. I. P. Aquí las cosas han seguido una marcha más favorable. Ya sabéis, en líneas generales, de qué se trata. Cada cuatro años la F. I. P. celebra sus Congresos Internacionales para una puesta a punto de los avances conseguidos por la técnica del pretensado, en los diferentes países. Pero, afortunadamente, el desarrollo de esta técnica es tan rápido y su popularidad se extiende a velocidad tan vertiginosa, que el número de interesados en participar en los Congresos crece en progresión tal, que en el último Congreso, el de París en 1966, los asistentes fueron cerca de 2.000. Es lógico que, en estas condiciones, las sesiones de trabajo se reduzcan a la simple exposición de unos informes muy generales y resumidos sobre los diferentes temas. La discusión, el diálogo, la exposición de las diferentes opiniones favorables o adversas sobre las conclusiones establecidas, no tienen cabida. Se hacía necesario, por tanto, organizar, en el intervalo entre dos Congresos sucesivos, unos Simposios de asistencia restringida, para el estudio de aquellos problemas técnicos de mayor actualidad e interés que fuesen surgiendo. Se decidió que, en principio, estos Simposios técnicos se celebrarían cada dos años, y el primero en 1968. La F. I. P. ofreció a la Asociación Española del Hormigón Pretensado la Organización de este primer Simposio. Previa consulta con nuestros asociados y de sopesar las ventajas e inconvenientes que la celebración de una reunión de esta categoría nos podía ofrecer, se acordó aceptar la invitación de la F. I. P., plenamente convencidos de que el compromiso adquirido nos obliga a mucho, que el esfuerzo que debemos realizar es grande y nos impondrá sacrificios y nos forzará a aplazar otras tareas de nuestro habitual quehacer. Pero, por otra parte, el empeño merece la pena. Los temas elegidos para los Simposios, "Elementos prefabricados de hormigón pretensado" y "Aceros para pretensado", son realmente interesantes y de plena actualidad; de las discusiones, en las cuales habrán de intervenir los más destacados especialistas mundiales, incluidos los de la Europa oriental, habrán de obtenerse provechosas enseñanzas; es una ocasión francamente propicia para establecer interesantes contactos con dichos especialistas; en la primera oportunidad que se nos presenta de poder celebrar en nuestro país una

reunión internacional de esta categoría e importancia para la evolución de la técnica del pretensado y una magnífica coyuntura para dar a conocer, en el exterior, nuestras industrias y realizaciones en el ámbito de esta técnica.

Adoptada esta decisión nos pusimos inmediatamente a trabajar en la organización de los Simposios. No es ocasión de entrar en detalles sobre todo lo que, en relación con este tema, hasta ahora se ha hecho y de lo que falta por hacer. Más o menos, todos podréis formaros una idea sobre el particular. Bastará, por tanto, con afirmar que estamos decididos a no regatear esfuerzos para que las reuniones sean un éxito en todos los sentidos, y para que, cuantos nos visiten, puedan llevarse el mejor recuerdo de las mismas. En la confianza de que, como siempre, podremos contar con vuestra valiosa colaboración, estamos seguros de lograr los objetivos que nos hemos propuesto. Hasta ahora, todo se va desarrollando con arreglo al programa previsto, las dificultades se van superando, los problemas se van resolviendo. Nuestra mayor satisfacción sería que, en junio, al clausurar los Simposios, la Asociación pueda sentirse orgullosa por la labor realizada.

Finalmente, queda por hacer un breve comentario a la organización de reuniones públicas de la Asociación fuera de Madrid. Como sabéis, uno de los objetivos primordiales de la A. E. H. P. es lograr la mayor difusión posible de la técnica del pretensado y avivar el interés por ella en sus diferentes, y cada vez más amplios, campos de aplicación. Es indudable que uno de los medios idóneos para conseguir este fin, consiste en multiplicar y extender nuestras ya tradicionales reuniones públicas en las que, mediante conferencias, proyección de películas, coloquios, etc., se dan a conocer las nuevas teorías, las últimas realizaciones, las mejoras alcanzadas en las características de los materiales utilizados, los perfeccionamientos en los dispositivos y equipos de pretensado, las más recientes aplicaciones y, en definitiva, cuanto pueda resultar interesante para los que se preocupan de esta técnica.

Hasta el año 1967 estas reuniones se organizaban siempre en Madrid, con lo cual a nuestros Asociados de provincias, como es lógico, les resultaba difícil y excesivamente gravoso poder participar en ellas.

En vista de ello, la Comisión Permanente adoptó el acuerdo de repetir las conferencias dadas en Madrid en otras capitales españolas, a medida que las posibilidades de la Asociación lo fuesen permitiendo. Para empezar se decidió que, durante el curso 67-68, se repitiesen en Barcelona. Inmediatamente se iniciaron las gestiones necesarias con el Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares en dicha ciudad, con el cual, desde hace muchos años, la Asociación mantiene íntimas y cordiales relaciones y que siempre se ha mostrado dispuesto a prestarnos su valiosa y leal colaboración. Efectivamente, la propuesta que se le hizo fue aceptada sin la menor objeción, y con su tradicional hidalguía y generosidad se dignó cedernos, con carácter totalmente desinteresado, el magnífico Salón de Actos de su sede social para repetir en él todos los actos públicos celebrados en Madrid. El detalle de estas reuniones se da más adelante.

No parece necesario destacar que la posibilidad de disponer de esta nueva tribuna para la difusión de nuestra técnica, constituye para la Asociación una ayuda de extraordinario interés, de la que cabe esperar los mejores frutos.

Con ello, queda dado el primer paso, en esta nueva línea de actividades, bajo los mejores auspicios. Nuestra intención es, para el curso 68-69, que todos los actos se celebren, además de en Barcelona y Madrid, en otra ciudad, distinta cada vez, para, ampliando así nuestro campo de actuación, ir estableciendo contactos con los técnicos de las diferentes regiones, hasta conseguir crear una red de inquietudes y colaboraciones a escala

nacional, y que en todas partes se hable del pretensado, se comenten y discutan sus posibilidades, se despierte o acreciente el interés por esta técnica; en fin, que se popularice y llegue a hacerse familiar entre los profesionales de las diversas ramas de la construcción.

Y con esto vamos a dar por concluido este preámbulo, que intentamos fuese breve, pero ha resultado excesivamente largo. Perdón. Y empecemos con la acostumbrada enumeración detallada de las principales actividades desarrolladas por la A.E.H.P. durante el pasado año.

1. Reuniones públicas organizadas por la Asociación.

Se han celebrado las siguientes conferencias, a todas las cuales asistió un gran número de asociados que siguieron, con verdadero interés, las diversas intervenciones, como se pudo comprobar por los animados coloquios que al final de las mismas se organizaron:

2 de febrero: Bajo el título general "Comentarios al V Congreso de la F.I.P." se celebró una reunión en la que intervinieron, sucesivamente, los señores Benito, Torroja y Fernández Casado, los cuales glosaron los aspectos más interesantes, desde el punto de vista nacional, de las diversas sesiones de dicho Congreso. El señor Benito se ocupó, especialmente, de los acuerdos adoptados en relación con la propuesta de "Recomendaciones prácticas para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón pretensado", preparada por el Comité Mixto F.I.P.-C.E.B. El señor Torroja describió las diversas estructuras, excepto puentes, construidas en España, que fueron incluidas en el informe presentado al Congreso por el grupo español. Por último, el señor Fernández Casado comentó las características de los principales puentes construidos en hormigón pretensado en los diferentes países, incluido el nuestro, durante el período 1962-1966 y que fueron recogidos en los diversos informes nacionales leídos en el citado Congreso.



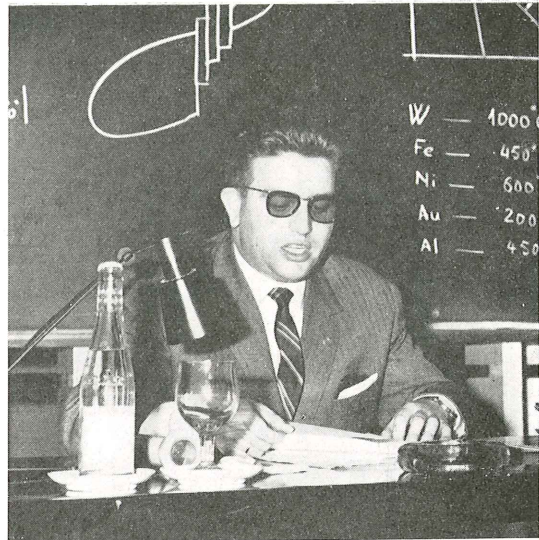
Sr. Benito.



Sr. Torroja.



Sr. Fernández Casado.



Sr. Jiménez Atienza.

- 2 de marzo: Conferencia del señor Jiménez Atienza sobre el tema: "Características que deben reunir los alambres para hormigón pretensado".
- 6 de abril: Conferencia del señor Estellés, titulada: "La plasticidad de los alambres utilizados en hormigón pretensado".
- 28 de abril: Conferencia de don Alvaro Fernández sobre el tema: "Construcción de un puente, en hormigón pretensado, sobre el río Caroní". Esta conferencia fue ilustrada con la proyección de una película tomada por el propio señor Fernández durante la construcción del puente.



Sr. Estellés.



D. Alvaro Fernández.



Sr. Barredo.



Sr. Cassinello.

26 de octubre: Conferencia del señor Barredo sobre: "Aplicación del postesado al refuerzo de estructuras". Al final de esta conferencia, que fue ilustrada con numerosas diapositivas, se proyectó una película sobre la construcción de los pabellones del Instituto Eduardo Torroja y de Oficemen, en la FICOP-67, en la que puede apreciarse una espectacular aplicación del pretensado en la sujeción de dos gigantescos tubos de hormigón, de unas 165 toneladas de peso cada uno, que se mantienen colgados del borde superior de otro gran cilindro hueco de hormigón que los rodea exteriormente.

Esta conferencia, en virtud del acuerdo concertado con el Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares, en Barcelona, y al cual se ha hecho anteriormente referencia, se repitió en el Salón de Actos de dicho colegio el día 6 de diciembre.

30 de noviembre: Conferencia del Sr. Cassinello con el título: "La estética del pretensado", ilustrada también con la proyección de numerosas diapositivas.

2. Publicaciones.

Durante el año 1967 se han publicado los números 82 a 85, ambos inclusive de la revista HORMIGÓN Y ACERO. Los índices de dichos números son los que a continuación se incluyen:

Núm. 82: "Consideraciones sobre el dimensionamiento económico del hormigón armado en flexión", por R. BAUS.

"Ensayos de flexocompresión esviada de secciones rectangulares de hormigón armado", por J. NADAL, J. MARTÍNEZ CALZÓN y F. MORÁN.

"Visión panorámica sobre el desarrollo del hormigón armado y del hormigón pretensado", por S. REBECCHINI.

“La música y el hormigón pretensado”, por T. KIMURA.

Referencias bibliográficas de las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.

Núm. 83: “Normas belgas para estructuras de hormigón pretensado”. Capítulo 8 de la Norma NBN 15.

“Estudio experimental en modelo reducido — escala 1 : 5 — de un tramo de puente de hormigón pretensado”, por J. MARTÍNEZ CALZÓN, J. MANTEROLA y J. L. VILLEGAS.

“Punzonamiento de placas sin armadura de esfuerzo cortante (mecanismos de redistribución de esfuerzos y rotura)”, por J. MANTEROLA.

“Plasticidad de los alambres utilizados en hormigón pretensado”, por P. ESTELLÉS.

“Mecanismo de la rotura en compresión de materiales heterogéneos”, por N. BARRACLOUGH.

Núm. 84: “Ensayo y análisis de una pieza circular de hormigón armado”, por J. MARTÍNEZ CALZÓN y J. VARGAS.

“Endurecimiento acelerado del hormigón con vistas a los ensayos rápidos de control”, por A. BERIO.

“Cúpula prefabricada para el anillo “Adone” de los laboratorios del CNEN, en Frascati (Roma)”, por C. CESTELLI GUIDI y A. GIUFFRÈ.

“Características que deben reunir los alambres para hormigón pretensado”, por F. J. JIMÉNEZ ATIENZA.

“Normas polacas para el cálculo de las estructuras construidas a base de grandes paneles. Principios de los métodos de cálculo”, por B. LEWICKI.

“Notas de la F.I.P.”, núms. 1, 2, 3 y 4.

Referencias bibliográficas de las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.

Núm. 85: “Método directo para calcular secciones compuestas en hormigón pretensado”, por YU-LIN WANG.

“La viga PREFLEX”, por L. BAES y A. LIPSKI.

“Tratamientos térmicos del hormigón”, por J. CALLEJA.

“Detalles de las uniones entre piezas prefabricadas de hormigón pretensado, en edificación”. Comisión del P.C.I. para el estudio de las uniones entre piezas.

“Notas de la F.I.P.”, núms. 5, 6 y 7.

Referencias bibliográficas de las revistas recibidas en la Asociación a través del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P.

Independientemente, se ha continuado trabajando, como ya se ha dicho, en la recopilación de los datos necesarios para preparar la publicación especial en la que habrán de describirse las obras de hormigón pretensado construidas en España hasta la fecha, sobre las cuales se nos facilite adecuada documentación.

3. Otras actividades.

Prescindiendo de los trabajos realizados con vistas a la organización de los Simposios Técnicos Internacionales de la F.I.P. que, según hemos comentado, se celebrarán en Madrid en junio del corriente año 1968, cabe destacar, como más interesantes, los siguientes:

En enero de 1967, se recibió en la Asociación el texto de la propuesta sobre "Recomendaciones prácticas para el cálculo y construcción de estructuras de hormigón pretensado", redactada por el Comité Mixto FIP-CEB. En el escrito que acompañaba a dicha propuesta, se solicitaba el rápido envío de un informe completo sobre la misma, con indicación de las modificaciones, adiciones o supresiones que a juicio de la Asociación procedía introducir en ella. A la vista de éste y de los demás informes recibidos de los distintos grupos nacionales afiliados a la F.I.P., el Comité Mixto antes citado procedería a la redacción definitiva de dichas Recomendaciones, para su aprobación con el carácter de unas normas internacionales sobre hormigón pretensado, en forma análoga a las que para hormigón armado, han sido ya publicadas por el Comité Europeo del Hormigón.

La Comisión Permanente de la A.E.H.P., comprendiendo la importancia que para la evolución y expansión de los materiales y sistemas nacionales utilizados en la técnica del pretensado podían tener estas normas de carácter internacional, distribuyó copias del articulado de dichas Recomendaciones, entre todos los asociados, con el fin de que le enviaran sus observaciones, objeciones y propuestas de modificación. Con las contestaciones recibidas, y después de un detenido estudio, se redactó un informe con las rectificaciones que, a juicio de la Asociación Española, debían introducirse en el texto sometido a consulta. Este informe fue presentado por el Sr. Torroja, Vicepresidente de la A.E.H.P., en el curso de las reuniones a tal efecto celebradas por la F.I.P., en Venecia, en abril de 1967. Algunos otros grupos nacionales enviaron también sus informes. Todos ellos fueron ampliamente discutidos y la mayor parte de las modificaciones propuestas fueron tomadas en consideración y aprobadas.

A lo largo del año que se comenta y en relación con la distribución de libros extranjeros de señalado interés para la técnica del pretensado, se repartieron, con sensibles descuentos, los siguientes:

- 91 ejemplares de la publicación de la ANICAP "Realizaciones italianas en hormigón pretensado. 1962-1966";
- 47 ejemplares del libro "Medio siglo de la técnica francesa del pretensado";
- 51 ejemplares del libro "Memorias del Simposio sobre calidad del hormigón".

Se distribuyeron también, con un descuento del 25 por 100, numerosos ejemplares de la versión en español del libro del Prof. Leonhardt "Hormigón pretensado. Proyecto y construcción", editado por el Instituto Eduardo Torroja, y se pasó oferta de la publicación "Memorias del V Congreso Internacional de la Industria de Prefabricados del Hormigón", del cual se recibieron 17 peticiones de la versión inglesa y 68 de la francesa que, a fines de 1967, estaban aún pendientes de distribución por no haberse recibido los correspondientes volúmenes.

A partir de primeros del año 1967, la F.I.P. edita, con el título de "Notas de la F.I.P." unos boletines mensuales informativos, en los que se recogen las principales novedades internacionales relativas a la técnica del pretensado. De estos boletines se reciben en la

Asociación varios ejemplares, que se distribuyen entre los Colegios Profesionales de Ingenieros y Arquitectos, Escuelas Técnicas y principales revistas especializadas en temas de ingeniería y arquitectura. Además, en los sucesivos números de HORMIGÓN Y ACERO se incluye la traducción al español de las referidas "Notas de la F.I.P.". Se intenta así conseguir la mayor difusión de estas noticias y, en general, de la técnica del pretensado, lo cual constituye uno de los fines primordiales de la Asociación, como ya se ha dicho.

A propuesta de M. Dumas, Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre "Durabilidad de las obras construidas en hormigón pretensado", se realizó una encuesta entre los miembros de la Asociación solicitando datos sobre el comportamiento, a lo largo del tiempo y en los diversos ambientes, de las estructuras pretensadas. Desgraciadamente, y pensemos que por falta de tiempo, han sido muy pocas las contestaciones recibidas. Y es lástima porque el tema era realmente interesante y, teniendo en cuenta el carácter anónimo e internacional de la encuesta, las conclusiones que de ella se obtengan han de ser francamente aleccionadoras. Nunca insistiremos bastante en el enorme poder educativo que tiene el conocimiento de los fallos más o menos importantes que puedan haberse producido, de las cosas que no han salido todo lo bien que se esperaba. Si interesante es conocer los éxitos, tanto o más lo es saber qué no se debe hacer, en qué circunstancias una práctica generalmente aceptada puede conducir a resultados poco satisfactorios, los perjuicios que ciertas condiciones ambientales adversas pueden ocasionar en una estructura determinada y las precauciones que, en tales casos, deben adoptarse para evitarlos. Por suerte, y en ello debíamos meditar, no en todos los países andan tan agobiados de tiempo y existen tantos prejuicios como en el nuestro y la encuesta, a pesar de la falta de datos españoles, ha dado sus frutos que, poco a poco, iremos conociendo. De momento, en otro lugar de este mismo número de nuestra revista, se incluyen las dos primeras "Recomendaciones" que, a la vista de las contestaciones recibidas, ha publicado la Comisión de Durabilidad de la F.I.P.

Finalmente, se estima conveniente dejar constancia de que en el mes de octubre de 1967, empezaron a celebrarse, periódicamente, en los locales del Instituto Torroja, unas reuniones para redactar unas Normas de Calidad para todo tipo de forjados, que regularán, no sólo su fabricación, sino también su puesta en obra y los ensayos a que deben someterse. En dichas reuniones colaboran varios de los miembros de la Asociación interesados en el tema, y como uno de los documentos de base se han adoptado las "Normas H.P.1-60 para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado", editadas por la A.E.H.P.

* * *

Hasta aquí el índice de lo hecho y de los principales temas en marcha. El año 1968 se abre como el de los Simposios Técnicos Internacionales de la F.I.P., en Madrid. El conseguir que sean un éxito constituye nuestro fundamental objetivo en la actualidad. No queremos hablar de otros proyectos. Ya habrá ocasión para ello más adelante. Deseamos, únicamente, dejar constancia de nuestro agradecimiento a todos cuantos, con su apoyo y generosa colaboración, hacen posible que nuestra Asociación Española del Hormigón Pretensado continúe su marcha ascendente, con paso firme, dentro del ámbito nacional y, como lógica consecuencia, vea afirmada su personalidad y acrecentada su influencia más allá de nuestras fronteras. Podéis tener la seguridad de que con vuestro aliento, con vuestra ayuda, todo, incluso lo más difícil, habremos de conseguirlo. — R. P.

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

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 en tela, brillantemente presentado, de $10 \times 26,5$ 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 José 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.

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 ellas aparecen, entre otros, los trabajos que en esta nota se comentan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido al español.

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

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

Revista *Prestressing*, vol. 9, núm. 3, julio 1967.

1. "Proyecto y construcción del puente Tamagawa", por Y. NISHINO y K. YANAGIDA (en japonés).

Sinopsis: Se trata de un puente de vigas en T, simplemente apoyadas, algunas de las cuales son prefabricadas y otras construidas *in situ*. Todas ellas se enlazan después rígidamente, entre sí, en obra. Las vigas fabricadas *in situ* van pretensadas longitudinalmente con cables de 12 alambres de 12,8 mm de diámetro, mediante el sistema Freyssinet, y transversalmente empleando el sistema MDC, con cables de 12 alambres de 7 mm.

Las vigas prefabricadas se construyeron en un lugar próximo a la obra. Una vez llevadas a su posición definitiva, se unieron rígidamente a las construidas *in situ*, hormigonando las juntas e introduciendo, finalmente, un pretensado secundario, obteniéndose así una estructura perfectamente monolítica.

2. "Construcción, mediante vigas de hormigón pretensado, de un puente ferroviario sobre el río Shimo Ussui, en la línea principal de Shinetsu", por S. TAKAHASHI y T. TANAKA (en japonés).

Sinopsis: El artículo describe la construcción de un puente de una sola vía sobre el río Shimo Ussui, entre Gunma-Yawata y Annaka como enlace entre los dos tramos adyacentes de la línea férrea principal de Shinetsu, de doble vía.

3. "Resistencia a torsión de las vigas de hormigón pretensado sometidas a la acción combinada de flexión y torsión", por S. KAMIYAMA y M. EBARA (en japonés).

Sinopsis: El comportamiento y el mecanismo de rotura de las vigas de hormigón pretensado es bastante complicado cuando sobre ellas actúan, simultáneamente, solicitaciones de flexión y torsión. Utilizando una maquinaria adecuada capaz de aplicar, por separado, mo-

mentos flectores y de torsión, se realizaron ensayos sobre vigas de hormigón pretensado, pre-flectadas, con el fin de obtener información sobre los siguientes puntos: deformación por torsión de vigas fisuradas y no fisuradas; distribución de las deformaciones en la superficie de la viga, y resistencia a rotura por torsión y mecanismo de rotura de dichas vigas.

4. "Proyecto y construcción del puente de Setagawa", por I. NOGUCHI y otros (en japonés).

Sinopsis: El puente ha sido construido sobre el río Seta con objeto de dar paso a la carretera que enlaza Kusatsu y Kyoto.
En este artículo se describe su proyecto y construcción.

5. "Proyecto del puente Ogon", por M. SATO e Y. KAWAHATA (en japonés).

Sinopsis: Este puente, de hormigón pretensado, de estructura en viga cajón continua, ha sido construido en la nueva carretera de Hiroshima. En este artículo se estudia su comportamiento a flexión, torsión, esfuerzo cortante, etc.

6. "Cálculo y construcción del emparrillado de vigas de hormigón pretensado que forman el forjado del aula de Físicas de la Universidad Católica Internacional", por K. MASUDA y otros (en japonés).

Sinopsis: El forjado está constituido por un emparrillado de vigas pretensadas. En el artículo se describe el cálculo y la ejecución de dicho forjado.

Revista *Prestressing*, vol. 9, núm. 4, octubre 1967.

7. "Informe de la conferencia sobre vasijas de presión, en hormigón pretensado, para centrales nucleares", por S. INOMATA (en japonés).

Sinopsis: El artículo expone, a grandes rasgos, los problemas discutidos durante las sesiones de dicha conferencia, celebrada en Londres del 13 al 17 de marzo de 1967.

8. "Influencia de la temperatura en las armaduras para hormigón pretensado", por A. NAKAGAWA y otros (en japonés).

Sinopsis: En las estructuras de hormigón pretensado y, especialmente, en las piezas con armaduras pretensas, los alambres quedan expuestos a los efectos de la temperatura ambiente hasta que se procede al hormigonado.

Sobre dichos efectos se realizó un estudio sometiendo los alambres a un esfuerzo de pretensado igual al 60, 70 y 80 por 100 de su tensión de rotura, y a temperaturas variables desde -50° C. a $+50^{\circ}$ C.

En el artículo se exponen los resultados obtenidos.

9. "Construcción de pilas de hormigón pretensado, mediante bloques prefabricados, en la autopista número 3 de Tokio", por M. ONDA y otros (en japonés).

Sinopsis: La autopista número 3 de Tokio, que entrará en servicio en otoño de 1967, está destinada a ser la vía principal que una Shibuya y Kasumigaseki, en el centro de Tokio. El artículo informa sobre la construcción de las pilas, de hormigón pretensado, en las que se utilizaron bloques prefabricados.

10. "Ensayos realizados durante la construcción de la autopista de Tokio", por K. TUNO y H. KANEMITU (en japonés).

Sinopsis: Este artículo, continuación de otro publicado en el número 1 del volumen 9 de esta misma revista, informa sobre el resultado de los distintos ensayos de fluencia, deformación, etcétera, realizados durante la ejecución de la obra.

11. "Construcción de pavimentos de hormigón pretensado, en Ura-Moji, al norte de la ciudad de Kyushu", por S. TAKAMATU (en japonés).

Sinopsis: Descripción del proyecto y construcción de un pavimento de hormigón pretensado, de 500 m de longitud y 16 m de anchura. El pavimento va postensado longitudinal y transversalmente.

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

Revista *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 12, núm. 4, agosto 1967.

12. "Resistencia al esfuerzo cortante de placas planas, de hormigón ligero pretensado", por J. B. GROW y M. D. VANDERBILT.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados sobre 10 probetas postensadas, construidas con áridos expansivos. Las probetas eran de 0,27 m² y 76 mm de espesor. Se estudia su comportamiento a fisuración; el diagrama carga-deformación; la variación de esfuerzos en los cables de pretensado en función de la carga, y el tipo de rotura. Se comparan las resistencias obtenidas en los ensayos con las calculadas aplicando diversas fórmulas empíricas.

13. "Placas planas pretensadas, de espesor variable, utilizadas en la construcción del Chase Stone Center", por E. VERNON KONKEL.

Sinopsis: Se describe el proyecto y construcción de una placa plana, de tipo especial, que constituye la cubierta del aparcamiento subterráneo, con capacidad para 900 coches, del Chase Stone Center.

La placa tiene 60 cm de espesor sobre soportes y 18 cm en el centro del vano; su intradós adquiere el aspecto de un paraboloide hiperbólico, en tanto que su cara superior es plana. La placa va pretensada y la solución adoptada resultó muy económica.

14. "Evolución de las pilas pretensadas, para reactores nucleares, en Europa y Estados Unidos", por F. GERMAIN.

Sinopsis: Se dan detalles de una pila de hormigón pretensado, con destino al reactor nuclear denominado St. Laurent I, que es el último construido en Francia. Es un cilindro vertical de 36,5 m de altura y 18 m de diámetro interior, con una sección exterior hexagonal. Su espesor oscila entre 4,7 y 5,5 m.

Continúa el artículo con una descripción de algunas otras instalaciones de este tipo realizadas en Estados Unidos y en Europa (principalmente Inglaterra y Francia), y se hacen algunas consideraciones prácticas sobre este tipo de estructuras. Finalmente se señalan aquellos extremos que, en relación con estas estructuras, deben aún ser investigados.

15. "Vigas en T de alma aligerada", por H. S. RAGAN y J. WARWARUK.

Sinopsis: En este artículo se comenta un estudio experimental realizado sobre vigas en T, de hormigón pretensado de alma aligerada. Del resultado de estos ensayos se deduce un método para el cálculo de las vigas en T con grandes huecos en el alma.

Revista *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 12, núm. 5, octubre 1967.

16. "Resistencia y comportamiento de los elementos de hormigón pretensado con armaduras no adheridas", por H. BURNS y D. M. PIERCE.

Sinopsis: Se exponen los resultados de los ensayos realizados sobre 15 elementos de hormigón pretensado, con armaduras no adheridas, y de sección transversal de dos tipos distintos: secciones nervadas y secciones en I. En todos los casos se colocaron también armaduras adheridas para conseguir una distribución uniforme de las fisuras en el hormigón. Se estudia el comportamiento y la resistencia de las distintas vigas ensayadas. Los resultados obtenidos se comparan con los valores calculados de acuerdo con las normas ACI.

17. "Forjados reticulares, de 75 cm de espesor, con 16 m de voladizo", por J. D. GILLUM.

Sinopsis: En un banco construido en Ft. Collins (Colorado) se utilizaron forjados constituidos por placas que se apoyan únicamente en el centro de cada lado. El proyecto de estas placas presentó problemas muy especiales, que se comentan en el presente artículo. También se indica el procedimiento constructivo utilizado y se dan detalles sobre el costo de la estructura.

18. "Informe de la Comisión de la F.I.P. sobre Prefabricación", anónimo.

Sinopsis: En este informe, presentado al V Congreso Internacional de la F.I.P., se resumen catorce comunicaciones que tratan diversos aspectos de la prefabricación de elementos de

hormigón pretensado, tales como: materiales utilizados, técnicas de fabricación, consideraciones de cálculo, efectos de la fisuración originada por las tensiones iniciales en la zona de compresión de las piezas, etc.

19. "Estudio sobre los aceros para pretensado", por W. PODOLNY.

Sinopsis: El artículo expone las propiedades de los alambres y cables de acero utilizados para el pretensado, cómo se fabrican y algunos de los estudios que la industria siderúrgica está realizando con el fin de mejorar las características de estos materiales, en relación, especialmente, con lo relativo a la fluencia, relajación, corrosión e influencia de las temperaturas elevadas en sus propiedades mecánicas.

20. "Construcción de puentes de hormigón pretensado para carretera, en Montreal", por B. LAMARRE.

Sinopsis: Se comenta el empleo, cada vez más extendido, del hormigón pretensado en la construcción de puentes para carreteras, en Quebec, a partir del año 1957. Se informa sobre el cálculo y construcción de cuatro importantes obras construidas en la zona de Montreal: el puente de Champlain, el puente túnel de Lafontaine, los puentes de la autopista Bonaventure y el puente de Nuns' Island.

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 8, agosto 1967.

21. "Ganadores de los premios concedidos por el PCI en 1967", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 9, septiembre 1967.

22. "Proyecto de un edificio de hormigón pretensado", anónimo.

Revista *PCI tems*, vol. 13, núm. 10, octubre 1967.

23. "Estructuras, de hormigón pretensado, para aparcamientos", anónimo.

Folleto: Propuesta de "Recomendaciones prácticas para la inyección de armaduras postesas", por Prestressed Concrete Manufacturers Association of California, INC., y Western Concrete Reinforcing Steel Institute.

24. Sinopsis: En estas normas se regula cómo deben prepararse los materiales y las piezas antes de iniciar la inyección, los materiales que deben utilizarse, los equipos de inyección, los ensayos y la operación de inyectado.

Publicaciones enviadas por la "Agrupación Mexicana del Presfuerzo", México.

Separata de la revista *I.M.C.Y.C.*, vol. 2, núm. 10, septiembre 1964.

25. "Primeros tanques de concreto presforzado en México", por F. GARZA MERCADO.

Sinopsis: Se describen los aspectos constructivos de dos depósitos cilíndricos de hormigón, pretensados mediante una hélice continua de alambre colocado mediante una máquina especial, cuyos detalles se indican. El hormigonado de los muros se efectuó utilizando encofrados deslizantes y el alambre de pretensado se recubrió con una capa de gunita. El comportamiento de estos depósitos ha sido totalmente satisfactorio.

Separata de la revista *I.M.C.Y.C.*, vol. 2, núm. 11, noviembre 1964.

26. "Las técnicas modernas de presfuerzo y de prefabricación en concreto reforzado", por Y. SAILLARD.

Sinopsis: Se hace una breve descripción de los sistemas Freyssinet, BBRV y SEEE de pretensado. También se incluyen varios ejemplos de obras excepcionales que han podido ser construidas gracias al empleo del pretensado. Se destacan las grandes ventajas que se obtienen al combinar el pretensado y la prefabricación en la construcción de estructuras de hormigón.

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

Separata de la revista *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, octubre 1967, núm. 238.

27. "Estudio de la distribución de tensiones en la zona de anclaje de las vigas pretensadas", por K. THIEL y J. L. ZIELINSKI.

Sinopsis: Mientras la mayor parte de los ensayos realizados hasta la fecha sobre la distribución de esfuerzos en la zona de anclaje de los elementos pretensados, se han llevado a cabo en laboratorio, las medidas que sirven de base al presente estudio han sido realizadas *in situ*, sobre vigas cuyas zonas de anclaje fueron proyectadas de acuerdo con los métodos normales.

Las piezas ensayadas eran una vigas en T del puente pretensado sobre el Oued Nefikh, en Marruecos, y en ellas se ha estudiado la distribución y la magnitud de las deformaciones y de los esfuerzos en la zona de anclaje.

Dichos ensayos han demostrado la influencia de la presencia de armaduras en la zona de anclaje y han permitido explicar, en parte, las diferentes opiniones sobre la validez de los distintos métodos utilizados para el cálculo de dichas zonas.

Separata de la revista *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, noviembre 1967, núm. 239.

28. "Losas doblemente pretensadas", por T. TASSIOS y P. ACHIMASTOS.

Sinopsis: El problema de las losas pretensadas en dos direcciones es cada vez más frecuente en la técnica actual de la construcción. En el presente trabajo se resumen los resultados obtenidos en la investigación realizada por los autores sobre este tema, estudiándose especialmente los siguientes puntos:

- consideración exacta de la forma de la "superficie de pretensado", formada por los cables en dos direcciones;
- necesidad de tener en cuenta las componentes de segundo orden;
- preparación de tablas numéricas para algunos casos prácticos;
- consideración del problema en fase de rotura;
- examen del problema desde el punto de vista económico.

Publicaciones enviadas por el "Australian Prestressed Concrete Group", Australia.

Folleto: "Segundo informe parcial del Comité para el estudio del curado al vapor, a baja presión", por el Comité, febrero 1967.

29. Sinopsis: Los factores que más influyen en los resultados obtenidos con los procedimientos de curado al vapor son las edades del hormigón al iniciarse cada una de las etapas que constituyen el ciclo de curado y las temperaturas aplicadas en cada una de ellas. Estos temas constituyen la parte fundamental del estudio que se describe en el presente folleto. De los resultados obtenidos se deducen unas normas para el curado al vapor de las piezas de hormigón, normas que se incluyen al final del folleto que se comenta.

Folleto: "La inyección de las vainas para las armaduras de pretensado, en el Teatro de la Opera de Sydney", por J. G. NUTT y O. ARUP, agosto 1967.

30. Sinopsis: El objeto de este trabajo es informar sobre un cierto número de técnicas de inyección experimentadas durante la construcción del edificio de la ópera de Sydney, algunas de las cuales son de gran originalidad. Se discute su eficacia teniendo en cuenta los problemas que se presentaron durante su utilización.

Folleto: "Detalles de uniones entre elementos de hormigón, prefabricados y pretensados", por el *Australian Prestressed Concrete Group*.

31. Sinopsis: El objeto fundamental de este manual es ayudar a los ingenieros y arquitectos en la elección de los tipos de juntas, más convenientes en cada caso, para el enlace entre elementos prefabricados y pretensados de hormigón. No se trata, en ningún modo, de un manual de cálculo. Los tipos de unión que se estudian son: soporte con cimentación; vigas con soportes; viguetas con vigas y vigas con muros.

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

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*.

32. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2241-2300.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*

33. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2301-2360.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*.

34. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2361-2420.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*.

35. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2421-2480.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts*

36. "Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado". Fichas números 2481-2540.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Rusa del Hormigón Pretensado", Rusia.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 9, 1967.

37. "El hormigón en la construcción de silos", por A. B. KOULAKOVSKY (en ruso).
38. "Estudio de la resistencia a fisuración y la deformabilidad de las estructuras monolíticas construidas a base de elementos prefabricados y pretensados de hormigón", por A. E. KOUZMITCHOV (en ruso).
39. "Nuevos métodos electroquímicos y electroacústicos para la observación y control de los procesos de endurecimiento del hormigón", por A. M. VINITSKY (en ruso).

Revista *Hormigón y Hormigón Armado*, núm. 10, 1967.

40. "Aumento de la resistencia del hormigón curado al vapor, a las temperaturas negativas", por S. A. MIRONOV y otros (en ruso).
41. "Factores que influyen en los procesos de calentamiento eléctrico del hormigón de las estructuras sometidas a temperaturas inferiores a los 0°", por B. A. KYLOV y V. D. KOPYLOV (en ruso).
42. "Influencia de las temperaturas negativas en la resistencia y las características elásticas y plásticas del hormigón", por V. M. MOSKVINE y otros (en ruso).
43. "Hormigones de gran resistencia a las heladas", por E. A. VINOGRADOV (en ruso).

Publicaciones enviadas por la "Assoziacione Nazionale Italiana del Cemento Armato Precompresso", Italia.

Revista *Bollettino di Informazioni*, núm. 3, septiembre 1967.

44. "Pilas de hormigón pretensado para reactores nucleares", por P. PINTO.

Sinopsis: Se justifican las razones por las cuales se ha generalizado el empleo del hormigón pretensado en la construcción de pilas para reactores nucleares, especialmente en Inglaterra y Francia. Se indica también que, por facilidad de construcción y para poder dar a las armaduras de pretensado un trazado sencillo, la forma más conveniente de estas pilas es un volumen interior cilíndrico, con una superficie exterior cilíndrica o prismática. Como ejemplo, se citan los reactores nucleares E.D.F.3 y E.D.F.4 recientemente construidos en Francia. El artículo incluye una descripción detallada de los problemas de cálculo, tecnológicos y constructivos que se presentaron durante la construcción de los dos citados reactores.

Publicaciones enviadas por el "Grupo alemán del pretensado", Alemania.

Revista *Dywidag-Berichte*, núm. 4, septiembre 1967.

45. "Nuevos avances en los métodos de pretensado y en la construcción de puentes de hormigón", anónimo.

Sinopsis: La aplicación de la técnica del hormigón pretensado a la construcción de puentes, se va extendiendo cada vez más. En la actualidad, muchos de los tipos de puente que antes estaban reservados, casi exclusivamente, a la construcción metálica, se construyen en hormigón pretensado, aprovechando los nuevos métodos constructivos desarrollados por esta técnica y en especial los de construcción por voladizos sucesivos, sin necesidad de cimbras. En el artículo se describen los diversos tipos de armaduras utilizadas en la construcción de estos puentes por el sistema Dywidag, los encofrados, cada vez más perfectos, que se emplean en la técnica de construcción en voladizo y diversos ejemplos de puentes construidos utilizando estos métodos.

Revista *Deutsche Bauzeitschrift*, núm. 10, 1967.

46. "Construcciones en hormigón y hormigón pretensado", anónimo.

Sinopsis: Se describen diferentes tipos de obras construidas en hormigón pretensado.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Sueca del Pretensado", Suecia.

Folleto: "Autopista elevada de circunvalación en Tegelbacken, Estocolmo (en sueco).

47. Sinopsis: Se describen las diversas obras que constituyen esta autopista, construida para desviar el tráfico por el centro de la ciudad de Estocolmo.

Folleto: "La autopista de Essinge", anónimo, agosto 1966 (en sueco).

48. Sinopsis: Para desviar el tráfico por el centro de la ciudad de Estocolmo, se ha aprobado un plan de autopistas de circunvalación, una de las cuales es la de Essinge, que pondrá en comunicación los distritos residenciales del sur de la ciudad con la zona central de comercios y oficinas. En la primera etapa se construirán cerca de 5 km de autopista, de los cuales más de la mitad serán de puentes o viaductos.

En el presente folleto se describen los diversos puentes de esta autopista, la mayoría de los cuales han sido construidos en hormigón pretensado.

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

Revista *Concrete*, vol. 1, núm. 9, septiembre 1967.

49. "Conectores de vigas mixtas hormigón-acero para puentes", 1.^a parte, por R. J. MAINSTONE y J. B. MENZIES.

Sinopsis: Los conectores dispuestos para absorber el esfuerzo cortante que se desarrolla en la unión entre las vigas de acero y las losas de hormigón que constituyen la estructura de los puentes mixtos, se encuentran, además, sometidos a esfuerzos de fatiga, capaces de originar su rotura.

En este artículo se describen 83 ensayos realizados en la Building Research Station sobre tres tipos distintos de conectores, con el fin de estudiar su resistencia a la acción combinada del esfuerzo cortante y la fatiga.

50. "Rampas de hormigón", anónimo.

Sinopsis: El empleo, cada vez más generalizado, de aparcamientos elevados o subterráneos ha incrementado sensiblemente la construcción de rampas para que los vehículos puedan alcanzar las distintas plantas de dichos aparcamientos.

En este artículo se describen varias de estas rampas, entre las que destaca la de Ipswich, de trazado helicoidal. Esta rampa se apoya en vigas prefabricadas de hormigón pretensado, de sección transversal en T invertida, que arrancan radialmente de un soporte central y se apoyan, en el otro extremo, en el muro periférico de la estructura.

51. "Ensayos a esfuerzo cortante, sobre conectores constituidos por espárragos soldados", por C. DAVIES.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados, sobre modelos a escala 1 : 2 para determinar la resistencia a esfuerzo cortante de conectores constituidos por espárragos, soldados al perfil metálico, en vigas mixtas hormigón-acero. En los 20 ensayos realizados se determina la influencia de la resistencia del hormigón y del número y disposición de los conectores.

Revista *Concrete*, vol. 1, núm. 10, octubre 1967.

52. "Cimentaciones de máquinas vibrantes", por K. IRISH y W. P. WALKER.

Sinopsis: Se resumen las diversas normas existentes para el cálculo de este tipo de estructuras y se incluyen unas tablas, deducidas de dichas normas, que pueden ser utilizadas, en la práctica, para el cálculo directo.

53. "Hormigonado en invierno: normas y control de calidad", por T. N. W. AKROYD.

Sinopsis: Tres son los problemas fundamentales que se presentan en el hormigonado en tiempo frío. Estos son: las prescripciones técnicas esenciales para asegurar el fraguado y endurecimiento del hormigón; la necesidad de disponer de un ambiente de trabajo adecuado, y la obligación de conseguir un precio económico. En el presente artículo se discuten estos tres temas con vistas a la preparación de unas normas para el hormigonado en tiempo frío y de un plan para el control de calidad de estas operaciones.

54. "Conectores de vigas mixtas hormigón-acero para puentes", 2.^a parte, por R. J. MAINSTONE y J. B. MENZIES.

Sinopsis: En este artículo, continuación del publicado en el número 9 anterior, de la misma revista, se describen otros nueve ensayos realizados sobre vigas mixtas de hormigón-acero, enlazadas mediante conectores de los mismos tipos descritos en el artículo anterior.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 74, julio-septiembre 1967.

55. "Edificios de las Universidades de Liverpool y Leicester", anónimo.

Sinopsis: Descripción de dos nuevos edificios universitarios recientemente construidos. Uno de ellos, el centro deportivo de la Universidad de Liverpool, es de hormigón pretensado. Las columnas que soportan la cubierta de este edificio van también pretensadas.

56. "Fluencia del hormigón sometido a esfuerzos axiales y biaxiales, a temperaturas elevadas", por S. ARTHANARI y C. W. YU.

Sinopsis: Se estudian brevemente los efectos de la retracción y fluencia, en el hormigón sometido a elevadas temperaturas. Se describen los ensayos realizados para determinar el efecto Poisson en probetas de hormigón a elevada temperatura, bajo tensiones monoaxiales y biaxiales.

57. "Estudio de los efectos de la fluencia y retracción, en las piezas de hormigón pretensado sometidas a temperaturas crecientes", por S. ARTHANARI y C. W. YU.

Sinopsis: Se discute la influencia de los efectos producidos por la fluencia y retracción, en estructuras anulares de hormigón pretensado y se deducen fórmulas para el cálculo de la variación de tensiones y de las deformaciones, a lo largo del tiempo, en vigas de hormigón pretensado sometidas a temperaturas crecientes. Se obtiene la conclusión de que, un precalentamiento de las piezas, resulta muy conveniente desde el punto de vista de los fenómenos de fluencia.

58. "Resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón pretensado, de sección rectangular", por S. K. OJHA.

Sinopsis: Se indica un método para el cálculo a esfuerzo cortante de las vigas rectangulares, de hormigón armado y hormigón pretensado, sometidas a una o dos cargas puntuales. Se propugna un nuevo tipo de rotura para la zona de compresión del hormigón y se compara con las propuestas de otras hipótesis. En este método, la inclinación de las fisuras por esfuerzo cortante, ha sido introducida como variable independiente. Los resultados obtenidos en los cálculos realizados de acuerdo con esta teoría coinciden, satisfactoriamente, con los registrados en los ensayos.

Folleto: *Habitat*, por M. SAFDIE y J. KOMOCKI (enviado por la Cement and Concrete Association).

59. Sinopsis: En la actualidad, el concepto del "Habitat" como solución idónea para resolver el problema de la vivienda en las ciudades con gran densidad de población, ha adquirido una gran importancia.

En el presente trabajo se hace un estudio de esta solución enfocándola, especialmente, desde el punto de vista de la prefabricación industrializada.

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

Libro: *Informe presentado por la RILEM-CRC*, septiembre 1965 (editado por la Cement and Concrete Association).

60. "Corrosión de armaduras en el hormigón", por el Comité Técnico de la RILEM.

Sinopsis: Informe de la reunión celebrada en Wexham Springs, Slough (Inglaterra), del 6 al 9 de septiembre de 1965. Una vez expuestos los diferentes problemas que plantea la corrosión de las armaduras en las estructuras y piezas de hormigón, se formulan algunas recomendaciones prácticas para la reducción del peligro de la corrosión.

notas de la F.I.P.

n. 8, noviembre 1968

SIMPOSIOS TECNICOS INTERNACIONALES DE LA F.I.P. - MADRID - JUNIO 1968

Programa provisional.

(Nota de la redacción de HORMIGÓN Y ACERO. — En las notas de la F.I.P., cuya traducción a continuación se incluye, se reproduce el programa provisional de los referidos Simposios, inicialmente aprobado. Como quiera que dicho programa fue distribuido en su día entre todos nuestros asociados, no se estima oportuno volverlo a reproducir aquí.)

RESUMEN DEL INFORME PRESENTADO POR MR. A. J. HARRIS, PRESIDENTE DE LA "COMISION DE LA F.I.P. SOBRE METODOS PARA LA OBTENCION DE HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA", AL CONSEJO ADMINISTRATIVO DE LA F.I.P., DURANTE LA REUNION CELEBRADA, EN VENECIA, EL VIERNES 14 DE ABRIL DE 1967

Mr. Harris dividió su informe en tres partes, en cada una de las cuales se refirió a los temas que a continuación se mencionan:

- a) Objetivos que se ha propuesto la Comisión.
- b) Métodos para alcanzar dichos objetivos.
- c) Trabajos futuros que la Comisión tiene en proyecto.

Con relación a los objetivos de la Comisión, Mr. Harris inició su informe haciendo un breve resumen del desarrollo de los hormigones de alta resistencia. Hace unos veinte años, cuando puede decirse que realmente empezó el rápido desarrollo del hormigón pretensado, se produjo un brusco incremento de la resistencia de los hormigones obtenidos, pasándose de una resistencia media de 250-300 kg/cm² a la de 400-450 kg/cm². Este aumento tuvo como causa el que en la teoría básica del hormigón pretensado se exigía que la resistencia de los hormigones utilizados fuese de este orden de magnitud. Desde entonces, poco o nada ha sido lo que se ha progresado en las resistencias supuestas en los proyectos.

El nuevo valor de 1 000 kg/cm² se ha elegido, fundamentalmente, por resultar notablemente superior a los que las actuales técnicas constructivas normalmente utilizadas

proporcionan. Los hormigones de esta resistencia deben considerarse, virtualmente, como un nuevo material y como tales deben ser estudiados y experimentados.

Los métodos para obtener tales hormigones están basados, generalmente, en uno de los tres principios siguientes:

1. Aumento de la cohesión entre partículas.
2. Aumento de la compactación de las partículas.
3. Creación de una compresión triaxil en el hormigón.

Teniendo en cuenta que el factor fundamental es la adherencia entre la pasta de cemento y los áridos, un procedimiento para aumentar dicha adherencia consiste en utilizar áridos de cemento, es decir, recurrir al empleo de áridos constituidos por gránulos de cemento Portland o cemento aluminoso, sin moler. En Inglaterra, se han obtenido comercialmente hormigones de resistencias comprendidas entre 1.300 y 1.400 kg/cm² utilizando áridos fabricados con cemento aluminoso.

Análogas resistencias se han alcanzado con clinker de cemento Portland supercalcinado y la Cement and Concrete Association está ensayando áridos constituidos por escorias endurecidas.

Otra posibilidad consiste en recurrir a la adherencia sílice-cal, especialmente cuando los materiales se calientan a la temperatura de 200° C.

También cabe recurrir al empleo de materiales adicionales para aumentar la adherencia. Entre estos materiales pueden citarse las resinas epoxi y el poliestireno. Por desgracia, estos materiales tienen el inconveniente de que resultan excesivamente caros y son poco rígidos.

Compactación.

Mr. Harris opina que el límite del aumento de resistencia que es posible conseguir mediante la compactación y vibración del árido grueso ha sido ya casi alcanzado. En su opinión, para lograr nuevos incrementos del valor de la resistencia, deberá recurrirse a la compactación del árido fino o, incluso, de las propias partículas de cemento. Esta compactación podría obtenerse mediante el empleo de vibraciones ultrasónicas, compactando bajo presión, o combinando ambos procedimientos.

Pretensado triaxil.

De todos es conocido que una compresión transversal del hormigón aumenta notablemente su resistencia en dirección longitudinal. Esta compresión transversal puede conseguirse por muchos procedimientos, incluso introduciendo una armadura transversal la cual, al ser sometida a tracción, produce un pretensado triaxil del hormigón.

Hormigón centrifugado.

Mr. Harris comenta que el hormigón centrifugado posee una resistencia muy elevada; por este método se han alcanzado valores superiores a los 1.000 kg/cm².

En realidad, el hormigón centrifugado, no es más que un ejemplo del procedimiento consistente en combinar la compresión con la vibración.

Valores actuales.

Mr. Harris facilitó los siguientes valores sobre las características físicas y costos de los hormigones de alta resistencia en la actualidad. Utilizando áridos de cemento, constituidos por clinker de cemento aluminoso, se han obtenido hormigones de las siguientes características:

Módulo de elasticidad = 700.000 kg/cm².

Relación agua-cemento = 0,3 — 0,4.

Densidad = 10 % superior a la del hormigón ordinario.

Costos.

El costo normal del hormigón pretensado en Inglaterra, incluyendo moldes, encofrados, operaciones de tesado, etc., puede tomarse igual a: 30 chelines por pie cúbico.
de esta cantidad, corresponde a los materiales: 2,5 chelines.

En el caso de utilizar como árido, granito muy resistente, capaz de proporcionar resistencias de hasta 700 kg/cm², el costo de los materiales se eleva a: 4,7 chelines.

Si se utiliza cemento aluminoso, arena aluminosa y árido de granito, pueden alcanzarse resistencias de 1.200 kg/cm² y el costo de los materiales, en este caso es de: 13,2 chelines.

Por último, utilizando cemento aluminoso y si los áridos gruesos y finos son también aluminosos, se obtienen hormigones de hasta 1.400 kilogramos/cm², pero el costo de los materiales se eleva a: 24,0 chelines.

Por consiguiente, el coste final en este último caso de un hormigón de muy alta resistencia, es aproximadamente, de: 52 chelines por pie cúbico.

Proyectos realizados con carácter experimental.

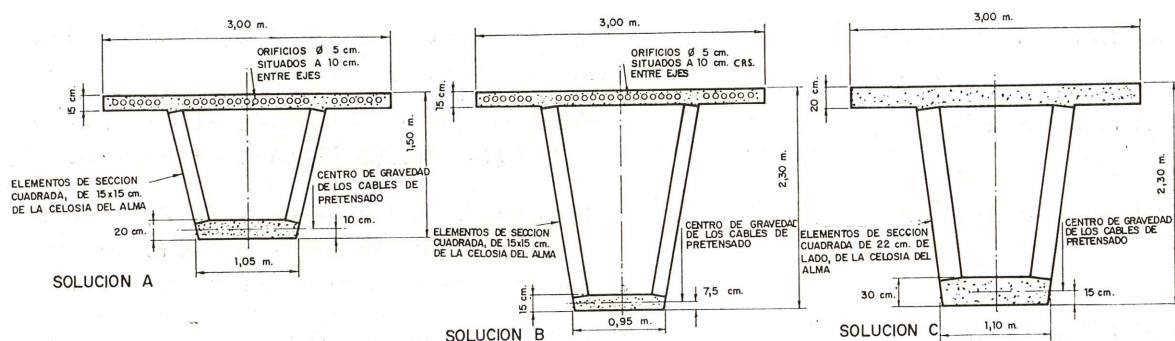
Mr. Harris informa que han realizado, con fines comparativos, el proyecto de una misma estructura, adoptando como resistencia del hormigón dos valores distintos: 400 y 1.000 kg/cm². La estructura proyectada era un puente de carretera de 45 m de luz, calculado para soportar los trenes de carga prescritos por el Ministerio de Transportes británico. En este primer estudio se prescindió del problema de las flechas.

El tipo de estructura elegido consistía en una sección constituida por un ala o cabeza superior, de unos 3 m de anchura y 20 ó 15 cm de espesor (para el hormigón de 400 y 1.000 kg/cm² de resistencia, respectivamente), enlazada a una cabeza inferior, de 1 m de anchura, aproximadamente, y 30 ó 20 cm de espesor, mediante dos almas en celosía formadas por elementos de sección cuadrada de 22 ó 15 cm de arista.

Del cálculo realizado se dedujo que el canto necesario, en cada uno de los dos casos, era 2,3 y 1,5 m., respectivamente. Se comprobó, además, que utilizando el hormigón de alta resistencia, la cantidad de hormigón necesario en las alas podía reducirse en un 50%. Para ello se colocaban unos tubos, como encofrado perdido, que formaban orificios de 5 centímetros de diámetro situados a 10 cm de distancia entre ejes.

La cantidad de acero de pretensado necesario, en ambos casos, era aproximadamente la misma.

Debe señalarse que el hormigón necesario para construir esta estructura podía ser obtenido por cualquiera de los dos procedimientos básicos, es decir, aumentando la adherencia o mediante compresión triaxil. Mr. Harris hace notar también que se podría haber utilizado el mismo canto en ambos casos, lo cual hubiera permitido una sensible reducción en el coste de la armadura de pretensado al emplear el hormigón de alta resistencia. Esta solución es la representada en el esquema b) de la figura.



	Solución a)	Solución b)	Solución c)
Tipo de hormigón.	De alta resistencia.	De alta resistencia.	De resistencia normal.
Resistencia del hormigón.	1.000 kg/cm ²	1.000 kg/cm ²	400 kg/cm ²
Luz del tramo.	45 m	45 m	45 m
Area de la sección transversal media.	7.450 cm ²	6.650 cm ²	11.980 cm ²

Planes para el futuro.

Mr. Harris subrayó que, en la actualidad, se ha llegado a una situación en la cual, para poder realizar algún nuevo avance, resulta imprescindible construir una estructura, preferiblemente un puente, utilizando sólo estos hormigones de alta resistencia.

PROGRAMA DE LAS REUNIONES INTERNACIONALES, DE INTERÉS PARA LA TÉCNICA DEL PRETENSADO, QUE HABRAN DE CELEBRARSE DURANTE EL AÑO 1968

Esta lista sustituye a las anteriormente publicadas. Las fechas que han sido modificadas se señalan con un asterisco.

1968.

- | | |
|--------------------------------------|--|
| Del 21 al 29 de enero. | Exposición Internacional de la Construcción. "CONSTRUCTA 11". Hannover (Alemania Occidental). |
| * Del 28 de enero al 5 de febrero. | Exposición Internacional de la Construcción e Industrias Auxiliares. Bruselas (Bélgica). |
| Del 12 al 18 de febrero. | Reunión del Comité Ejecutivo del C.I.B. Praga (Checoslovaquia). |
| Del 17 al 25 de febrero. | Exposición de la Construcción en Munich. BAU 1968. Munich (Alemania Occidental). |
| Del 26 al 28 de febrero. | Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre aceros para pretensado y del grupo de trabajo de anclajes. Zurich (Suiza) (provisional). |
| Del 2 al 8 de marzo. | Asamblea anual del ACI. Los Angeles (Estados Unidos). |
| El 16 de marzo. | Reunión del Bureau de la RILEM. Madrid (España). |
| 18 y 19 de marzo. | Reunión de la Comisión de la RILEM sobre "Ensayos de cementos y hormigones". Madrid (España). |
| Del 20 al 22 de marzo. | Simposio de la RILEM sobre: "Retracción del hormigón". Madrid (España). |
| Del 1 al 4 de abril. | Coloquio de la RILEM sobre: "Causas físicas y químicas de la fluencia y retracción del hormigón". Munich (Alemania Occidental). |
| Finales de abril-principios de mayo. | Simposio del CEB sobre: "Problemas en la dirección de la investigación". |
| * Del 15 al 17 de mayo. | Simposio de la IASS sobre: "Depósitos y tuberías". Weimar (Alemania Oriental). |
| Del 27 al 29 de mayo. | Asamblea General del CEMBUREAU. Niza (Francia). |
| Del 27 al 29 de mayo. | Congreso Internacional sobre hormigones ligeros. Londres (Inglaterra). |

30 de mayo.	Reunión del grupo de trabajo del CEMBU-REAU sobre: "Estructuras y edificios de hormigón". Londres (Inglaterra).
31 de mayo y 1 de junio.	Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre: "Hormigones ligeros". Londres (Inglaterra).
3 y 4 de junio.	Simposio de la F.I.P. sobre: "Elementos prefabricados de hormigón pretensado". Madrid (España).
5 de junio.	Reunión del Comité Ejecutivo y Consejo Administrativo de la F.I.P. Madrid (España).
5 de junio.	Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre: "Prefabricación". Madrid (España).
6 y 7 de junio.	Simposio de la F.I.P. sobre: "Aceros para pretensado". Madrid (España).
Del 10 al 14 de junio.	V Asamblea Internacional y Exposición de la "Pipes and Pipeline Engineering". Londres (Inglaterra).
Verano 1968.	Simposio del CIB sobre: "Programación de computadores en los procesos constructivos".
Septiembre.	Simposio de la F.I.P. sobre: "Clima y Edificación". Copenhague (Dinamarca).
Septiembre.	Comisión W 4 del CIB: "Climatología". Copenhague (Dinamarca).
Septiembre.	Comisión W 14 del CIB: "Incendios". Londres (Inglaterra).
Del 6 al 11 de septiembre.	Comisión W 1 del CIB: IBCC. Rotterdam (Holanda).
Del 8 al 14 de septiembre.	VIII Congreso de la AIPC. Nueva York (Estados Unidos).
Del 9 al 12 de septiembre.	Reunión del grupo de trabajo sobre: "Ensayos no destructivos del hormigón". Varna (Bulgaria).
Del 17 al 21 de septiembre	XXII reunión del Comité Permanente de la RILEM. Dresden (Alemania Oriental).
Del 23 al 27 de septiembre.	Simposio de la RILEM sobre: "El empleo de productos bituminosos como materiales de construcción en ingeniería". Dresden (Alemania Oriental).
Otoño.	Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre: "Aceros para pretensado" y del grupo de trabajo sobre "Anclajes" (no se ha fijado todavía el lugar de celebración).

Del 4 al 11 de octubre.	Comisión W 40 del CIB: "Transmisión del calor y la humedad". Ottawa (Canadá).
Del 6 al 9 de octubre.	V Simposio Internacional sobre "La química del cemento". Tokio (Japón).
* Del 7 al 16 de octubre.	IV Congreso del CIB. Ottawa (Canadá).
Del 14 al 16 de octubre.	VI Asamblea General del CIB. Wáshington (Estados Unidos).
Del 3 a 8 de noviembre.	Asamblea del ACI. Memphis, Tennessee (Estados Unidos).
1968.	Comisión W 11 del CIB: "Penetración de la lluvia". Holzkirchen (Alemania Occidental) (provisional).
1968.	Comisión W 24 del CIB: IMG.

RELACION DE LAS REUNIONES PREVISTAS PARA LOS AÑOS PROXIMOS

1969.

Del 5 al 7 de marzo.	Asamblea del ACI. Chicago (Estados Unidos).
Del 25 al 28 de marzo.	II Simposio Internacional sobre: "Materiales para la construcción, tratados en autoclave". Hannover (Alemania Occidental).
Primavera.	Comisión W 29 del CIB: "Acabado de superficies de hormigón". Dresden (Alemania Oriental).
Primavera.	Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre: "Aceros para pretensado" y del grupo de trabajo sobre "Anclajes" (no se ha fijado todavía el lugar de celebración).
Del 17 al 23 de mayo.	Congreso del BIBM. Amsterdam (Holanda).
Del 26 al 30 de mayo.	Reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P. Dresden (Alemania Oriental).
Del 2 al 5 de septiembre.	Simposio de la RILEM sobre: "Determinación de la durabilidad del hormigón sometido a la acción de heladas, sulfatos o ácidos". Praga (Checoslovaquia).

1970.

Del 30 de mayo al 6 de junio.	VI Congreso de la F.I.P. Praga (Checoslovaquia).
-------------------------------	--

1974.

	VII Congreso de la F.I.P. Nueva York (Estados Unidos).
--	--

NUEVOS MIEMBROS DE LAS COMISIONES DE LA F.I.P.

Por acuerdo adoptado en la reunión del Consejo Administrativo celebrado en Venecia en abril de 1967, se invitó al grupo nacional de Alemania Oriental a que designase representantes para formar parte en algunas de las Comisiones de la F.I.P. Como resultado de estas gestiones, han sido nombrados miembros de las tres Comisiones de la F.I.P. que a continuación se mencionan, los técnicos que se citan y que no aparecen incluidos en las listas publicadas en las "Notas de la F.I.P." correspondientes a junio-julio de 1967.

Comisión sobre "Resistencia al fuego del hormigón pretensado": Prof. Dipl. Ing. P. Buck (Alemania Oriental).

Comisión sobre "Métodos para obtener hormigones de alta resistencia": Prof. Dr. Ingeniero W. Schulze (Alemania Oriental).

Comisión sobre "Hormigones ligeros pretensados": Dipl. Ing. W. Weise (Alemania Oriental).

FE DE ERRATAS

En las "Notas de la F.I.P." correspondientes a junio-julio de 1967, se omitió por error, en la lista de miembros de la Comisión de la F.I.P. sobre "Prefabricación", el nombre de A. S. G. Bruggeling (Holanda). Tanto A. S. G. Bruggeling como G. Huyghe (Bélgica) son miembros colaboradores de dicha Comisión. Lamentamos este error involuntario.

notas de la F.I.P.

n. 9, diciembre 1967

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO

Reunión celebrada en Praga durante los días 25, 26 y 27 de octubre de 1967.

La Comisión de la F.I.P. sobre durabilidad de las estructuras de hormigón pretensado, se reunió en Praga los días 25, 26 y 27 de octubre de 1967. En ella tomaron parte doce ingenieros de distintos países, bajo la presidencia de Monsieur F. Dumas (Francia).

Los primeros dos días se dedicaron a las sesiones de trabajo y a informar sobre los avances logrados en los estudios realizados sobre los distintos aspectos de la durabilidad. El Prof. R. Baus (Bélgica) presentó dos trabajos de gran interés: "Tensiones límites admisibles en las estructuras de hormigón pretensado" y "Comportamiento a fatiga de las estructuras pretensadas y de sus materiales constituyentes".

Estos trabajos dieron lugar a una animada discusión. Respecto al primero de ellos, se ha preparado un cuestionario que será distribuido, junto con el acta de la reunión, con el fin de intentar progresar lo más posible en el estudio de tan interesante tema.

También se recibió otro informe de Estados Unidos, con el título: "Durabilidad y comportamiento de las vigas de hormigón pretensado. Investigaciones sobre elementos de hormigón con armaduras postesas; progresos logrados hasta julio de 1966". El autor de este trabajo es E. C. Roshore.

Se discutieron los distintos métodos de protección del acero pretensado, incluyendo la protección con resinas epoxi.

Los miembros de la Comisión dedicaron el tercer día a visitar: una planta de fabricación de losas anchas pretensadas, aligeradas, para forjados de pisos, y el puente de Nusle, actualmente en construcción.

Despertó un gran interés el método de fabricación de las piezas para forjados, que tenían 6 m de luz y más de 2,5 m de anchura. Las armaduras de pretensado estaban constituidas por barras normales de acero de alta resistencia, de unos 12 mm de diámetro, que se tensaban por calentamiento eléctrico. Mediante el paso de una corriente eléctrica, se elevaba la temperatura de las barras hasta 350°, con lo cual éstas, al dilatarse, aumentaban de longitud. Fijándolas entonces en los extremos para impedir su posterior acortamiento, las barras, al enfriarse, quedan sometidas a una determinada tensión. Los orificios circulares de aligeramiento de las losas se formaban introduciendo en los moldes

tubos metálicos. El hormigón utilizado era de consistencia muy seca con una relación agua/cemento de sólo 0,35. La losa, una vez moldeada, se sometía a vibración sobre la propia bancada en que se fabricaba y después a un curado al vapor durante seis horas. En la planta de fabricación visitada se termina una pieza cada quince minutos.

El puente de Nusle construido en una de las principales carreteras de acceso a Praga sirve, además, para dar paso al nuevo Metro de dicha capital. Sus tramos principales tienen 116 m de luz y la máxima altura del tablero sobre el terreno es de 40 m. La estructura del puente está constituida por una sección en cajón que se construye saliendo en voladizo por ambos lados de las esbeltas pilas que la soportan. El Prof. Klimes (Checoslovaquia) expuso a los miembros de la Comisión las razones estructurales que justifican la solución elegida e hizo una historia del proyecto que culminó con la aceptación del magnífico puente, en hormigón pretensado, que actualmente se construye y que se espera estará terminado antes de la celebración, en Praga, del próximo Congreso de la F.I.P., en 1970.

VENTAJAS DEL HORMIGON PRETENSADO

El Vicepresidente de la F.I.P., representante del grupo nacional de Estados Unidos, Mr. Ben C. Gerwick Jr., ha tenido la gentileza de remitir a la Secretaría General de la F.I.P. un cierto número de ejemplares de dos hojas de propaganda del hormigón pretensado impresas en colores, preparadas por el Instituto del Hormigón Pretensado (P.C.I.) norteamericano. En ellas se reproducen varios ejemplos muy atractivos de estructuras de hormigón pretensado, que dan idea de las ventajas que este material ofrece. Es de esperar que dando a conocer estas magníficas realizaciones a los arquitectos e ingenieros, se estimulará su interés por las construcciones en hormigón pretensado. Desgraciadamente no existe suficiente número de copias de estas hojas para hacerlas llegar a todos los afiliados. No obstante, a la Secretaría de cada uno de los diferentes grupos nacionales miembros de la F.I.P., se ha enviado una docena de ejemplares de cada una de las dos hojas, y las personas interesadas en conocerlas, pueden dirigirse a dichas Secretarías, las cuales, como ya se ha indicado, disponen de un número muy limitado de ellas para información.

VISITA DEL SECRETARIO GENERAL DE LA F.I.P. AL JAPON

Noviembre de 1967.

En una reciente visita a Tokio, el Secretario general de la F.I.P. celebró reuniones con la Sociedad Japonesa del Hormigón Pretensado, asistió a la "Conferencia Nacional Japonesa sobre Hormigón", en el Hotel Imperial, y fue invitado a una comida por los señores Dr. S. Inomata, Dr. Y. Tawara, Dr. J. Yamada, Dr. M. Nakano y M. Tanaka. El doctor Inomata es el Vicepresidente del grupo japonés, miembro de la F.I.P. Durante estas entrevistas se desarrollaron interesantes conversaciones sobre diversos temas relacionados con la F.I.P. y la técnica del pretensado.

El Dr. K. Muto, Presidente de la "Comisión de la F.I.P. sobre estructuras antisísmicas", se entrevistó también con el Secretario general durante su estancia en Tokio.

notas de la F.I.P.

n. 10, enero-febrero 1968

REUNION DEL COMITE EJECUTIVO DE LA F.I.P.

Celebrada, en Londres, el 13 de diciembre de 1967.

Los miembros del Comité Ejecutivo de la F.I.P. celebraron una reunión, en Londres, el 13 de diciembre, en la sede de la Cement and Concrete Association, bajo la presidencia del Prof. Franco Levi.

Aprovechando esta circunstancia, y según ya es costumbre, se celebraron al mismo tiempo algunas sesiones técnicas. La mayoría de los miembros del Comité Ejecutivo de la F.I.P. tuvieron también ocasión de asistir a las reuniones de las Comisiones de la F.I.P. sobre "Resistencia al fuego" y "Prefabricación" celebradas en, o cerca de, Londres, durante la misma semana.

El Comité Ejecutivo recibió los informes sobre las actividades de las distintas Comisiones de la F.I.P., revisando, asimismo sus programas de trabajo para el futuro. Se sometieron a discusión numerosos temas relativos a la celebración de futuras reuniones. Se prestó una atención especial a la organización de los Simposios sobre "Elementos prefabricados de hormigón pretensado" y "Aceros para pretensado", que tendrán lugar en Madrid, en junio de 1968, estudiándose y decidiéndose finalmente, los sistemas de traducción que serán empleados en dichos Simposios. Por último, fue objeto de discusión el programa de la reunión del Consejo de Administración de la F.I.P., que tendrá lugar en Dresden, en mayo de 1969, como preparación del próximo Congreso de la F.I.P. (Praga, 1970). Se redactó y aprobó una relación de los temas de trabajo, que serán tratados en dicho VI Congreso de la F.I.P.

Dado el extraordinario interés suscitado, no sólo entre los miembros de la F.I.P., sino entre todos los técnicos del mundo por la divulgación de información técnica sobre el pretensado, se discutió sobre las posibilidades de satisfacer esta creciente demanda de información acordándose que, las "Notas de la F.I.P." y el Servicio de Intercambio de Publicaciones de la F.I.P. eran los medios más adecuados para ello, por lo cual, en adelante, se prestará a estos servicios aún una mayor atención.

En el transcurso de la reunión, se proyectó una película del Dr. Janssonius sobre la construcción de puentes para carreteras, en Amsterdam, que fue seguida por todos los asistentes con el mayor interés.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "RESISTENCIA AL FUEGO"

Reunión celebrada en Wesham Springs, Slough, Inglaterra, los días 11 y 12 de diciembre de 1967.

La Comisión de la F.I.P sobre "Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón pretensado" se reunió en el Centro de Investigación de la Cement and Concrete Association, sito en Wexham Springs, Slough, los días 11 y 12 de diciembre bajo la presidencia del Prof. K. Kordina.

Durante la sesión del día 11 se leyeron diversos informes relativos a ensayos realizados y resultados en ellos obtenidos, y se informó sobre las nuevas investigaciones actualmente en curso, en relación con el comportamiento del hormigón y del acero, la influencia de los recubrimientos y los procedimientos para evitar desconchados en el hormigón.

El segundo día se avanzó considerablemente en la revisión de la propuesta de las prescripciones que deben incluirse en las Normas sobre Edificación en relación con la "Capacidad de resistencia al fuego del hormigón pretensado".

Entre los informes recibidos sobre los trabajos últimamente realizados destaca el presentado por Mr. A. Gustaferro (Estados Unidos), en el que se hace un resumen de sus estudios relativos a la importancia del concepto de "recubrimiento medio", en oposición al de "recubrimiento mínimo". Se espera poder publicar esta información en un próximo número de las "Notas de la F.I.P.". También Mr. Gustaferro y Mr. A. F. Milovanov (Rusia) describieron algunos ensayos realizados sobre probetas cúbicas y cilíndricas de hormigón, con carga y sin ella.

Mr. Dumas (Francia), miembro del Comité Ejecutivo, presentó un informe resumido acerca de numerosos ensayos efectuados sobre aceros sometidos a altas temperaturas. La mayor parte de esta información será incluida en el Informe Nacional, preparado por M. Dumas para el Simposio sobre "Aceros para pretensado", que tendrá lugar, en Madrid, en junio de 1968.

Mr. Gustaferro destacó que, en su opinión, el grado de empotramiento es el factor más importante en la determinación de la resistencia al fuego de las estructuras tipo forjado. Cuando se trata de losas simplemente apoyadas, el problema es totalmente distinto que en el caso de las losas que forman parte de un forjado continuo. El aumento de temperatura provoca la dilatación de la losa, y si existe una resistencia a esta expansión, se produce un pretensado inducido. Este es, generalmente, tan fuerte que la ruina se produce, casi siempre, como consecuencia del calor transmitido a través de la losa y no por rotura de la misma.

El trabajo de revisión de las "Normas Prácticas" se encuentra ya tan adelantado que, en la actualidad se piensa redactar una nueva propuesta que, seguramente, al menos en sus bases fundamentales, servirá como Norma definitiva. Se destacó que el espíritu que ha presidido la redacción de estas Normas es tal, que cualquier país podrá introducir en ellas las modificaciones que estime conveniente para ajustarlas a sus necesidades prácticas locales.

El 13 de diciembre, algunos miembros realizaron una visita a la Fire Research Station, en Boreham Wood, aceptando la invitación de su Director Mr. D. I. Lawson. Después de exponer brevemente el programa de investigaciones del Centro, Mr. H. L. Malhotra

informó a los visitantes sobre los trabajos recientemente concluidos para el estudio de la resistencia al fuego de las vigas de hormigón. A continuación, se proyectó una película en la que se exponen, con todo detalle, diversos aspectos de dichos trabajos entre ellos, varias vistas de las vigas durante los ensayos realizados en el interior de un horno. Los miembros de la Comisión de la F. I. P. tuvieron también ocasión de examinar otros equipos de ensayo existentes en el laboratorio e informarse sobre diversos estudios experimentales recientemente realizados sobre resistencia al fuego de estructuras.

Varios de los temas incluidos en el Orden del día han quedado sin tratar, por falta de tiempo, dado el interés suscitado por los diversos asuntos discutidos en la reunión. Mr. Gustaferró invitó a la Comisión a celebrar la próxima en Skokie, Illinois, localidad en la que se encuentra la sede de la Fire Research Section de la Portland Cement Association. En consecuencia, si los miembros de la Comisión no encuentran dificultades para realizar el viaje, dicha próxima reunión tendrá lugar en Skokie y, a petición del Comité Ejecutivo, se celebrará en septiembre u octubre de 1968, a fin de que las "Normas Prácticas" estén terminadas para 1969.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE "PREFABRICACION"

Reunión celebrada el 14 de diciembre de 1967 en las oficinas de la Cement and Concrete Association, en Londres.

En los locales de la Cement and Concrete Association, en Londres, se celebró el 14 de diciembre de 1967, la sexta reunión de la Comisión sobre "Prefabricación". A dicha reunión asistieron, además de los Miembros de la Comisión, varios de los del Comité Ejecutivo y el Profesor Franco Levi, Presidente del mismo.

Fueron objeto de discusión algunos de los problemas que la Comisión tiene planteados actualmente. El Secretario Técnico informó que se habían recibido dos trabajos, muy importantes, procedentes de los representantes de Rusia, que serían distribuidos entre todos los Miembros de la Comisión. En ellos se estudia el hormigón auto-pretensado y el calentamiento eléctrico de las barras de acero de alta resistencia, utilizadas en el pretensado. Dichas comunicaciones fueron presentadas, por primera vez, en la quinta Reunión, celebrada por la Comisión en Estoccolmo. En un próximo número de las "Notas de la F.I.P." se publicará un resumen de ambas.

Mr. Ben C. Gerwick, Jr. (Estados Unidos) aportó algunos datos interesantes sobre los pilotes de más de 30 m de longitud, utilizados en Estados Unidos y Singapur. Describió también otros pilotes de casi 50 m de longitud, hincados enteros y en los que su parte inferior se ha construido utilizando hormigón ligero, para reducir su peso. Estos pilotes tienen especial aplicación en estructuras marítimas. Mr. A. S. G. Bruggeling (Holanda) informó también sobre este tema.

El Profesor K. V. Mikhailov (Rusia) en relación con el problema del tiempo que debe transcurrir antes de iniciar el acuerdo artificial acelerado de las piezas prefabricadas, afirmó que, según sus experiencias en la Unión Soviética, uno de los aspectos más importantes es la influencia que ejerce la modificación de la velocidad de aumento de la temperatura. Manteniendo esta velocidad muy baja en las primeras etapas y aumentándola después, puede reducirse en un 20 % el tiempo total de curado.

En un informe checoslovaco sobre este tema se indica que los mejores resultados se obtienen dejando transcurrir seis horas entre el hormigonado y el comienzo del curado al vapor, aunque se reconoce que este plazo de espera supone un gran inconveniente para las fábricas.

Despertó gran interés la propuesta de Mr. Huyghe (Bélgica) y Mr. Bruggeling referente a la atención que debe prestarse a la filosofía del proyecto de elementos prefabricados. La STUP ha remitido una carta interesándose por esta propuesta y solicitando tomar parte en estos trabajos. Se decidió formar un pequeño subcomité para tratar de concretar y dar forma a dicha propuesta y preparar un cuestionario sobre el tema de la filosofía del proyecto.

El 15 de diciembre, el Presidente Mr. D. H. News acompañó a los miembros del Comité a una visita a las obras de ampliación de la Western Avenue, de Londres, actualmente en construcción. Es una carretera urbana elevada, de 4 km de longitud y está considerada como la más larga, en su clase, de Europa. La planta de prefabricación, ubicada en Paddington, donde se construyen y manejan piezas de hormigón de más de 125 toneladas de peso, atrajo la atención de todos los técnicos que participaron en la visita. Las secciones prefabricadas, que se tensan longitudinal y transversalmente, se unen después para formar 19 tramos de 62 m de longitud.

La próxima reunión de la Comisión se celebrará en Madrid, el 5 de junio de 1968, inmediatamente después del Simposio de la F.I.P. sobre "Elementos Prefabricados de Hormigón Pretensado".

EL VICEPRESIDENTE GENERAL DE LA F.I.P., GALARDONADO POR EL BETON-VEREIN ALEMAN

El Dr. Ir. G. F. Janssonius, Vicepresidente General de la F.I.P, ha recibido el nombramiento de "Miembro Asesor" del Beton-Verein alemán. El Dr. Janssonius es el tercer ingeniero extranjero que recibe tal distinción; los otros dos son: Dr. Y. Saillard, de Francia, y Mr. P. Gooding, de Gran Bretaña. Los miembros del Comité Ejecutivo de la F.I.P. han felicitado, con tal motivo, al Dr. Janssonius.

DISTINCION A INGENIEROS HOLANDESES

El 17 de noviembre de 1967, el Rector y la Junta de Gobierno de la Universidad Tecnológica de Hannover (República Federal Alemana) acordaron premiar a tres ingenieros holandeses, que han intervenido en el cálculo y construcción del puente Oosterchelde, en Holanda. Los tres ingenieros son:

Mr. C. van Leeuwen.

Mr. A. C. Krijn.

Mr. J. H. van Loenen.

La distinción concedida es el Premio Fritz Schumacher, consistente en una medalla de oro, un diploma y una cantidad en metálico.

El profesor Leonhardt, de Stuttgart, entregó la "Laudatio" exponiendo los méritos de los premiados. Mr. van Leeuwen le contestó y dio las gracias en nombre de todos y pronunció una breve conferencia sobre el papel que representa el agua en Holanda, como amigo y como enemigo. Por último, se proyectó una película sobre la construcción del puente de Oosterchelde.

Los miembros del Comité Ejecutivo de la F.I.P. felicitan sinceramente a sus tres colegas holandeses.

INTERCAMBIO DE PUBLICACIONES DE LA F.I.P.

En la reunión del Comité Ejecutivo celebrada, en Londres, el 13 de diciembre, los miembros del Comité expresaron su preocupación por la falta de apoyo de más de la mitad de los Grupos nacionales afiliados a la F.I.P., al programa de intercambio de publicaciones que se tiene establecido.

Es comprensible que algunos grupos pequeños no publiquen ninguna revista técnica propia, pero podrían contribuir eficazmente a la divulgación de información técnica que se tiene organizada entre las distintas naciones, tratando de conseguir 50 copias de los artículos sobre hormigón pretensado publicados en su país y de los cuales, de otra forma, no podrán tener conocimiento los restantes grupos de la F.I.P.

Se acordó solicitar de los Grupos nacionales que todavía no han participado en este programa de intercambio de publicaciones que estudien, con el máximo interés, esta propuesta.

DETALLES DE UNIONES ENTRE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGÓN PRETENSADO Y SEGUNDO INFORME PARCIAL DEL COMITÉ SOBRE "CURADO AL VAPOR A BAJA PRESIÓN"

Durante los últimos meses, el Grupo Australiano del Hormigón Pretensado ha proporcionado copias de sus Boletines Informativos y de dos publicaciones técnicas, para distribuirlos entre los distintos Grupos nacionales afiliados a la F.I.P.

Estas dos publicaciones son:

"Detalles de uniones entre elementos prefabricados de hormigón pretensado", y
"Segundo informe parcial del Comité sobre curado al vapor a baja presión".

Se pueden solicitar copias de ambas dirigiéndose a:

Australian Prestressed Concrete Group.

147-151 Walker Street

North Sydney.

AUSTRALIA

El precio de las mismas es:

"Detalles de uniones entre elementos prefabricados de hormigón pretensado" ... \$ 3,00
Segundo Informe parcial del Comité sobre "Curado al vapor a baja presión" ... \$ 0,50
(Precios en moneda australiana.)

REUNIONES DE LA F.I.P.

En 1968.

- | | |
|--------------------------|---|
| Del 21 al 23 de febrero. | Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Durabilidad", en Milán (Italia). |
| Del 26 al 28 de febrero. | Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para pretensado", en Zurich (u otra ciudad suiza). |
| 31 de mayo y 1 de junio. | Reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones ligeros", en Londres (Inglaterra). |
| 3 y 4 de junio. | Simposio de la F.I.P sobre "Elementos prefabricados de hormigón pretensado", en Madrid (España). |
| 4 y 5 de junio. | Reunión del Comité conjunto RILEM-FIP-CEB encargado de redactar las "Normas para los aceros empleados en hormigón armado y pretensado", en Madrid (España). |
| 5 de junio. | Reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P. y de la Comisión sobre "Prefabricación", en Madrid (España). |
| 6 y 7 de junio. | Simposio de la F.I.P. sobre "Aceros para pretensado", en Madrid (España). |

NOTA NECROLOGICA

Con profundo pesar notificamos el fallecimiento del profesor Wenczeslaw Poniz que, durante muchos años, fue uno de los más valiosos y eficaces miembros del Comité conjunto RILEM-FIP-CEB, encargado de redactar las "Normas para los aceros empleados en hormigón armado y pretensado".

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 194.

FICOP 67. Pabellones de Oficemen y del I.E.T.c.c.; por A. Ruiz Duerto, Dr. arquitecto, y P. Lorenzo, arquitecto.

Estructuras metálicas ligeras. II; por el Dr. H. Beer.

Puentes de la autopista de La Coruña-Madrid; por C. Fernández Casado, Dr. ing. de caminos.

Informes de la Construcción. Núm. 195.

Edificio Vega para oficinas, en Madrid; por M. Fisac, Dr. arquitecto.

Vivienda unifamiliar en Somosaguas, Madrid; por M. Fisac, Dr. arquitecto.

Edificio "Sol"; por A. Lamela, Dr. arquitecto.

Edificio "La Caleta"; por A. Lamela, Dr. arquitecto.

Edificio de los Laboratorios Boehringer Sohn Ingelheim, S.A.E., en San Juan Despí, Barcelona; por F. J. Barba Corsini, Dr. arquitecto.

Cine Victoria, en Hospitalet de Llobregat; por F. J. Barba Corsini, Dr. arquitecto.

Estructuras metálicas ligeras. III; por el Dr. H. Beer.

Puentes de la autopista de Madrid a la Coruña (continuación); por C. Fernández Casado, Dr. ingeniero de caminos.

Informes de la Construcción. Núm. 196.

Quinta Gorrondona, en Caracas; por R. J. Neutra, arquitecto y E. Robles Piquer, arquitecto paisajista.

Escuela de comercio, en Ginebra; por Georges Addor, arquitecto diplomado.

Edificios del Ayuntamiento de Egham (Surrey), Inglaterra; por Denis Clarke Hall and Partners, arquitectos.

Teatro nacional, en Tokio; por Hiroyuki Iwamoto, arquitecto.

Gimnasio doble, en Giessen, Alemania; por Novotny-Mähner, ingeniero diplomado y arquitecto BDA.

Nuevas instalaciones de la North American Aviation, California; por Albert C. Martin and Associates, arquitectos e ingenieros.

Ensanche del puente del Angel Custodio sobre el río Turia, Valencia; por J. Fornés Domenech, Dr. ingeniero de caminos.

Conglomerantes puzolánicos. Propiedades y aplicaciones; por M. de Luxán Baquero, doctor ingeniero de caminos.

Nuevo puente de La Barca sobre el río Ter; por R. Rodríguez Borlado, ingeniero de caminos.

El coeficiente adimensional de robustez en el cálculo de vigas; por R. Escolá, Dr. ingeniero industrial, y O. Serra, Dr. ingeniero de caminos.

Informes de la Construcción. Núm. 197.

Iglesia de L'Arche, en Amsterdam; por P. Zanstra, arquitecto.

Iglesia en Hoorn, Holanda; por Van Oerle-Schrama-Bos, arquitectos.

Iglesia en Neustadt, Alemania Occidental; por Kanmerer and Belz, arquitectos.

Iglesia del Corpus Christi, en Pacific Palisades, California; por Albert C. Martin and Associates, arquitectos e ingenieros.

Capilla en las Tuileries de Grandson, Suiza; por J. Mercier, arquitecto.

La iglesia Bruder Klaus, en Basilea, (Suiza); por Karl Higi, arquitecto SIA, y Emch, Berger and Ochsner, ingenieros.

Iglesia de Santa Catalina, en Sheffield (Inglaterra); por Sir Basil Spence, arquitecto.

Iglesia de Santa María, en Leyland, Lancashire (Inglaterra); por Weightman and Bullen, arquitectos.

Estructuras laminares en España; por Fray Coello de Portugal, arquitecto.

Los acueductos romanos; por C. Fernández Casado, Dr. ingeniero de caminos.

Efectos del árido sobre ciertas propiedades del hormigón de cemento; por S. Popovics.

Los morteros epoxi en la construcción; por M. Fernández Cánovas, ingeniero de armamento y construcción.

II Conferencia internacional de pavimentos flexibles.

Informes de la Construcción. Núm. 198.

Nuevo grupo escolar de Monthey, Valais (Suiza); por A. Bugna, arquitecto; P. Tremblet y B. Deleglise, ingenieros.

Nuevo edificio de la Lincoln Savings, en Los Angeles (California, U.S.A.); por Deasy and Bolling, arquitectos.

Pabellón de Austria en la Feria de Bangkok; por Karl y Eva Mang, arquitectos diplomados, ingenieros.

Teatro municipal de Bonn, Alemania Occidental; por K. Gessler y W. Beck-Erlang, arquitectos.

Pabellón Ikuta en la Universidad de Senshu, Japón; por T. Sato, arquitecto.

Edificio L.G.M., en Madrid (España); por A. Vallejo Acevedo y L. González Cruz, arquitectos.

Documentos de la convención europea de la construcción metálica.

Plataformas para prospecciones petrolíferas en el mar; por André Garnault.

Medidor ultrasónico portátil; por J. M. Tobío Dr. en química industrial.

Nuevo puente colgante sobre el Tigris, en Bagdad; por Steinmann, Boynton, Gronquist y London, ingenieros.

Indices de confort, II; por A. Alamán, Dr. ingeniero industrial.

Informes de la Construcción. Núm. 199.

Viviendas unifamiliares; por F. Cassinello, Dr. arquitecto.

Vivienda unifamiliar, en Holanda; por H. Salomonson, arquitecto.

Dos Chalets, en Suecia; por R. Erskine, arquitecto.

Vivienda unifamiliar, en Buenos Aires; por Jorge L. A. Bonomi, arquitecto.

Dos casitas fin de semana, en la Costa Brava (España); por F. J. Barba Corsini, doctor arquitecto.

Casa Santonja, en Somosaguas, Madrid; por F. Higuera y A. Miró, arquitectos.

Efectos del recubrimiento de los cables sobre el comportamiento de las vigas pretensadas; por Paul H. Kaar y Donald D. Magura, ingenieros.

Revestimientos bituminosos de las obras hidráulicas; por G. Vié, ingeniero de minas.

Muelle terminal en Puerto Tubarão, Brasil; por S. Carlos Bielefeld.

Puente sobre el Boiron de St. Prex, en la autopista Lausana-Ginebra; por René Suter, ingeniero SIA diplomado EPUL.

Informes de la Construcción. Núm. 200.

Eurotel, en Montreux (Suiza); por R. Gonin, arquitecto SIA y R. Suter, ingeniero SIA.

Iglesia, en Jávea (España); por Gracia Ordóñez, arquitecto.

Queen Elizabeth Hall, en Londres (Inglaterra); por H. Bennett, arquitecto.

Biblioteca de libros raros, en Yale (U.S.A.); por Skidmore, Owings and Merrill, arquitectos.

Edificio Municipal, en Glendale (U.S.A.); por Albert C. Martin and Associates, arquitectos e ingenieros.

Embajada de la República Federal Alemana, en Washington (U.S.A.); por E. Eiermann, ingeniero Dr. arquitecto.

Viaducto sobre El Polcevera, en Génova (Italia); por R. Morandi, Prof. ingeniero.

Perforación de túneles de grande y pequeña sección; por G. Vié, ingeniero de minas.

Informes de la Construcción. Núm. 201.

Centro interprofesional, en Ginebra (Suiza); por J. P. Dom y F. Maurice, arquitectos.

Piscina Municipal y Escuela de comercio, en Stuttgart-Feuerbach, Alemania; por M. Lehbruck, arquitecto Dr. ingeniero.

Hotel Sheraton-Maui, en Kaanapali Maui, Hawai (U.S.A.); por Wimberly, Whisenand, Allison and Tong, arquitectos.

Biblioteca provincial de Växjö, Suecia; por E. Uluots, arquitecto SAR.

Edificio de oficinas de la Asociación de Educación del estado de Nebraska, Lincoln (U.S.A.); por Davis and Wilson, arquitectos e ingenieros.

Convento e internado femenino, en Viena (Austria); por G. Peichl, arquitecto diplomado ingeniero.

Museo "Casa de la cultura", en El Havre (Francia); por G. Lagneau, M. Weill, J. Dimitrijevic y R. Audigier, arquitectos.

Pabellón especial en la "ciudad de los ancianos", en Copenhague (Dinamarca); por F. C. Lund y Viggo S. Jrgensen, arquitectos M.A.A.

Planta de llenado de gas butano, en Madrid (España); por J. R. Azpiazu Ordóñez, arquitecto.

Acueducto de Segovia; por C. Fernández Casado, Dr. ingeniero de caminos.

Informes de la Construcción. Núm. 202.

Inauguración de la nueva losa de ensayos del Instituto Eduardo Torroja.

Edificio de la O.M.S., en Ginebra (Suiza); por J. Tschumi y P. Bonnard, arquitectos.

Biblioteca, en Reno (U.S.A.); por R. E. Alexander y asociados, arquitectos.

Vivienda y estudio, en Drottningholm, Suecia; por R. Erskine, arquitecto.

Iglesia evangélica, en Mannheim-Rheinau (Alemania); por H. Striffler, arquitecto diplomado ingeniero.

Edificio Philips Ibérica, S. A., en Madrid (España), por M. García Benito, Dr. arquitecto.

Cálculo hidráulico en conductos de hormigón. Análisis del factor de rugosidad; por J. H. Ferrero.

Nueva nave de ensayos mecánicos en el Instituto Eduardo Torroja; por G. Echeagaray Comba, Dr. arquitecto, y A. García Meseguer, Dr. ingeniero de caminos.

Materiales de Construcción. Ultimos avances. Núm. 129.

Experiencias sobre automatización de hornos rotatorios con intercambiadores de calor en suspensión gaseosa; por W. Gortz.

Composición química y mineralógica del polvo de los hornos de cemento; por S. Sprung, Dr. ingeniero.

Determinación cualitativa de los elementos constitutivos de los conglomerantes hidráulicos por fluorescencia de rayos X; por J. L. Sagera, Lcdo. en ciencias químicas.

La influencia de las variaciones de estructura en la fase vítrea del clínker de cemento portland blanco sobre su contenido en blanco; por I. F. Ponomarew, A. N. Gratschjan y A. P. Kalaschnikow.

Influencia de la revibración sobre las propiedades de la pasta de cemento endurecida y de los hormigones; por C. Avram, Prof. ingeniero; N. Voina y O. Mirsu, Drs. ingenieros.

Tratamientos térmicos del hormigón; por J. Calleja, Dr. en ciencias químicas.

Materiales de Construcción. Ultimos avances. Núm. 130.

Desarrollo y experiencias con blindajes de caucho en molinos de bolas, tubulares, de guijarros o de barras; por F. Mohr Kassel, diplomado ingeniero.

Influencia de la revibración sobre las propiedades de la pasta de cemento endurecida y de los hormigones; por C. Avram, Prof. ingeniero; N. Voina y O. Mirsu, Drs. ingenieros.

Tratamientos térmicos del hormigón, II; por J. Calleja, Dr. en ciencias químicas.

Formación de sales eflorescentes durante la cocción; por E. Schmidt.

Esmaltados vítreos; por J. G. Kennedy.

Importante progreso en la fabricación de vidrio plano.

Materiales de Construcción. Ultimos avances. Núm. 131.

Regularidades en la influencia ejercida por los agentes mineralizadores sobre el proceso de fabricación del clínker de cemento portland blanco; por I. F. Ponomarew, A. N. Gratschjan y A. P. Subechin.

Cómo determinar la carga correcta de elementos de molienda para conseguir la máxima producción; por R. C. Jenness.

Análisis automático en la industria del cemento por espectrometría de rayos X y calculador asociado; por M. von Euw.

Construcción y posibilidades de utilización del aparato automático de determinación de carbonatos, sistema Holderbank; por W. Haegele.

Contribución al estudio microscópico de la estructura del clínker de cemento portland, I; por J. Calleja, Dr. en ciencias químicas, y J. M. Fernández París, ingeniero técnico químico.

Dosificación de hormigones; por E. Herrero Núñez, Lcdo. en ciencias físicas.

Adhesivos; por J. G. Kennedy.

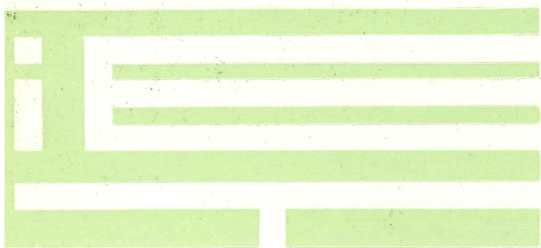
Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con las tarifas siguientes de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Materiales de Construcción Ultimos Avances (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Pesetas	\$	Pesetas	\$
Suscriptor	500	10.00	300	6
Socio adherido (2)	—	—	250	5
Número suelto	60	1.80	100	2
Número extraordinario	75	2.25	(variable)	—
Número 137, extraordinario doble	150	3.00	—	—

(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 o 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**